



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE

ESCUELA DE INGENIERIA

# **EFFECTO DE LA RIGIDEZ DE LAS LOSAS EN EL DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO**

**JAVIER EISSMANN PEÑA**

Tesis para optar al grado de

Magister en Ciencias de la Ingeniería

Profesor Supervisor:

**MATÍAS HUBE GINESTAR**

Santiago de Chile, (enero, 2024)



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE

ESCUELA DE INGENIERIA

# EFECTO DE LA RIGIDEZ DE LAS LOSAS EN EL DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO

JAVIER EISSMANN PEÑA

Tesis presentada a la Comisión integrada por los profesores:

**MATÍAS HUBE GINESTAR**

DocuSigned by:

*Matias Hube Ginestar*

E046857333144C1...

**DIEGO LÓPEZ-GARCÍA**

DocuSigned by:

*Diego López-García*

922EA918540F456...

**ARTURO CORTÉS RIVAS**

DocuSigned by:

*Arturo Cortés Rivas*

805A36D5779F4F9...

**CLAUDIA DEL CARMEN PRIETO VASQUEZ**

DocuSigned by:

*Claudia Prieto*

BA151216292F471...

Para completar las exigencias del grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería

Santiago de Chile, (enero, 2024)

A mi abuelo Hiram, que me entregó su  
pasión por la Ingeniería, y que estará  
siempre conmigo

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a mi profesor guía, Matías Hube, por su dedicación, ayuda, paciencia y orientación en el desarrollo de esta tesis. Estoy profundamente agradecido por compartirme sus conocimientos y guiarme a lo largo de este proceso, además de brindarme su tiempo para poder avanzar y finalizar este documento.

Agradecimientos a los profesores del departamento Hernán Santa María, Diego López-García, Tomás Zegard, José Almazán y Rodrigo Jordán por la gran formación que me entregaron a lo largo de la carrera y especialmente por su apoyo y flexibilidad para cumplir con las exigencias de los diferentes cursos según mis necesidades deportivas.

A Lilibeth Ramos y Mauricio Ferj, por su aporte en el desarrollo de esta tesis a través de sus recomendaciones e investigaciones previas, que sentaron las bases de este documento.

Agradecimientos especiales a Arturo Cortés, por compartir sus conocimientos desde la experiencia profesional, su excelente disposición para responder dudas y aportar con mejoras al desarrollo de mi investigación.

A mis amigos y compañeros de carrera Josefina De Pablo y Sebastián Orellana, ya que sin ellos no hubiese sido posible llegar hasta aquí, por su amistad incondicional y sus aportes a lo largo de toda la carrera.

Finalmente, agradecer a mi familia y amigos por su apoyo en este largo proceso, especialmente a mi madre Jimena y a mi abuela Carmen por estar siempre conmigo y apoyarme en cada paso, y a Los Cóndores por entenderme y brindarme la alegría más grande de mi vida en medio de este lindo proceso.

Esta tesis contó con financiamiento del proyecto Fondecyt N°1211823. Adicionalmente, contó con apoyo del Centro de Innovación del Hormigón UC y del Centro de Investigación para la Gestión Integrada del Riesgo de Desastres ANID/FONDAP/1522A0005.

## INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA.....	ii
1. AGRADECIMIENTOS.....	iii
2. INDICE DE TABLAS.....	vii
3. INDICE DE FIGURAS.....	ix
4. RESUMEN.....	xiii
5. ABSTRACT.....	xiv
1. Introducción.....	1
1.1. Antecedentes.....	1
1.2. Hipótesis.....	3
1.3. Objetivos.....	3
1.4. Metodología y organización de la tesis.....	4
2. Estado del arte.....	5
2.1. Desempeño sísmico de edificios de HA tras los terremotos en Chile de 1985 y 2010.....	5
2.2. Simulaciones numéricas de edificios de hormigón armado.....	6

2.3. Efecto de acople a través de las losas en muros de edificios de hormigón armado .....	11
3. Casos de estudio.....	17
3.1. Edificios de Estudio .....	17
3.2. Casos Considerados.....	19
3.3. Modelos de Elementos Finitos .....	20
3.4. Propiedades dinámicas .....	23
3.5. Corte Basal .....	25
3.6. Desplazamientos.....	28
3.7. Esfuerzos .....	33
4. Diseño .....	41
4.1. Principios de diseño y consideraciones .....	41
4.2. Diseño a flexocompresión y EEB .....	43
4.3. Diseño a cortante.....	51
5. Analisis no lineal .....	55
5.1. Modelación.....	55
5.2. Muros experimentales .....	59
5.3. Respuesta global.....	68
5.4. Respuesta local en los muros .....	74

6.	Conclusiones.....	80
7.	Bibliografía.....	87
8.	Anexos.....	91

## INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 3-1: Casos considerados.....	20
Tabla 3-2: Características dinámicas de los nueve modelos considerados en la dirección transversal .....	23
Tabla 3-3: Corte basal y factores de reducción de los 18 casos de estudio .....	26
Tabla 3-4: Desplazamiento ultimo de techo normativo ( $\delta_u$ ) y desplazamiento ultimo normalizado por la altura (H).....	29
Tabla 3-5: Combinaciones de carga NCh3171 of. 2017 .....	38
Tabla 3-6: Esfuerzos axiales últimos en el primer piso del muro T.....	38
Tabla 3-7: Esfuerzos últimos de corte y momento en el primer piso del muro T.....	39
Tabla 4-1: Detalle de la armadura flexural de los muros T para los 18 casos de estudio .....	47
Tabla 4-2: Resumen de los parámetros utilizados en el cálculo de la fuerza cortante de diseño .....	52
Tabla 4-3: Armadura a cortante dispuesta para los 18 casos de estudio .....	53
Tabla 5-1: Modificadores de rigidez utilizados para elementos lineales del modelo. ....	58
Tabla 5-2: Fibras asignadas en ETABS para el elemento <i>Shell</i> inferior del muro WSH6 .....	62

Tabla 5-3: Parámetros constitutivos considerados para hormigón confinado, hormigón no confinado y acero en el muro WSH6 .....	63
Tabla 5-4: Fibras asignadas en ETABS para el muro TW2 (alma) .....	65
Tabla 5-5: Fibras asignadas en ETABS para el muro TW2 (alas).....	66
Tabla 5-6: Parámetros constitutivos considerados para hormigón confinado, hormigón no confinado y acero en el muro TW2.....	66
Tabla 5-7: Resistencia máxima, factor de sobre resistencia $\Omega_0$ , capacidad de deformación $\delta_{falla}$ y capacidad de deformación con relación al $\delta_u$ normativo.....	73

## INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 2-1: Resultados analíticos y experimentales de a) RW2 y b) TW2 de Dursun (2018).....	8
Figura 2-2: Resultados analíticos y experimentales para 8 muros rectangulares por diferentes métodos de modelación (de Pozo et al., 2020).....	10
Figura 2-3: Resultados de corte basal normalizado del análisis estático no lineal para el modelo NLS1, Ramos y Hube (2021).....	12
Figura 2-4: Resultados del análisis estático no lineal de NLS1, NLS2 y NLS3 (Ramos y Hube, 2020).....	13
Figura 2-5: Resultados del análisis estático no lineal de LS100, LS40, LS25 y NLS1. Efecto de la rigidez en el desempeño sísmico de edificios de HA.....	14
Figura 2-6: Vista en planta de los cuatro edificios de estudio: a) Edificio B1, b) Edificio B2, c) Edificio B3 y d) Edificio B4, con sus dimensiones en metros (Cando y Hube ,2020) .....	15
Figura 2-7: Relaciones fuerza-desplazamiento para los 4 edificios de estudio, de (Cando y Hube, 2020).....	16
Figura 3-1: Vista en planta de edificio de estudio de 16 (con muros de 30 cm).....	18
Figura 3-2: Modelo ETABS para edificio de 16 pisos: a) Vista 3D; b) Elevación dirección Y.....	22
Figura 3-3: Perfil vertical de corte de diseño $V/W$ [%] para los 18 casos.....	28
Figura 3-4: Máxima deriva de entrepiso para los 18 casos de estudio.....	31

Figura 3-5: Desplazamiento lateral máximo ( $\delta$ ) normalizado por la altura (H) del edificio para los 18 casos de estudio .....	32
Figura 3-6: Fuerza axial (P) sísmica máxima en la altura del muro T de los 18 casos de estudio. ....	34
Figura 3-7: Corte (V) sísmico máximo en la altura del muro T de los 18 casos de estudio. ....	35
Figura 3-8: Momento flector (M) sísmico máximo en la altura del muro T de los 18 casos de estudio.....	37
Figura 4-1: Localización de refuerzo longitudinal requerido por el apartado 18.10.2.4 en diferentes configuraciones de sección del muro (INN, 2023).....	44
Figura 4-2: Detalle de refuerzo de la cabeza del alma de muro T para los casos de estudio del edificio de 16 pisos en zona sísmica 2 a)16-M100-C2, b) 16-M025-C2 y c) 16-M010-C2.....	46
Figura 4-3: Diagrama de interacción de muros para los casos de estudio de edificio de 16 pisos y zona sísmica 2 y 3 a)16-M100-C2, b)16-M025-C2, c)16-M010-C2, d) 16-M100-C3, e) 16-M025-C3 y f) 16-M010-C3.....	48
Figura 5-1: Relación entre esfuerzos de confinamiento en direcciones perpendiculares (de Moehle, 2015) .....	56
Figura 5-2: Muro en el cual se definen las fibras en ETABS, con sus ejes M2 y M3. ....	58
Figura 5-3: Dirección de la fuerza lateral aplicada (en rojo) con relación al alma de los muros.....	60
Figura 5-4: Detalles del muro WSH6, desde Dazio et al. (2009) (dimensiones en mm), .....	60

Figura 5-5: Modelo ETABS del muro experimental WSH6 de Dazio et al. (2009) a) Vista 3D; b) Elevación dirección Y. ....	61
Figura 5-6: Comparación de la respuesta analítica y experimental del muro WSH6. ....	63
Figura 5-7: Detalles del muro experimental TW2 (dimensiones en pulgadas) de Thomsen y Wallace (1995).....	64
Figura 5-8: Modelo ETABS del muro experimental TW2 de Thomsen y Wallace 1995. a) Vista 3D; b) Elevación dirección Y .....	65
Figura 5-9: Comparación de la respuesta analítica y experimental del muro TW2.....	68
Figura 5-10: Esquema de la planta simplificada de los casos de estudio.....	69
Figura 5-11: Esfuerzo de corte basal en relación con el desplazamiento de techo para los casos analizados. ....	72
Figura 5-12: Esfuerzo de corte local en los muros T en relación con el desplazamiento de techo para los casos analizados. ....	76
Figura 5-13: Razón de carga axial (ALR) en los muros T en relación con el desplazamiento de techo para los casos analizados. ....	78
Figura 5-14: Momento flector en los muros T en relación con el desplazamiento de techo para los casos analizados.....	79
Figura 8-1: Figura R.18.6.4.A, de prNCh430 (INN, 2023) .....	91
Figura 8-2: Diagrama de interacción de muros a)10-M100-C2, b)10-M025-C2, c)10-M010-C2, d) 10-M100-C3, e) 10-M025-C3 y f) 10-M010-C3 .....	92
Figura 8-3: Diagrama de interacción de muros a)22-M100-C2, b)22-M025-C2, c)22-M010-C2, d) 22-M100-C3 .....	93



## **RESUMEN**

En Chile, al momento de modelar edificios de hormigón armado cuya estructuración se basa en muros y losas de hormigón armado, una práctica común es considerar una rigidez a flexión reducida en las losas. Sin embargo, esta práctica no está normada, y el supuesto respecto a la rigidez a flexión de las losas de edificios de hormigón armado queda a criterio de cada ingeniero. Estudios recientes han demostrado que los supuestos de rigidez de las losas generan cambios relevantes en los esfuerzos sísmicos obtenidos en los muros. El objetivo general de esta investigación es evaluar el efecto del supuesto de rigidez de las losas en el diseño sísmico de edificios de muros de hormigón armado. Para esto se estudian tres edificios con la misma planta de 10, 16 y 22 pisos. En primer lugar, se realizan modelos de elementos finitos de los edificios considerando un 100%, 25% y 10% de la rigidez flexural en las losas. En segundo lugar, se comparan las propiedades dinámicas y la respuesta sísmica de los edificios bajo las diferentes consideraciones de modelación de las losas. En tercer lugar, se diseñan los muros según la norma propuesta prNCh430 y se compara la armadura utilizada en los muros. Finalmente, se evalúa el desempeño sísmico de los edificios diseñados a través de un análisis estático no lineal utilizando los modelos con las distintas rigideces consideradas en las losas. Los resultados de esta tesis demuestran que el supuesto de rigidez en las losas tiene efectos en el diseño y desempeño sísmico de edificios de hormigón armado. En el caso de los edificios de 10 pisos, los resultados no muestran una relación directa entre el supuesto de rigidez considerado para las losas y el diseño y desempeño sísmico del edificio. En los casos de 16 y 22 pisos, la disminución de la rigidez considerada en las losas en los modelos implica la necesidad de mayor confinamiento y en algunos casos de mayor armadura longitudinal. Al requerir mayor confinamiento, las estructuras presentan un mejor desempeño sísmico.

Palabras Claves: Hormigón Armado; Muros; Muros T; Losas; Acople; Rigidez flexural; Respuesta sísmica; Desempeño sísmico; Análisis No Lineal; ETABS

## **ABSTRACT**

In Chile, when modeling reinforced concrete buildings with a structural system based on walls and slabs, it is a common practice to assume reduced flexural stiffness in the slabs. However, this practice is not standardized, and the assumption regarding the flexural stiffness of the slabs is left to the discretion of each engineer. Recent studies have shown that these assumptions about slab stiffness can lead to significant changes in seismic forces obtained in the walls. The general objective of this research is to evaluate the effect of the assumed slab stiffness on the seismic design of reinforced concrete wall buildings. To achieve this, three buildings with the same floor plan and 10, 16, and 22 stories are studied. Firstly, finite element models of the buildings are created, considering 100%, 25%, and 10% of flexural stiffness in the slabs. Secondly, the dynamic properties and seismic response of the buildings are compared under different assumptions about slab modeling. Thirdly, the walls are designed according to the proposed standard prNCh430, and the reinforcement used in the walls is compared. Finally, the seismic performance of the designed buildings is evaluated through a nonlinear static analysis using models with different slab stiffness considerations. The results of this thesis demonstrate that the assumed slab stiffness has effects on the design and seismic performance of reinforced concrete buildings. In the case of 10-story buildings, the results do not show a direct relationship between the assumed slab stiffness and the design and seismic performance of the building. In the cases of 16 and 22 stories, the reduction of the assumed slab stiffness in the models implies the need for greater confinement and, in some cases, additional longitudinal reinforcement. Requiring greater confinement results in better seismic performance of the structures.

**Keywords:** Reinforced Concrete; Walls; T Walls; Slabs; Coupling effect; Flexural Stiffness; Seismic response; Seismic performance; Nonlinear analysis; ETABS



## 1. INTRODUCCIÓN

Los edificios residenciales sobre cuatro pisos en Chile son predominantemente de Hormigón Armado (HA) y utilizan sistemas de muros estructurales con el fin de resistir las cargas laterales (Massone et al., 2012; Santa María et al., 2017). Estos edificios residenciales tienen una configuración en planta tipo fishbone (Jünemann et al., 2015), la cual consiste en un pasillo central, ubicado en la dirección larga del edificio y compuesto por muros longitudinales, y muros transversales que dividen espacios de departamentos. Los muros de estos edificios tienen típicamente secciones no rectangulares (C, T y L). Los edificios en Chile se diseñan utilizando la norma NCh433 mod. 2009 (INN, 2009) de Diseño Sísmico de Edificios con las modificaciones establecidas en el DS61 (Diario Oficial, 2011), y la norma NCh430 de hormigón armado - requisitos de diseño y cálculo (INN, 2009), con las modificaciones establecidas en el DS60 del año (Diario Oficial, 2011). Estas modificaciones establecidas por el DS60 están basadas en su gran mayoría en el ACI318-08. Actualmente se encuentra en discusión una propuesta de actualización de la norma NCh430 (INN, 2009), basada en el ACI318-19, la propuesta de norma prNCh430 (INN, 2023).

### 1.1. Antecedentes

Estudios recientes han demostrado que los supuestos de modelación respecto a la rigidez flexural de las losas generan cambios relevantes en los esfuerzos sísmicos que se obtienen en los muros de edificios de hormigón armado. En esta línea, Ramos y Hube (2021) evaluaron el efecto de acople generado por las losas entre muros en edificios de HA. En este estudio, los autores compararon la respuesta al modelar el mismo edificio con losas lineales considerando un 100%, 25% y 10% de rigidez flexural en las losas, y un modelo con losas con comportamiento no lineal. El artículo de Ramos y Hube (2021) concluye que la fuerza sísmica axial de los muros aumenta al aumentar la rigidez de las losas, pero no profundiza sobre los efectos del supuesto de rigidez en las losas en el diseño de la estructura. Ugalde et al. (2019) evaluaron la capacidad sísmica de edificaciones de gran altura usando modelos no lineales. Para esto, los autores modelaron dos edificios chilenos de HA de 17 y 26 pisos y los sometieron a un análisis estático no lineal y a un análisis tiempo-historia. Además,

comprobaron la influencia de diferentes supuestos de modelación a través de la generación de 10 modelos diferentes para cada edificio, variando diferentes supuestos de modelación como la incorporación de losas de inercia reducida o únicamente diafragmas rígidos, entre otros supuestos. De esta manera, los autores obtuvieron resultados que evidencian un efecto considerable al considerar un 25% de rigidez flexural en las losas, en comparación a un 0% (considerando únicamente diafragmas rígidos). Chacón et al. (2017), evaluó la influencia de diferentes supuestos de modelación en la respuesta sísmica de seis edificios de oficinas de HA chilenos. En su investigación, los autores comprobaron la influencia de la rigidez de los diafragmas de piso considerados, entre otros supuestos. De esta manera, obtuvieron resultados que comprueban que el supuesto de rigidez en los diafragmas de edificios de oficinas chilenos de HA es una fuente relevante de incertidumbre epistémica. Las variaciones en la rigidez del diafragma para los primeros cuatro períodos de los edificios estudiados pueden variar hasta un 27% con relación al modelo de referencia. Además, el supuesto de rigidez en el plano del diafragma generó una gran variación en los esfuerzos de corte en los muros del núcleo de los edificios analizados. En pisos superiores, el efecto de la rigidez a flexión del diafragma se vuelve más importante que el efecto de la rigidez en el plano para los esfuerzos de corte. En base a los resultados obtenidos, Chacón et al. (2017) recomiendan considerar la rigidez en el plano de los diafragmas. Por otro lado, Lee et al. (2002) evaluaron la eficiencia computacional del análisis sísmico de edificios de muros de HA al considerar diferentes criterios en la modelación de las losas. De esta manera, obtuvieron resultados que evidencian un efecto significativo del supuesto de la rigidez flexural adoptado en las losas, especialmente en edificios de gran altura. Lee et al. (2002) exponen que, al modelar con diafragmas rígidos, sin considerar la rigidez flexural de las losas, los desplazamientos podrían ser significativamente sobreestimados, y recomiendan que la rigidez flexural de las losas sea incluida en el análisis sísmico de edificios de HA. Respecto a los valores de la rigidez flexural, se muestra un aumento de los periodos y desplazamientos de la estructura al disminuir la rigidez en las losas. En esta línea, Lee et al. recomiendan la realización de estudios que sugieran valores apropiados de rigidez en las losas, y la eventual consideración de rigidez flexural fuera del plano en muros.

En Chile, es una práctica común en oficinas de ingeniería considerar una rigidez a flexión en las losas inferior al 100% al momento de modelar los edificios. Esta disminución de la rigidez a flexión fuera del plano se fundamenta en que, durante un sismo, las losas de baja luz (zonas de vanos de puertas y pasillos) presentan mayor rigidez que el resto de las losas, por lo que inducen un mayor acoplamiento de los muros adyacentes. Este acoplamiento, genera una alta demanda de esfuerzos en esas losas y por lo tanto hace incurrir a estos elementos en rango no lineal, presentando degradación de rigidez. Por lo tanto, en la práctica chilena, se intenta capturar este efecto de degradación de rigidez modelando las losas de manera elástica, pero con una rigidez flexural reducida. Sin embargo, el supuesto de modelación de las losas no está normado y, por lo tanto, el supuesto de rigidez a flexión en las losas de edificios de hormigón armado queda a criterio de cada ingeniero.

## **1.2. Hipótesis**

La hipótesis de esta tesis es que el supuesto de rigidez a flexión considerado en las losas de edificios de hormigón armado tiene un efecto significativo en: (1) las propiedades dinámicas del edificio, (2) en el diseño del refuerzo requerido en los muros y (3) en el desempeño sísmico del edificio.

## **1.3. Objetivos**

El objetivo general de esta tesis es evaluar el efecto del supuesto de rigidez de las losas en el diseño sísmico de edificios de muros de hormigón armado. Los objetivos específicos son: 1) modelar tres edificios residenciales chilenos con distinto número de pisos y asumiendo diferentes rigideces flexurales de losa, 2) comparar las propiedades dinámicas y la respuesta sísmica de los modelos de los edificios con diferentes rigideces en las losas de hormigón armado, 3) diseñar los muros de los edificios según la propuesta de norma chilena prNCh430 (INN, 2023) e identificar el impacto del supuesto de rigidez de las losas en la armadura utilizada en los muros, y 4) evaluar el desempeño de los edificios utilizando un análisis estático no lineal.

#### **1.4. Metodología y organización de la tesis**

Para cumplir los objetivos planteados, en esta tesis se estudian tres edificios con la misma planta, de 10, 16 y 22 pisos sin subterráneos. En primer lugar, se realizan modelos de elementos finitos en el programa comercial ETABS considerando 100%, 25% y 10% de la rigidez flexural en las losas. En segundo lugar, se comparan las propiedades dinámicas y la respuesta sísmica de los edificios modelados con distinta rigidez de la losa. Específicamente, se compara el periodo, la relación H/T, el corte basal, los desplazamientos y los esfuerzos en los muros T. Para esta comparación se utilizan gráficos que muestran las diferencias en la altura de los edificios con las distintas rigideces consideradas en las losas. Los cambios observados en el comportamiento se evalúan de manera porcentual. En tercer lugar, se diseñan y comparan los muros según la norma propuesta prNCh430 (INN, 2023) utilizando planillas de diagrama de interacción y planillas que incorporan los diferentes puntos de la normativa referente al diseño de muros sísmicos. Finalmente, en cuarto lugar, se evalúa el desempeño sísmico de los edificios obtenido mediante un análisis estático no lineal (*Pushover*). Esta evaluación se realiza comparando la respuesta global de la estructura y la respuesta local de los muros.

## 2. ESTADO DEL ARTE

Este capítulo presenta una recopilación bibliográfica de diversas investigaciones relevantes para el desarrollo de esta tesis. En primer lugar, el capítulo presenta diferentes características de las edificaciones de hormigón armado en Chile y su desempeño sísmico tras los terremotos de 1985 y 2010. En segundo lugar, el capítulo resume varios tipos de simulaciones numéricas de muros y de edificios de hormigón armado y resume las limitaciones de las consideraciones que utilizan estas simulaciones. En tercer lugar, el capítulo aborda el estado del arte acerca del efecto de acoplamiento sísmico que se genera a través de las losas entre muros en edificios de hormigón armado. Finalmente, el capítulo detalla el efecto de la rigidez de las losas en el desempeño sísmico de edificios de hormigón armado.

### 2.1. Desempeño sísmico de edificios de HA tras los terremotos en Chile de 1985 y 2010

El comportamiento de los edificios hormigón armado (HA) ha sido ampliamente analizado en diferentes investigaciones. Tras los terremotos de Chile en Valparaíso, 1985 y el Maule, 2010, una cantidad significativa de estudios han demostrado que los edificios chilenos de HA han presentado un buen desempeño en términos de seguridad estructural ante sismos de gran magnitud.

Durante el terremoto de Valparaíso ( $M_w=8.0$ ), más de 400 edificios de HA se encontraban en el área afectada por el terremoto, de los cuales solo el 3% sufrió daños severos (Wood et al., 1991). La densidad de muros en 1985 era de aproximadamente 6% en cada una de sus direcciones (Ridell, 1992). Este porcentaje se explica debido a las normas vigentes de la época, la NCh429 of.1957 (INN, 1957) y la NCh430 of.1961 (INN, 1961). Lo anterior, hace pensar que una de las razones del buen comportamiento de las edificaciones de HA de esa época se basaba en esta alta densidad de muros que provee una alta rigidez lateral a las estructuras

Durante el sismo del Maule ( $M_w=8.8$ ), una cantidad significativamente mayor de edificios a 1985 se encontraba en la zona afectada. Entre 1985 y 2010 se emitieron 1.939 permisos de edificación para edificios de HA de más de 9 pisos en Chile, los cuales se ubican en su mayoría en la zona central (Massone, 2012). Sin embargo, en el terremoto de 2010 menos del 2% de los nuevos edificios de más de 9 pisos de HA sufrió daños severos (Wallace, 2012), a pesar de que la densidad de muros era aproximadamente 3% según los datos documentados por Massone et al. (2012) y Jünemann et al. (2015). Diferentes estudios se enfocan en describir las posibles causas del daño en las edificaciones a raíz del sismo de 2010. Wallace et al. (2012) describen diferentes aspectos críticos presentes en los edificios dañados luego del terremoto del Maule, entre los cuales se encuentran la falta de confinamiento en elementos de borde, secciones de muro irregulares y altos niveles de carga axial en los muros. Westenenk et al. (2013) describen a su vez otros aspectos críticos como las irregularidades verticales en las estructuraciones de estas edificaciones. Otro aspecto crítico señalado es la presencia de muros y edificios más esbeltos. En efecto, en 1996 en Chile se adopta la normativa NCh433 Of.96, basada en el ACI 318-95 (ACI, 1995) pero con menores requerimientos respecto al refuerzo transversal en los elementos especiales de borde, debido al buen comportamiento de las edificaciones en el terremoto de 1985. Estos nuevos requerimientos se traducen en un aumento en los esfuerzos sísmicos inducidos en estas estructuras, especialmente en los esfuerzos de carga axial y momentos. Este aumento de solicitaciones indujo fallas asociadas al aplastamiento del hormigón y pandeo de las barras en la punta de los muros (Jünemann et al., 2016).

## **2.2. Simulaciones numéricas de edificios de hormigón armado**

La modelación de muros de hormigón armado ha sido ampliamente estudiada en diversas investigaciones. Dichas investigaciones han utilizado diferentes consideraciones sobre la implementación de estos elementos en sus modelos. Algunas alternativas de modelamiento de muros de HA son el Multiple Vertical Line Element Model con interacción flexión-corte (SFI-MVLEM) y sin interacción flexión-corte (MVLEM), estos modelos fueron propuestos por Orakcal y Wallace (2006). Otros modelos consideran plasticidad distribuida con fibras

(Vásquez et al., 2016), plasticidad concentrada (Kolozvari et al., 2018 y Pozo et al., 2020) y modelos continuos de elementos finitos (Kolozvari et al., 2018).

En los modelos propuestos mediante el uso de fibras, la sección transversal de los muros se discretiza utilizando una serie de fibras de hormigón y de acero de refuerzo. A esta serie de elementos de fibras, se les define una constitutiva, en donde en función de su deformación se obtiene el nivel de esfuerzos de cada una de las fibras, logrando capturar su rango elástico e inelástico. De esta manera, los modelos de fibras permiten estimar adecuadamente la respuesta global de las paredes estructurales controladas por flexión, sin embargo, tienen dificultad para estimar la respuesta local en los muros (rotación y deformación), principalmente debido a que se trata de modelos simplificados (utilizan los supuestos de viga de Bernoulli, es decir, secciones planas permanecen planas, desprecian interacción flexión-corte, consideran el esfuerzo de corte constante en los muros, etc.) (PEER y ATC72-1, 2010). A pesar de esta limitación, los datos obtenidos que utilizan modelos de fibras permiten obtener resultados satisfactorios considerando la simplificación y el costo computacional empleados (PEER y ATC72-1, 2010). Respecto a la implementación computacional de los modelos de fibras, los resultados obtenidos al utilizar softwares comerciales no son tan robustos como los resultados obtenidos al utilizar programas orientados a la investigación como Opensees (OpenSees, 2000), pero permiten obtener resultados razonables (PEER y ATC72-1, 2010).

La Figura 2-1, muestra los resultados del análisis cíclico no lineal realizado por Dursun (2018) para el muro rectangular RW2 y el muro TW2 de sección T (Thomsen y Wallace, 1995). En la misma figura, se compara la respuesta de Dursun versus un modelo de fibras en Perform 3D (CSI, 2016), la respuesta analítica con un modelo continuo de elementos finitos en DIANA (TNO DIANA, 2017) y la respuesta del ensayo experimental. Los resultados obtenidos con el método de elementos finitos (modelo en DIANA) presentan una mejor predicción de los resultados de los ensayos experimentales, con excepción de la degradación de la rigidez debido a que las modelaciones realizadas no consideran el pandeo de las barras de refuerzo. Por otro lado, los resultados del modelo de fibras muestran un comportamiento similar a los ensayos experimentales, pero con menor precisión que los

resultados obtenidos con DIANA. En el caso de los resultados de las simulaciones del muro RW2, el modelo de fibras sobreestima la rigidez inicial de los muros, y predice mayor *pinching* que el observado en el ensayo. En el caso de los resultados de las simulaciones del muro TW2, el análisis por el método de fibras sobreestima la resistencia de los muros en ambas direcciones. Se observa que cuando el ala está en compresión, los resultados son similares a los ensayos experimentales, pero cuando el ala está en tracción, el modelo de fibras sobreestima la capacidad del muro en más de 30%. Este comportamiento se debe a diferentes factores, incluyendo grandes variaciones en las deformaciones en la unión ala-alma (PEER y ATC72-1, 2010) y a la dificultad que presentan los modelos de fibras para capturar el daño localizado y la degradación del acero en la punta del muro, según indican Deierlein et al. (2010).

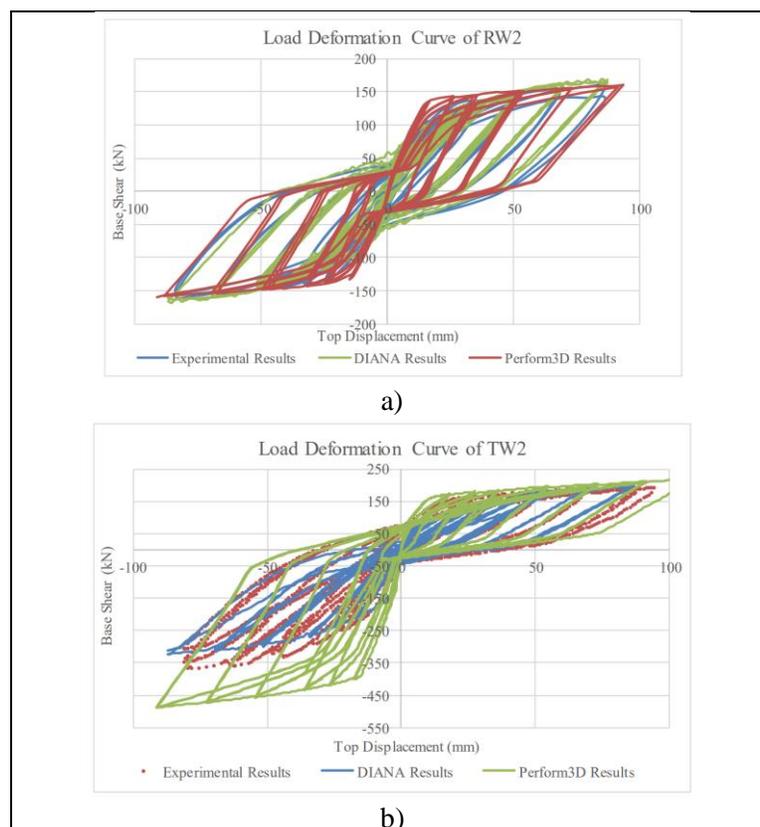


Figura 2-1: Resultados analíticos y experimentales de a) RW2 y b) TW2 de Dursun (2018).

Pozo et al. (2020) evaluaron las capacidades de diferentes tipos de modelos para simular el comportamiento de muros rectangulares. En su estudio, Pozo et al., realizaron análisis no lineales cíclicos numéricos para ocho muros rectangulares experimentales. Los ensayos numéricos fueron realizados con modelos de fibras (Perform-3D, 2016), SFI-MVLEM (OpenSees, 2017), MVLEM (OpenSees, 2017) y método del puntal tensor (BTM) (OpenSees, 2017). La Figura 2-2 muestra los resultados obtenidos por Pozo et al. De esta manera, los autores obtuvieron resultados que comprueban la pertinencia de los modelos en Perform-3D y MVLEM para el modelamiento de muros esbeltos de HA. Además, determinaron que los modelos SFI-MVLEM y BTM son adecuados para el modelamiento cíclico de muros cortos. Respecto a la discretización de los elementos en la modelación, Pozo et al. (2020) determinaron que no es un factor relevante en los resultados para los modelos de fibras en Perform-3D, MVLEM y SFI-MVLEM en OpenSees. Para los modelos BTM por su parte, si se encontraron grandes diferencias al variar el tamaño de la discretización en los muros. Además, los modelos SFI-MVLEM y MVLEM sobreestimaron la rigidez efectiva de los muros, mientras que los modelos en Perform-3D y BTM subestimaron la rigidez efectiva de los muros de manera considerable.

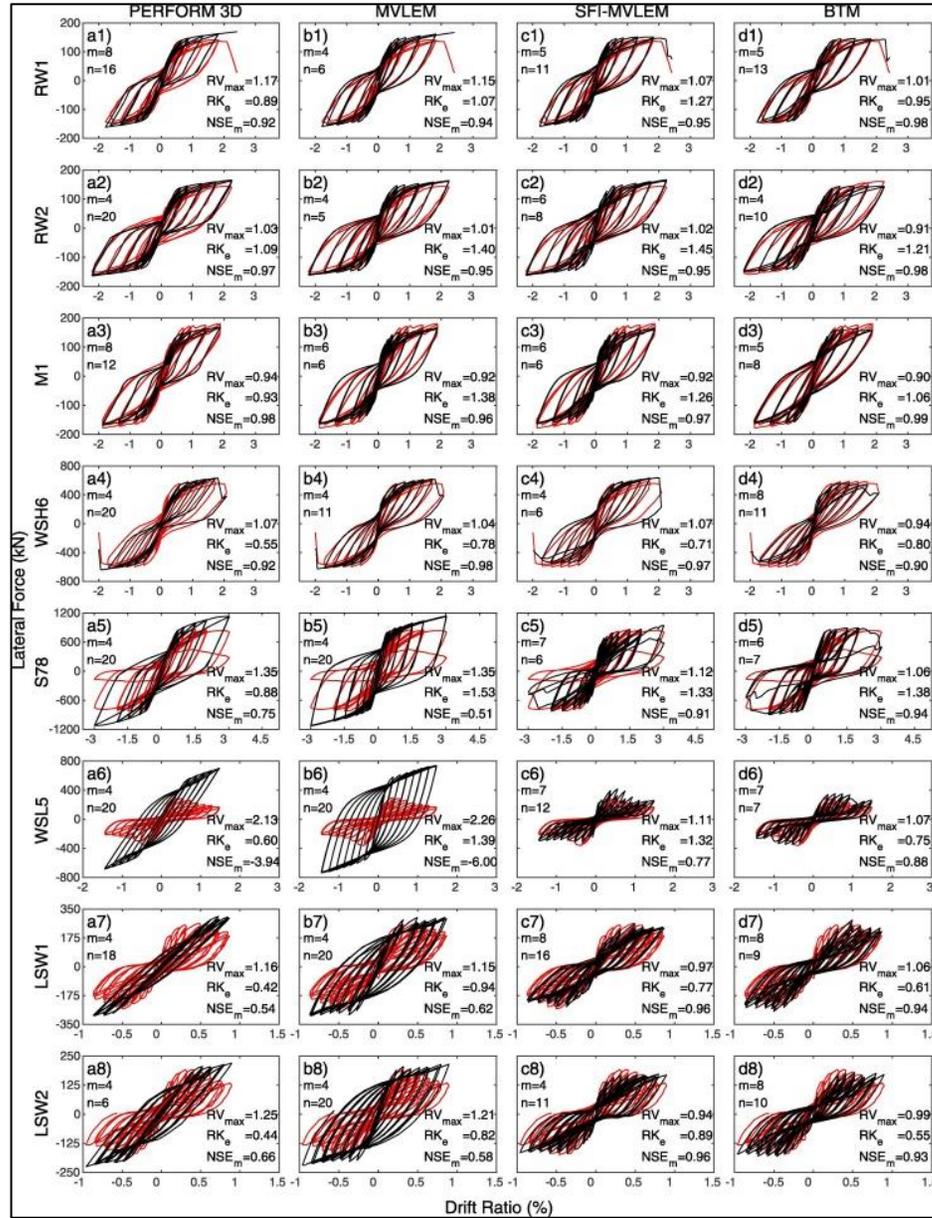


Figura 2-2: Resultados analíticos y experimentales para 8 muros rectangulares por diferentes métodos de modelación (de Pozo et al., 2020).

### **2.3. Efecto de acople a través de las losas en muros de edificios de hormigón armado**

El efecto de acople que generan las losas de hormigón armado en el desempeño sísmico de muros fue estudiado por Ramos y Hube (2020) y; Ramos y Hube (2021). En este último estudio se examinó el efecto de acople generado por las losas entre diferentes muros T. Esta investigación analizó además el efecto del modelamiento no lineal de las losas, la cuantía del refuerzo en las losas y la precisión de los modelos al considerar losas lineales con inercia reducida.

La

Figura 2-3 muestra los resultados obtenidos para el análisis estático no lineal del modelo NLS1 de Ramos y Hube (2021). En este estudio los autores estudiaron un edificio de muros de hormigón armado de 16 pisos. Los autores identificaron diferentes efectos al considerar un modelo en que los muros y las losas se modelan de forma no lineal. En primer lugar, se obtuvo que la fluencia ocurrió primero en el refuerzo de las losas que en el refuerzo de los muros. Esta fluencia se predijo para un drift de techo de 0.25%. Adicionalmente, en el instante de la falla del edificio, el cual se define como el instante cuando el hormigón confinado en compresión alcanza una deformación unitaria de 0.008, las losas alcanzaron una deformación unitaria de una sección transversal de la sección de 1.06%, considerablemente mayor a la deformación de los muros, cuya deformación fue de 0.42%. En segundo lugar, los autores concluyeron que los esfuerzos de corte transferido a través de las losas generaron una variación importante en los esfuerzos axiales de los muros. La carga axial sísmica que se generó en los muros fue equivalente al 78% de las cargas gravitacionales axiales. En tercer lugar, Ramos y Hube (2021) concluyeron que el muro en compresión tomó 4.9 veces el momento del muro en tracción y a su vez el 90% del corte basal.

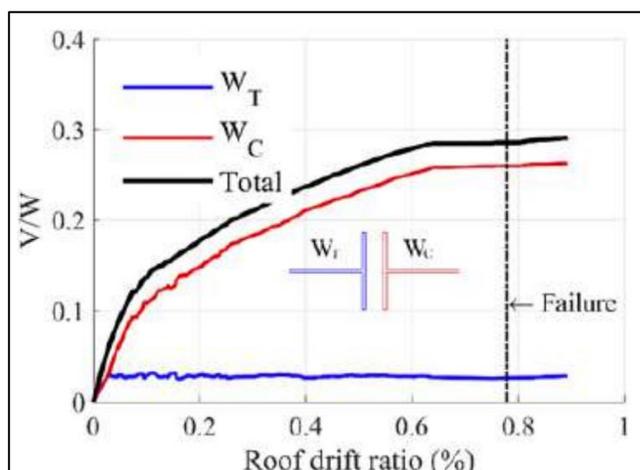


Figura 2-3: Resultados de corte basal normalizado del análisis estático no lineal para el modelo NLS1, Ramos y Hube (2021)

La

Figura 2-4 muestra los resultados obtenidos para el análisis estático no lineal de los modelos NLS1, NLS2 y NLS3 de Ramos y Hube (2021), con cuantías de acero en las losas de  $\rho = 0.002$ ,  $0.004$  y  $0.006$ , respectivamente. En la figura, la falla estructural se muestra con un círculo,  $\delta_u$  es el desplazamiento de diseño de acuerdo con DS61 ( $0.31\%$ ) y  $V_u$  el corte último de diseño ( $0.0087W$ ). Respecto al efecto de la cuantía del refuerzo en las losas en modelos con losas no lineales, Ramos y Hube (2021) identificaron que la resistencia de los edificios analizados aumentó al aumentar la cantidad de refuerzo en las losas, mientras que la capacidad de deformación disminuyó. En efecto, al aumentar tres veces la cuantía de acero en las losas, el corte basal fue un  $20\%$  mayor y el desplazamiento de techo fue un  $20\%$  menor en el instante de falla. Finalmente, Ramos y Hube (2021) concluyeron que un incremento de tres veces en la cuantía de refuerzo en las losas se tradujo en un incremento de  $27\%$  en la carga axial transmitida al muro en compresión. Este aumento de la carga axial generó un aumento de la demanda de deformación de los muros para un mismo desplazamiento de techo. Esta demanda implicó que el edificio con mayor cantidad de armadura en la losa alcanzó la deformación de falla en compresión de  $0.008$  de los muros para un desplazamiento de techo menor que el edificio con menor cantidad de armadura en la losa.

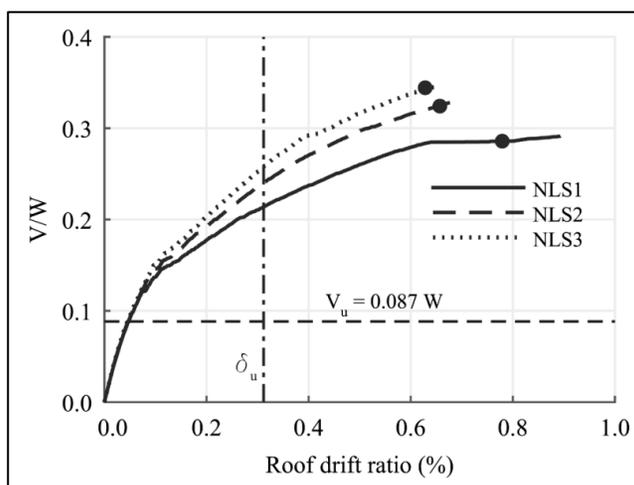


Figura 2-4: Resultados del análisis estático no lineal de NLS1, NLS2 y NLS3 (Ramos y Hube, 2020)

La

Figura 2-5 muestra los resultados obtenidos para el análisis estático no lineal de los modelos LS100, LS40, LS25 y LS10 de Ramos y Hube (2021), con losas lineales y momento de inercia equivalente al 100%, 40%, 25% y 10% respectivamente. En la figura, la falla estructural se muestra con un círculo, el término  $\delta_u$  corresponde al desplazamiento de diseño de acuerdo con el DS61 (0.31%) y  $V_u$  corresponde al corte último de diseño (0.0087W), de Ramos y Hube (2020). Además, la figura muestra los resultados obtenidos para el análisis estático no lineal del modelo NLS1, con losas completamente no lineales. Respecto a la precisión de los modelos no lineales al considerar losas lineales con inercia reducida, Ramos y Hube (2021) identificaron en primer lugar que la capacidad de los edificios analizados disminuye al disminuir el momento de inercia en las losas. En efecto, la resistencia del modelo LS10 con un 10% de rigidez en las losas fue un 23% menor que el modelo LS100 con un 100% de rigidez, mientras que la capacidad de deformación de los muros fue un 27% menor. En segundo lugar, el modelo LS10 con un 10% del momento de inercia en las losas fue el que mejor predijo la fuerza y deformación máxima, sin embargo, el comportamiento global de la estructura fue subestimado. En tercer lugar, el modelo con un 25% del momento de inercia en las losas fue el que mejor predijo la relación fuerza-desplazamiento de la

estructura en relación con el modelo con comportamiento no lineal, pero únicamente hasta el desplazamiento de diseño. Finalmente, ninguno de los modelos de losas lineales con inercia reducida considerados predijo de manera adecuada el comportamiento de la estructura totalmente no lineal, lo cual demuestra la importancia de incorporar el comportamiento no lineal de las losas en los modelos.

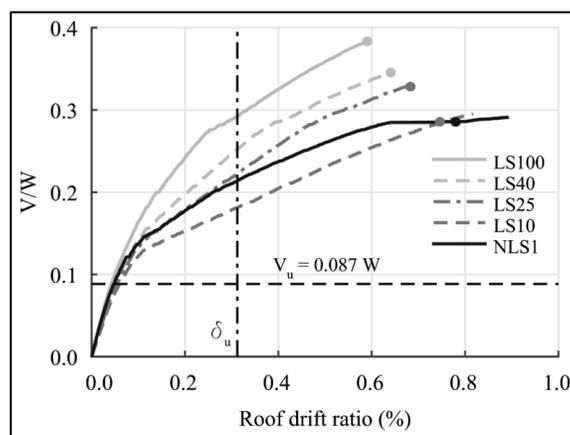


Figura 2-5: Resultados del análisis estático no lineal de LS100, LS40, LS25 y NLS1.

#### Efecto de la rigidez en el desempeño sísmico de edificios de HA.

El efecto de la rigidez en el desempeño sísmico de edificios de HA fue estudiado por Cando y Hube (2020). En este estudio, los autores se examinaron el efecto que tiene la rigidez de la estructura en la sobrerresistencia y la ductilidad de desplazamiento. Los autores también evaluaron la fragilidad para los estados límites de seguridad de la vida y colapso, la probabilidad de alcanzar estos estados límites en 50 años y su efecto en las pérdidas económicas en el tiempo.

El desempeño sísmico fue evaluado para cuatro edificios de muros representativos de edificios residenciales chilenos. La Figura 2-6 muestra la planta de los edificios analizados, donde B1 posee una mayor densidad de muros y B4 una menor densidad de muros. Para estimar la sobrerresistencia y la ductilidad de desplazamiento se ejecutaron análisis estáticos no lineales, mientras que para para estimar las curvas de fragilidad y la probabilidad de excedencia de los estados límites se realizaron análisis dinámicos incrementales.

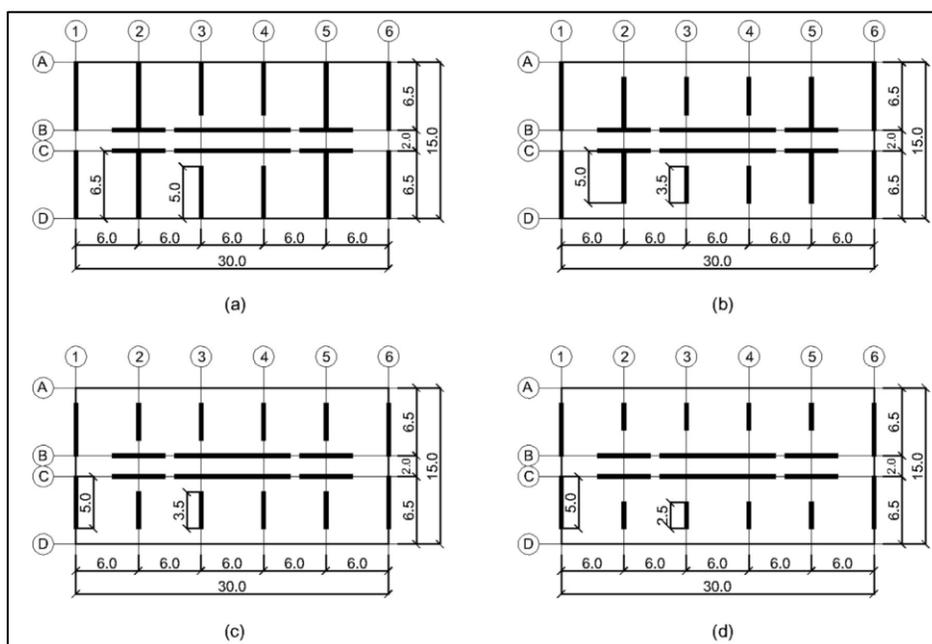


Figura 2-6: Vista en planta de los cuatro edificios de estudio: a) Edificio B1, b) Edificio B2, c) Edificio B3 y d) Edificio B4, con sus dimensiones en metros (Cando y Hube ,2020)

La Figura 2-7 muestra los resultados del análisis estático no lineal realizado para los edificios B1, B2, B3 y B4. Los resultados de las simulaciones muestran que el factor de sobrerresistencia disminuye y la ductilidad de desplazamiento aumenta al disminuir la rigidez de la estructura. El aumento en la ductilidad de desplazamiento en modelos con menor rigidez reside en un largo menor de muros (mayor rotación) y a mayores requerimientos de confinamiento de acuerdo con la normativa, permitiendo de esta manera mayor capacidad en flexo-compresión, lo cual se observa en la figura 2-6.

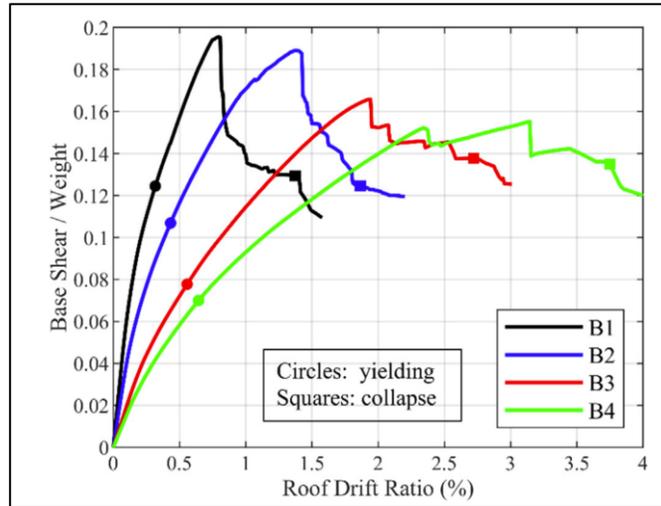


Figura 2-7: Relaciones fuerza-desplazamiento para los 4 edificios de estudio, de (Cando y Hube, 2020).

### 3. CASOS DE ESTUDIO

Este capítulo define los edificios de estudio y los distintos supuestos de rigidez de flexión asumidos para las losas. Adicionalmente, el capítulo define las cargas aplicadas, los tipos de suelo y la zona sísmica considerada. Posteriormente, el capítulo describe el modelo de elementos finitos implementado computacionalmente y los resultados obtenidos. Por último, el capítulo resume las propiedades dinámicas (periodo, porcentaje de masa equivalente considerado en la dirección de análisis, entre otros) de los edificios de estudio y las demandas de corte basal, y desplazamiento de techo de los casos de estudio.

#### 3.1. Edificios de Estudio

Esta investigación considera tres tipologías de edificios de muros de hormigón armado, los cuales tienen 10, 16 y 22 pisos (sin subterráneos) respectivamente. La Figura 3-1 muestra la planta del edificio de 16 pisos. La planta del edificio de 10 pisos es equivalente a la planta del edificio de 16 pisos, pero el espesor de los muros es de 25 cm en vez de 30 cm. De la misma manera, la planta del edificio de 22 pisos es equivalente a la planta del edificio de 16 pisos, pero el espesor de los muros es de 35 cm en vez de 30 cm. La estructuración adoptada para los casos de estudio se basa en una simplificación de la estructuración típica de los edificios residenciales chilenos. El edificio original de 16 pisos fue definido previamente por Ramos y Hube (2021) para simular las características de los edificios chilenos en base a un inventario de 36 edificios que resultaron dañados en el terremoto del año 2010 en Chile, y que fueron registrados por Jünemann et al. (2015). A partir de la Figura 3-1, se observa que la estructuración adoptada está compuesta por muros T los cuales tienen una estructuración tipo *fishbone* (Jünemann et al., 2015).

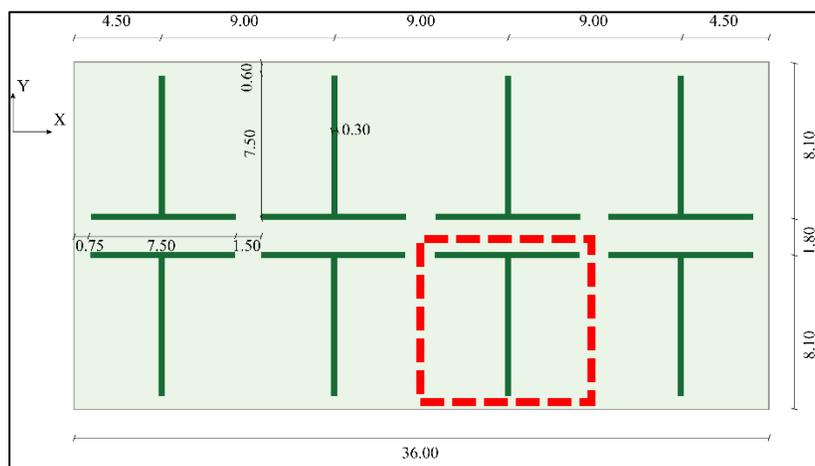


Figura 3-1: Vista en planta de edificio de estudio de 16 (con muros de 30 cm)

Los hormigones considerados para los edificios de estudio son hormigón G25 para los edificios de 10 y 16 pisos y hormigón G35 para el edificio de 22 pisos. El hormigón G25 y G35 tienen una resistencia característica a compresión de 25 MPa y 35 MPa, respectivamente (NCh170, INN 2016). Se consideró un acero de refuerzo A630-420H, de acuerdo con la normativa NCh204 (INN, 2020). Este acero tiene una resistencia a la fluencia de 4200 MPa.

Respecto a la geometría de la planta de los casos de estudio, las dimensiones son 36 metros y 18 metros, para los sentidos longitudinal y transversal, respectivamente. La razón de aspecto de la planta es 2.0, valor similar a la media de edificios chilenos de 1.97 planteada por Jünemann et al. (2015). La densidad de muros es de 3.3% en ambas direcciones, valor similar a la moda de aproximadamente 3% de los edificios chilenos documentados por Massone et al. (2012).

La altura de piso de los edificios de estudio es de 2.6 m y la altura de los edificios es  $H = 26$  m,  $H = 41.6$  m y  $H = 57.2$  m para el edificio de 10, 16 y 22 pisos, respectivamente. El espesor de los muros (alas y alma) en el edificio de 10, 16 y 22 pisos es de 25, 30 y 35 centímetros, respectivamente. Notar que los espesores de 30 y 35 cm permiten el uso de elementos especiales de borde (EEB), según lo estipulado en el DS60 (2011). Todos los

muros T tienen un largo de alma de 7.50 m entre ejes y un largo de ala de 7.5 m. El espesor de las losas de los tres edificios es de 15 cm.

El análisis estructural de los edificios de estudio se realiza considerando la carga muerta, la carga viva y la carga sísmica. La carga muerta (D) considera el peso propio de muros y losas, y una carga uniforme de  $2 \text{ kN/m}^2$ , que considera el peso de terminaciones y elementos no estructurales. La carga viga (L) consiste en una presión de  $2 \text{ kN/m}^2$ , según lo estipulado en la NCh1537 (2009) para departamentos. Por simplicidad, la carga viva no considera reducciones a nivel de techo ni cargas diferenciadas en los pasillos u otras zonas y se aplica  $2 \text{ kN/m}^2$  en toda la planta. El peso sísmico se define como  $D+0.25L$  según lo estipulado en la NCh433 mod. 2009 (INN, 2009).

La carga sísmica se aplica utilizando los espectros de diseño según lo estipulado en el NCh433 mod. 2009 (INN, 2009) de Diseño Sísmico de Edificios con las modificaciones establecidas en el DS61 (Diario Oficial, 2011). Se considera suelo tipo C, cuyos parámetros son  $S = 1.05$ ,  $n = 1.4$ ,  $p = 1.6$ ,  $T_0 = 0.4 \text{ g}$  y  $T' = 0.45 \text{ s}$ . Adicionalmente, se considera las zonas de clasificación sísmica 2 y 3, cuya aceleración efectiva máxima es  $A_0 = 0.3 \text{ g}$  y  $A_0 = 0.4 \text{ g}$ , respectivamente. Finalmente, los edificios se consideran de categoría II, es decir, lo que implica un factor de importancia  $I = 1.0$ .

### **3.2. Casos Considerados**

Para evaluar el efecto de la rigidez a flexión de las losas en el diseño sísmico de edificios de HA, en esta tesis se consideran tres modelos de elementos finitos, con distinta rigidez a flexión de la losa. Se plantea analizar modelos con un 100% de la rigidez a flexión en las losas, con un 25% y con un 10% respecto a la rigidez elástica.

La En la nomenclatura presentada en la tabla para cada caso de estudio se observan tres atributos separados por guiones. El primer atributo indica el número de pisos del caso de estudio. El segundo atributo indica el porcentaje de la rigidez flexural de la losa considera en el análisis. El tercer atributo indica el tipo de suelo junto a la zona sísmica considerada.

Tabla 3-1 muestra los 18 casos considerados. Los casos considerados corresponden a las diferentes combinaciones de número de pisos, modelo de rigidez de las losas, y zona sísmica considerada (zonas 2 y 3). Todos los casos están ubicados en un suelo tipo C. Se consideró únicamente este tipo de suelo por simplicidad, debido a que al utilizar un suelo más exigente se requiere un mayor espesor de muro en las plantas bajas. En la nomenclatura presentada en la tabla para cada caso de estudio se observan tres atributos separados por guiones. El primer atributo indica el número de pisos del caso de estudio. El segundo atributo indica el porcentaje de la rigidez flexural de la losa considerada en el análisis. El tercer atributo indica el tipo de suelo junto a la zona sísmica considerada.

Tabla 3-1: Casos considerados

Casos	Pisos	Rigidez flexural de la losa	Modelo	Zona
10-M100-C2	10 pisos	100%	10-M100	2
10-M100-C3				3
10-M025-C2		25%	10-M025	2
10-M025-C3				3
10-M010-C2		10%	10-M010	2
10-M010-C3				3
16-M100-C2	16 pisos	100%	16-M100	2
16-M100-C3				3
16-M025-C2		25%	16-M025	2
16-M025-C3				3
16-M010-C2		10%	16-M010	2
16-M010-C3				3
22-M100-C2	22 pisos	100%	22-M100	2
22-M100-C3				3
22-M025-C2		25%	22-M025	2
22-M025-C3				3
22-M010-C2		10%	22-M010	2
22-M010-C3				3

### 3.3. Modelos de Elementos Finitos

El análisis estructural de los edificios se realizó mediante la implementación de modelos tridimensionales de elementos finitos en el programa comercial ETABS (Computer and Structures Inc., 2011). La figura 3-2 muestra una vista 3D y la elevación en la dirección Y de la modelación correspondiente del edificio de 16 pisos. Los muros y losas se modelaron utilizando elementos de placa delgada (*Shell-Thin*). Se consideró un diafragma rígido en

cada piso y se despreció la interacción suelo estructura, incorporando apoyos articulados en los nodos que se conectan al suelo. Las cargas D y L se aplicaron como cargas uniformes de área en las losas. Las cargas sísmicas se aplicaron considerando un análisis modal espectral. Para todos los modelos considerados se incluyeron 12 modos con el fin de llegar a una masa equivalente de más de 90% en cada una de las dos direcciones de análisis.

Para la implementación de las distintas rigideces a flexión de la losa se utilizaron los factores de modificación de propiedades de elementos *Shell* de ETABS (*Property/Bending Modification Factors*) en las direcciones  $m_{11}$ ,  $m_{22}$  y  $m_{12}$ . Para los modelos con 100% de rigidez a flexión se dejan los parámetros por defecto, es decir  $m_{11} = m_{22} = m_{12} = 1.0$ . Para los modelos con un 25% de rigidez a flexión de la losa se establece  $m_{11} = m_{22} = m_{12} = 0.25$  y para los modelos con un 10% de rigidez a flexión de la losa se establece  $m_{11} = m_{22} = m_{12} = 0.10$ . En consecuencia, se tiene un total de nueve modelos en ETABS, considerando 10, 16 y 22 pisos, y con rigidez flexural de las losas de 100%, 25% y 10% (En la nomenclatura presentada en la tabla para cada caso de estudio se observan tres atributos separados por guiones. El primer atributo indica el número de pisos del caso de estudio. El segundo atributo indica el porcentaje de la rigidez flexural de la losa considerada en el análisis. El tercer atributo indica el tipo de suelo junto a la zona sísmica considerada.

Tabla 3-1).

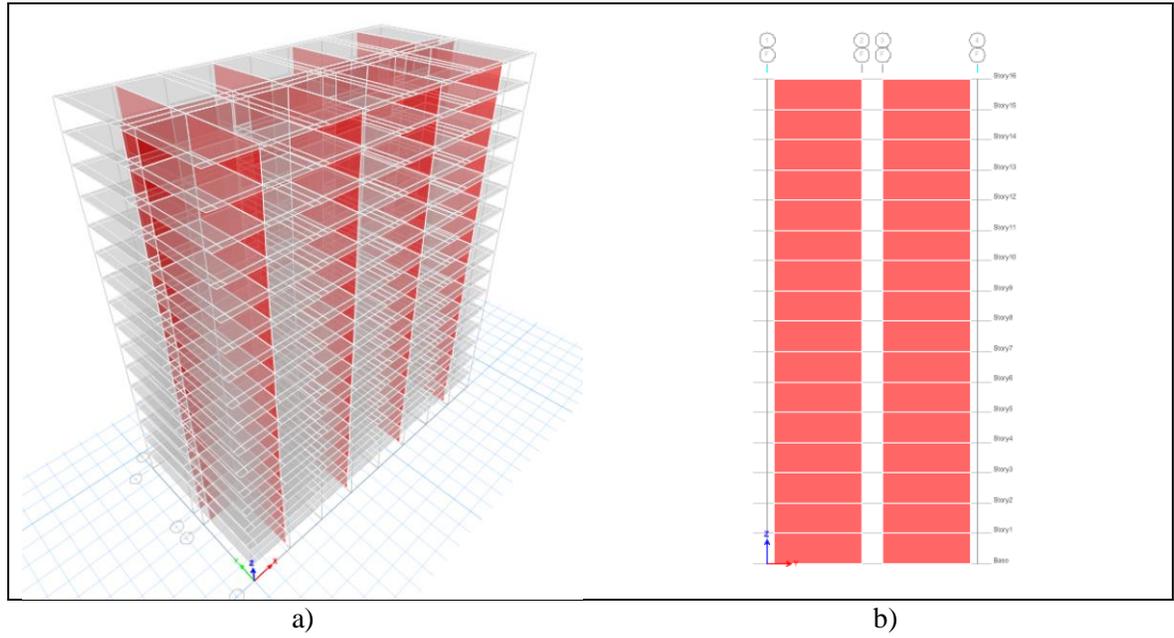


Figura 3-2:Modelo ETABS para edificio de 16 pisos: a) Vista 3D; b) Elevación dirección Y.

### 3.4. Propiedades dinámicas

La Tabla 3-2 muestra las propiedades dinámicas de los nueve modelos en la dirección transversal, que consideran los tres números de piso y las tres diferentes rigideces flexurales de losa. El peso sísmico de los edificios de 10, 16 y 22 pisos es de  $W = 59150$  kN,  $W = 100800$  kN y  $W = 147000$  kN, respectivamente. Este peso sísmico equivale a un peso distribuido de 9.13 kPa, 9.72 kPa y 10.31 kPa para los edificios de 10, 16 y 22 pisos, respectivamente. Estos pesos son similares al valor de 10 kPa típicamente considerado para edificaciones chilenas (Lagos et al., 2012).

Tabla 3-2: Características dinámicas de los nueve modelos considerados en la dirección transversal

Modelo	$T_n Y$ [s]	$M_{eq}$ [%]	$H/T$ [m/s]
10-M100	0.306	68.91%	84.96
10-M025	0.325	68.06%	80.00
10-M010	0.331	67.80%	78.55
16-M100	0.629	66.12%	66.03
16-M025	0.693	65.15%	60.29
16-M010	0.720	64.78%	57.78
22-M100	0.959	65.01%	59.65
22-M025	1.076	64.09%	53.16
22-M010	1.134	63.66%	50.44

La tabla 3-2 permite determinar la variación de los periodos en función de la cantidad de pisos del edificio y de la rigidez de las losas utilizada en los distintos modelos. Al comparar el periodo de los tres edificios con 100% de rigidez de las losas (M100), se observa que el periodo en la dirección transversal del edificio de 16 pisos (modelo 16-M100) es 106% mayor que el de 10 pisos (modelo 10-M100), y el periodo del edificio de 22 pisos (modelo 22-M100) es 213% mayor que el de 10 pisos. Al comparar el periodo de la dirección transversal para el edificio de 10 pisos y diferentes rigideces de losa, se observa que, para el edificio de 10 pisos, el periodo del modelo 10-M025 es 6.2% mayor que el del modelo 10-M100 y el periodo del modelo 10-M010 es 8.2% mayor que el del modelo 10-M100. De la misma manera, al comprar los periodos en la dirección transversal para los diferentes

modelos con 16 pisos, se observa que para el edificio de 16 pisos, el periodo del modelo 16-M025 es 9.5% mayor que el del modelo 16-M100 y el periodo del modelo 16-M010 es 14.3% mayor que el del modelo 16-M100. Finalmente, para el edificio de 22 pisos, el periodo del modelo 22-M025 es 12.2% mayor que el del modelo 22-M100 y el periodo del modelo 22-M010 es 18.3% mayor que 22-M100. Se concluye que la disminución de la rigidez en las losas aumentó los periodos de los edificios entre un 6.2% y 18.3%. Se concluye además que el edificio con mayor número de pisos presentó una mayor sensibilidad frente a las variaciones en la rigidez de la losas considerada.

La tabla 3-2 muestra la masa equivalente considerada en la dirección de análisis (para el modo de mayor participación en esta dirección) de los nueve modelos considerados. Al comparar  $M_{eq}$  de los tres edificios con 100% de rigidez de losa, se observa que el  $M_{eq}$  del edificio de 16 pisos (16-M100) es 4.0% menor que el de 10 pisos (10-M100), y el  $M_{eq}$  del edificio de 22 pisos (22-M100) es 5.7% menor que el de 10 pisos. En el edificio de 10 pisos la masa equivalente considerada en la dirección de análisis disminuye en 1.2% para 10-M025 y en 1.6% para 10-M010 en relación a 10-M100. Para el edificio de 16 pisos la masa equivalente disminuye en 1.5% para 16-M025 y en 2.0% para 16-M010 en relación a 16-M100. Para el edificio de 22 pisos la masa equivalente disminuye en 1.42% para 22-M025 y en 2.08% para 22-M010 en relación a 22-M100. Se concluye que, para una misma rigidez de losa, el porcentaje de masa equivalente del primero modo en la dirección de análisis disminuye a medida que aumenta la cantidad de pisos. Esta disminución se debe al mayor efecto de los modos superiores en los edificios de más pisos. Además, se concluye que la rigidez de las losas tiene un efecto en  $M_{eq}$ , puesto que esta característica dinámica disminuye al disminuir la rigidez. La mayor disminución en los nueve casos considerados es 2.08% en 22-M010 en relación a 22-M100.

La tabla 3-2 también permite determinar la variación de la relación  $H/T$  en función de la cantidad de pisos del edificio y en función de la rigidez de losa utilizada en los distintos modelos. Al comparar la relación  $H/T$  de los tres edificios con 100% de rigidez de losa, se observa que  $H/T$  del edificio de 16 pisos es 22.3% menor que  $H/T$  del edificio de 10 pisos, y el edificio de 22 pisos presenta un  $H/T$  29.8% menor al de 10 pisos.

En el edificio de 10 pisos, la relación  $H/T$  disminuye en 5.8% para 10-M025 y en 7.5% para 10-M010, en relación a 10-M100. La relación  $H/T$  de 10-M100 y 10-M025 es mayor a 80  $m/s$ , por lo cual estos edificios pueden ser categorizados como “rígidos” según Guendelman (2017). El modelo 10-M010 se encuentra en el rango entre 40 y 80  $m/s$ , categoría correspondiente a rigidez “normal”. En el edificio de 16 pisos, la relación  $H/T$  disminuye en 8.7% para 16-M025 y en 12.5% para 16-M010, en relación a 16-M100. En el edificio de 22 pisos, la relación  $H/T$  disminuye en 10.9% para 22-M025 y en 15.4% para 22-M010, en relación a 22-M100. Para los casos de 16 y 22 pisos, el indicador  $H/T$  se ubica dentro del rango entre 40 y 80, zona de clasificación “normal”, que indica que estos edificios no debiesen mostrar daño estructural ante sismos severos, según la experiencia chilena (Guendelman, 2017). Se concluye que la relación  $H/T$  disminuye con la altura del edificio y con la rigidez de la losa. Adicionalmente, el efecto de la disminución de la rigidez de la losa en el valor de  $H/T$  es mayor a medida que aumenta la altura del edificio.

### 3.5. Corte Basal

La Tabla 3-3 muestra el corte elástico ( $V_e$ ), el factor de reducción ( $R^*$ ), el factor de reducción efectivo ( $R_{ef}^*$ ), y el corte de diseño ( $V$ ), como porcentaje del peso sísmico ( $W$ ), para los 18 casos considerados (9 modelos y dos zonas sísmicas diferentes). El corte elástico se obtiene mediante un análisis modal espectral implementado en el modelo de elementos finitos. El factor de reducción ( $R^*$ ) se determina según lo estipulado en la Ecuación 3-1 (NCh 433), donde  $T_0$  es dependiente del tipo de suelo ( $T_0 = 0.4$  para suelo tipo C),  $R_0$  del material y la estructuración ( $R_0 = 11$  para muros de hormigón armado) y  $T^*$  es el periodo natural de la estructura en la dirección analizada. El factor de reducción efectivo  $R_{ef}^*$  se determina considerando los límites de corte mínimo y corte máximo que especifica el DS61. Finalmente, el corte de diseño corresponde a  $V = V_e/R_{ef}^*$ .

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad \text{Ecuación 3-1}$$

La Tabla 3-3 muestra que el corte de diseño ( $V$ ) disminuye al disminuir la rigidez de las losas en todos los casos, independiente del número de pisos y la zona sísmica. El corte mínimo se alcanza en los casos 16-M010-C2 y 16-M010-C3 del edificio de 16 pisos y en todos los casos del edificio de 22 pisos. COMENTARIO ART

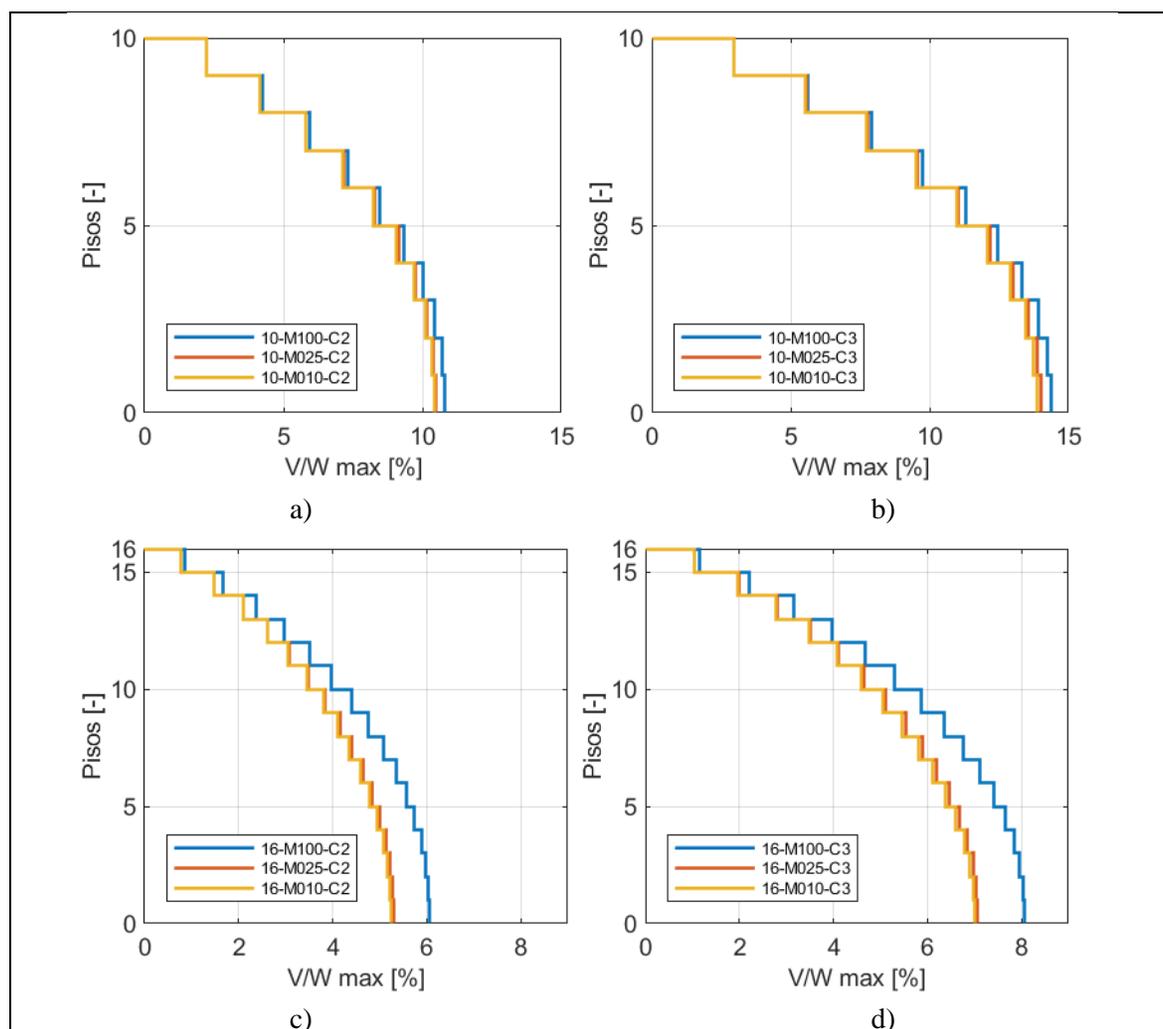
Tabla 3-3: Corte basal y factores de reducción de los 18 casos de estudio

Casos	$V_e$ [%W]	$R^*$	$R_{ef}^*$	$V$ [%W]
10-M100-C2	59.46	5.51	5.51	10.79
10-M025-C2	59.55	5.67	5.67	10.50
10-M010-C2	59.52	5.72	5.72	10.40
10-M100-C3	79.28	5.51	5.51	14.38
10-M025-C3	79.39	5.67	5.67	13.99
10-M010-C3	79.36	5.72	5.72	13.87
16-M100-C2	45.24	7.47	7.47	6.05
16-M025-C2	41.97	7.73	7.73	5.30
16-M010-C2	39.38	7.83	7.50	5.25*
16-M100-C3	60.32	7.47	7.47	8.07
16-M025-C3	54.62	7.73	7.73	7.07
16-M010-C3	52.51	7.83	7.50	7.00*
22-M100-C2	30.14	8.54	5.74	5.25*
22-M025-C2	27.06	8.81	5.15	5.25*
22-M010-C2	25.90	8.93	4.93	5.25*
22-M100-C3	30.18	8.54	5.74	7.00*
22-M025-C3	36.08	8.81	5.15	7.00*
22-M010-C3	34.54	8.93	4.93	7.00*

\*Controlado por el corte mínimo según NCh433

La Figura 3-3 muestra el perfil vertical de corte de diseño  $V/W$  [%] para los 18 casos de estudio. La distribución del corte de diseño en la altura del edificio normalizado por el peso sísmico  $V/W$  para los 18 casos de estudio. Las Figuras 3-3a y 3-3b muestran la distribución de corte en el edificio de 10 pisos, para las zonas sísmicas 2 y 3, respectivamente. Las figuras muestran que el efecto de la rigidez de la losa en el corte del edificio es despreciable. La máxima variación porcentual se produce en el primer piso del caso 10-M010-C3, con una disminución del corte basal de 3.53% en relación con 10-M100-C3. Las Figuras 3-3c y 3-3d muestran la distribución de corte en el edificio de 16 pisos, para las zonas sísmicas 2 y 3, respectivamente. Las figuras muestran que el corte disminuye al disminuir la rigidez a flexión en las losas, siendo el cambio más pronunciado en la mitad inferior del edificio. La máxima variación porcentual se produce en el piso 8, con una disminución del corte de

12.9% para 16-M025 y de 14% para 16-M010 en relación con 16-M100, tanto para los casos en zona 2 como en zona 3. Finalmente, las Figuras 3-3e y 3-3f muestran la distribución de corte en el edificio de 22 pisos, para las zonas sísmicas 2 y 3, respectivamente. Las figuras muestran que la rigidez de la losa solo afecta al corte de los pisos intermedios. En el edificio de 22 pisos, el corte basal no depende de la rigidez de la losa porque queda controlado por el corte mínimo. La máxima variación del corte en los edificios de 22 pisos se produce en el piso 12, con una disminución del corte de 4.7% para 22-M025 y de 7.3% para 22-M010 en relación con 22-M100, tanto para los casos en zona 2 como en zona 3.



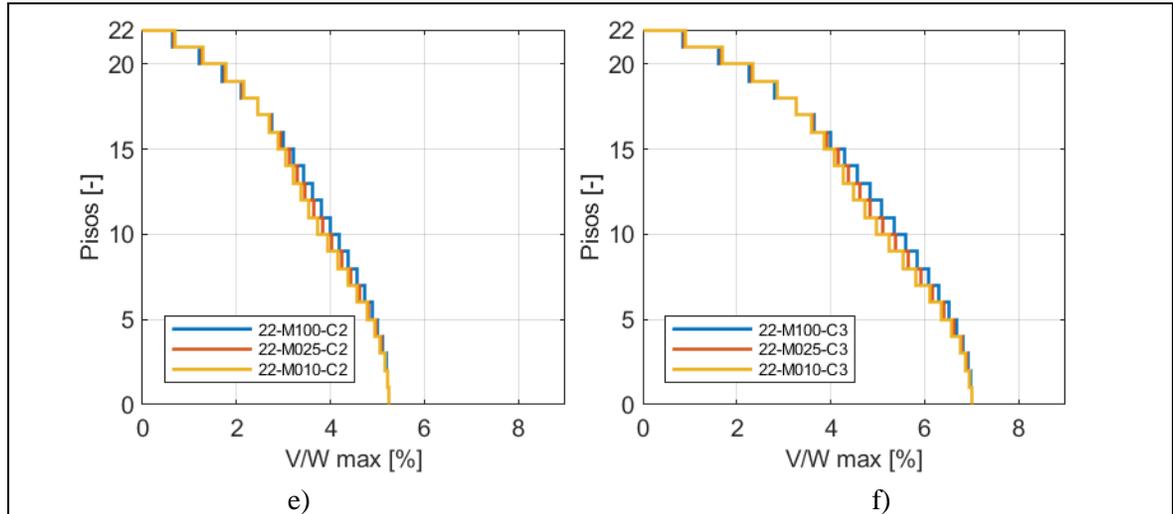


Figura 3-3: Perfil vertical de corte de diseño  $V/W$  [%] para los 18 casos

### 3.6. Desplazamientos

La Tabla 3-4 muestra el desplazamiento último de techo calculado según la NCh433 mod. 2009 (INN, 2009) y el DS61 para todos los casos. El desplazamiento último de techo se determina según las Fórmulas 3.2, 3.3 y 3.4 en donde  $S_{de}$  es el espectro de desplazamiento en función del periodo del modo con mayor masa traslacional en la dirección de análisis,  $\alpha$  el factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima y  $C_d^*$  el factor de ajuste para espectro de desplazamiento. Se consideró un periodo agrietado tal que  $T_{ag} = 1.5T_n$ , el cual considera la pérdida de rigidez debido al agrietamiento del hormigón, en donde  $T_n$  es el periodo de vibración del modo  $n$  extraído de ETABS (modo principal en la dirección de análisis, Tabla 3-2).

$$\delta_u = 1.3S_{de}(T_{ag}) \quad 3.2$$

$$\alpha(T_{ag}) = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_{ag}}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_{ag}}{T_0}\right)^3} \quad 3.3$$

$$S_{de}(T_{ag}) = \frac{T_{ag}^2}{4\pi^2} \alpha A_0 C_d^* \quad 3.4$$

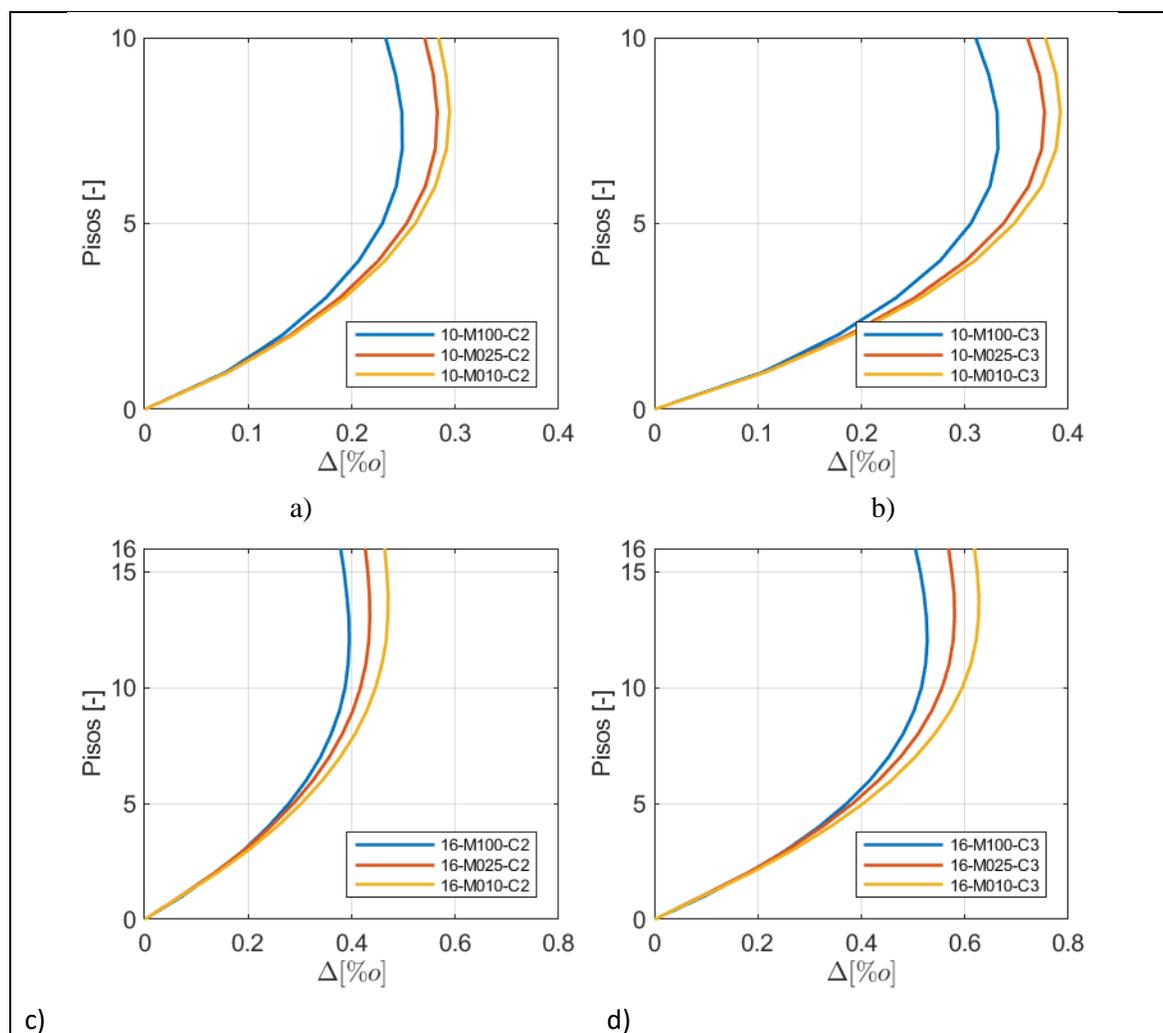
La Tabla 3-4 muestra que  $\delta_u$  aumenta al disminuir la rigidez en las losas, debido al aumento en el periodo de la estructura. Para el edificio de 10 pisos, el desplazamiento  $\delta_u$  de 10-M025 es 16% mayor que  $\delta_u$  de 10-M100 y el desplazamiento  $\delta_u$  de 10-M010 es 21.5% mayor que  $\delta_u$  de 10-M100, independiente de la zona sísmica. Para el edificio de 16 pisos, el desplazamiento  $\delta_u$  de 16-M025 es 22% mayor que  $\delta_u$  de 16-M100 y el desplazamiento  $\delta_u$  de 16-M010 es 34% mayor que  $\delta_u$  de 16-M100, independiente de la zona sísmica. Finalmente, para el edificio de 22 pisos, el desplazamiento  $\delta_u$  de 22-M025 es 29% mayor que  $\delta_u$  de 22-M100 y el desplazamiento  $\delta_u$  de 22-M010 es 45% mayor que  $\delta_u$  de 22-M100, independiente de la zona sísmica.

Tabla 3-4: Desplazamiento ultimo de techo normativo ( $\delta_u$ ) y desplazamiento ultimo normalizado por la altura (H).

Casos	$\delta_u$ [cm]	$\delta_u/H$ [%]
10-M100-C2	2.47	0.10
10-M025-C2	2.87	0.11
10-M010-C2	3.00	0.12
10-M100-C3	3.29	0.13
10-M025-C3	3.82	0.15
10-M010-C3	4.00	0.15
16-M100-C2	12.67	0.30
16-M025-C2	15.45	0.37
16-M010-C2	16.95	0.41
16-M100-C3	16.90	0.41
16-M025-C3	20.60	0.50
16-M010-C3	22.59	0.54
22-M100-C2	31.59	0.55
22-M025-C2	40.66	0.71
22-M010-C2	45.65	0.80
22-M100-C3	42.12	0.74
22-M025-C3	54.21	0.95
22-M010-C3	60.86	1.06

La Figura 3-4 muestra la deriva de entrepiso en la dirección de analisis (transversal) correspondiente a sismo de diseño en la altura del edificio para los 18 casos. El calculo de la

deriva de entrepiso se realizó según lo estipulado en el DS61 y corresponde al desplazamiento relativo máximo entre pisos consecutivos, normalizado por la altura de piso. Estos desplazamientos máximos relativos se obtuvieron con los desplazamientos máximos relativos del centro de masa de cada planta en la dirección de análisis obtenidos tras la realización del análisis modal espectral. La figura 3-4 muestra que la deriva de entrepiso en todos los casos es menor al límite de 0.002 establecido en el DS61. Se observa que el cambio en la rigidez flexural de las losas tiene una incidencia en la deriva de entrepiso, puesto que se observa un incremento en los desplazamientos cuando disminuye la rigidez. Los cambios son más pronunciados en los pisos superiores de los tres edificios.



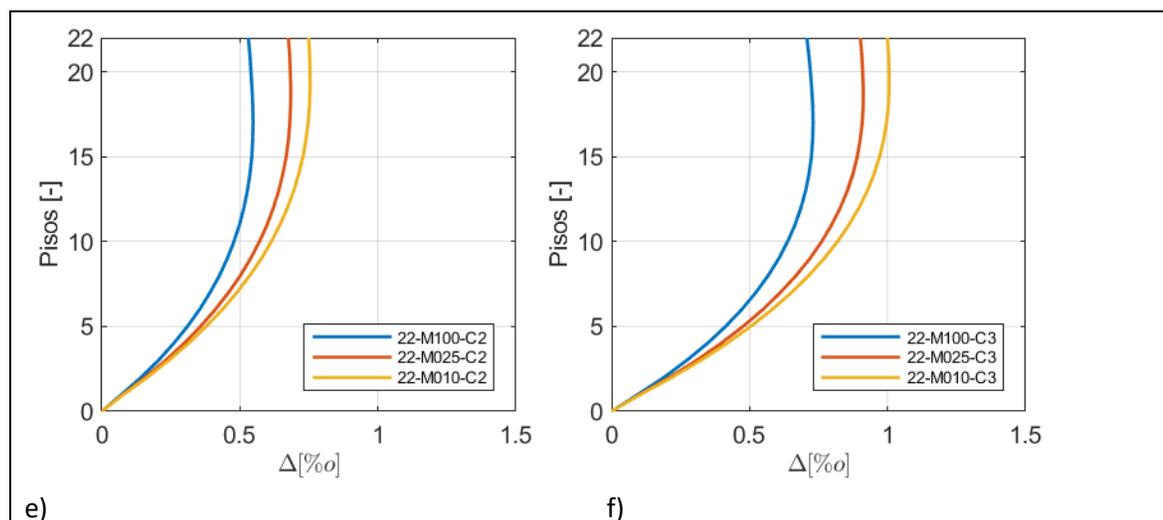


Figura 3-4: Máxima deriva de entrepiso para los 18 casos de estudio

La Figura 3-5 muestra la estimación del desplazamiento lateral máximo de todos los pisos ( $\delta$ ), normalizado por la altura ( $H$ ) del edificio, para los 18 casos. Este desplazamiento lateral se obtuvo con los desplazamientos máximos del centro de masa de cada planta en la dirección de análisis obtenidos tras la realización del análisis modal espectral y es diferente al desplazamiento último de techo ( $\delta_u$ ) mostrado en la tabla 3-4. Al igual que en la figura 3-4, la disminución de la rigidez flexural de las losas tiene un efecto en los desplazamientos laterales máximos, aumentando al disminuir la rigidez. Este efecto es más evidente en los pisos superiores, siendo despreciable en los pisos asociados a la mitad inferior del edificio.

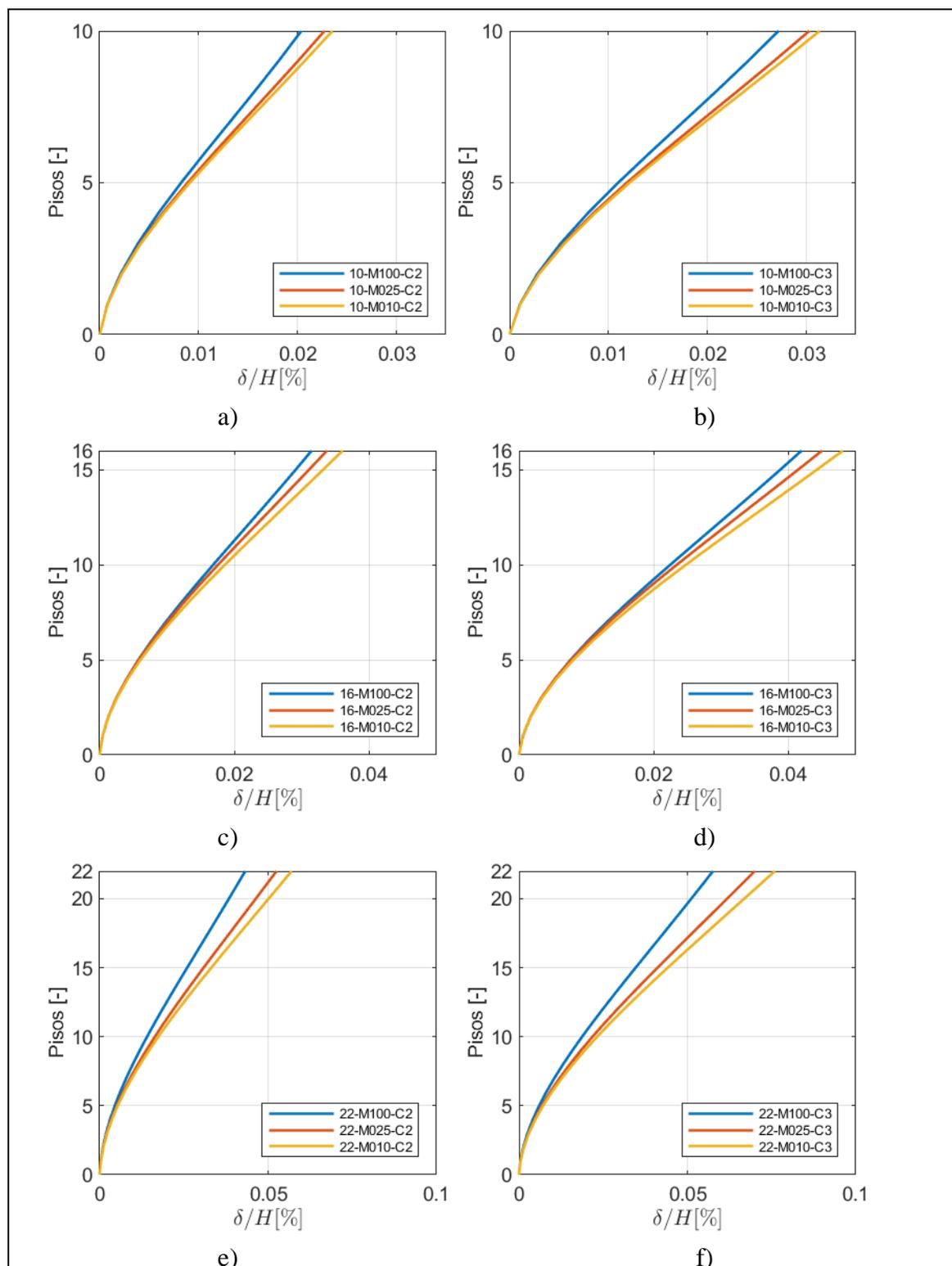
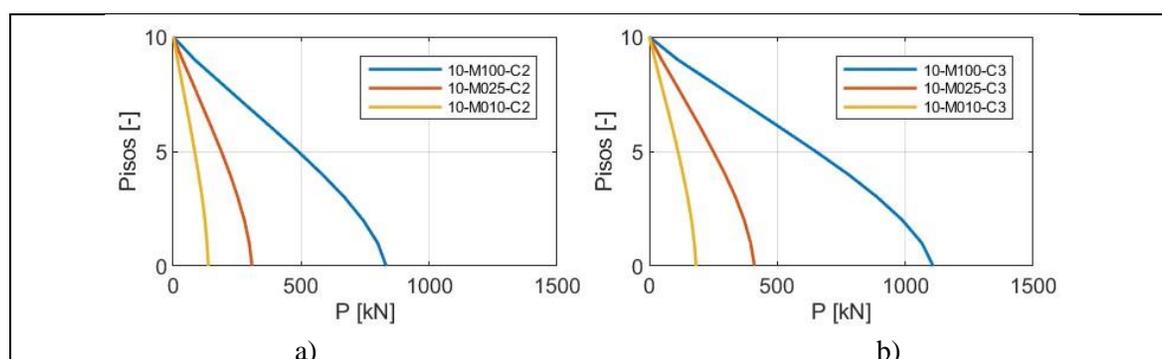


Figura 3-5: Desplazamiento lateral máximo ( $\delta$ ) normalizado por la altura (H) del edificio para los 18 casos de estudio

### 3.7. Esfuerzos

La **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** muestra los esfuerzos sísmicos de diseño del muro T destacado por un recuadro rojo en la Figura 3-1, para los 18 casos de estudio. Los esfuerzos sísmicos que muestra la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** corresponden a la carga axial del muro, donde las compresiones tienen signo positivo; el esfuerzo de corte en la dirección transversal; y el esfuerzo de momento flector en el eje longitudinal. Los esfuerzos sísmicos mostrados se obtuvieron al realizar un análisis modal espectral en ETABS. Para la integración de los esfuerzos del muro T se considera la contribución del alma y del ala (definiendo un solo *pier* en ETABS).

La Figura 3-6, muestra los máximos esfuerzos sísmicos axiales en la altura de los muros. Para el edificio de 10 pisos, la máxima reducción porcentual debido a la flexibilización de la losa se produce en el primer piso y es 63% para 10-M025-C2 y 84% para 10-M010-C2, en relación con 10-M100-C2. Los porcentajes de reducción de la carga axial para los casos en zona sísmica 3 son equivalentes a los porcentajes de reducción en zona sísmica 2. Para el edificio de 16 pisos, la máxima reducción porcentual debido a la flexibilización de la losa se produce en el primer piso y es 61% para 16-M025-C2 y 82% para 16-M010-C2, en relación con 16-M100-C2. Los porcentajes de reducción de la carga axial para los casos en zona sísmica 3 son equivalentes a los porcentajes de reducción en zona sísmica 2. Para el edificio de 22 pisos, la máxima reducción porcentual debido a la flexibilización de la losa se produce en el primer piso y es 52% para 22-M025-C2 y 76% para 22-M010-C2, en relación con 22-M100-C2. Los porcentajes de reducción de la carga axial para los casos en zona sísmica 3 son equivalentes a los porcentajes de reducción en zona sísmica 2.



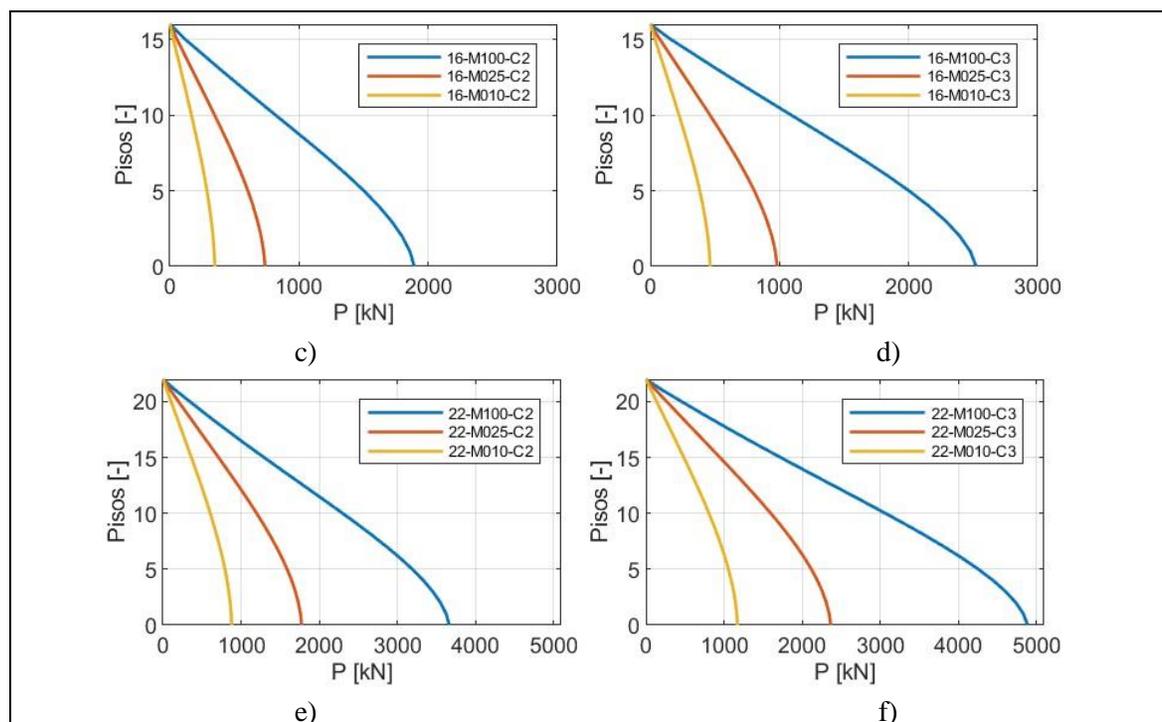


Figura 3-6: Fuerza axial (P) sísmica máxima en la altura del muro T de los 18 casos de estudio.

La Figura 3-7, muestra los esfuerzos sísmicos de corte en la altura de los muros. Para los edificios de 10 y 22 pisos, las variaciones en el corte al reducir la rigidez en las losas son despreciables. Para el edificio de 16 pisos, se observa que la flexibilización de las losas reduce el corte en el muro. Esta reducción en el corte es más pronunciada en los primeros pisos. La máxima reducción porcentual debido a la flexibilización de la losa se produce en el primer piso y es 12.9% para 16-M025-C2 y 14% para 16-M010-C2, en relación con 16-M100-C2. Por otra parte, existe una gran similitud entre los máximos esfuerzos de corte obtenidos por los modelos 16-M025-C2 y 16-M010-C2 en relación con 16-M100-C2. La Tabla 3-3 muestra que el corte de diseño de los modelos 16-M025-C2 y 16-M010-C2 es un 5.3% y 5.25% del peso sísmico, respectivamente. Notar que el corte de diseño del modelo 16-M010-C2 corresponde al corte mínimo establecido por la normativa chilena (NCh433 mod.2009 y DS61). Debido a esto, el corte basal de ambos edificios es similar. Los porcentajes de reducción en el corte al disminuir la rigidez de las losas son equivalentes al estar en zona sísmica 3.

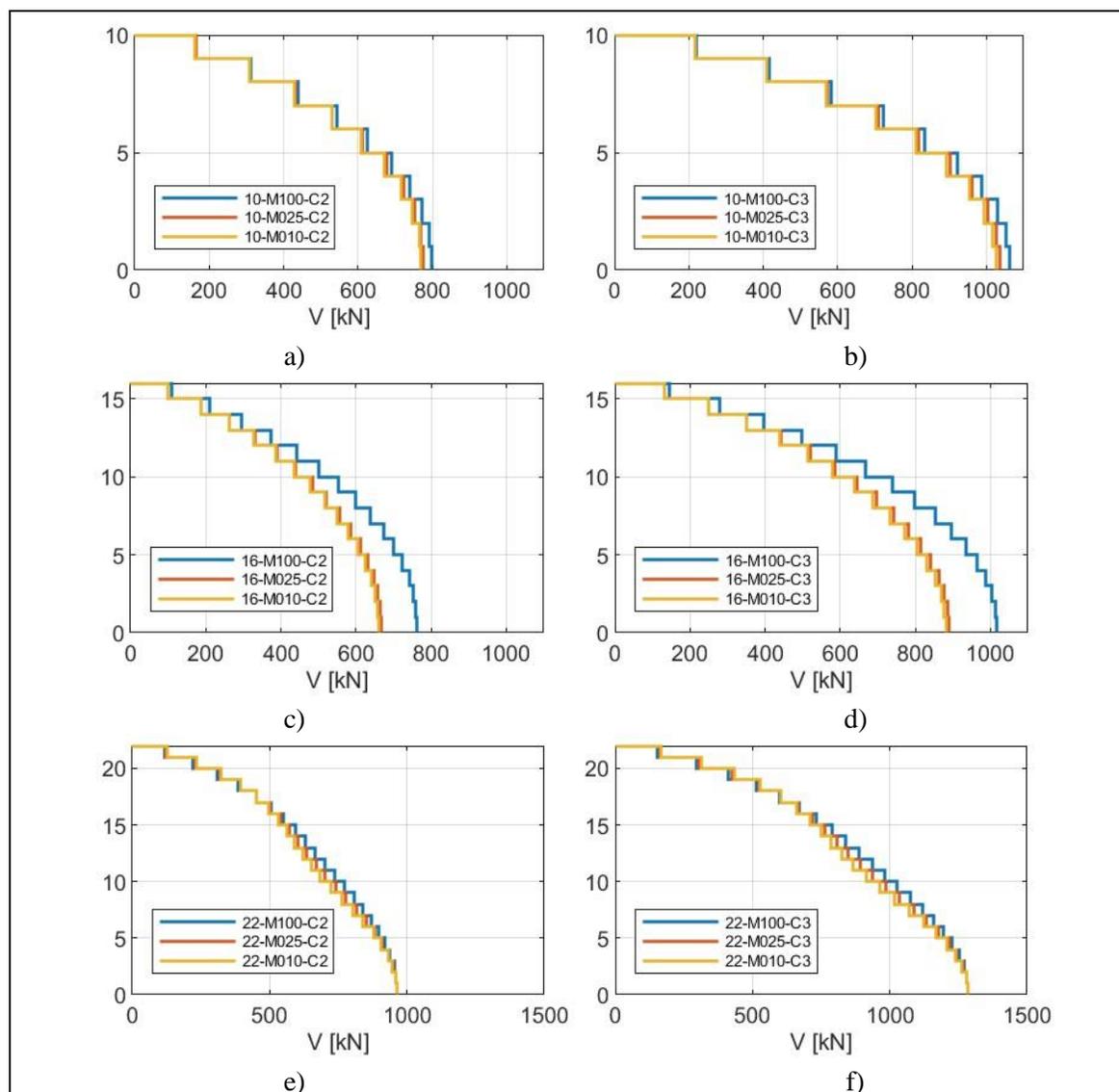


Figura 3-7: Corte (V) sísmico máximo en la altura del muro T de los 18 casos de estudio.

La Figura 3-8, muestra los máximos esfuerzos sísmicos de momento flector en la altura de los muros. Se puede observar que la disminución de rigidez flexural en las losas tiene un efecto en el momento flector de los muros, el cual aumenta al disminuir la rigidez de las losas. Para el edificio de 10 pisos, el aumento porcentual debido a la flexibilización de la losa en el primer piso es 8.8% para 10-M025-C2 y 11.8% para 10-M010-C2, en relación con 10-M100-C2. Los porcentajes de aumento del momento los casos en zona sísmica 3 son similares a los porcentajes de aumento en zona sísmica 2. Para el edificio de 16 pisos, el

aumento porcentual debido a la flexibilización de la losa en el primer piso es 1.8% para 16-M025-C2 y 6.7% para 16-M010-C2, en relación con 16-M100-C2. Los porcentajes de aumento del momento en el primer piso para los casos en zona sísmica 3 son equivalentes a los porcentajes de aumento en zona sísmica 2. Para el edificio de 22 pisos, el aumento porcentual debido a la flexibilización de la losa en el primer piso es 14.2% para 22-M025-C2 y 20.3% para 22-M010-C2, en relación con 22-M100-C2. Los porcentajes de aumento del momento en el primer piso para los casos en zona sísmica 3 son equivalentes a los porcentajes de aumento en zona sísmica 2.

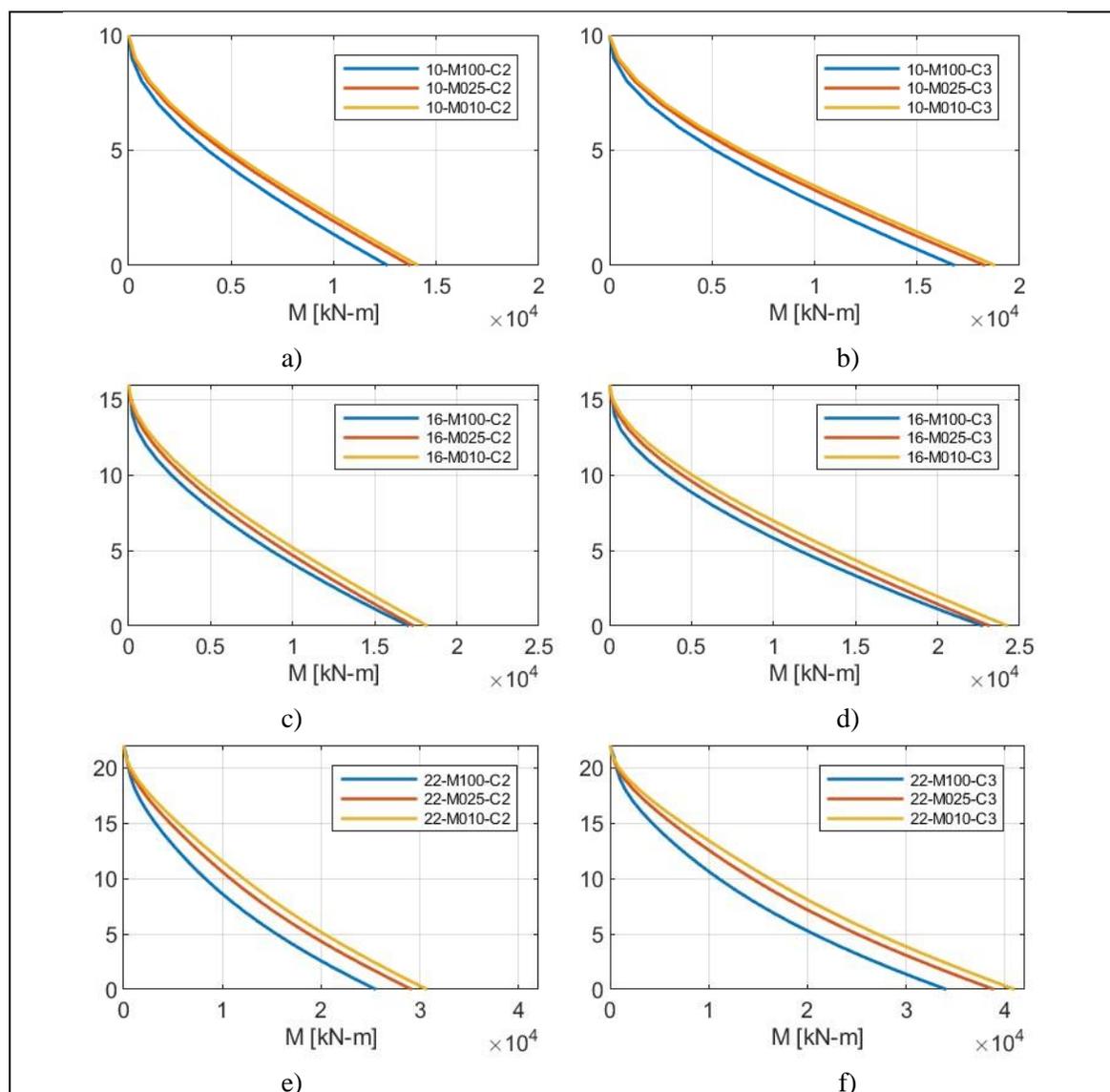


Figura 3-8: Momento flector (M) sísmico máximo en la altura del muro T de los 18 casos de estudio.

Al reducir la rigidez flexural de las losas, se produce una redistribución de los esfuerzos internos. Ante un patrón de cargas laterales el acoplamiento entre los muros disminuye. Esto provoca un aumento del momento en los muros y una disminución de la fuerza axial soportada y de su aporte al equilibrio de momentos. Por otra parte, los modelos también presentan diferentes máximos esfuerzos de momentos flectores producto del diferente factor de reducción de sus propiedades dinámicas.

Se definieron los esfuerzos últimos de diseño en base a las combinaciones de carga por la normativa NCh3171 Of.2017 (INN, 2017). La Tabla 3-5 muestra las combinaciones de carga consideradas. La Tabla 3-6 muestra los esfuerzos axiales últimos en el primer piso del muro T destacado por la Figura 3-1 para los 18 casos de estudio. La Tabla 3-6 distingue los esfuerzos axiales últimos entre sísmicos y totales. Los esfuerzos axiales totales son los que resultan de la envolvente de todas las combinaciones indicadas por la Tabla 3-5, en cambio los esfuerzos axiales sísmicos son los que resultan de la envolvente de las combinaciones exclusivamente sísmicas. Los esfuerzos axiales últimos totales y axiales difieren en ciertos casos en los cuales controla la combinación  $1.2D + 1.6L$ . Para el edificio de 10 pisos, la reducción porcentual en los esfuerzos axiales últimos sísmicos en el primer piso debido a la flexibilización de las losas es 6.6% para 10-M025-C2 y 8.7% para 10-M010-C2, en relación con 10-M100-C2. Para zona sísmica 3, la reducción porcentual de la carga axial última sísmica en el primer piso debido a la flexibilización de las losas es 8.4% para 10-M025-C3 y 11.2% para 10-M010-C3, en relación a 10-M100-C3. Para el edificio de 16 pisos, la reducción porcentual en los esfuerzos axiales últimos sísmicos en el primer piso debido a la flexibilización de las losas es 8.3% para 16-M025-C2 y 11.0% para 16-M010-C2, en relación con 16-M100-C2. Para zona sísmica 3, la reducción porcentual de la carga axial última sísmica en el primer piso debido a la flexibilización de las losas es 10.5% para 16-M025-C3 y 14.1% para 16-M010-C3, en relación a 16-M100-C3. Para el edificio de 22 pisos, la reducción porcentual en los esfuerzos axiales últimos sísmicos en el primer piso debido a la flexibilización de las losas es 8.9% para 22-M025-C2 y 13.1% para 22-M010-C2, en relación

con 22-M100-C2. Para zona sísmica 3, la reducción porcentual de la carga axial última sísmica en el primer piso debido a la flexibilización de las losas es 11.2% para 22-M025-C3 y 16.6% para 22-M010-C3, en relación a 22-M100-C3.

Tabla 3-5: Combinaciones de carga NCh3171 of. 2017

Combinaciones de Carga
1.4D
1.2D+1.6L
1.2D+1.0L±1.4E
0.9D±1.4E

Tabla 3-6: Esfuerzos axiales últimos en el primer piso del muro T

Modelo	$P_u \text{ totales}$ [kN]	$P_u \text{ sísmicos}$ [kN]	$P_u \text{ sis.}/P_u \text{ tot.}$ [-]	$P_u \text{ totales}/f'_c A_g$ [-]
10-100-C2	11169	11169	1.00	0.12
10-025-C2	10978	10437	0.95	0.12
10-010-C2	10978	10198	0.93	0.12
10-100-C3	11557	11557	1.00	0.13
10-025-C3	10978	10581	0.96	0.12
10-010-C3	10978	10262	0.93	0.12
16-100-C2	19575	19575	1.00	0.18
16-025-C2	18483	17959	0.97	0.17
16-010-C2	18483	17414	0.94	0.17
16-100-C3	20459	20459	1.00	0.19
16-025-C3	18483	18303	0.99	0.17
16-010-C3	18483	17577	0.95	0.17
22-100-C2	29671	29671	1.00	0.17
22-025-C2	27025	27025	1.00	0.15
22-010-C2	26676	25771	0.97	0.15
22-100-C3	31382	31382	1.00	0.18
22-025-C3	27853	27853	1.00	0.16
22-010-C3	26676	26182	0.98	0.15

La Tabla 3-7 muestra los esfuerzos de corte últimos y los esfuerzos de momento últimos en el primer piso del muro T mostrado por el recuadro rojo en la Figura 3-1. Para el edificio de

10 pisos, la reducción porcentual en los esfuerzos de corte último en el primer piso debido a la flexibilización de las losas es 2.2% para 10-M025-C2 y 2.9% para 10-M010-C2, en relación con 10-M100-C2. Para zona sísmica 3, la reducción porcentual del corte último en el primer piso debido a la flexibilización de las losas es 2.3% para 10-M025-C3 y 3.1% para 10-M010-C3, en relación a 10-M100-C3. Los esfuerzos de momento últimos aumentan debido a la flexibilización de las losas, aumentando porcentualmente un 8.0% para 10-M025-C2 y 10.7% para 10-M010-C2, en relación con 10-M100-C2. Para zona sísmica 3, el aumento porcentual del momento en el primer piso debido a la flexibilización de las losas es 8.2% para 10-M025-C3 y 10.8% para 10-M010-C3, en relación a 10-M100-C3. Para el edificio de 16 pisos, la reducción porcentual en los esfuerzos de corte último en el primer piso debido a la flexibilización de las losas es 11.2% para 16-M025-C2 y 12.0% para 16-M010-C2, en relación con 16-M100-C2. Para zona sísmica 3, la reducción porcentual del corte último en el primer piso debido a la flexibilización de las losas es 11.5% para 16-M025-C3 y 12.3% para 16-M010-C3, en relación a 16-M100-C3. Los esfuerzos de momento últimos aumentan debido a la flexibilización de las losas, aumentando porcentualmente un 1.7% para 16-M025-C2 y 6.2% para 16-M010-C2, en relación con 16-M100-C2. Para zona sísmica 3, el aumento porcentual del momento en el primer piso debido a la flexibilización de las losas es 1.7% para 16-M025-C3 y 6.3% para 16-M010-C3, en relación a 16-M100-C3. Para el edificio de 22 pisos, la reducción porcentual en los esfuerzos de corte último en el primer piso debido a la flexibilización de las losas es despreciable en ambas zonas sísmicas, con una variación máxima de 0.1%. Los esfuerzos de momento últimos aumentan debido a la flexibilización de las losas, aumentando porcentualmente un 13.5% para 22-M025-C2 y 19.3% para 22-M010-C2, en relación con 22-M100-C2. Para zona sísmica 3, el aumento porcentual del momento en el primer piso debido a la flexibilización de las losas es 13.7% para 22-M025-C3 y 19.5% para 22-M010-C3, en relación a 22-M100-C3.

Tabla 3-7: Esfuerzos últimos de corte y momento en el primer piso del muro T

Modelo	$V_u \text{ totales}$ [kN]	$M_u \text{ totales}$ [kN-m]
10-100-C2	1220	19429
10-025-C2	1193	20978

10-010-C2	1185	21506
10-100-C3	1592	25322
10-025-C3	1555	27391
10-010-C3	1543	28065
16-100-C2	1166	25640
16-025-C2	1035	26065
16-010-C2	1026	27222
16-100-C3	1522	33606
16-025-C3	1347	34175
16-010-C3	1335	35718
22-100-C2	1441	37496
22-025-C2	1442	42555
22-010-C2	1442	44739
22-100-C3	1891	49411
22-025-C3	1892	56158
22-010-C3	1892	59070

Los resultados presentados en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, la REF\_Ref152684498 \h Tabla 3-6 y la Tabla 3-7 muestran que el efecto de la reducción de la rigidez flexural en las losas produce variaciones de mayor magnitud en los esfuerzos sísmicos que en los esfuerzos últimos, que se obtienen de las combinaciones de carga. Las cargas sísmicas axiales disminuyen entre un 52% y 84% debido a la disminución de la rigidez flexural en las losas, según el caso, mientras que las cargas últimas axiales disminuyen solo entre un 2% y un 15%. Las cargas sísmicas de corte disminuyen entre un 13% y un 14% para el edificio de 16 pisos y son despreciables en los edificios de 10 y 22 pisos, mientras que las cargas últimas de corte disminuyen solo entre un 11.2% y un 12.3% para el edificio de 16 pisos y son despreciables en los edificios de 10 y 22 pisos. Las cargas sísmicas de momento aumentan entre un 1.8% y un 20.3% para los tres edificios, mientras que las cargas últimas de momento disminuyen solo entre un 1.7% y un 19.5% para los tres edificios. El menor efecto de la rigidez flexural en los esfuerzos últimos de los muros se debe a que las cargas gravitacionales tienen una contribución importante en el cálculo de los esfuerzos últimos de estos elementos.

## 4. DISEÑO

Este capítulo detalla el proceso de diseño estructural de los 18 casos de estudio. En primer lugar, el capítulo especifica los principios y consideraciones de diseño. En segundo lugar, el capítulo detalla el diseño a flexocompresión de los muros T y los elementos especiales de borde en caso de ser requeridos. En tercer lugar, el capítulo detalla el diseño al corte de los muros T.

### 4.1. Principios de diseño y consideraciones

A continuación, se presentan las consideraciones realizadas en el diseño de los refuerzos de acero de los muros T. El diseño del refuerzo de las losas no se considera en esta investigación. Por simplicidad, el capítulo 3 mostró los resultados de un análisis en la dirección transversal. En consecuencia, el diseño de los muros T se limitó en esta investigación a la misma dirección. Debido a que todos los muros T de cada edificio son equivalentes, se realiza el diseño de solo un muro de cada edificio, el cual se replica en los demás muros. Otra simplificación del diseño es que los muros fueron diseñados con los esfuerzos correspondientes a la sección crítica, ubicada en la planta baja, ya que no existen irregularidades verticales en la altura de los edificios. Esta armadura se extiende en todos los pisos del muro.

Para el diseño estructural del edificio se utiliza la propuesta de norma prNCh430 (INN, 2023). Esta propuesta se basa en el ACI318S-19, y tiene algunas modificaciones. Se considera específicamente el apartado 18.10 de la propuesta de norma de la prNCh430 (INN, 2023), referente a Muros Especiales.

Los muros se diseñan para cumplir con la propuesta de norma intentando minimizar la cantidad de acero de refuerzo, y cumpliendo con las siguientes consideraciones especiales:

- Se utilizan diámetros de barras de refuerzo disponibles en el mercado chileno y su resistencia nominal (AZA, 2022).
- En los muros en que se requiera Elementos Especiales de Borde (EEB), la armadura longitudinal de borde se distribuye uniformemente en toda la zona del EEB.

- Para el refuerzo longitudinal en los EEB se considera un diámetro mínimo de barra de 16 milímetros. Este diámetro permite una separación vertical de la armadura transversal del EEB de 10 cm, equivalente a seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal establecido en el inciso cinco de la sección 18.10.6.4 de la propuesta de prNCh430 (INN, 2023). El uso de refuerzo longitudinal de menor diámetro implicaría una menor separación del refuerzo transversal, lo que generaría problemas constructivos.
- El número de capas de la armadura longitudinal en la intersección del alma con el ala, y en los bordes de las alas, se define igual a la parte entera de  $n/2 + 1$ , donde  $n$  es igual al número de capas en la punta del alma.
- El diagrama de interacción de los muros para la verificación del diseño se construye considerando inicialmente la armadura longitudinal de borde. Esto, debido a la mayor eficiencia de la ubicación de esta armadura. Por otro lado, no considerar la armadura longitudinal distribuida puede ayudar a resistir esfuerzos en el eje débil del muro y su consideración es una práctica común en algunas oficinas de cálculo chilenas (A. Cortés, comunicación personal, 28 de septiembre de 2022).
- Se utilizó una separación entre capas de la armadura longitudinal de borde de 15 cm. Esta separación permite cumplir con los requerimientos de espaciamiento en el caso de requerir confinamiento. La propuesta de norma establece que las barras longitudinales soportadas lateralmente no deben estar separadas a una distancia mayor a la mitad del espesor del elemento. Este criterio se establece con el objetivo de cumplir con los requisitos de confinamiento del elemento.
- Para la armadura distribuida de los muros se utilizan las mallas dobles (DM) de  $\phi 8@15cm$ ,  $\phi 10@20cm$  y  $\phi 10@15cm$ , consideradas para cumplir la cuantía mínima para los muros de 25, 30 y 35 cm de espesor, respectivamente. Las cuantías correspondientes a estas configuraciones son 0.0027, 0.0026 y 0.0030. Estas cuantías cumplen la cuantía mínima de 0.0025. Estas armaduras se escogieron en base a la práctica de algunas oficinas de cálculo en Chile (Cortés, 2023).

## 4.2. Diseño a flexocompresión y EEB

El diseño a flexocompresión de los muros T se realiza siguiendo un proceso iterativo que permite considerar los requerimientos normativos y las consideraciones especiales de diseño definidas en el apartado anterior. En esta sección se resume la armadura longitudinal requerida y los EEB requeridos para cada caso.

Los esfuerzos de diseño considerados son la fuerza axial (P), el corte en la dirección de análisis (V) y el momento flector ortogonal a la dirección de análisis (M), en la parte superior y en la parte inferior del segmento de muro del primer piso. Los esfuerzos últimos se obtuvieron considerando las combinaciones de carga mostradas en la Tabla 3-5. Se consideraron únicamente las combinaciones de fuerza axial y momento cinemáticamente admisibles. Por lo tanto, para el diseño a flexocompresión de cada muro se consideró un total de 12 parejas de esfuerzos (6 correspondientes al extremo inferior y 6 correspondientes al extremo superior).

Adicionalmente, para cada caso de estudio se verifica si los muros requieren refuerzo longitudinal de borde que cumpla con lo especificado en el apartado 18.10.2.4 de la propuesta de prNCh430 (INN, 2023). Los muros requieren este refuerzo cuando  $h_w/l_w \geq 2$  y  $\mu \geq 1$ , con  $h_w$  la altura total del muro estructural o la altura libre del segmento de muro,  $l_w$  la longitud del muro completo o longitud del segmento de muro considerado en la dirección de la fuerza cortante y  $\mu = \delta_u/\delta_y$  la demanda de ductilidad del elemento. El desplazamiento último de techo  $\delta_u$  se calcula siguiendo el procedimiento indicado en el DS61 (MINVU, 2011) y cuyos valores se muestran en la Tabla 3-4, mientras que  $\delta_y$  se determina como  $\delta_y = 0.004h_w$ , según lo recomendado en la propuesta de prNCh430 (INN, 2023). Si  $\mu \geq 2$ , el refuerzo longitudinal de borde se debe extender desde el extremo del muro en compresión hasta un largo de  $0.15l_w$ , mientras que si  $2 > \mu \geq 1$  el refuerzo longitudinal se debe extender hasta un largo determinado interpolando entre el espesor del muro y  $0.15l_w$ . La cuantía del refuerzo longitudinal de borde debe ser mayor o igual a  $0.5\sqrt{f'_c}/f_y$  (con  $f'_c$  y  $f_y$  en MPa). La Figura 4-1 muestra la localización de refuerzo

longitudinal requerido por el apartado 18.10.2.4 en diferentes configuraciones de sección del muro.

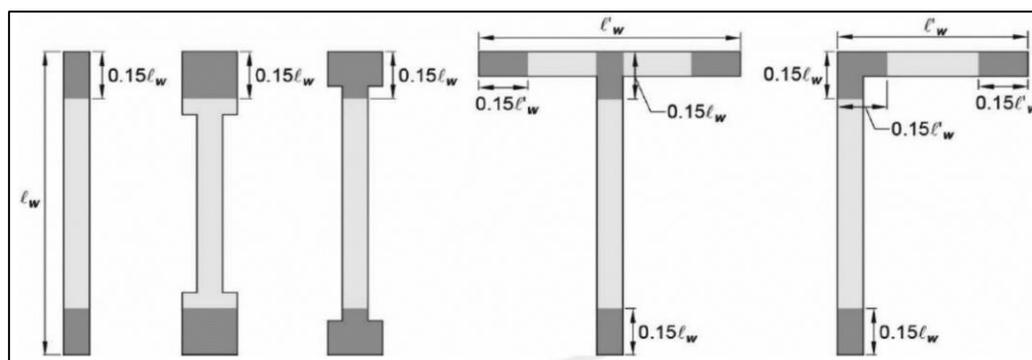


Figura 4-1: Localización de refuerzo longitudinal requerido por el apartado 18.10.2.4 en diferentes configuraciones de sección del muro (INN, 2023)

Por otro lado, el muro se refuerza con armadura longitudinal distribuida en el alma y en el ala. El apartado 18.10.2 de la propuesta de prNCh430 (INN, 2023) establece que la cuantía vertical mínima,  $\rho_l$  es 0.0025. Además, la propuesta de prNCh430 (INN, 2023) establece que todo muro especial debe diseñarse con al menos dos capas de refuerzo.

Los muros requieren elementos EEB cuando  $h_w/l_w \geq 2.0$  y  $\varepsilon_c \geq 0.003$ , según lo especificado en el apartado 18.10.6.2 de la propuesta de prNCh430 (INN, 2023). En esta última inecuación,  $\varepsilon_c$  corresponde al acortamiento unitario del hormigón en el borde del muro. En caso de requerir EEB, este debe extenderse en toda la zona en la cual  $\varepsilon_c \geq 0.003$ . Además, el EEB debe cumplir con las condiciones establecidas en el apartado 18.10.6.4 de la propuesta de prNCh430 (INN, 2023). El valor de  $\varepsilon_c$  se calcula mediante la expresión  $\varepsilon_c = 2\delta_u c / H_t l_w$ , donde  $c$  corresponde a la mayor profundidad del eje neutro del muro congruente con la mayor carga axial última considerando los esfuerzos sísmicos y la compresión del extremo libre del alma.

La Figura 4-2 muestra el detalle del refuerzo obtenido para los muros en los casos de estudio de edificio de 16 pisos en zona sísmica 2. El refuerzo transversal correspondiente a los EEB

cumple con las cuantías requeridas y con la longitud del EEB ( $l_{be}$ ), medida desde la cara en compresión del miembro hasta el borde de la última barra transversal de confinamiento.

Por motivos de simplicidad, los esquemas presentados no incorporan los nuevos criterios de extensión máxima entre ramas de estribos cerrados de confinamiento de la propuesta de norma prNCh430 (INN, 2023), especificados en la figura R18.6.4.a (Figura 8-1 en Anexo). Los nuevos requerimientos respecto de extensión máxima entre ramas de estribos cerrados de confinamiento establecen el uso de estribos cerrados superpuestos y ganchos sísmicos suplementarios cuando  $l_{be} \geq 2b$ . También por simplicidad, todos los elementos transversales de los EEB se componen de barras de 12 mm de diámetro.

La Tabla 4-1 muestra el detalle del refuerzo en la cabeza del alma de los muros obtenidas con este procedimiento, para 16 de los 18 casos de estudio. Los edificios 22-M025-C3 y 22-M010-C3 no fueron diseñados. La tabla 4-1 muestra la armadura longitudinal requerida por 22-M025-C3 y 22-M010-C3, pero no se diseña el EEB requerido debido a que los muros no cumplen con la limitación de deformación del hormigón tal que  $\varepsilon_c \leq 0.008$ . Una solución para este inconveniente hubiese sido el aumento del espesor de los muros de 22-M025-C3 y 22-M010-C3, lo cual se escapa del alcance de la investigación. La Figura 4-3 muestra los diagramas de interacción de los muros en conjunto a los esfuerzos axiales y de momento para los casos de estudio del edificio de 16 pisos. El resto de los diagramas de interacción se encuentra en las Figura 8-2 y Figura 8-3 del Anexo. Estos diagramas de interacción se obtuvieron considerando únicamente las armaduras longitudinales de borde y no consideran la armadura distribuida en el alma del muro T. Al observar los diagramas de interacción se puede observar que ciertos puntos están más alejados de la curva en los casos que poseen losas con rigidez flexural reducida, sin embargo, las armaduras longitudinales de borde no pueden ser reducidas debido al límite de cuantía longitudinal de borde que impone la propuesta de prNCh430 (INN, 2023) y a los principios de diseño escogidos.

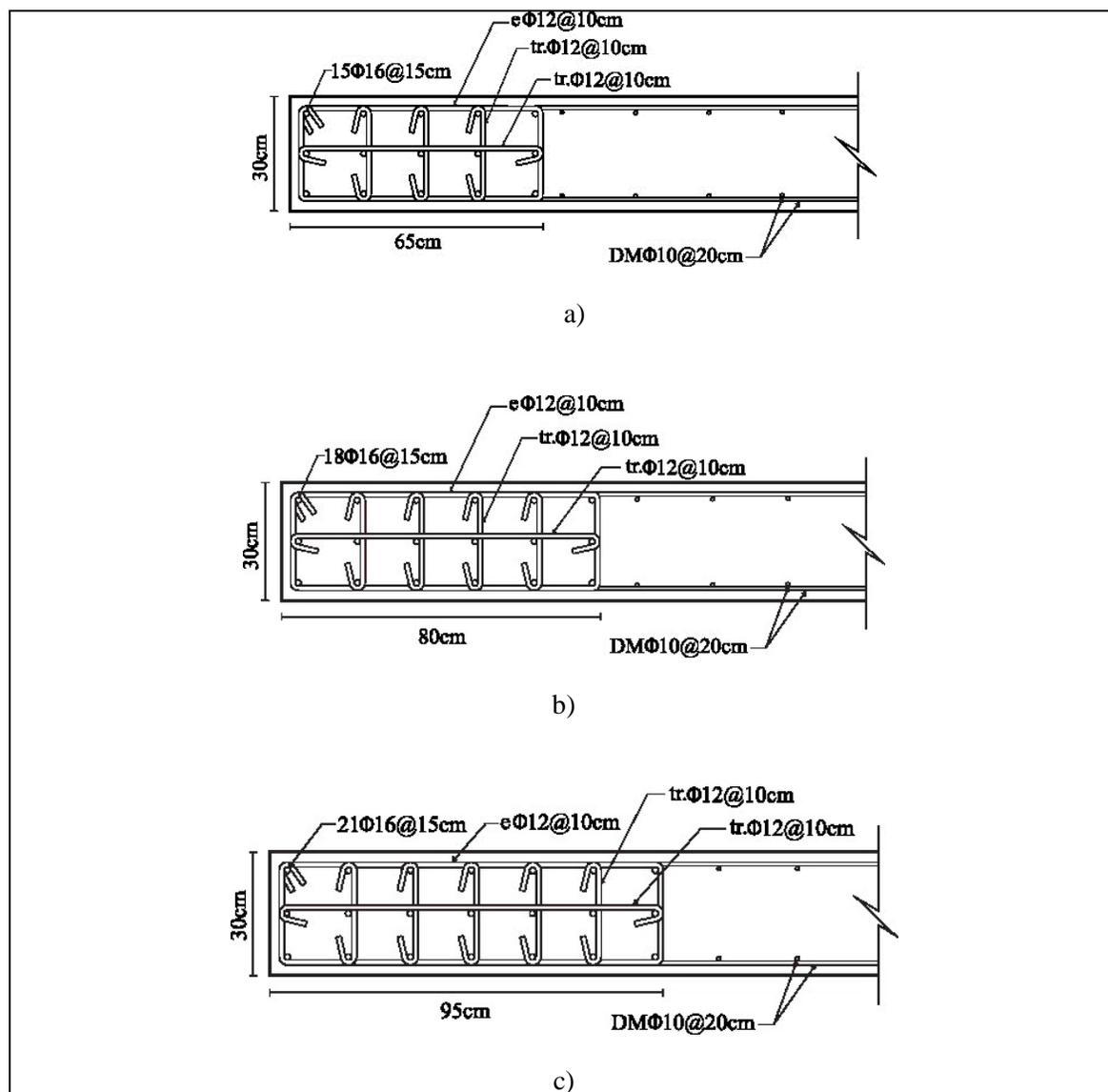


Figura 4-2: Detalle de refuerzo de la cabeza del alma de muro T para los casos de estudio del edificio de 16 pisos en zona sísmica 2 a) 16-M100-C2, b) 16-M025-C2 y c) 16-M010-C2

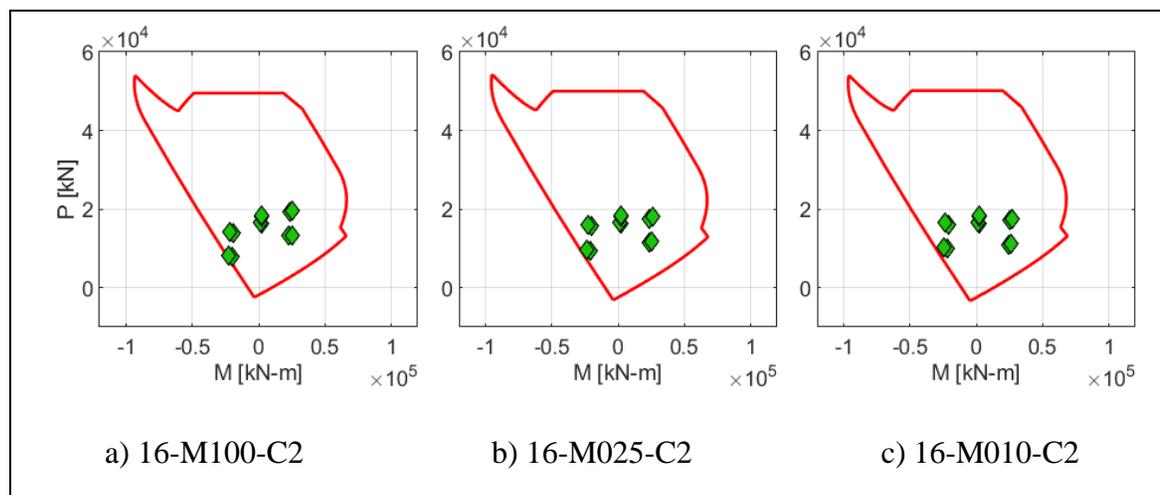
Tabla 4-1: Detalle de la armadura flexural de los muros T para los 18 casos de estudio

Casos	$\mu$ [cm/cm]	Requiere ref. long. extremo según 18.10.2.4	Requiere EEB	Barras de cada capa	Nº de capas	$c_c$ [1] [cm]	$l_{be}$ [2] [cm]
10-M100-C2	0.24	NO	NO	2 $\phi$ 18	5	NO	NO
10-M025-C2	0.28	NO	NO	2 $\phi$ 18	5	NO	NO
10-M010-C2	0.29	NO	NO	2 $\phi$ 18	5	NO	NO
10-M100-C3	0.32	NO	NO	2 $\phi$ 18	10	NO	NO
10-M025-C3	0.37	NO	NO	2 $\phi$ 18	11	NO	NO
10-M010-C3	0.38	NO	NO	2 $\phi$ 18	11	NO	NO
16-M100-C2	0.76	NO	SI	3 $\phi$ 16	5	33	67
16-M025-C2	0.93	NO	SI	3 $\phi$ 16	6	75	82
16-M010-C2	1.02	SI	SI	3 $\phi$ 16	7	89	97
16-M100-C3	1.02	SI	SI	3 $\phi$ 16	11	137	157
16-M025-C3	1.24	SI	SI	3 $\phi$ 16	11	153	157
16-M010-C3	1.36	SI	SI	3 $\phi$ 16	12	167	172
22-M100-C2	1.38	SI	SI	3 $\phi$ 16	13	183	187
22-M025-C2	1.78	SI	SI	3 $\phi$ 16	15	201	217
22-M010-C2	2.00	SI	SI	3 $\phi$ 16	15	206	217
22-M100-C3	1.84	SI	SI	3 $\phi$ 18	17	240	247
22-M025-C3	2.37	SI	SI	3 $\phi$ 18	18	256	[3]
22-M010-C3	2.66	SI	SI	3 $\phi$ 18	18	253	[3]

[1]  $C_c$  corresponde a la longitud desde la cara en compresión del miembro hasta donde  $\varepsilon_c = 0.003$ .

[2]  $l_{be}$  corresponde a la longitud del EEB medida desde la cara en compresión del miembro hasta el borde de la última barra transversal de confinamiento.

[3] No se aplica EEB debido a que el elemento no cumple la limitación de deformación del hormigón tal que  $\varepsilon_c \leq 0.008$ .



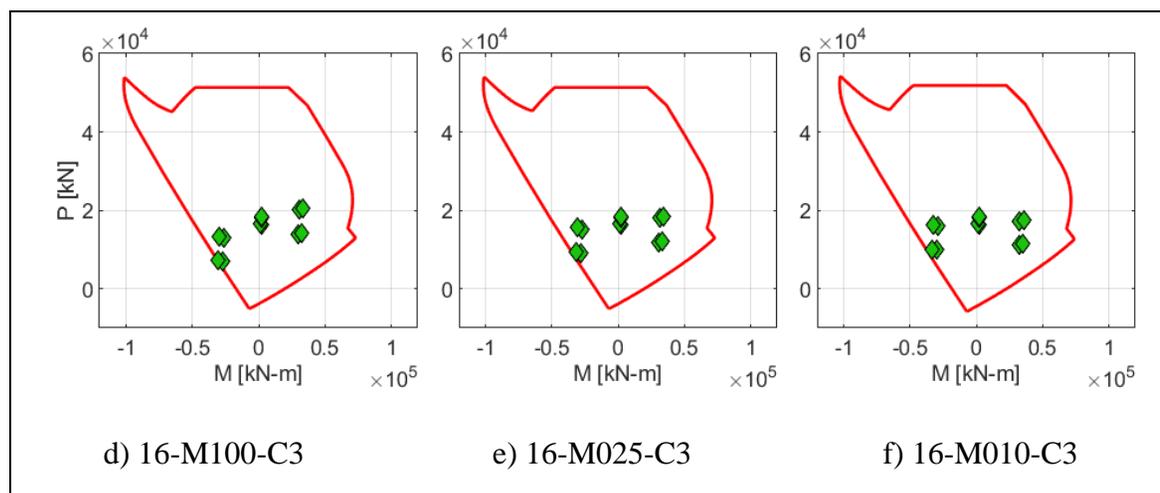


Figura 4-3: Diagrama de interacción de muros para los casos de estudio de edificio de 16 pisos y zona sísmica 2 y 3 a)16-M100-C2, b)16-M025-C2, c)16-M010-C2, d) 16-M100-C3, e) 16-M025-C3 y f) 16-M010-C3

A partir de los resultados presentados por la Tabla 4-1 y la Figura 4-2, se observa que en el caso de los edificios de 10 pisos ubicados en suelo tipo C y zona sísmica 2, la disminución de la rigidez en las losas no tiene ningún efecto en el diseño de la armadura longitudinal de borde de los muros. En el caso de los edificios de 10 pisos ubicados en suelo tipo C y zona sísmica 3, al pasar de un 100% de rigidez a un 25% de rigidez en las losas, los requerimientos de armadura longitudinal aumentan en una capa de armadura, mientras que al pasar de un 25% de rigidez a un 10% de rigidez no existen variaciones en la armadura longitudinal requerida. Esta variación de armadura se traduce en un aumento de 3.6% en la cuantía de refuerzo longitudinal para los casos 10-M025-C3 y 10-M010-C3 respecto a 10-M100-C3, sin considerar la armadura longitudinal distribuida. Ninguno de los casos de 10 pisos requiere EEB. En contraste, en el apartado 3.7 se expone que para zona sísmica 3, la reducción porcentual de la carga axial última sísmica en el primer piso debido a la flexibilización de las losas es 8.4% para 10-M025-C3 y 11.2% para 10-M010-C3, en relación a 10-M100-C3; la reducción porcentual del corte último en el primer piso debido a la flexibilización de las losas es 2.3% para 10-M025-C3 y 3.1% para 10-M010-C3, en relación a 10-M100-C y; el aumento porcentual del momento en el primer piso debido a la

flexibilización de las losas es 8.2% para 10-M025-C3 y 10.8% para 10-M010-C3, en relación a 10-M100-C3.

En el caso de los edificios de 16 pisos ubicados en suelo C y zona sísmica 2, al pasar de un 100% a un 25% de rigidez en las losas, los requerimientos de armadura longitudinal aumentan en una capa de armadura, y al pasar de un 25% a un 10% de rigidez en las losas los requerimientos de armadura longitudinal aumentan en una capa más. Esta variación de armadura se traduce en un aumento de 28.6% en la cuantía de refuerzo longitudinal para el caso 16-M025-C2 respecto a 16-M100-C2, y a un aumento de 35.7% en la cuantía de refuerzo longitudinal para el caso 16-M010-C2 respecto a 16-M100-C2, sin considerar la armadura longitudinal distribuida. En contraste, en el apartado 3.7 se expone que para la zona sísmica 2, la reducción porcentual en los esfuerzos axiales últimos sísmicos en el primer piso debido a la flexibilización de las losas es 8.3% para 16-M025-C2 y 11.0% para 16-M010-C2, en relación con 16-M100-C2; la reducción porcentual en los esfuerzos de corte último en el primer piso debido a la flexibilización de las losas es 11.2% para 16-M025-C2 y 12.0% para 16-M010-C2, en relación con 16-M100-C2 y; los esfuerzos de momento últimos aumentan debido a la flexibilización de las losas, aumentando porcentualmente un 1.7% para 16-M025-C2 y 6.2% para 16-M010-C2, en relación con 16-M100-C2. En el caso de los edificios de 16 pisos ubicados en suelo tipo C y zona sísmica 3, al pasar de un 100% a un 25% de rigidez en las losas los requerimientos de armadura longitudinal se mantienen, y al pasar de un 25% a un 10% de rigidez en las losas los requerimientos de armadura longitudinal aumentan en una capa. Esta variación de armadura se traduce en un aumento de 13.8% en la cuantía de refuerzo longitudinal para 16-M010-C3 respecto a 16-M100-C3 y a 16-M025-C3, sin considerar la armadura longitudinal distribuida. En contraste, en el apartado 3.7 se expone que para la zona sísmica 3, la reducción porcentual de la carga axial última sísmica en el primer piso debido a la flexibilización de las losas es 10.5% para 16-M025-C3 y 14.1% para 16-M010-C3, en relación a 16-M100-C3; la reducción porcentual del corte último en el primer piso debido a la flexibilización de las losas es 11.5% para 16-M025-C3 y 12.3% para 16-M010-C3, en relación a 16-M100-C3 y; el aumento porcentual del momento en el primer piso debido a la flexibilización de las losas es 1.7% para 16-M025-C3 y 6.3% para 16-M010-C3, en relación a 16-M100-C3.

En el caso de los edificios de 22 pisos ubicados en suelo tipo C y zona sísmica 2, al pasar de un 100% a un 25% de rigidez en las losas los requerimientos de armadura longitudinal aumentan en una capa de armadura, y al pasar de un 25% a un 10% de rigidez en las losas los requerimientos de armadura longitudinal no varían. Esta variación de armadura se traduce en un aumento de 14.7% en la cuantía de refuerzo longitudinal para los casos 22-M025-C2 y 22-M010-C2 respecto a 22-M100-C2, sin considerar la armadura longitudinal distribuida. En contraste, en el apartado 3.7 se expone que para la zona sísmica 2, la reducción porcentual en los esfuerzos axiales últimos sísmicos en el primer piso debido a la flexibilización de las losas es 8.9% para 22-M025-C2 y 13.1% para 22-M010-C2, en relación con 22-M100-C2; la reducción porcentual en los esfuerzos de corte último en el primer piso debido a la flexibilización de las losas es despreciable, con una variación máxima de 0.1% y; los esfuerzos de momento últimos aumentan debido a la flexibilización de las losas, aumentando porcentualmente un 13.5% para 22-M025-C2 y 19.3% para 22-M010-C2, en relación con 22-M100-C2. En el caso de los edificios de 22 pisos ubicados en suelo tipo C y zona sísmica 3, al pasar de un 100% a un 25% de rigidez en las losas los requerimientos de armadura longitudinal aumentan en una capa de armadura, y al pasar de un 25% a un 10% de rigidez en las losas los requerimientos de armadura longitudinal no varían. Esta variación de armadura se traduce en un aumento de 9.1% en la cuantía de refuerzo longitudinal para los casos 22-M025-C3 y 22-M010-C3 respecto a 22-M100-C3, sin considerar la armadura longitudinal distribuida. En contraste, en el apartado 3.7 se expone que para la zona sísmica 3, la reducción porcentual de la carga axial última sísmica en el primer piso debido a la flexibilización de las losas es 11.2% para 22-M025-C3 y 16.6% para 22-M010-C3, en relación a 22-M100-C3; la reducción porcentual en los esfuerzos de corte último en el primer piso debido a la flexibilización de las losas es despreciable y; el aumento porcentual del momento en el primer piso debido a la flexibilización de las losas es 13.7% para 22-M025-C3 y 19.5% para 22-M010-C3, en relación a 22-M100-C3.

A partir de los resultados de la Tabla 4-1, se observa que en los casos de estudio de los edificios de 16 y 22 pisos existe un aumento en los requerimientos de confinamiento al disminuir la rigidez en las losas. Al disminuir la rigidez flexural de las losas, aumentan las deformaciones en la estructura, lo que incrementa el largo de confinamiento requerido. En

contraparte, la disminución de la rigidez de las losas también disminuye la variación de carga axial asociada a la carga sísmica al existir menor acoplamiento entre muros adyacentes. Esta disminución en la variación de la carga axial debiera disminuir el requerimiento de confinamiento. A partir de los resultados, se observa que en general, al disminuir la rigidez de las losas el efecto del aumento de deformaciones tiene mayor incidencia, ya que los resultados muestran que, al flexibilizar las losas, se observan mayores demandas de confinamiento. El aumento en las deformaciones se traduce en un aumento del largo de confinamiento  $c_c$  al disminuir la rigidez en las losas. Sin embargo, este aumento no siempre se traduce en un aumento en el número de capas de armadura, debido a las consideraciones de diseño establecidas en el apartado 4.1. Además, en el caso de los edificios de 22 pisos ubicados en C3, al disminuir la rigidez en las losas de un 100% a un 25% y 10%, hace que los muros no cumplan con las deformaciones establecidas y por ende no sea posible diseñar los edificios con rigidez reducida en las losas.

### 4.3. Diseño a cortante

El diseño a cortante se realiza siguiendo los requerimientos normativos establecidos por la propuesta de prNCh430 (INN, 2023). La fuerza cortante de diseño  $V_e$  se calcula considerando el factor de sobrerresistencia  $\Omega_v$  y el factor de amplificación dinámica  $\omega_v$ . El cortante de diseño es  $V_e = \Omega_v \omega_v V_{u,env} \leq 1.4V_{el}$ , donde el término  $V_{u,env}$  es la envolvente de la fuerza cortante proveniente de las combinaciones de cargas de corte  $V_u$ , y el término  $V_{el}$  el corte elástico del muro a diseñar, estimado por medio del análisis modal espectral. El factor de sobre resistencia en la sección crítica depende de  $h_w/l_w$  y de la demanda de ductilidad de desplazamiento de techo  $\mu$ . Finalmente, el factor de amplificación dinámica se puede considerar como  $\omega_v = 1.0$ , según la propuesta de prNCh430 (INN, 2023).

La Tabla 4-2 muestra, para cada caso de estudio, los parámetros que permiten el cálculo de la fuerza cortante de diseño. La muestra la demanda de ductilidad de desplazamiento de techo  $\mu$ , el factor de sobre resistencia  $\Omega_v$ , la fuerza cortante última  $V_u$ , la fuerza cortante de diseño máxima correspondiente a 1.4 veces el corte elástico  $V_{el}$  y la fuerza cortante de diseño  $V_e$  obtenidos para cada caso. A partir de la tabla se observa que controla  $V_e = \Omega_v \omega_v V_{u,env}$  en

todos los casos analizados, es decir, en ningún caso controla la cota superior definida por la propuesta de norma.

El factor de sobre resistencia  $\Omega_v$  se determina como el mayor número entre 2.0 y un factor que varía según la demanda de ductilidad de la estructura, según los establecido en la tabla la propuesta de prNCh430 (INN, 2023). La propuesta de norma indica que cuando  $\mu \leq 1$ ,  $\Omega_v$  puede calcularse como  $M_{n,sc}/M_{u,sc}$ ; cuando  $1 \leq \mu \leq 2$ ,  $\Omega_v$  puede calcularse como una interpolación lineal entre  $M_{n,sc}/M_{u,sc}$  y  $M_{pr,sc}/M_{u,sc}$  y; finalmente cuando  $\mu \geq 2$ , el parámetro  $\Omega_v$  puede calcularse como  $M_{pr,sc}/M_{u,sc}$ . En las expresiones anteriores, el termino,  $M_{n,sc}$  corresponde al momento nominal del muro, mientras que el termino  $M_{pr}$  corresponde al momento probable del muro, los cuales se calculan utilizando el diagrama de interacción. Para el cálculo de  $M_{pr}$  se considera una resistencia esperable del acero correspondiente a  $1.25f_y$  y se realiza la interpolación de la curva con la mayor carga axial obtenida de las combinaciones de carga. Por su parte,  $M_{u,sc}$  corresponde al momento ultimo extraído de las combinaciones de carga.

Tabla 4-2: Resumen de los parámetros utilizados en el cálculo de la fuerza cortante de diseño

Casos	$\mu$ [-]	$\Omega_v$ [-]	$V_u$ [kN]	$1.4V_{el}$ [kN]	$V_e$ [kN]
10-M100-C2	0.24	3.7	1220	6155	4466
10-M025-C2	0.28	3.4	1193	6164	4022
10-M010-C2	0.29	3.3	1185	6162	3898
10-M100-C3	0.32	3.1	1592	8207	4932
10-M025-C3	0.37	2.8	1555	8219	4336
10-M010-C3	0.38	2.7	1543	8215	4179
16-M100-C2	0.76	3.8	1166	7977	4440
16-M025-C2	0.93	3.7	1035	7224	3878
16-M010-C2	1.02	3.6	1026	6945	3745
16-M100-C3	1.02	3.1	1522	10636	4775
16-M025-C3	1.24	3.0	1347	9632	4044
16-M010-C3	1.36	2.9	1335	9259	3936
22-M100-C2	1.38	4.0	1441	7751	5825
22-M025-C2	1.78	3.5	1442	6960	5067
22-M010-C2	2.00	3.4	1442	6662	4840
22-M100-C3	1.84	3.2	1891	10335	6106
22-M025-C3	2.37	2.9	1892	9280	5514
22-M010-C3	2.66	2.7	1892	8882	5167

La Tabla 4-3 muestra el diseño al corte obtenido para los muros de los diferentes casos de estudio. Para el diseño a cortante, se consideró  $V_e \leq \phi V_n$ , con  $\phi = 1.0$  y  $V_n = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{1.3 f_c} + 1.17 \rho_t f_y)$  (con  $A_{cv}$  en  $\text{mm}^2$  y  $f_c'$  y  $f_y$  en MPa), según lo establecido en la propuesta de prNCh430 (INN, 2023). En donde  $\alpha_c$  es el coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del concreto a la resistencia nominal cortante del muro,  $\lambda$  es un factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano y  $\rho_t$  la cuantía del área de refuerzo transversal distribuido. Además, de acuerdo con la propuesta normativa, se debe cumplir con una resistencia a cortante máxima tal que  $V_{nmax} = 0.66 A_{cw} \sqrt{f_c'}$  (con  $f_c'$  en MPa). En donde  $A_{cv}$  corresponde al área bruta de la sección de hormigón limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de fuerza cortante considerada en el muro y  $A_{cw}$  al área de la sección de concreto de un machón individual que resiste cortante.  $V_{nmax}$  puede expresarse como tensión de corte en MPa. Los  $V_{nmax}$  de los tres edificios son 4.1 MPa, 4.1 MPa y 4.9 MPa para los edificios de 10, 16 y 22 pisos respectivamente.

Tabla 4-3: Armadura a cortante dispuesta para los 18 casos de estudio

Casos	$\rho_t$ [-]	Armadura DM [-]	$V_n$ [kN]	FU [-]	$V_n/A_{cv}$ [MPa]
10-M100-C2	0.0031	$\phi 10@20$	4674	0.95	2.45
10-M025-C2	0.0027*	$\phi 8@15$	4250	0.95	2.23
10-M010-C2	0.0027*	$\phi 8@15$	4250	0.92	2.23
10-M100-C3	0.0042	$\phi 10@15$	5636	0.87	2.96
10-M025-C3	0.0031	$\phi 10@20$	4674	0.93	2.45
10-M010-C3	0.0027*	$\phi 8@15$	4250	0.98	2.23
16-M100-C2	0.0026*	$\phi 10@20$	5048	0.88	2.20
16-M025-C2	0.0026*	$\phi 10@20$	5048	0.77	2.20
16-M010-C2	0.0026*	$\phi 10@20$	5048	0.74	2.20
16-M100-C3	0.0026*	$\phi 10@20$	5048	0.95	2.20
16-M025-C3	0.0026*	$\phi 10@20$	5048	0.80	2.20
16-M010-C3	0.0026*	$\phi 10@20$	5048	0.78	2.20
22-M100-C2	0.0030*	$\phi 10@15$	6854	0.85	2.55
22-M025-C2	0.0030*	$\phi 10@15$	6854	0.74	2.55
22-M010-C2	0.0030*	$\phi 10@15$	6854	0.71	2.55
22-M100-C3	0.0030*	$\phi 10@15$	6854	0.89	2.55
22-M025-C3	0.0030*	$\phi 10@15$	6854	0.80	2.55
22-M010-C3	0.0030*	$\phi 10@15$	6854	0.75	2.55

\*DM mínima establecida en consideraciones de diseño.

La Tabla 4-2 muestra que la fuerza cortante de diseño disminuye al disminuir la rigidez flexural de las losas en todos los casos. Sin embargo, el corte basal  $V[\%W]$  de los casos de 16 y 22 pisos es inferior a los casos de 10 pisos según lo indicado en la Tabla 3-3. De esta manera, la Tabla 4-3 muestra que los requerimientos de refuerzo a cortante no varían al disminuir la rigidez flexural de las losas en los edificios de 16 y 22 pisos, casos en donde controla la armadura mínima. En el edificio de 10 pisos, existe una disminución de los requerimientos de refuerzo a cortante al reducir la rigidez de las losas, donde los casos 10-M025-C2, 10-M010-C2 y 10-M010-C3 requieren la DM mínima establecida en las consideraciones de diseño.

## 5. ANALISIS NO LINEAL

Este capítulo describe los análisis no lineales realizados a los edificios diseñados en el capítulo 4. En primer lugar, el capítulo especifica los modelos constitutivos y los principios utilizados para la modelación de los muros y edificios en el programa ETABS. En segundo lugar, el capítulo muestra los resultados obtenidos con los principios adoptados en el modelo no lineal al realizar una simulación de dos muros ensayados experimentalmente. El análisis se realiza mediante un análisis no lineal cíclico en ETABS. El capítulo compara la diferencia de las simulaciones con los ensayos experimentales a modo de validación. En tercer lugar, el capítulo muestra la respuesta global del análisis estático no lineal de los edificios diseñados con los distintos supuestos de rigidez de la losa. En cuarto lugar, el capítulo muestra los resultados locales en los muros del análisis estático no lineal de los edificios.

### 5.1. Modelación

El análisis no lineal de los edificios se realizó mediante la implementación de modelos constitutivos no lineales aplicados en modelos construidos con el programa comercial ETABS (CSI, 2011). Los muros se modelan como elementos *Shell* al igual que en los capítulos anteriores. Para la definición de los modelos constitutivos no lineales se consideraron tres tipos de materiales: hormigón no confinado, hormigón confinado y acero de refuerzo. Para el hormigón no confinado y hormigón confinado se consideró la ley constitutiva de Mander et al. (1988). Esta metodología permite establecer la resistencia a compresión del hormigón según la tensión de confinamiento, aumentando la resistencia a la compresión y la capacidad de deformación del hormigón. La resistencia del hormigón confinado se determina mediante la metodología propuesta por Moehle (2015). La Figura 5-1 muestra la relación entre la tensión de confinamiento y la resistencia del hormigón en las direcciones perpendiculares (Moehle, 2015).

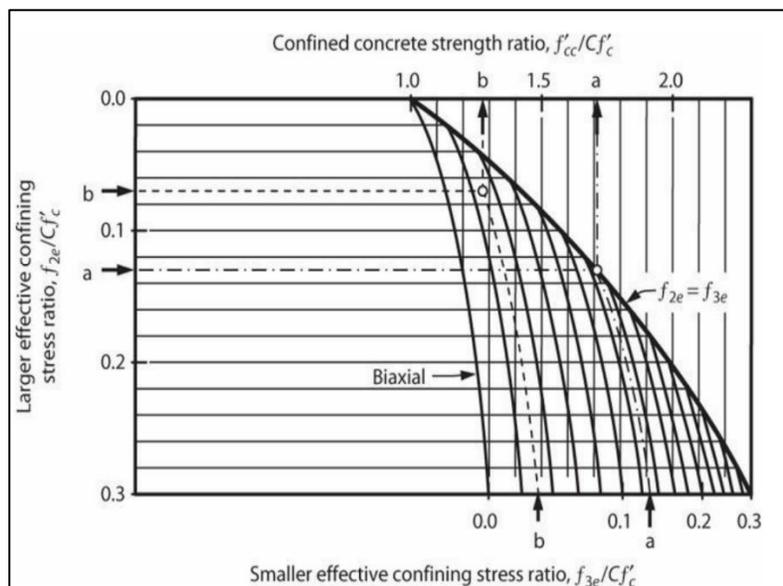


Figura 5-1: Relación entre esfuerzos de confinamiento en direcciones perpendiculares  
(de Moehle, 2015)

En la Figura 5-1,  $f'_{cc}$  corresponde a la resistencia a compresión del hormigón confinado,  $C$  a la diferencia de resistencia entre el hormigón en terreno y el cilindro estándar (considerado como 0.85 en este caso), mientras que  $f_2$  y  $f_3$  corresponden a la tensión de confinamiento de la sección en las dos direcciones. La tensión de confinamiento en ambas direcciones se calcula de acuerdo con lo indicado en las Ecuaciones 5-1 y 5-2.

$$f_2 = \frac{f_s A_{sh2}}{b_{c3} s} \quad \text{Ecuación 5-1}$$

$$f_3 = \frac{f_s A_{sh3}}{b_{c2} s} \quad \text{Ecuación 5-2}$$

En las Ecuaciones 5-1 y 5-2, el término  $f_s$  corresponde a la tensión de fluencia del acero, la cual se asume como  $f_y$ , equivalente a la tensión de fluencia del acero de refuerzo transversal. El término  $A_{sh}$  corresponde al área de acero resistente en la dirección correspondiente,  $b_c$  a la dimensión del núcleo al borde exterior de los estribos, y  $s$  al espaciamiento de los estribos al centro de la barra. Además, el área efectiva de confinamiento se determina mediante la Ecuación 5-3.

$$A_{ef} = (b_c d_c - A_i) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right) \quad \text{Ecuación 5-3}$$

En la Ecuación 5-3, el término  $A_i$  corresponde al área no confinada del núcleo de hormigón y se calcula como  $A_i = \sum \frac{w_i^2}{6}$ , en donde el término  $w_i$  corresponde a la distancia libre entre barras longitudinales en el núcleo. En los modelos de los edificios se utiliza la resistencia esperada a compresión del hormigón, según lo especificado en el Manual de Diseño Sísmico Basado en Desempeño de ACHISINA (2017). Este manual establece que la resistencia a considerar para el hormigón es  $1,3f'_c$ , donde  $f'_c$  corresponde a la resistencia especificada. Finalmente, por motivos de simplicidad, en el modelo se desprecia la resistencia a tracción del hormigón.

Para el acero se considera la constitutiva de Mander et al. (1988). Para esta constitutiva se considera  $\varepsilon_{sh} = \varepsilon_y$  y  $\varepsilon_{su} = 0.1$ , según la práctica utilizada comúnmente en Chile. En donde el término  $\varepsilon_{sh}$  corresponde a la deformación unitaria neta del acero al comenzar el endurecimiento, el término  $\varepsilon_y$  a la deformación unitaria neta del acero al comenzar la fluencia y el término  $\varepsilon_{su}$  a la deformación unitaria neta del acero al instante de falla. Al igual que en el hormigón, se consideran las propiedades esperadas del acero utilizado (A630-420H), según lo especificado en el Manual de Diseño Sísmico Basado en Desempeño de ACHISINA (2017). Este manual establece que la resistencia de fluencia para el acero de refuerzo es  $1.17f_y$ , donde  $f_y$  corresponde a la resistencia de fluencia nominal (420 MPa).

La implementación de las constitutivas no lineales se realiza mediante la asignación de rótulas plásticas en los muros (asignación de *wall nonlinear hinges* en los elementos *Shell* en ETABS). Las rotulas plásticas utilizadas son controladas por deformación. Estas rotulas se materializan con fibras verticales de acero y hormigón, a las cuales se les asigna su ubicación relativa en el elemento *Shell*. Las rotulas plásticas se definen en P-M3, es decir consideran la interacción del esfuerzo axial y el momento flector en el plano. Debido a las restricciones de los elementos tipo *Shell*, no es posible asignar análisis de fibras en P-M2 o P-M2-M3 en el programa ETABS.

Los muros T se modelan considerando elementos *Shell* en el ala y en el alma. Sin embargo, debido al tiempo computacional que implica el análisis de cada modelo, se asignan rotulas plásticas únicamente en los elementos *Shell* ubicados en la zona inferior del alma de los muros. Para el resto de los elementos *Shell* se asignan modificadores de rigidez según lo especificado por Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council (2020) y que se resumen en la Tabla 5-1. En los edificios de 10 y 16 pisos, se consideraron rotulas plásticas en los elementos *Shell* de los primeros 4 pisos. En el edificio de 22 pisos se consideraron rotulas plásticas en los elementos *Shell* de los primeros 6 pisos. La rigidez de los elementos *Shell* en el ala de los muros T se reduce en todos los pisos. Esta reducción se realiza debido a que los elementos *Shell* se analizan de forma no lineal únicamente en el eje P-M3, por lo cual la capacidad del muro se sobreestima cuando el ala se comporta de forma lineal. La Figura 5-2 muestra un muro con su definición de los ejes 2 y 3 en ETABS.

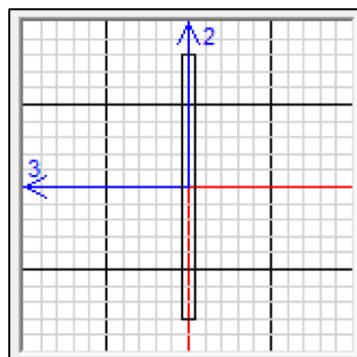


Figura 5-2: Muro en el cual se definen las fibras en ETABS, con sus ejes M2 y M3.

Tabla 5-1: Modificadores de rigidez utilizados para elementos lineales del modelo.

	Axial	Flexural	Corte
Muros estructurales (en plano de análisis)	$1.0E_cA_g$	$0.75E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Muros estructurales (fuera del plano de análisis)	---	$0.25E_cI_g$	---

Para el análisis no lineal de los edificios, las losas se modelaron elásticamente considerando una rigidez flexural equivalente al 20% de la rigidez flexural de la sección bruta. Este porcentaje fue considerado debido a que se encuentra dentro del rango recomendado por Ramos et al. (2021) para simular las losas de forma elástica en un modelo con muros no lineales. En esta sección se considera la misma rigidez flexural de las losas para todos los modelos debido a que el objetivo del análisis no lineal es evaluar el diseño obtenido según las consideraciones de rigidez de losa previas.

## 5.2. Muros experimentales

Se realiza el análisis no lineal de dos muros experimentales siguiendo el procedimiento descrito en el apartado anterior para validar la capacidad de ETABS para simular el comportamiento no lineal de muros de hormigón. Se analiza el muro rectangular WSH6, ensayado por Dazio et al. (2009) y el muro T nombrado TW2 ensayado por Thomsen y Wallace (1995). Ambos muros tienen una relación  $M/(Vl_w)$  mayor a 2.0, por lo que son muros esbeltos y su comportamiento está controlado por flexión (Pugh et al., 2015), al igual que el comportamiento esperado de los muros de los edificios a analizar. Además, ambos muros tienen elementos confinados y sus datos experimentales están disponibles para realizar la comparación.

La simulación de los ensayos experimentales se realiza imponiendo desplazamientos laterales en la zona superior de los muros (coronamiento) en la dirección  $y$ , correspondiente a la dirección del alma de los muros WSH6 y TW2 tal como se muestra en la Figura 5-3. Se define un caso de precarga no lineal del tipo *Nonlinear Static*, el cual aplica la carga axial constante del ensayo experimental. La precarga de los muros se realiza con control de cargas tipo *full load*, en ETABS. Luego, se aplica un primer desplazamiento lateral, del tipo *Nonlinear Static* comenzando desde el estado de carga del caso base. Los siguientes desplazamientos laterales se aplican considerando como punto de partida el final del paso anterior. El desplazamiento se controla en el nodo en el cual se aplica la carga, en la parte superior del muro.

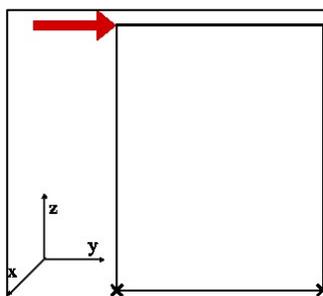


Figura 5-3: Dirección de la fuerza lateral aplicada (en rojo) con relación al alma de los muros.

El muro WSH6 es un muro rectangular simétrico con confinamiento de borde cuya armadura se muestra en la Figura 5-4. Durante el ensayo, el muro fue sometido a una carga axial constante de  $0.11f'_cA_g$  y a una carga cíclica de desplazamiento lateral aplicada en su parte superior. Las dimensiones del muro son 4.52 m de alto, 2 m de ancho y 12 cm de espesor.

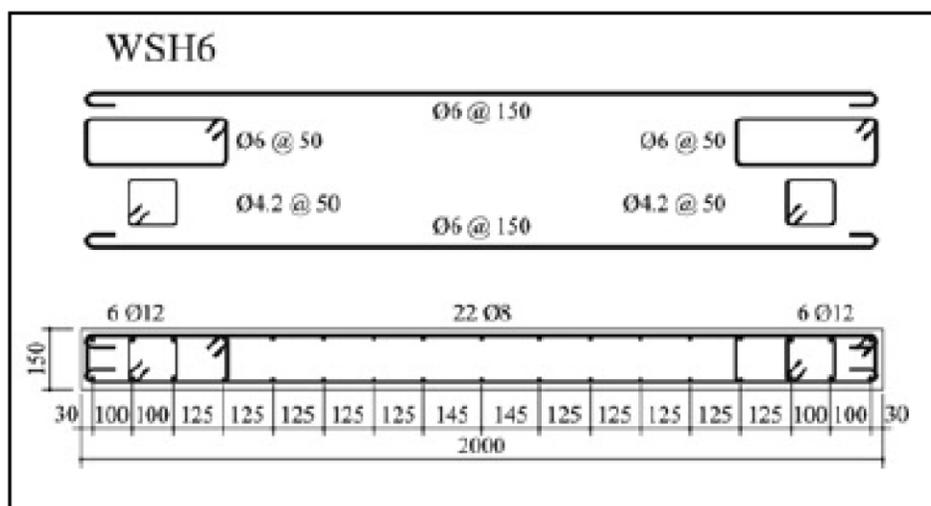


Figura 5-4: Detalles del muro WSH6, desde Dazio et al. (2009)  
(dimensiones en mm),

La Figura 5-5 muestra el modelo realizado del muro WSH6, el cual fue discretizado en cuatro elementos *Shell* de iguales dimensiones. La rotula plástica fue asignada únicamente al elemento *Shell* inferior, mientras que al resto de los elementos se le aplicaron los modificadores de rigidez de la tabla 5-1. El *Shell* inferior se discretizó en fibras, detalladas en la Tabla 5-2. La carga axial de  $0.11f'_cA_g$  aplicada en el ensayo experimental se modeló como dos cargas puntuales que se aplicaron en los extremos del muro. La carga cíclica aplicada se modeló como una carga unitaria en un extremo del muro, escalada mediante el control de deformaciones con el mismo desplazamiento que el aplicado en el ensayo experimental. La tabla 5-3 muestra las propiedades consideradas para los materiales del muro WSH6.

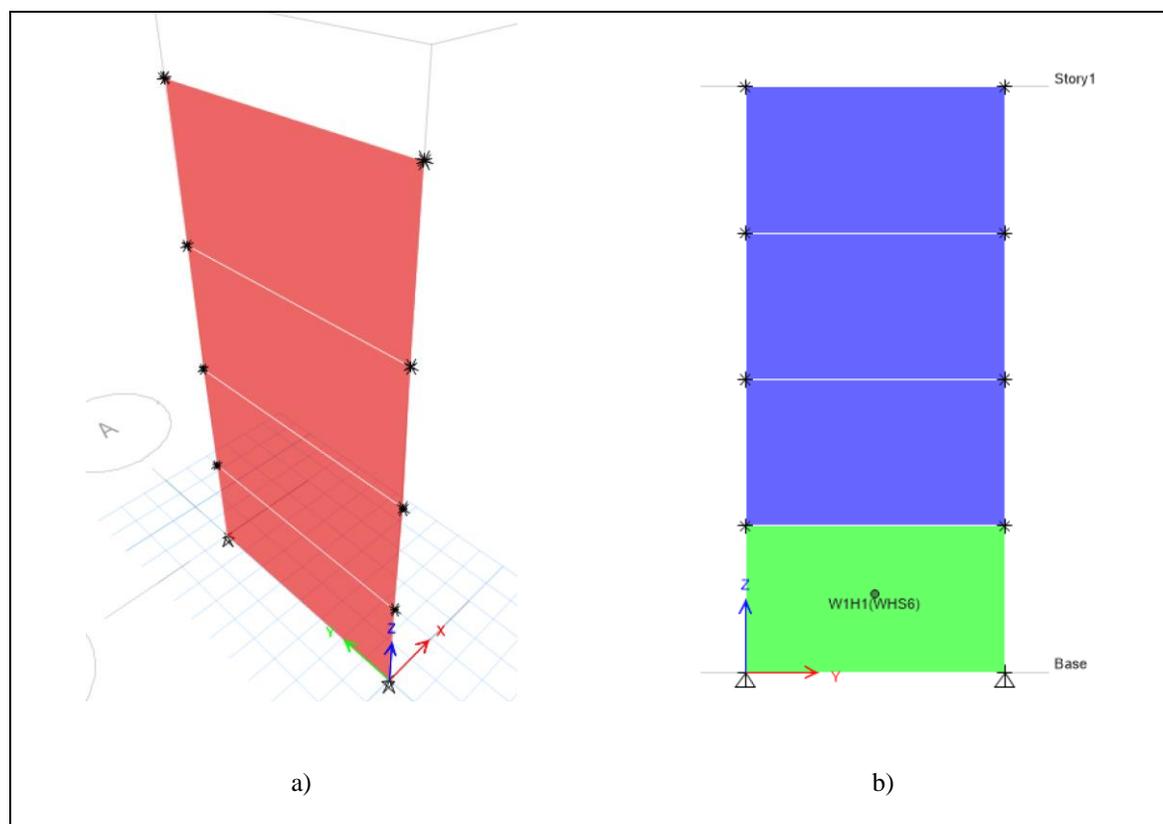


Figura 5-5: Modelo ETABS del muro experimental WSH6 de Dazio et al. (2009) a) Vista 3D; b) Elevación dirección Y.

Tabla 5-2: Fibras asignadas en ETABS para el elemento *Shell* inferior del muro WSH6

Fibra	Área [cm <sup>2</sup> ]	Coordenada [mm]	Material
1	2.6	-970	Acero
2	88	-920	Hormigón Confinado
3	2.6	-870	Acero
4	88	-820	Hormigón Confinado
5	2.6	-770	Acero
6	106	-720	Hormigón Confinado
7	1	-645	Acero
8	170	-595	Hormigón No Confinado
9	1	-520	Acero
10	170	-470	Hormigón No Confinado
11	1	-395	Acero
12	170	-345	Hormigón No Confinado
13	1	-270	Acero
14	170	-220	Hormigón No Confinado
15	1	-145	Acero
16	193	-75	Hormigón No Confinado
17	1	0	Acero
18	193	75	Hormigón No Confinado
19	1	145	Acero
20	170	220	Hormigón No Confinado
21	1	270	Acero
22	170	345	Hormigón No Confinado
23	1	395	Acero
24	170	470	Hormigón No Confinado
25	1	520	Acero
26	170	595	Hormigón No Confinado
27	1	645	Acero
28	106	720	Hormigón Confinado
29	2.6	770	Acero
30	88	820	Hormigón Confinado
31	2.6	870	Acero
32	88	920	Hormigón Confinado
33	2.6	970	Acero

Tabla 5-3: Parámetros constitutivos considerados para hormigón confinado, hormigón no confinado y acero en el muro WSH6

Hormigón en compresión			Acero de refuerzo	
No confinado	Confinado	Todos los elementos	Todos los elementos	
$f'_c$ [MPa]	$f'_{cc}$ [MPa]	$E$ [GPa]	$f_y$ [MPa]	$E_s$ [GPa]
45.5	61.9	30.8	491.4	200

La figura 5-4 compara los resultados del análisis no lineal simulado en ETABS con los resultados experimentales del muro WSH6. Los resultados analíticos obtenidos son similares a los resultados experimentales. Sin embargo, la figura muestra que la rigidez de descarga analítica es mayor a la rigidez de descarga experimental y que el modelo numérico presenta cambios de rigidez pronunciados tanto en carga como en descarga, que no se observan en la respuesta experimental. Adicionalmente, el modelo numérico no muestra pérdida de resistencia en el último ciclo como se observa en la respuesta experimental. Esto se explica porque el modelo computacional no considera el pandeo de las barras de refuerzo, que se observó en el ensayo experimental (Dazio et al., 2009).

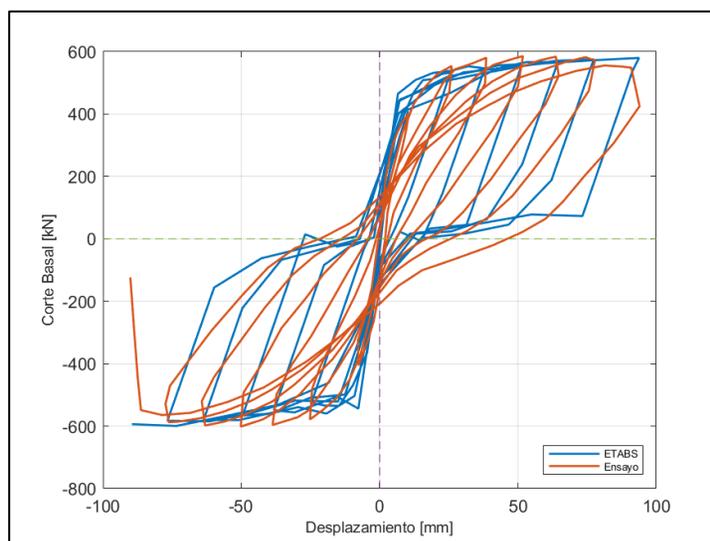


Figura 5-6: Comparación de la respuesta analítica y experimental del muro WSH6.

El muro TW2 es un muro T con confinamiento en la punta libre del alma, en la intersección ala-alma y en las puntas libres de las alas, cuya armadura se muestra en la figura 5-5. Durante el ensayo, el muro fue sometido a una carga axial constante de  $0.07f'_cA_g$  y a una carga cíclica de desplazamiento lateral aplicada en su parte superior. Las dimensiones del muro son 3.66 m de alto, longitud de ala y alma de 1.22 m y 10.2 cm de espesor.

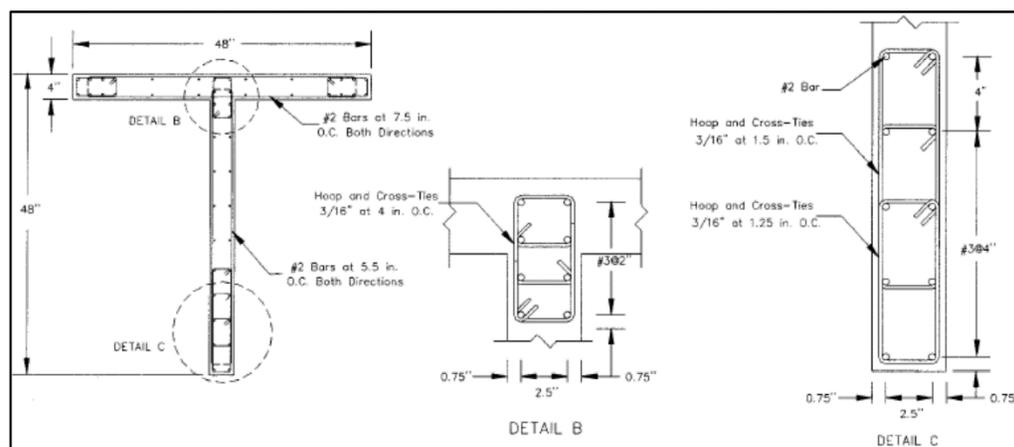


Figura 5-7: Detalles del muro experimental TW2 (dimensiones en pulgadas) de Thomsen y Wallace (1995)

La Figura 5-8 muestra el muro TW2 modelado en ETABS, el cual fue discretizado en cuatro elementos *Shell* para el alma y cuatro elementos *Shell* para el ala. La rotula plástica fue asignada únicamente a los tres elementos *Shell* inferiores, mientras que al resto de los elementos se le aplicaron modificadores de rigidez de la tabla 5-1. Los elementos *Shell* inferiores del alma y del ala se discretizaron con fibras, mostradas en las tablas 5-4 y 5-5. La carga axial aplicada en el ensayo experimental se modeló como cuatro cargas puntuales que se aplicaron en los extremos del muro y en el nodo de intersección entre ala y alma. La carga cíclica aplicada se modeló como una carga unitaria que se aplicó en la intersección del muro en la dirección  $y$ , y fue escalada mediante el control de deformaciones con el mismo desplazamiento que el aplicado en el ensayo experimental. La tabla 5-6 resumen las propiedades consideradas para los materiales del muro TW2.

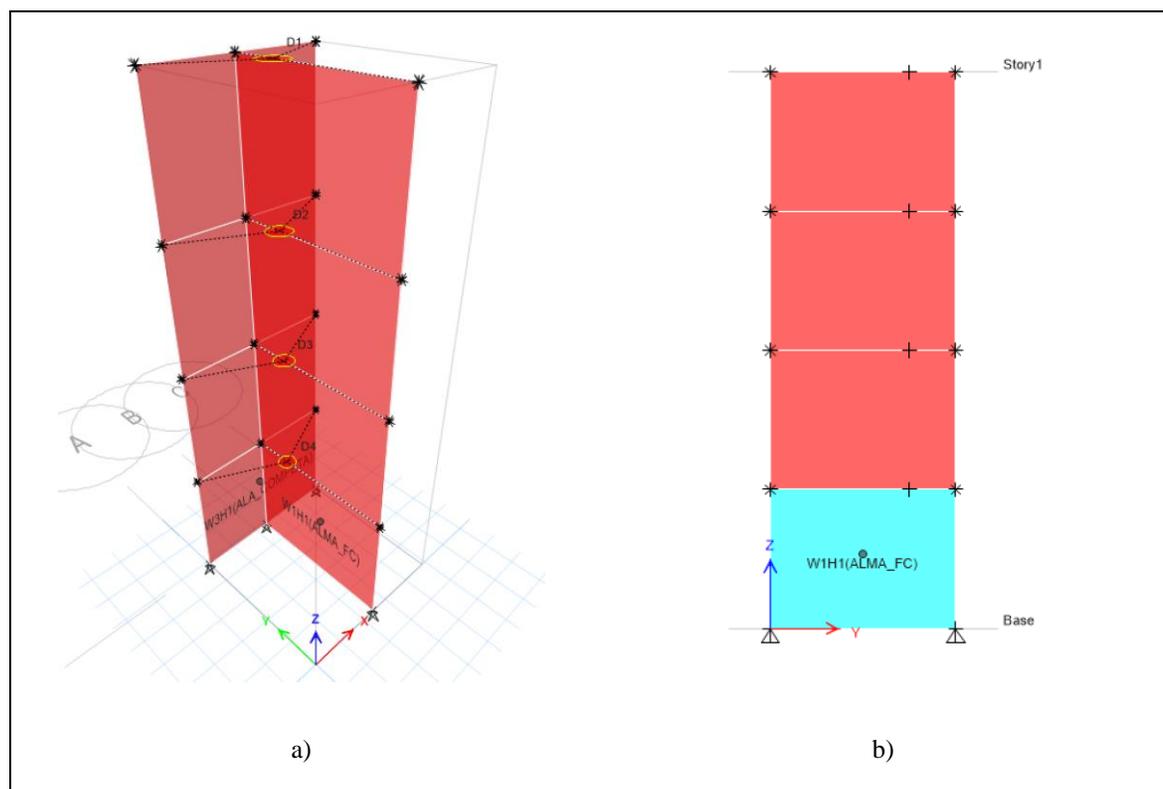


Figura 5-8: Modelo ETABS del muro experimental TW2 de Thomsen y Wallace 1995.

a) Vista 3D; b) Elevación dirección Y

Tabla 5-4: Fibras asignadas en ETABS para el muro TW2 (alma)

Fibra	Área [cm <sup>2</sup> ]	Coordenada [mm]	Material
1	2.9	-529	Acero
2	175	-529	Hormigón Confinado Punta
3	2.9	-341	Acero
4	208	-341	Hormigón Confinado Punta
5	1.3	-188	Acero
6	104	-188	Hormigón No Confinado
7	1.3	-76	Acero
8	123	-76	Hormigón No Confinado
9	142.8	56	Hormigón No Confinado
10	1.3	56	Acero
11	1.3	196	Acero
12	142.8	196	Hormigón No Confinado

13	1.3	352	Acero
14	175	352	Hormigón No Confinado
15	87.7	481	Hormigón Confinado Intersección
16	2.9	481	Acero
17	87.7	567	Hormigón Confinado Intersección
18	2.9	567	Acero

Tabla 5-5: Fibras asignadas en ETABS para el muro TW2 (alas)

Fibra	Área [cm <sup>2</sup> ]	Coordenada [mm]	Material
1	2.9	-568	Acero
2	87.7	-568	Hormigón Confinado Ala
3	2.9	-482	Acero
4	87.7	-482	Hormigón Confinado Ala
5	1.3	-331	Acero
6	219.3	-331	Hormigón No Confinado
7	1.3	-112	Acero
8	227	-112	Hormigón No Confinado
9	1.3	112	Acero
10	227	112	Hormigón No Confinado
11	1.3	331	Acero
12	219.3	331	Hormigón No Confinado
13	2.9	482	Acero
14	87.7	482	Hormigón Confinado Ala
15	2.9	568	Acero
16	87.7	568	Hormigón Confinado Ala

Tabla 5-6: Parámetros constitutivos considerados para hormigón confinado, hormigón no confinado y acero en el muro TW2

Hormigón en compresión					Acero de refuerzo	
No confinado	Confinado Punta Alma	Confinado Intersección Ala-Alma	Confinado Punta Ala	Todos los elementos	Todos los elementos	
$f'_c$ [MPa]	$f'_{cc}$ [MPa]	$f'_{cc}$ [MPa]	$f'_{cc}$ [MPa]	$E$ [GPa]	$f_y$ [MPa]	$E_s$ [GPa]
41.9	56.9	48.0	48.0	30.8	491.4	200

La Figura 5-9 compara los resultados del análisis no lineal simulado en ETABS con los resultados experimentales del muro TW2. Los resultados analíticos difieren de los resultados

experimentales en la dirección del ala en tracción y en compresión, sobreestimando la resistencia en ambas direcciones de análisis. Estos resultados analíticos son similares a los resultados obtenidos por PEER/ATC (2010), donde se indica que los resultados obtenidos por programas comerciales no son tan robustos como aquellos obtenidos con programas orientados a la investigación como Opensees (PEER y ATC72-1, 2010). En PEER/ATC (2010) se indica que los modelos de fibras en muros T representan relativamente bien el comportamiento cuando el ala está en compresión. Sin embargo, estos modelos presentan un comportamiento menos preciso con el ala en tracción y la punta libre del alma en compresión. Cuando la punta del alma está en compresión, los modelos de fibras predicen una resistencia significativamente mayor que la resistencia experimental. Esta mayor resistencia del modelo analítico se debe a la dificultad que presentan los modelos de fibras para capturar el daño localizado y la degradación del hormigón en la punta del muro (Dierlein et al., 2010). Adicionalmente, un problema de los modelos analíticos de fibras es la incapacidad para considerar el pandeo, ruptura o fatiga de las barras de acero.

Además, debido a restricciones de ETABS en el modelo analítico realizado, las fibras se comportan de manera no lineal solo en P-M3 en los elementos *Shell*. A causa de esta restricción, las alas de los muros T se comportan de manera lineal, sobrestimando la capacidad del muro a pesar de las reducciones de inercia planteadas en la tabla 5-1.

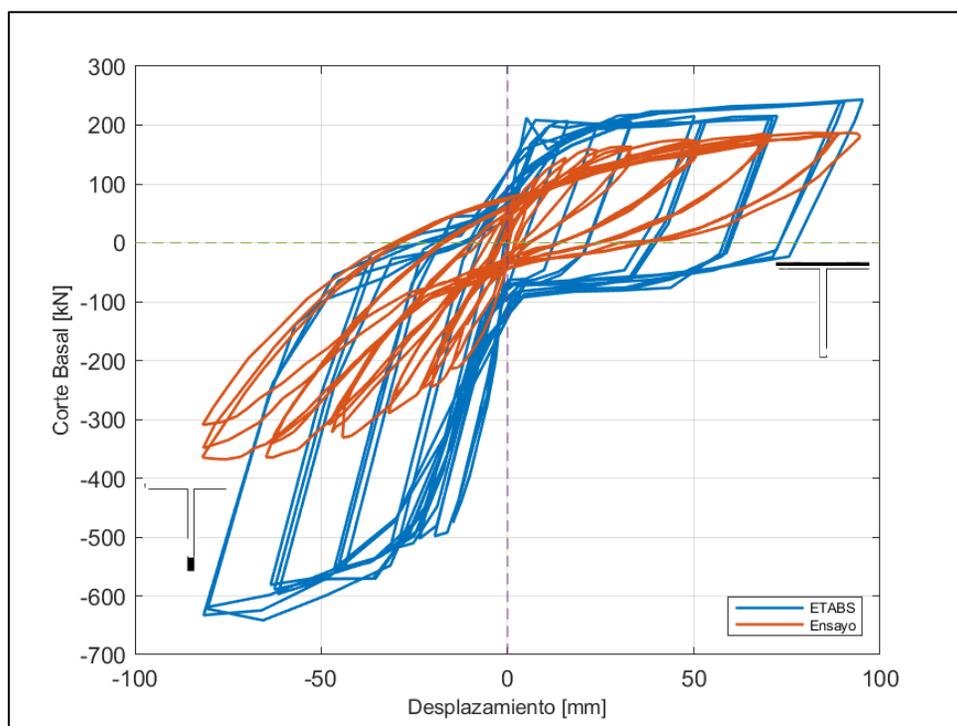


Figura 5-9: Comparación de la respuesta analítica y experimental del muro TW2.

### 5.3. Respuesta global

Esta sección compara la respuesta sísmica global de los edificios de estudio a través de un análisis estático no lineal de una simplificación de los casos de estudio. La Figura 5-10 muestra la planta reducida de los casos de estudio utilizada con el fin de disminuir el tiempo computacional. La simplificación del modelo no altera los resultados en la dirección de análisis. Se realizaron 13 análisis estáticos no lineales para los 16 casos diseñados. Lo anterior, debido a que existen tres parejas de casos de estudio que obtuvieron el mismo diseño de acuerdo con lo presentado en el Capítulo 4. Estas parejas corresponden a los modelos 10-M025-C2 y 10-M010-C2, 16-M100-C3 y 16-M025-C3, 22-M025-C2 y 22-M010-C2. La respuesta sísmica que se estima para cada edificio es el esfuerzo de corte basal en relación con el desplazamiento de techo.

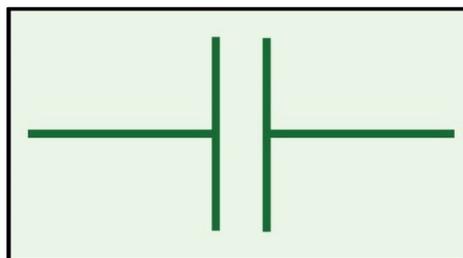


Figura 5-10: Esquema de la planta simplificada de los casos de estudio.

En el análisis estático no lineal, los modelos se someten inicialmente a una carga gravitacional equivalente a  $D + 0.25L$ . Esta carga se aplica mediante un análisis estático no lineal en ETABS para considerar el comportamiento no lineal de las rótulas de los muros. Luego se aplica un patrón de cargas laterales proporcional al modo principal de cada modelo en la dirección de análisis. Este patrón se aplica en la dirección  $y$ , que corresponde a la dirección del alma de los muros. El análisis estático no lineal se realiza controlando el desplazamiento en un nodo del techo hasta que este alcance un valor predeterminado.

La Figura 5-11, muestra los resultados de la respuesta global del análisis estático no lineal para los edificios analizados. En la figura se observa que se produce la falla en todos los modelos tras alcanzar la resistencia máxima, momento en el cual el hormigón no confinado alcanza la deformación de aplastamiento de 0.008, según las recomendaciones de Pugh et al., (2015).

Las Figura 5-11 a y b, muestran los resultados de los casos del edificio de 10 pisos ubicado en zona sísmica 2 y 3, respectivamente. En la Figura 5-11a, se observa que el modelo del edificio 10-M100-C2 falla con una resistencia máxima de 0.582 ( $V/W$ ) y un desplazamiento de techo de 0.69%, y los edificios 10-M025-C2 y 10-M010-C2 fallan con una resistencia máxima de 0.579 ( $V/W$ ) y un desplazamiento de techo de 0.71%. En la Figura 5-11b, se observa que 10-M100-C3 falla con una resistencia máxima de 0.706 ( $V/W$ ) y un desplazamiento de techo de 0.74%, el edificio 10-M025-C3 falla con una resistencia máxima de 0.667 ( $V/W$ ) y un desplazamiento de techo de 0.69% y el edificio 10-M010-C3 falla con una resistencia máxima de 0.657 ( $V/W$ ) y un desplazamiento de techo de 0.71%

Las Figura 5-11 c y d muestran los resultados de los edificios de 16 pisos en las zonas sísmicas C2 y C3, respectivamente. En la Figura 5-11c, se observa que para 16-M100-C2 el edificio falla con una resistencia máxima de 0.294 ( $V/W$ ) y un desplazamiento de techo de 0.88%, el edificio 16-M025-C2 falla con una resistencia máxima de 0.306 ( $V/W$ ) y un desplazamiento de techo de 0.94% y el edificio 16-M010-C2 falla con una resistencia máxima de 0.312 ( $V/W$ ) y un desplazamiento de techo de 0.95%. En la Figura 5-11d, se observa que los edificios 16-M100-C3 y 16-M025-C3 fallan con una resistencia máxima de 0.343 ( $V/W$ ) y un desplazamiento de techo de 1.08% y el edificio 16-M010-C3 falla con una resistencia máxima de 0.350 ( $V/W$ ) y un desplazamiento de techo de 1.10%

Las Figura 5-11 e y f muestran los resultados de los edificios de 22 pisos en las zonas sísmicas C2 y C3, respectivamente. En la Figura 5-11e, se observa que para 22-M100-C2 el edificio falla con una resistencia máxima de 0.257 ( $V/W$ ) y un desplazamiento de techo de 1.49%, y los edificios 22-M025-C2 y 22-M010-C2 fallan con una resistencia máxima de 0.261 ( $V/W$ ) y un desplazamiento de techo de 1.51%. En la Figura 5-11f, se observa que para el edificio 22-M100-C3 falla con una resistencia máxima de 0.288 ( $V/W$ ) y un desplazamiento de techo de 1.62%.

De la Figura 5-11 se puede concluir que los edificios ubicados en suelo C3 al poseer mayor cantidad de acero con relación a su contraparte ubicada en suelo C2, alcanzan mayor resistencia máxima. Adicionalmente, en la figura se observa que el supuesto de rigidez de las losas usado para el diseño de los edificios tiene un efecto despreciable en la respuesta global de las estructuras. En los edificios de 16 y 22 pisos, con confinamiento, la resistencia máxima aumenta de forma despreciable a medida que disminuye la rigidez de las losas, mientras que, en los edificios de 10 pisos, sin confinamiento, la respuesta no muestra un patrón de cambio claro al disminuir la rigidez de las losas. De manera equivalente, en los edificios de 16 y 22 pisos, con confinamiento, los desplazamientos de techo máximos aumentan a medida que disminuye el supuesto de rigidez en las losas considerado, mientras que, en los edificios de 10 pisos, sin confinamiento, los desplazamientos de techo máximos no muestran un patrón de cambio claro. El aumento de resistencia de techo en los edificios de 16 y 22 pisos se debe a que, al disminuir la rigidez de las losas, aumentan los

requerimientos de armadura y confinamiento, permitiendo una mayor área confinada y por ende mayores desplazamientos de techo antes de la falla. En los casos de 10 pisos ubicados en zona sísmica C2, la resistencia máxima disminuye y la deformación de techo aumenta al disminuir la rigidez de las losas, mientras que en los casos de 10 pisos ubicados en zona sísmica C3 no existe una variación directa entre la disminución de la rigidez en las losas y la resistencia sísmica.

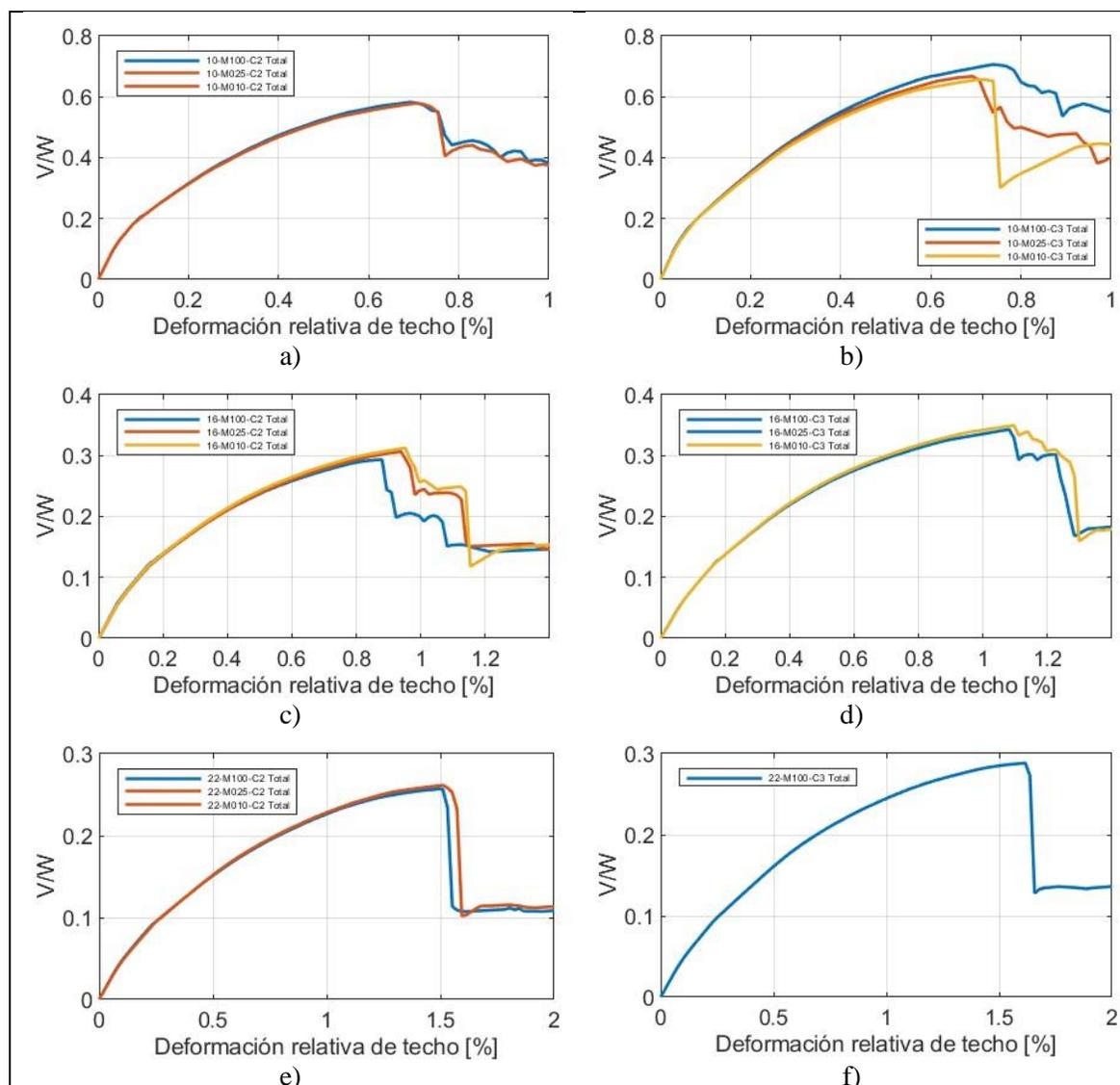


Figura 5-11: Esfuerzo de corte basal en relación con el desplazamiento de techo para los casos analizados.

La Tabla 5-7 resume la resistencia máxima, el factor de sobre resistencia  $\Omega_0$ , la capacidad de desplazamiento  $\delta_{falla}$  y la demanda de desplazamiento  $\delta_u$  de acuerdo con el decreto DS 61 para los 16 casos analizados. El factor de sobrerresistencia  $\Omega_0$  se calcula como la razón entre el corte de falla ( $V_{falla}$ ) y el corte ultimo de diseño ( $V_u$ ).

En la primera columna de la Tabla 5-7 se muestra la resistencia máxima expresada como la razón  $V_{falla}/W$ . La tabla muestra, para el caso de los edificios de 16 y 22 pisos, una relación inversa entre el aumento en la resistencia y capacidad de deformación; y la disminución de rigidez de las losas. En los edificios de 10 pisos, la resistencia disminuye a medida que disminuye la rigidez de las losas utilizadas para diseñar los edificios. En los edificios de 10 pisos ubicados en C2, existe una disminución de la resistencia de 0.5% para los casos 10-M025-C2 y 10-M010-C2 en relación con 10-M100-C2. En los edificios de 10 pisos ubicados en C3, existe una disminución de 5.5% para los casos 10-M025-C3 y de 6.9% para 10-M010-C3 en relación con 10-M100-C3. En los edificios de 16 pisos ubicados en C2, existe un aumento de 4.4% para los casos 16-M025-C2 y de 6.4% para 16-M010-C2 en relación con 16-M100-C2. En los edificios de 16 pisos ubicados en C3, existe un aumento de 2% para 16-M010-C3 en relación con 16-M025-C3 y 16-M100-C3. En los edificios de 22 pisos ubicados en C2, existe un aumento de 1.69% para los casos 22-M025-C2 y 22-M010-C2 en relación con 22-M100-C2.

En la segunda columna de la tabla 5-7 se muestra el factor de sobrerresistencia  $\Omega_0$ . Se observa que, en el caso de los edificios de 16 y 22 pisos, el factor de sobrerresistencia aumenta a medida que disminuye la rigidez de las losas utilizadas para diseñar los edificios. En los edificios de 10 pisos, la sobrerresistencia aumenta a medida que disminuye la rigidez de las losas en los casos ubicados en C2, mientras que para los casos ubicados en C3 los resultados no demuestran una relación entre el supuesto de rigidez y el factor de sobrerresistencia. Las mayores variaciones en el factor de sobrerresistencia se producen en los edificios de 10 pisos ubicados en C2, donde existe un aumento del factor de 12.1% para

el caso 10-M025-C2 y de 13% para el caso 10-M010-C2 en relación con 10-M100-C2. Las menores variaciones en el factor de sobrerresistencia se producen en los edificios de 22 pisos ubicados en C2, donde existe un aumento de 1.6% para el caso 22-M025-C2 y de 1.6% para el caso 22-M010-C2 en relación con 22-M100-C2.

Finalmente, en la tercera y cuarta columna de la tabla 5-7 muestran la capacidad de deformación  $\delta_{falla}$  y la capacidad de deformación con relación al  $\delta_u$  normativo, respectivamente. Se observa que, en los casos de 16 y 22 pisos, al disminuir la rigidez de las losas en el diseño de los edificios, se aumenta la capacidad de deformación y disminuye la capacidad de deformación con relación al  $\delta_u$  normativo, mientras que en los casos de 10 pisos los resultados varían. El mayor aumento en la capacidad de deformación se produce en los edificios de 16 pisos ubicados en C2, donde existe un aumento de la capacidad de deformación de 6.7% para el caso 16-M025-C2 y de 8.2% para el caso 16-M010-C2 en relación con 16-M100-C2. El menor aumento en la capacidad de deformación se produce en los edificios de 16 pisos ubicados en C3, donde existe un aumento de la capacidad de deformación de 1.3% para el caso 16-M025-C3 y el caso 16-M010-C3 en relación con 16-M100-C3. Al reducir la rigidez de las losas, la capacidad de deformación del muro a compresión aumenta, permitiendo un mayor  $\delta_{falla}$ , el cual aumenta en menor medida que el  $\delta_u$ , provocando una disminución de la razón  $\delta_{falla}/\delta_u$  al reducir la rigidez de las losas.

Tabla 5-7: Resistencia máxima, factor de sobre resistencia  $\Omega_0$ , capacidad de deformación  $\delta_{falla}$  y capacidad de deformación con relación al  $\delta_u$  normativo

Casos	$V_{falla}/W$	$\Omega_0$	$\delta_{falla}$	$\delta_{falla}/\delta_u$
10-M100-C2	0,582	12,58	0,69	6,92
10-M025-C2 <sup>[1]</sup>	0,579	14,10	0,71	6,43
10-M010-C2 <sup>[1]</sup>	0,579	14,22	0,71	5,90
10-M100-C3	0,706	11,69	0,74	5,68
10-M025-C3	0,667	12,48	0,69	4,62
10-M010-C3	0,657	12,40	0,71	4,72
16-M100-C2	0,294	3,56	0,88	2,93
16-M025-C2	0,306	3,80	0,94	2,54
16-M010-C2	0,312	3,90	0,95	2,32

16-M100-C3 <sup>[2]</sup>	0,343	3,18	1,08	2,64
16-M025-C3 <sup>[2]</sup>	0,343	3,26	1,08	2,16
16-M010-C3	0,350	3,35	1,10	2,03
22-M100-C2	0,257	6,56	1,49	2,71
22-M025-C2 <sup>[3]</sup>	0,261	6,66	1,51	2,13
22-M010-C2 <sup>[3]</sup>	0,261	6,66	1,51	1,89
22-M100-C3	0,288	5,60	1,62	2,18
22-M025-C3	---		---	---
22-M010-C3	---		---	---

[1] 10-M025-C2 y 10-M010-C2 tienen la misma armadura.

[2] 16-M100-C3 y 16-M025-C3 tienen la misma armadura.

[3] 22-M025-C2 y 22-M010-C2 tienen la misma armadura.

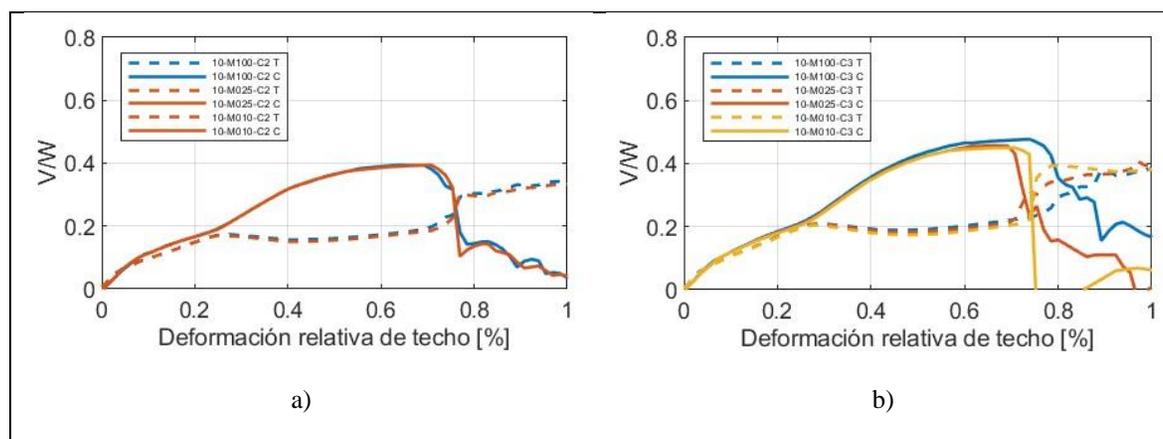
#### 5.4. Respuesta local en los muros

Esta sección compara la respuesta sísmica local de los muros obtenidas a partir de las simulaciones no lineales de los edificios de estudio. La respuesta sísmica local que se estima para cada muro es el esfuerzo de corte, la razón de carga axial (ALR, del inglés Axial Load Ratio) y el momento flector en función del desplazamiento de techo del edificio  $\delta$ .

Las figuras 5-9, 5-10 y 5-11 muestran los resultados de esfuerzo de corte, razón de carga axial y el momento flexor, respectivamente. Estos esfuerzos fueron obtenidos en la base de los muros T. Notar que los edificios de estudio fueron sometidos a cargas laterales aplicadas de izquierda a derecha. La aplicación de este patrón de cargas induce que los muros T del lado izquierdo experimenten tracción y los muros T del lado derecho experimenten compresión. Las líneas punteadas en las figuras representan los muros en tracción y las líneas continuas representan los muros en compresión.

La Figura 5-12 muestra los resultados del esfuerzo de corte en los muros en tracción y en compresión. En la figura se observa que el corte tomado por el muro en tracción y el muro en compresión es similar hasta un 0.28% y 0.29 % del desplazamiento de techo para los edificios de 10 pisos, ubicados en zona sísmica 2 y 3, respectivamente. De manera análoga, se observa una distribución de corte similar en estos muros T hasta un desplazamiento de techo de 0.33% y 0.37% para los edificios de 16 pisos ubicados en zona sísmica 2 y 3, respectivamente. Finalmente, para los edificios de 22 pisos se observa una distribución de

corte similar en estos muros T hasta un desplazamiento de techo de 0.48% y 0.5%, respectivamente. En los instantes mencionados anteriormente, para cada caso corresponde al momento en el cual comienza a fluir el acero longitudinal del muro en tracción. En los modelos analizados no existe una variación significativa en la proporción del corte registrado por los muros de los casos diseñados con diferentes rigideces de las losas. El porcentaje del corte total tomado por el muro en compresión varía entre un 57% para 22-M100-C3 y un 69% para 10-M010-C3. Estos porcentajes son menores al porcentaje de corte tomado por los muros comprimidos obtenido por Ramos y Hube (2021) en el modelo NLS1, en donde el muro en compresión toma el 90% del corte en el instante de falla. El porcentaje de corte que toman los muros comprimidos también es menor que el porcentaje obtenido por Aktan y Bertero (1984), que sometieron a ensayo un conjunto de dos paredes rectangulares acopladas con losas y observaron que la pared sometida a compresión logró resistir el 90% de la fuerza de corte total en la base. Las diferencias entre los resultados de este estudio con los resultados de estudios previos podrían tener entre sus causas que el ala de los muros considerados en este documento se comporta de forma lineal. Otra posible causa, es que los modelos de este estudio no consideran la interacción flexión corte, que si fue incorporada en el modelo de Ramos y Hube (2021). Adicionalmente, el corte tomado por ambos muros en el modelo de Ramos y Hube es similar solo hasta 0.03% (hormigón no agrietado), y permanece constante hasta la falla. En los modelos analizados en el presente estudio, el corte comienza a diferir al comenzar la fluencia del acero en el muro a tracción.



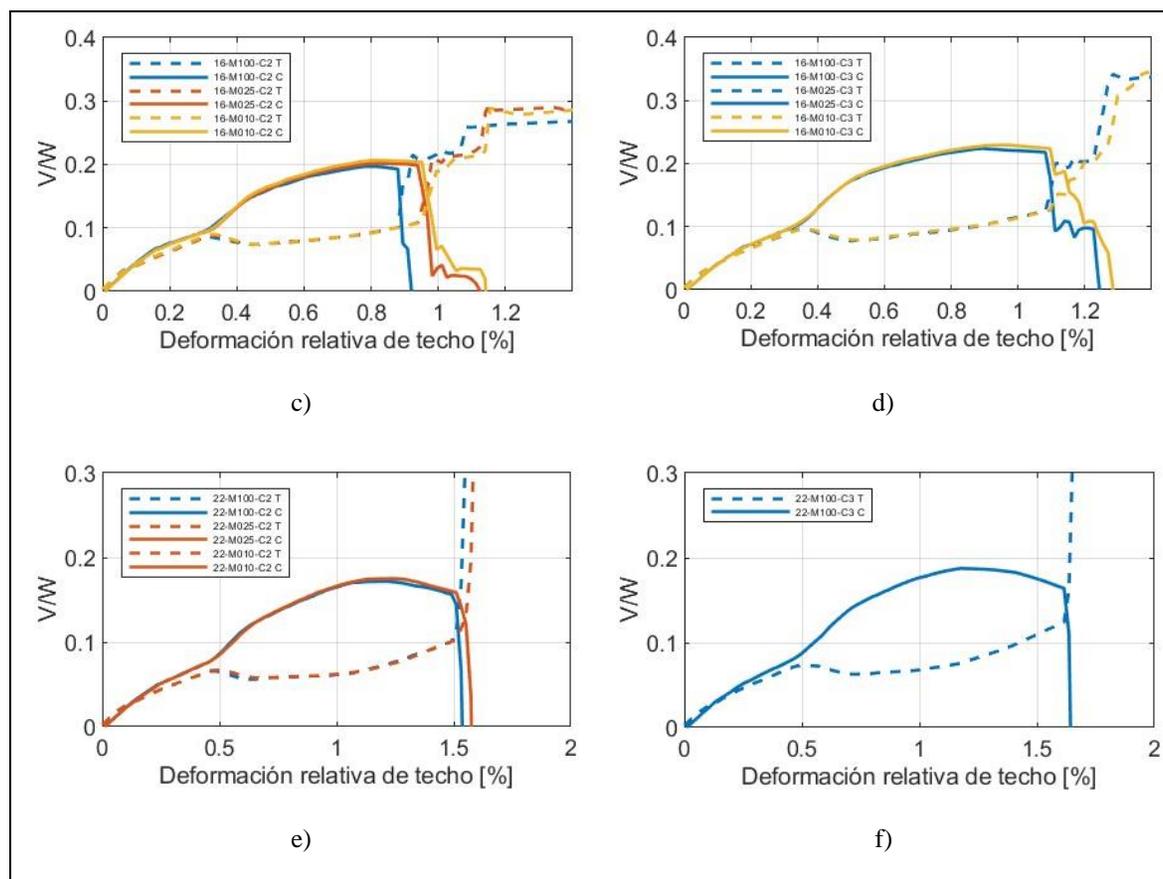
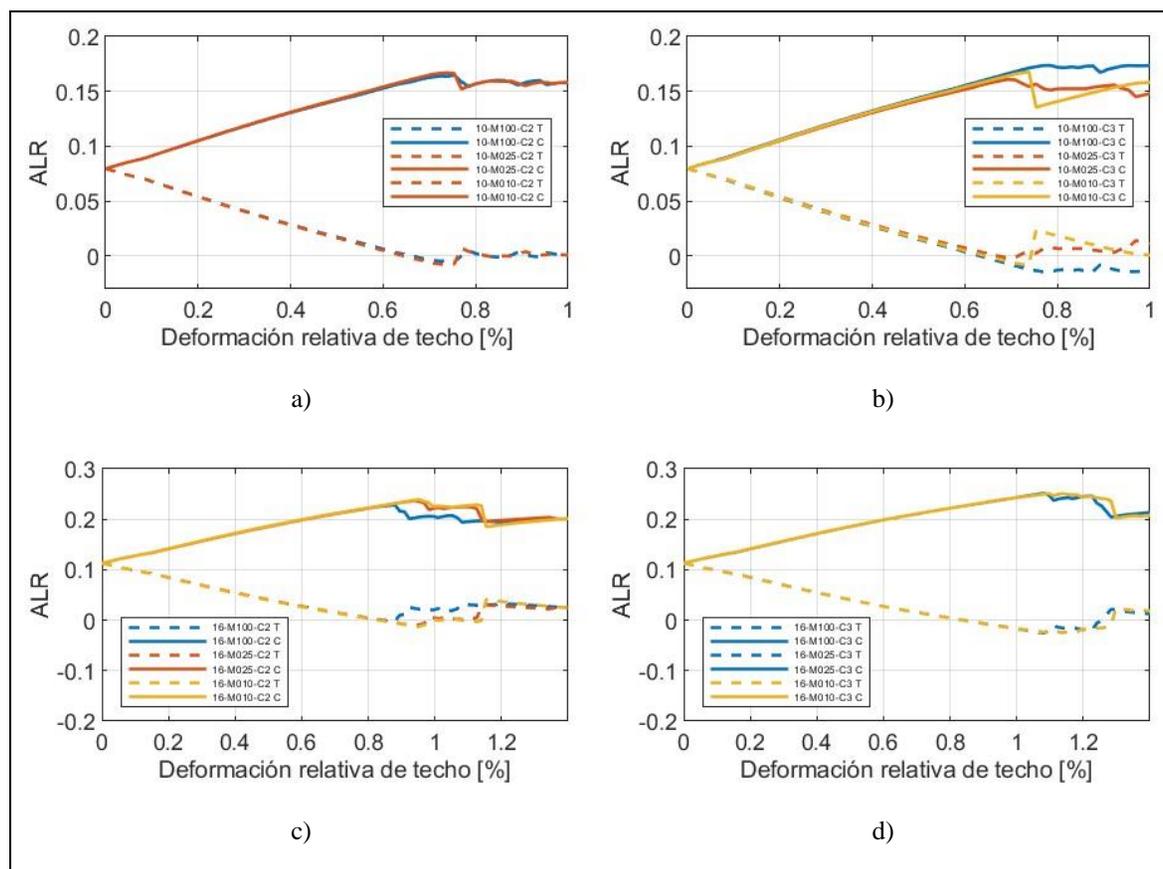


Figura 5-12: Esfuerzo de corte local en los muros T en relación con el desplazamiento de techo para los casos analizados.

La Figura 5-13 muestra los resultados de la razón de carga axial para los muros en tracción y compresión en función del desplazamiento de techo. La razón de carga axial, o por sus siglas en inglés ALR (Axial Load Ratio), se define como la carga axial total dividida por  $f'_c A_g$ . Las variaciones en el valor del ALR se producen debido a la transferencia de los esfuerzos de corte a través de las losas. Las variaciones en el ALR del muro a tracción son equivalentes a las variaciones en el ALR del muro a compresión, pero con signo contrario. El ALR previo al desplazamiento de techo (gravitacional) es 0.080, 0.113 y 0.101 en los edificios de 10, 16 y 22 pisos, respectivamente. El ALR gravitacional es menor en el edificio de 22 pisos que en el de 16 pisos debido al aumento en la resistencia nominal del hormigón de G25 a G35 y al aumento en el espesor de los muros de 30 cm a 35 cm.

La variación del ALR respecto a su valor inicial (gravitacional) en los muros, producto de las cargas laterales del análisis no lineal, varían entre un 102% en el caso 10-M025-C3 y un 158% en el caso 22-M100-C3. En los modelos de 10 pisos ubicados en C2, 16 pisos ubicados en C2 y C3 y 22 pisos ubicados en C2 existe una relación directa entre los edificios diseñados con menos rigidez en las losas y el aumento en del ALR en los muros producto de las cargas laterales del análisis no lineal. En estos casos, se observa que los edificios diseñados con menor rigidez flexural en las losas, presentaron una mayor variación de ALR. Sin embargo, los resultados son variados en los modelos de 10 pisos ubicados en C3. Los porcentajes de variación del ALR en el presente estudio son mayores a los porcentajes obtenidos por Ramos y Hube (2021) en el modelo NLS1, en donde la variación del ALR en los muros producto de las cargas laterales del análisis no lineal son equivalentes al 78% del ALR gravitacional. Además, el modelo de Ramos y Hube (2021) experimenta un cambio brusco en el ALR para un desplazamiento de techo de 0.08%, producto del agrietamiento del hormigón. Este cambio brusco no es captado por los modelos analizados en este documento.



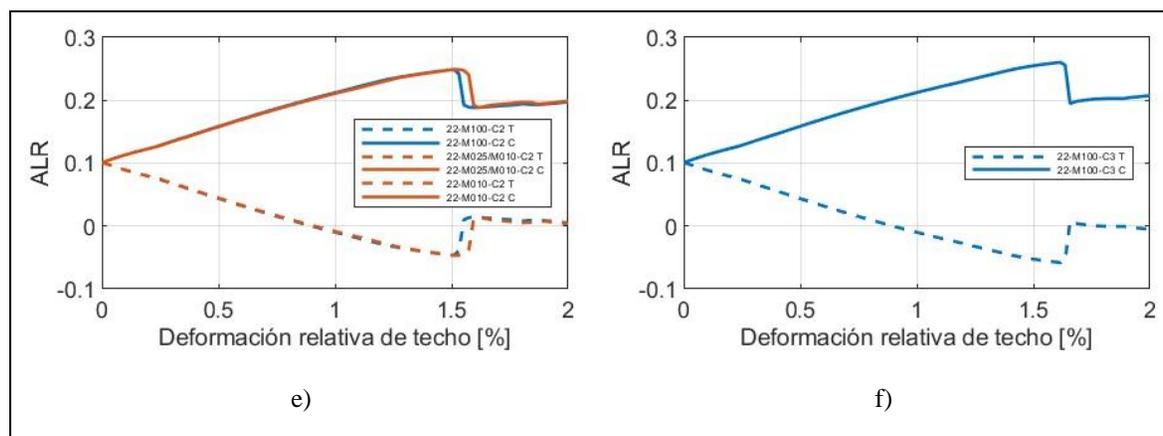


Figura 5-13: Razón de carga axial (ALR) en los muros T en relación con el desplazamiento de techo para los casos analizados.

La Figura 5-14 muestra los resultados del momento flector para los muros en tracción y compresión, en función del desplazamiento de techo del edificio. La distribución de momentos en los muros es similar a la distribución presentada por el esfuerzo de corte. Para desplazamientos de techo menores a 0.03%, 0.06% y 0.08% (agrietamiento del hormigón a tracción) en los edificios de 10, 16 y 22 pisos, respectivamente. El momento tomado por ambos muros es prácticamente idéntico. Además, el momento flector experimenta un cambio brusco en el muro a tracción en el instante donde este muro experimenta una disminución en su capacidad de corte según lo observado en la Figura 5-12 y se mantiene constante hasta la falla (fluencia del acero a tracción). En los casos analizados, el muro en compresión toma entre el 79% y el 85% del momento en el instante de la falla. En los casos de 16 pisos y 22 pisos ubicados en C2, se observa una reducción de la proporción del momento flector soportado por el muro en compresión en el momento de la falla al disminuir la rigidez de las losas en el diseño del edificio. En los casos de 10 pisos ubicados C2, se observa un aumento en la proporción del momento flector tomado por el muro en compresión en el instante de la falla al disminuir la rigidez de las losas, mientras que en los casos de 10 pisos ubicados en C3 los resultados no muestran una relación entre la reducción de rigidez en las losas y la proporción de momento en el instante de falla.

El modelo 16-M100-C2 muestra diferencias con los resultados obtenidos por Ramos y Hube (2021), en su modelo NLS1, donde el muro en compresión toma el 83% del momento en el

instante de falla. Además, en NLS1 el muro en compresión alcanza 137.870 kN-m y el muro en tracción 25.000 kN-m en el instante de falla, un 57% más que los valores obtenidos para 16-M100-C2. Esta diferencia se debe principalmente a la interacción flexión-corte considerada en el modelo de Ramos, realizado en DIANA (TNO, DIANA 2017) y despreciada en el presente estudio.

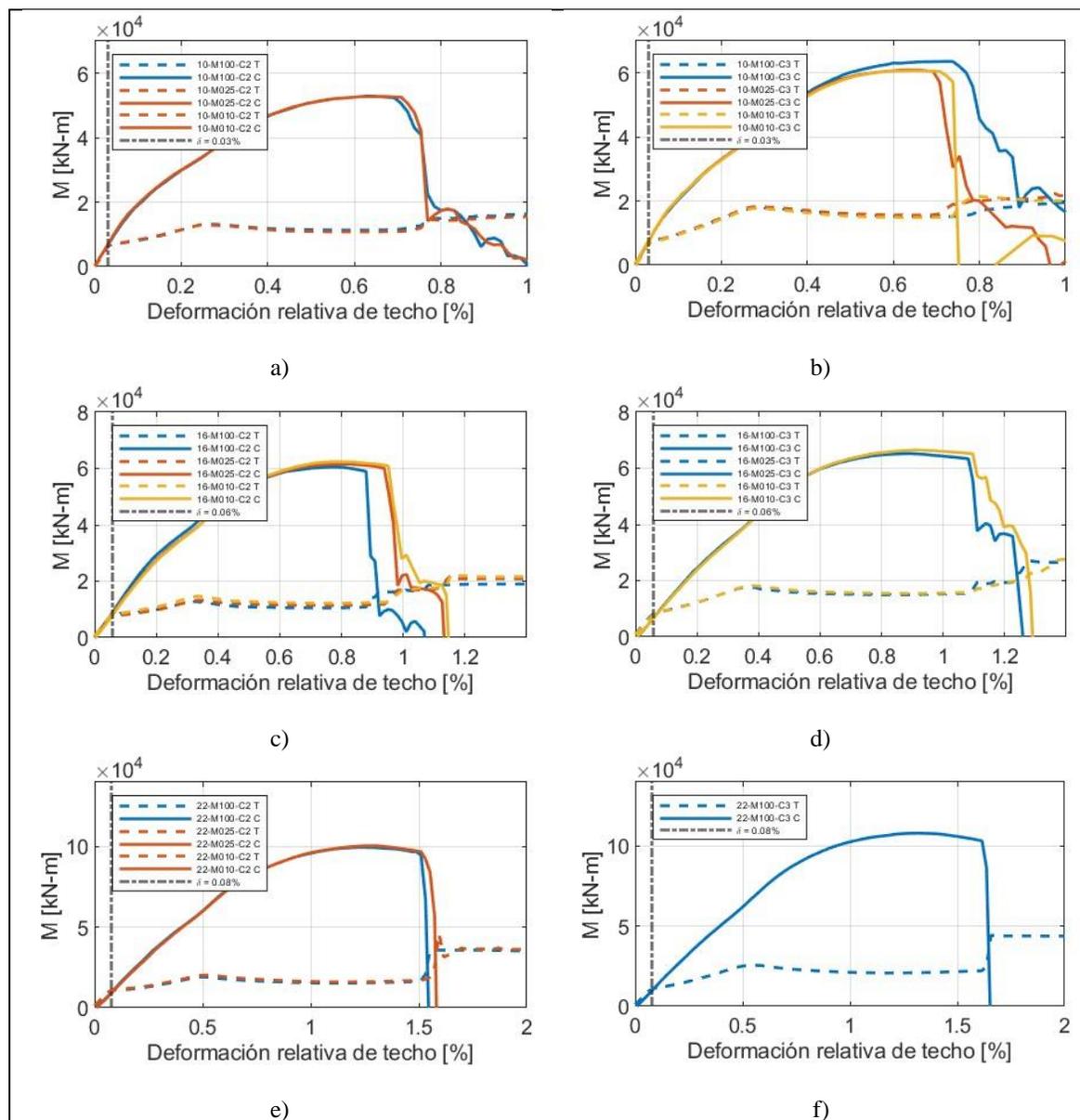


Figura 5-14: Momento flector en los muros T en relación con el desplazamiento de techo para los casos analizados.

## 6. CONCLUSIONES

En Chile, es una práctica común en oficinas de ingeniería es considerar una rigidez a flexión en las losas inferior al 100% al momento de modelar los edificios. Sin embargo, el supuesto de modelación de las losas no está normado y, por lo tanto, el supuesto de rigidez a flexión en las losas de edificios de hormigón armado queda a criterio de cada ingeniero. El objetivo general de esta tesis fue evaluar el efecto del supuesto de rigidez de losa en el diseño sísmico de edificios de muros de hormigón armado. El efecto del supuesto de rigidez en las losas fue evaluado para un grupo de 3 edificios con la misma planta de 10, 16 y 22 pisos sin subterráneos, considerando un 100%, un 25% y un 10% de la rigidez flexural en las losas, en suelos tipo C y ubicados en zonas sísmicas 2 y 3 (18 modelos en total), utilizando el programa comercial ETABS.

Al realizar el análisis estructural de los 18 casos en ETABS, se observaron variaciones en las propiedades dinámicas de los modelos de los edificios al reducir la rigidez flexural de las losas. Se concluye que la disminución de la rigidez en las losas aumentó los periodos de los edificios entre un 6.2% y 18.7%. Se concluye además que el supuesto de rigidez de la losa afectó más a la variación de los periodos del edificio de 22 pisos que a los edificios de menor cantidad de pisos. Además, se concluye que la rigidez de las losas tiene un efecto en la masa efectiva en dirección de análisis ( $M_{eq}$ ), puesto que esta característica dinámica disminuye al disminuir la rigidez de la losa. La mayor disminución de este parámetro debido al cambio de la rigidez de la losa fue de 2.08% y se obtuvo al comparar el caso 22-M010 con el caso 22-M100. Respecto a la relación  $H/T$ , se concluye que esta disminuye con la altura del edificio y con la rigidez flexural de las losas considerada en el análisis. Adicionalmente, se concluye que la sensibilidad del parámetro  $H/T$  ante variaciones en la rigidez flexural de las losas, aumenta a medida que aumenta la altura del edificio

Los resultados del análisis modal espectral de los 18 casos, muestran que el corte de diseño ( $V$ ) disminuyó al disminuir la rigidez de las losas en todos los casos, independiente del número de pisos y la zona sísmica considerada. El corte mínimo se alcanzó en los casos 16-M010-C2 y 16-M010-C3 del edificio de 16 pisos y en todos los casos del edificio de 22 pisos. Para el edificio de 10 pisos, los resultados muestran que el efecto de la rigidez de la

losa en el corte del edificio fue despreciable. Para el edificio de 16 pisos, los resultados muestran que el corte disminuye al disminuir la rigidez a flexión en las losas, siendo el cambio más pronunciado en la mitad inferior del edificio. Finalmente, para el edificio de 22 pisos, los resultados muestran que la rigidez de las losas solo afecta al corte de los pisos intermedios. El corte basal de los análisis del edificio de 22 pisos no fue afectado por la rigidez de las losas, debido a que la totalidad de los casos el corte de diseño queda controlado por corte máximo de acuerdo con la normativa NCh433 mod.2009 (INN, 2009) junto con el DS61 (MINVU, 2011).

Respecto a los desplazamientos obtenidos por el análisis, los resultados muestran que el desplazamiento último de techo ( $\delta_u$ ) aumentó al disminuir la rigidez en las losas, debido a la flexibilización de la estructura. Además, los resultados muestran que la deriva de entrepiso aumentó al disminuir la rigidez de las losas. Los cambios son más pronunciados en los pisos superiores de los tres edificios que en los pisos inferiores. Adicionalmente se concluye que la deriva de entrepiso en todos los casos fue menor al límite de 0.002 establecido en el DS61 (MINVU, 2011)

Los resultados de esta tesis también muestran que el efecto de la reducción de la rigidez flexural en las losas produjo variaciones de mayor magnitud en los esfuerzos sísmicos que en los esfuerzos últimos, que se obtienen de las combinaciones de carga. El menor efecto de la rigidez flexural de las losas en los esfuerzos últimos se debe a que las cargas gravitacionales afectan significativamente en el cálculo de los esfuerzos últimos. Al reducir la rigidez flexural de las losas, se produce una redistribución de los esfuerzos internos. Ante un patrón de cargas laterales el acoplamiento entre los muros disminuye. Esto provoca un aumento del momento en los muros y una disminución de la fuerza axial soportada y de su aporte al equilibrio de momentos. Por otra parte, los modelos también presentan diferentes máximos esfuerzos de momentos flectores producto del diferente factor de reducción de sus propiedades dinámicas. Las cargas sísmicas axiales disminuyeron entre un 52% y 84% debido a la disminución de la rigidez flexural en las losas, según el caso, mientras que las cargas últimas axiales disminuyeron solo entre un 2% y un 15%.

Los resultados del diseño de la armadura de los muros muestran que en los casos de 16 y 22 pisos existe un aumento en los requerimientos de confinamiento al disminuir la rigidez en las losas. Este aumento del confinamiento se produce debido al aumento de los esfuerzos de momento, en conjunto con un aumento en las deformaciones. El aumento en las deformaciones se traduce en un aumento del largo de confinamiento  $c_c$ . Sin embargo, este aumento del largo del confinamiento no siempre se traduce en un aumento en el número de capas de armadura, debido a las consideraciones de diseño establecidas en el apartado 4.1. El aumento máximo de cuantía requerida se produjo en el caso de 16 pisos ubicado en C2, con un 36% de variación. Estas variaciones porcentuales no consideran la armadura longitudinal distribuida en la longitud del muro. Además, se observó que en el caso de los edificios de 22 pisos ubicados en C3, al disminuir la rigidez en las losas a un 25% y 10%, los muros no cumplieron con las deformaciones límites del hormigón establecidas por la prNCh430 (INN, 2023) correspondiente a  $\epsilon_c \leq 0.008$ , y por ende no fue posible diseñar estos edificios en estos casos.

Respecto al diseño a cortante, los resultados muestran que la fuerza cortante de diseño disminuye al disminuir la rigidez flexural de las losas en todos los casos. Sin embargo, el corte basal  $V[\%W]$  de los casos de 16 y 22 pisos es inferior a los casos de 10 pisos. De esta manera, los resultados muestran que los requerimientos de refuerzo a cortante no variaron al disminuir la rigidez flexural de las losas en los edificios de 16 y 22 pisos, casos en donde se requiere doble malla de refuerzo mínima en las dos direcciones. En el edificio de 10 pisos, se observó una disminución de los requerimientos de refuerzo a cortante al reducir la rigidez de las losas, donde 10-M025-C2, 10-M010-C2 y 10-M010-C3 requieren la doble malla de refuerzo mínima en las dos direcciones establecida en las consideraciones de diseño.

El análisis no lineal de los edificios se realizó mediante el análisis estático no lineal de una simplificación de los casos de estudio con el fin de disminuir el tiempo computacional, en el programa comercial ETABS. La simplificación de los modelos no altera los resultados en la dirección de análisis. En los modelos no lineales, todas las losas se modelaron elásticamente considerando una rigidez flexural equivalente al 20% de la rigidez flexural de la sección bruta. Se realizaron 13 análisis estáticos no lineales para los 16 casos diseñados. Lo anterior,

debido a que existen tres parejas de casos de estudio que obtuvieron el mismo diseño de acuerdo con lo presentado en el Capítulo 4. Estas parejas corresponden a los modelos 10-M025-C2 y 10-M010-C2, 16-M100-C3 y 16-M025-C3, 22-M025-C2 y 22-M010-C2. La respuesta sísmica que se estima para cada edificio es el esfuerzo de corte basal en relación con el desplazamiento de techo.

Respecto a los resultados del análisis no lineal realizado, se concluye que el supuesto de rigidez de las losas mostró un efecto despreciable en la respuesta global de las estructuras. En los edificios de 16 y 22 pisos, la resistencia máxima aumentó mínimamente a medida que disminuyó la rigidez de las losas, mientras que, en los edificios de 10 pisos, la respuesta no mostró un cambio claro al disminuir la rigidez de las losas. El aumento de resistencia en los modelos de 16 y 22 pisos al disminuir la rigidez de las losas se explica debido a que, en los casos con menor rigidez de losas, los resultados de diseño implicaron mayores requerimientos de armadura longitudinal y confinamiento, permitiendo una mayor área confinada y por ende mayores desplazamientos de techo antes de la falla. Además, los análisis no lineales permitieron concluir que, en el caso de los edificios de 16 y 22 pisos, aumentó el factor de sobrerresistencia al disminuir la rigidez de las losas. En el caso de los edificios de 10 pisos, existió un aumento en la sobrerresistencia al disminuir la rigidez de las losas solo en los casos de 10 pisos ubicados en C2. Las mayores variaciones en el factor de sobrerresistencia se producen en los edificios de 10 pisos ubicados en C2, donde existe un aumento del factor de 12.1% para el caso 10-M025-C2 y de 13% para el caso 10-M010-C2 en relación con 10-M100-C2. Las menores variaciones en el factor de sobrerresistencia se producen en los edificios de 22 pisos ubicados en C2, donde existe un aumento de 1.6% para el caso 22-M025-C2 y de 1.6% para el caso 22-M010-C2 en relación con 22-M100-C2. Sin embargo, las variaciones en la resistencia de los modelos de 10, 16 y 22 pisos son despreciables y no se obtienen cambios significativos en los resultados globales al disminuir el supuesto de rigidez en las losas.

Se midió la capacidad de deformación de los casos de estudio a partir de los resultados del análisis no lineal. En el caso de los edificios de 16 y 22 pisos, se observó que la capacidad de deformación aumentó a medida que disminuyó la rigidez de las losas. En el caso de los

edificios de 10 pisos, la capacidad de deformación aumentó a medida que disminuyó la rigidez de las losas solo en los casos de 10 pisos ubicados en C2. Al reducir la rigidez de las losas, la capacidad de deformación del muro a compresión aumentó, permitiendo un mayor  $\delta_{falla}$ , el cual aumenta en mayor medida que el  $\delta_u$ , provocando una disminución de la razón  $\delta_{falla}/\delta_u$  al reducir la rigidez de las losas. De manera equivalente a la resistencia máxima, la capacidad de deformación en los edificios de 10, 16 y 22 mostró variaciones no significativas al reducir el supuesto de rigidez en las losas.

Los modelos analizados no mostraron una variación significativa en la proporción del corte total que toman los muros traccionados y comprimidos en función de la rigidez de las losas usadas para el diseño de los edificios. Además, existe una relación directa entre la disminución de la rigidez en las losas y el aumento en del ALR (Axial Load Ratio) en los muros producto de las cargas laterales del análisis no lineal en los modelos de 10 pisos ubicados en C2, 16 pisos ubicados en C2 y C3 y 22 pisos ubicados en C2. Sin embargo, los resultados son variados en los modelos de 10 pisos ubicados en C3 y no pudieron ser medidos en los modelos del edificio de 22 pisos ubicados en C3 (no fueron diseñados).

Esta tesis analizó la distribución de momento flector de los muros comprimidos y traccionados al momento de la falla. A partir de los resultados se observó que debido a la disminución en la rigidez de las losas existe una reducción de la proporción del momento flector soportado por el muro en compresión al instante de la falla en los casos de 16 pisos ubicados en C2 y C3, y 22 pisos ubicados en C2. En los casos de 10 pisos ubicados C2, se observa un aumento en la proporción del momento flexor tomado por el muro en compresión en el instante de la falla al disminuir la rigidez de las losas, mientras que en los casos de 10 pisos ubicados en C3 los resultados no muestran una relación entre la reducción de rigidez en las losas y la proporción de momento en el instante de falla.

Los resultados de esta tesis demuestran que el supuesto de rigidez en las losas tiene un efecto en el diseño sísmico de edificios de hormigón armado. Al reducir la rigidez flexural en las losas se reduce el acoplamiento entre muros, disminuyendo los esfuerzos axiales y de corte, y aumentando el momento y los desplazamientos. Estas variaciones implican en algunos

casos mayor armadura longitudinal y confinamiento en los elementos de borde. El efecto de la disminución de la rigidez en las losas resulta por ende relevante según el número de pisos de la edificación. En el caso de los edificios de 10 pisos, los resultados no muestran una relación directa entre el supuesto de rigidez de la losa y el diseño de las estructuras. En los casos de 16 y 22 pisos, el supuesto de rigidez de la losa induce a mayor requerimiento de confinamiento y en algunos casos de armadura longitudinal. Al requerir mayor confinamiento, las estructuras tienen un mejor desempeño sísmico. Sin embargo, el efecto de la reducción del supuesto de rigidez en las losas no presenta variaciones significativas en el desempeño sísmico de los modelos. Se concluye por ende que, al disminuir la rigidez de las losas considerada en el análisis, los resultados muestran que las estructuras que requieren mayor confinamiento en los elementos de borde presentan variaciones despreciables desempeño sísmico. Si bien el desempeño sísmico mejora levemente al disminuir el supuesto de rigidez en las losas en algunos casos, las limitaciones de los modelos y los resultados variados según el caso no permiten establecer una relación entre el supuesto de rigidez en las losas y desempeño sísmico.

Para futuras investigaciones, se recomienda la implementación de este estudio en un programa que permita un mejor análisis no lineal de muros T. En efecto, el apartado de muros experimentales demuestra las falencias de ETABS y de los modelos de fibras, problemas presentados previamente en el estado del arte. Se recomienda por ende la implementación de los casos de estudio en un programa orientado a la investigación como lo son Opensees o DIANA. Además, se recomienda la implementación de modelos de plasticidad más complejos como por ejemplo el Multiple Vertical Line Element Model con interacción flexión-corte (SFI-MVLEM) o sin interacción flexión-corte (MVLEM). Otras problemáticas para considerar son el pandeo de las barras y la pérdida del recubrimiento en los muros de HA.

Respecto a la etapa de diseño, se recomienda realizar un análisis más detallado por piso de la armadura longitudinal requerida, con el fin de estimar de mejor manera los costos asociados a disminuir el supuesto de rigidez en las losas, y determinar si resulta conveniente en relación con el mejor desempeño sísmico de las estructuras con rigidez reducida en las

losas. De la misma manera, se recomienda la incorporación de criterios de diseño más flexibles con el objetivo de acercar más a la realidad el diseño de las armaduras de acero.

Finalmente, se deben validar los resultados a partir de nuevos casos de estudio. Una alternativa para esto sería analizar un mayor número de arquetipos, pisos y tipos de suelo, con el fin de establecer adecuadamente en qué casos resultan más relevante desde el punto de vista de los costos y el desempeño sísmico, los diferentes supuestos de rigidez de losa.

## 7. BIBLIOGRAFÍA

Massone, L. M., Bonelli, P., Lagos, R., Lüders, C., Moehle, J., & Wallace, J. W. (2012). Seismic design and construction practices for RC structural wall buildings. *Earthquake Spectra*, 28(1\_suppl1), 245-256.

Santa María, H., Hube, M. A., Rivera, F., Yepes-Estrada, C., & Valcárcel, J. A. (2017). Development of national and local exposure models of residential structures in Chile. *Natural Hazards*, 86, 55-79.

Jünemann, R., de La Llera, J. C., Hube, M. A., Cifuentes, L. A., & Kausel, E. (2015). A statistical analysis of reinforced concrete wall buildings damaged during the 2010, Chile earthquake. *Engineering Structures*, 82, 168-185.

Instituto Nacional de Normalización (INN) (2009). Diseño sísmico de edificios (NCh433 Of.1996 Mod2009). Santiago, Chile.

Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU) (2011). Diseño sísmico de edificios (Decreto Supremo 61). Diario oficial No.40133. Santiago, Chile.

Instituto Nacional de Normalización (INN) (2009). Hormigón Armado-Requisitos de diseño y calculo (NCh430). Santiago, Chile.

Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU) (2011). Hormigón Armado-Requisitos de diseño y calculo (Decreto Supremo 60). Diario oficial No.40133. Santiago, Chile.

American Concrete Institute (ACI). (2008). Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-08) y Comentario a Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SR-08).

Instituto Nacional de Normalización (INN) (2023). Hormigón Armado-Requisitos de diseño y calculo (propuesta) (prNCh430). Santiago, Chile.

American Concrete Institute (ACI). (2019). Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-19) y Comentario a Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SR-19).

Ramos, L., & Hube, M. A. (2021). Seismic response of reinforced concrete wall buildings with nonlinear coupling slabs. *Engineering Structures*, 234, 111888.

Ugalde, D., Parra, P. F., & Lopez-Garcia, D. (2019). Assessment of the seismic capacity of tall wall buildings using nonlinear finite element modeling. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17, 6565-6589.

Chacón, M. F., de la Llera, J. C., Hube, M. A., Marques, J., & Lemnitzer, A. (2017). Epistemic uncertainty in the seismic response of RC free-plan buildings. *Engineering Structures*, 141, 687-702.

Lee, D. G., Kim, H. S., & Chun, M. H. (2002). Efficient seismic analysis of high-rise building structures with the effects of floor slabs. *Engineering Structures*, 24(5), 613-623.

Wood, S. L. (1991). Performance of reinforced concrete buildings during the 1985 Chile earthquake: implications for the design of structural walls. *Earthquake spectra*, 7(4), 607-638.

Riddell, R. (1992). Performance of R/C buildings in the 1985 Chile earthquake. In Proceedings of the 10th world conference on earthquake engineering (Vol. 8, pp. 4251-4256).

Instituto Nacional de Normalización (INN) (1957). Hormigón Armado – Requisitos de Diseño y Calculo I (NCh429 Of.1957). Santiago, Chile.

Instituto Nacional de Normalización (INN) (1961). Hormigón Armado – Requisitos de Diseño y Calculo II (NCh430 Of.1961). Santiago, Chile.

Wallace, J. W., Massone, L. M., Bonelli, P., Dragovich, J., Lagos, R., Lüders, C., & Moehle, J. (2012). Damage and implications for seismic design of RC structural wall buildings. *Earthquake Spectra*, 28(1\_suppl1), 281-299.

Westenenk, B., de la Llera, J. C., Jünemann, R., Hube, M. A., Besa, J. J., Lüders, C., ... & Jordán, R. (2013). Analysis and interpretation of the seismic response of RC buildings in Concepción during the February 27, 2010, Chile earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11, 69-91.

American Concrete Institute (ACI). (1995). Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-95) y Comentario a Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SR-95).

Jünemann, R., de la Llera, J. C., Hube, M. A., Vásquez, J. A., & Chacón, M. F. (2016). Study of the damage of reinforced concrete shear walls during the 2010 Chile earthquake. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(10), 1621-1641.

Orakcal, K., & Wallace, J. W. (2006). Flexural modeling of reinforced concrete walls-experimental verification. *ACI Materials Journal*, 103(2), 196.

Vásquez, J. A., de la Llera, J. C., & Hube, M. A. (2016). A regularized fiber element model for reinforced concrete shear walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(13), 2063-2083.

Kolozvari, K., Arteta, C., Fischinger, M., Gavridou, S., Hube, M., Isakovic, T., ... & Wallace, J. (2018). Comparative study of state-of-the-art macroscopic models for planar reinforced concrete walls.

Pozo, J. D., Hube, M. A., & Kurama, Y. C. (2020). Quantitative assessment of nonlinear macro-models for global behavior and design of planar RC walls. *Engineering Structures*, 224, 111190.

PEER, A. (2010). 72–1, (2010) Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings, PEER/ATC 72–1 report. Applied Technology Council, Redwood City, CA.

Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, (2017). Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). [software]. Berkeley, CA.

Dursun, S. E. (2018). A comparative study on nonlinear modeling of structural walls (master's thesis, Middle East Technical University).

Thomsen, JH y Wallace, JW. (1995). Displacement based design of reinforced concrete structural walls: an experimental investigation of walls with rectangular and t-shaped cross-sections. Clarkson University.

Computers and Structures, Inc. (2016). Perform-3D, Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures. Berkeley, California, USA

DIANA FEA BV (2017). TNO DIANA. DIANA finite element analysis user manual [software]. Delft, Netherland.

Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010). Nonlinear structural analysis for seismic design. NEHRP seismic design technical brief, 4, 1-36.

Ramos, L., & Hube, M. (2020). Contribution of coupling elements to the seismic demand of walls in reinforced concrete buildings. Latin American Journal of Solids and Structures, 17.

Cando, M. A., Hube, M. A., Parra, P. F., & Arteta, C. A. (2020). Effect of stiffness on the seismic performance of code-conforming reinforced concrete shear wall buildings. Engineering Structures, 219, 110724.

Instituto Nacional de Normalización (INN) (2016). Hormigón-Requisitos generales (NCh170). Santiago, Chile.

Instituto Nacional de Normalización (INN) (2020). Acero-Barras laminadas en caliente para hormigón armado (NCh204). Santiago, Chile.

Instituto Nacional de Normalización (INN) (2009). Diseño estructural de edificios-Cargas permanentes y sobrecargas de uso (NCh1537). Santiago, Chile.

Computers and Structures, Inc. (2011). ETABS. Berkeley, California, USA

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, 1(3), 181-194.

Guendelman, T., Guendelman, M., & Lindenberg, J. (1997). Perfil bio-sísmico de edificios. Proc. Séptimas jornadas chilenas de sismología e ingeniería antisísmica.

Instituto Nacional de Normalización (INN) (2017). Diseño estructural-Disposiciones generales y combinaciones de carga (NCh3171of.2017). Santiago, Chile.

AZA (2022). Manual de armaduras de refuerzo para hormigón. Santiago, Chile.

Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. Journal of structural engineering, 114(8), 1804-1826.

Moehle, J. P. (2015). Seismic design of reinforced concrete buildings. New York: McGraw-Hill Education.

Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica (ACHISINA). (2017). Diseño sísmico basado en desempeño: un procedimiento alternativo para el análisis y diseño sísmico de edificios.

Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council (LATBSDC). (2020). An alternative procedure for seismic analysis and design of tall buildings located in the Los Angeles region.

Dazio, A., Beyer, K., & Bachmann, H. (2009). Quasi-static cyclic tests and plastic hinge analysis of RC structural walls. *Engineering Structures*, 31(7), 1556-1571.

Pugh, J. S., Lowes, L. N., & Lehman, D. E. (2015). Nonlinear line-element modeling of flexural reinforced concrete walls. *Engineering Structures*, 104, 174-192.

Aktan, A. E., & Bertero, V. V. (1984). Seismic response of R/C frame-wall structures. *Journal of Structural Engineering*, 110(8), 1803-1821.

## 8. ANEXOS

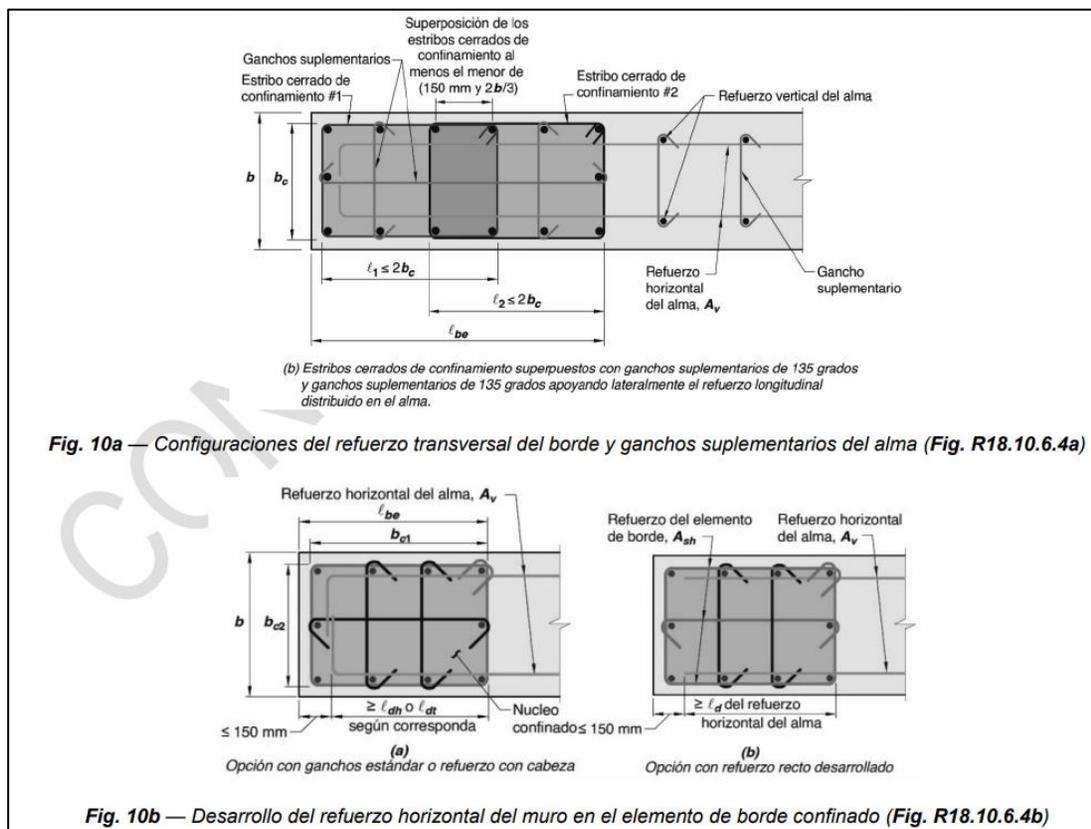


Figura 8-1: Figura R.18.6.4.A, de prNCh430 (INN, 2023)

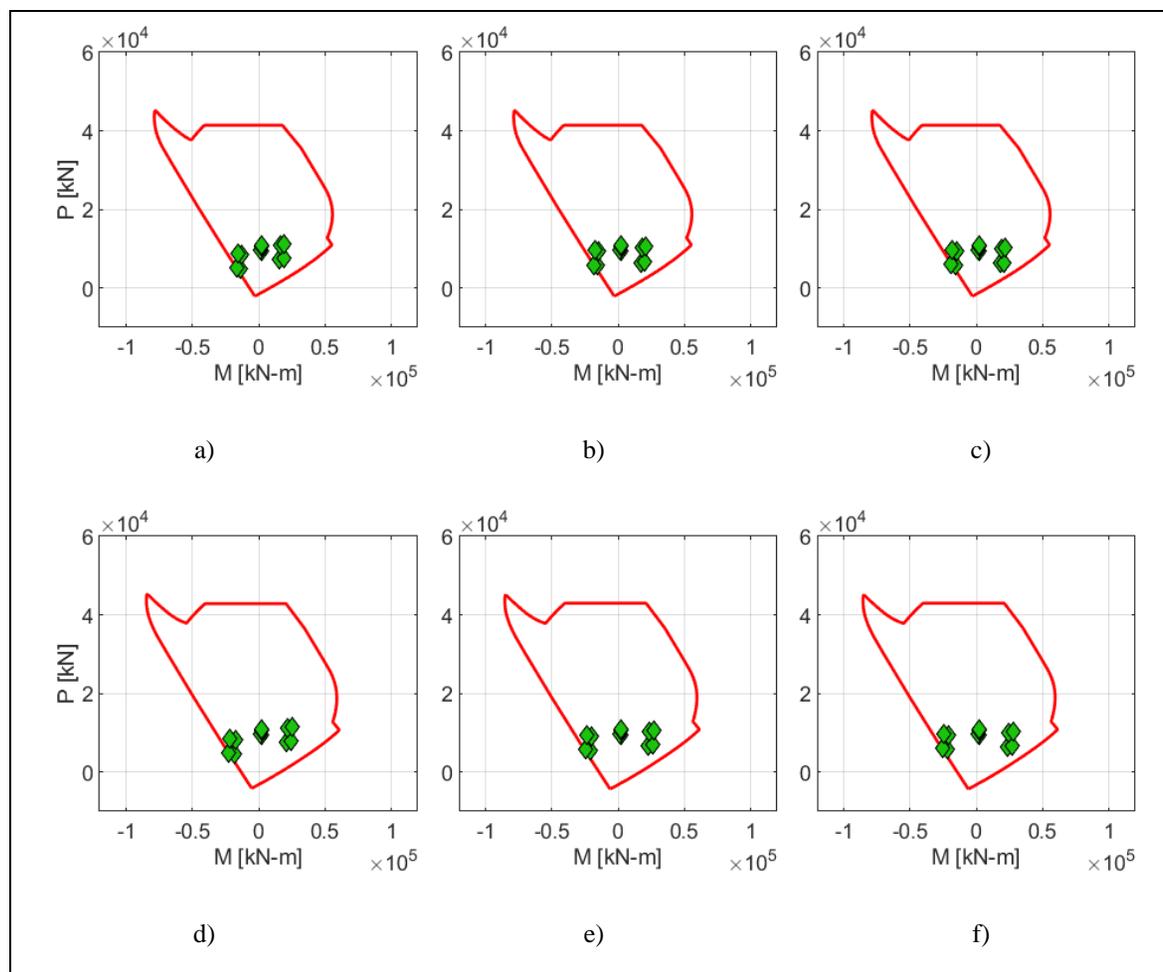


Figura 8-2: Diagrama de interacción de muros a)10-M100-C2, b)10-M025-C2, c)10-M010-C2, d) 10-M100-C3, e) 10-M025-C3 y f) 10-M010-C3

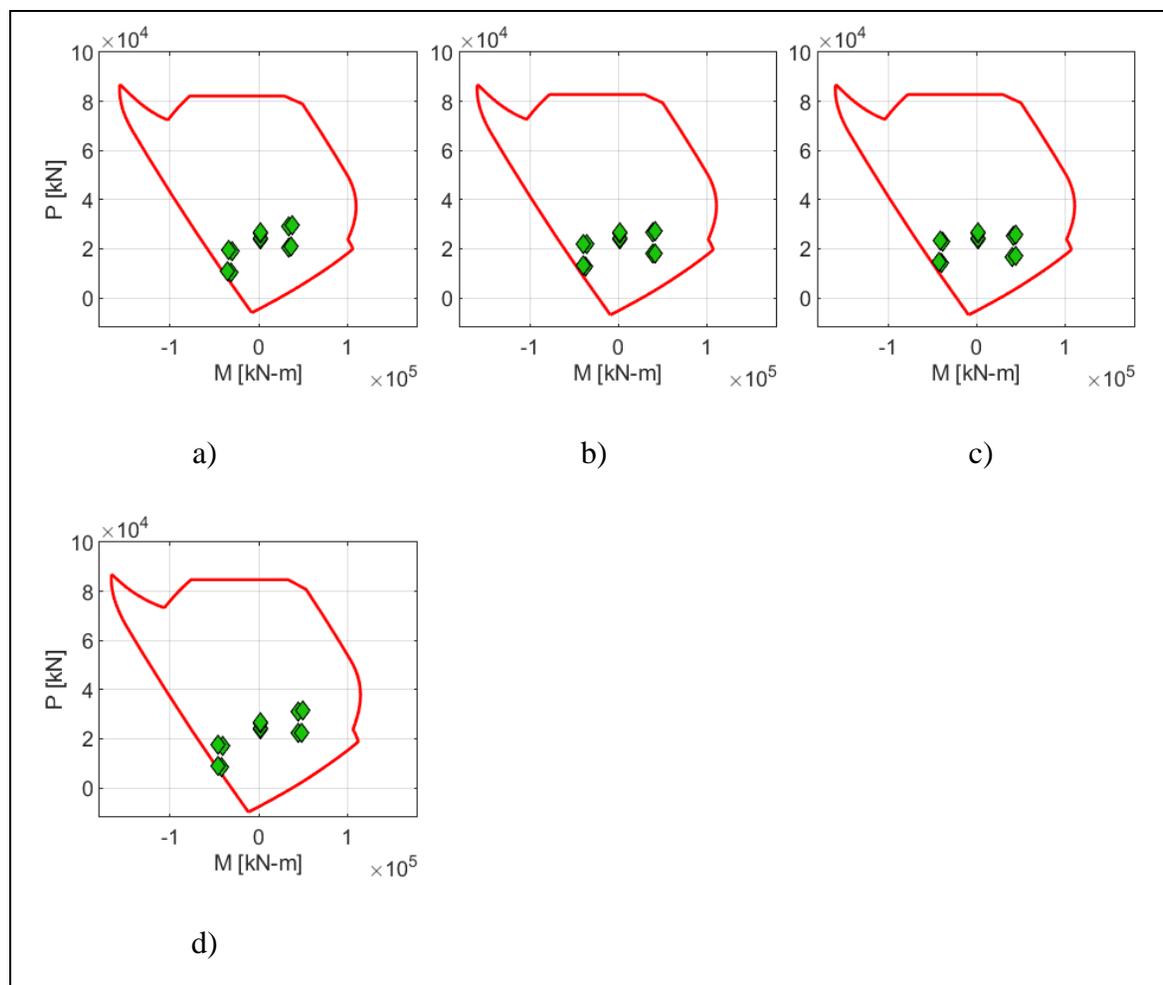


Figura 8-3: Diagrama de interacción de muros a)22-M100-C2, b)22-M025-C2, c)22-M010-C2, d) 22-M100-C3