



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

**ESTUDIO COMPARATIVO DE MODELOS DE FLEXIÓN PURA Y
FLEXIÓN-CORTE PARA PREDECIR DAÑOS EN EDIFICIOS
PRODUCTO DEL TERREMOTO DE 2010**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

DAVID ALEJANDRO RIVERA GONZÁLEZ

PROFESOR GUÍA:
LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
FABIÁN ROJAS BARRALES
FERNANDO YÁÑEZ URIBE

SANTIAGO DE CHILE
2020

**RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE:** Ingeniero Civil
POR: David Alejandro Rivera González
FECHA: 2020
PROFESOR GUÍA: Leonardo Massone Sánchez

**ESTUDIO COMPARATIVO DE MODELOS DE FLEXIÓN PURA Y
FLEXIÓN-CORTE PARA PREDECIR DAÑOS EN EDIFICIOS
PRODUCTO DEL TERREMOTO DE 2010**

La presente investigación busca formular un modelamiento capaz de predecir correctamente los daños que se presentaron en los muros de los pisos inferiores en algunos edificios durante el terremoto de 2010 en Chile. Esto, mediante elementos que incorporen la interacción entre esfuerzos de flexo-compresión y corte en comparación a modelos de flexo-compresión pura. Estos daños son generados, en su mayoría, por las grandes compresiones a las que se someten los muros de los pisos inferiores.

La mayoría de las veces, los programas convencionales de diseño estructural son capaces de representar de forma adecuada el comportamiento dinámico de una estructura mediante modelos de fibras axiales, las cuales consideran, principalmente, el efecto de los esfuerzos de flexión. Con este tipo de modelos, fácilmente se pueden obtener los esfuerzos y desplazamientos en los elementos de una estructura. Pero, en otros casos, los daños producidos por eventos reales en edificios u otro tipo de construcciones no son correctamente predichos utilizando modelos de este estilo.

Es por esto que, en ocasiones, es necesario acudir a formulaciones más complejas. En esta memoria, se emplean modelos que trabajan directamente con el esfuerzo de corte en conjunto con los esfuerzos axiales y de flexión. Para ello, se utilizan modelos en OpenSees de ejes resistentes de 2 edificios que tuvieron daños en pisos subterráneos para el sismo de 2010: el Emerald de Ñuñoa, y el Sol Oriente de Macul. Los modelos de fibras axiales se basan en elementos de tipo MVLEM (*Multiple-Vertical-Line-Element-Model*), mientras que para los modelos con interacción entre esfuerzos de flexo-compresión y corte se trabaja con elementos ESFI (*Efficient-Shear-Flexure-Interaction*).

Como resultado final, se aprecian mejoras en cuanto a la predicción de las deformaciones en pisos subterráneos para los modelos ESFI en uno de los edificios (el cual no presenta daño con su respectivo modelo MVLEM), pero aún son insuficientes para decir que el daño obtenido es consistente con lo visto en la realidad, ya que el piso inmediatamente superior (piso 1) continúa dañándose más. Para el otro edificio, se obtienen grandes compresiones en el subterráneo, lo cual puede ser provocado por el tipo de acoplamiento presente en dicho piso.

Puesto que no se ven grandes cambios en la concentración del daño en los modelos con ESFI comparado con los de MVLEM, queda abierta la posibilidad de continuar este trabajo con otro tipo de formulación. Puede que se requiera de modelos tridimensionales de los edificios completos para tener resultados que se asemejen más la realidad, o también, de elementos que consideren el efecto del pandeo global, ya que, particularmente en Emerald, este tipo de falla estuvo presente en bastantes muros del piso subterráneo.

Tabla de contenido

1	Introducción	1
1.1	Introducción general.....	1
1.2	Objetivos.....	2
1.2.1	Objetivos generales.....	2
1.2.2	Objetivos específicos	2
2	Antecedentes	3
2.1	Características de los edificios durante y después del terremoto de 1985 en Chile... 3	3
2.2	Daños observados en edificios de muros de hormigón armado durante el terremoto de 2010 en Chile	4
2.3	Edificios utilizados	6
2.3.1	Edificio Emerald.....	6
2.3.1.1	Características generales	6
2.3.1.2	Planta [7].....	6
2.3.1.3	Elevación [7].....	8
2.3.1.4	Materiales, largos, espesores y armaduras de muros [7].....	9
2.3.1.5	Daños observados en muros para el sismo de 2010	9
2.3.2	Edificio Sol Oriente	14
2.3.2.1	Características generales	14
2.3.2.2	Planta.....	15
2.3.2.3	Elevación.....	17
2.3.2.4	Materiales, largos, espesores y armaduras de muros.....	17
2.3.2.5	Daños observados en muros para el sismo de 2010 [15].....	18

3	Bases para el modelamiento.....	21
3.1	Modelo para elementos de fibras uniaxiales.....	21
3.1.1	Sección transversal y elemento [16]	21
3.1.2	Materiales	22
3.1.2.1	Hormigón [20].....	22
3.1.2.2	Acero [26]	23
3.2	Modelo para elementos de fibras de corte y flexo-compresión	24
3.2.1	Sección transversal y elemento [30]	24
3.2.2	Materiales	26
3.2.2.1	Hormigón [20].....	26
3.2.2.2	Acero [26]	26
3.2.2.3	Material compuesto [35]	26
3.3	Calibración de la deformación normal horizontal (ϵ_x) [31]	27
3.4	Cálculo de deformaciones principales en elementos con interacción entre flexo-compresión y corte.....	29
3.5	Modelo para calcular propiedades de un hormigón confinado	29
4	Modelamiento	30
4.1	Registros utilizados en análisis tiempo-historia.....	30
4.2	Modelos de fibras axiales (MVLEM).....	31
4.2.1	Modelo edificio Emerald [7]	31
4.2.1.1	Muros [7]	31
4.2.1.2	Losas	33
4.2.1.3	Cargas gravitacionales y masas sísmicas [7].....	36
4.2.1.4	Representación general	36

4.2.2	Modelo edificio Sol Oriente	36
4.2.2.1	Muros	37
4.2.2.2	Losas	38
4.2.2.3	Cargas gravitacionales y masas sísmicas	38
4.2.2.4	Representación general	39
4.3	Modelos de fibras con interacción entre flexo-compresión y corte (ESFI).....	40
4.3.1	Modelo edificio Emerald.....	40
4.3.2	Modelo edificio Sol Oriente	41
5	Análisis de resultados	42
5.1	Edificio Emerald	42
5.1.1	Resultados de los modelos a nivel global.....	43
5.1.1.1	Períodos de vibración.....	43
5.1.1.2	Corte basal versus desplazamiento de techo	43
5.1.2	Variación en el registro de aceleraciones	44
5.1.2.1	Modelo de fibras axiales (MVLEM).....	44
5.1.2.2	Modelo de fibras flexión-corte (ESFI)	47
5.1.3	Variación en el tipo de modelo.....	50
5.1.3.1	Registro de Santiago	50
5.1.3.2	Registro de Maipú.....	51
5.2	Edificio Sol Oriente	54
5.2.1	Resultados de los modelos a nivel global.....	54
5.2.1.1	Períodos de vibración.....	54
5.2.1.2	Corte basal versus desplazamiento de techo	54
5.2.2	Variación en el registro de aceleraciones	55
5.2.2.1	Modelo de fibras axiales (MVLEM).....	55
5.2.2.2	Modelo de fibras flexión-corte (ESFI)	58

5.2.3	Variación en el tipo de modelo.....	60
5.2.3.1	Registro de Santiago	60
5.2.3.2	Registro de Maipú.....	61
6	Comentarios y conclusiones.....	64
7	Bibliografía.....	67

Índice de tablas

Tabla 1: Secciones transversales de muros T edificio Emerald [7].....	32
Tabla 2: Momento plástico y curvatura plástica de cada losa de Emerald.....	34
Tabla 3: Secciones transversales de muros T edificio Sol Oriente.....	37
Tabla 4: Momento plástico y curvatura plástica de losa Sol Oriente.	38
Tabla 5: Pesos sísmicos en cada piso para modelo Sol Oriente.	39
Tabla 6: Períodos fundamentales de la estructura para modelos de Emerald.	43
Tabla 7: Períodos fundamentales de la estructura para modelos de Sol Oriente.....	54

Índice de figuras

Figura 1: Ubicación estimada del epicentro del terremoto del 27 de febrero de 2010 [11]. ..4	4
Figura 2: Daños en bordes de muro: pandeo de barras longitudinales y aplastamiento del hormigón [12]...... 5	5
Figura 3: Ejemplos de pandeo global en muros [12]...... 5	5
Figura 4: Ubicación georreferenciada del edificio Emerald [13]. 6	6
Figura 5: Vista general de planta del edificio Emerald [7]...... 7	7
Figura 6: Vista ampliada del eje resistente a estudiar en el edificio Emerald [7]. 8	8
Figura 7: Muro dañado de Emerald con desprendimiento de hormigón de recubrimiento. . 10	10
Figura 8: Muro dañado de Emerald con propagación de grietas. 10	10
Figura 9: Muro dañado de Emerald con desprendimiento de hormigón y pandeo de armaduras..... 11	11
Figura 10: Muro dañado de Emerald con pandeo de armaduras en el borde del alma..... 11	11
Figura 11: Muro dañado de Emerald con fractura de barras en el borde del alma..... 12	12
Figura 12: Muro dañado de Emerald con falla de inestabilidad por pandeo global. 12	12
Figura 13: Vista general de un muro reparado de Emerald que presenta patrón de grietas diagonales. 13	13
Figura 14: Vista cercana de un muro reparado de Emerald que presenta patrón de grietas diagonales. 13	13
Figura 15: Ubicación georreferenciada de los edificios Sol Oriente I y II [14]. 14	14
Figura 16: Vista general de los edificios Sol Oriente I y Sol Oriente II [15]. 15	15
Figura 17: Vista general de planta del edificio Sol Oriente [7]. 16	16
Figura 18: Vista ampliada del eje resistente a estudiar en el edificio Sol Oriente [7]. 17	17
Figura 19: Muro eje F primer subterráneo torre II [15]. 18	18
Figura 20: Muro eje J primer subterráneo torre II [15]. 19	19
Figura 21: Muros ejes M y N primer subterráneo torre II [15]. 19	19

Figura 22: Muro eje Q primer subterráneo torre II [15].	19
Figura 23: Muro eje U primer subterráneo torre II [15].	20
Figura 24: Muro eje J primer subterráneo torre I [15].	20
Figura 25: Muro eje F primer subterráneo torre I [15].	20
Figura 26: Esquema básico de un elemento de hormigón armado definido mediante MVLEM [16].	21
Figura 27: Envoltura de tensión-deformación ante carga cíclica tracción-compresión del material <i>Concrete04</i> de OpenSees [20].	22
Figura 28: Comportamiento a tracción (arriba) y a compresión (abajo) del material <i>Concrete04</i> de OpenSees [20].	23
Figura 29: Curva tensión-deformación del material <i>SteelMPF</i> de OpenSees [26].	24
Figura 30: Esquema básico de un elemento de hormigón armado definido mediante SFI MVLEM [32].	25
Figura 31: Esquema básico de un elemento de hormigón armado definido mediante ESFI [30].	25
Figura 32: Comportamiento y parámetros de entrada y salida del modelo constitutivo del material FSAM [35].	26
Figura 33: Análisis de sensibilidad para la relación entre la deformación normal horizontal y la deformación angular [31].	28
Figura 34: Estado plano de deformaciones.	29
Figura 35: Registros de aceleraciones utilizados para los análisis tiempo-historia.	30
Figura 36: Vista general del eje resistente del edificio Emerald [7].	31
Figura 37: Esquema de la sección transversal de un muro T [7].	32
Figura 38: Discretización de la sección del muro en fibras MVLEM.	33
Figura 39: Ancho efectivo en función de la deriva [37].	34
Figura 40: Propiedades a flexión de losas en los modelos.	35
Figura 41: Discretización para los elementos de las losas.	35
Figura 42: Esquema general del modelo de fibras uniaxiales del edificio Emerald.	36

Figura 43: Vista general del eje del edificio Sol Oriente.	37
Figura 44: Esquema general del modelo de fibras uniaxiales del edificio Sol Oriente.	39
Figura 45: Esquema general del modelo de fibras flexión-corte del edificio Emerald.	40
Figura 46: Esquema general del modelo de fibras flexión-corte del edificio Sol Oriente. ..	41
Figura 47: Corte basal vs desplazamiento de techo para modelos de Emerald.	43
Figura 48: Deformación para Emerald con MVLEM. Comparación entre registros de aceleraciones.	44
Figura 49: Corte para Emerald con MVLEM. Comparación entre registros de aceleraciones.	44
Figura 50: Momento para Emerald con MVLEM. Comparación entre registros de aceleraciones.	45
Figura 51: Fuerza axial para Emerald con MVLEM. Comparación entre registros de aceleraciones.	45
Figura 52: Máximo esfuerzo axial para muro derecho con modelo MVLEM y sismo de Maipú cercano al máximo valor.	46
Figura 53: Envolvente de esfuerzo axial corregida para el muro derecho con MVLEM y sismo de Maipú.	47
Figura 54: Deformación para Emerald con ESFI. Comparación entre registros de aceleraciones.	48
Figura 55: Corte para Emerald con ESFI. Comparación entre registros de aceleraciones...	48
Figura 56: Momento para Emerald con ESFI. Comparación entre registros de aceleraciones.	48
Figura 57: Fuerza axial para Emerald con ESFI. Comparación entre registros de aceleraciones.	48
Figura 58: Deformación para Emerald con registro de Santiago. Comparación entre tipos de modelo.	50
Figura 59: Corte para Emerald con registro de Santiago. Comparación entre tipos de modelo.	50
Figura 60: Momento para Emerald con registro de Santiago. Comparación entre tipos de modelo.	50

Figura 61: Fuerza axial para Emerald con registro de Santiago. Comparación entre tipos de modelo.	51
Figura 62: Deformación para Emerald con registro de Maipú. Comparación entre tipos de modelo.	52
Figura 63: Corte para Emerald con registro de Maipú. Comparación entre tipos de modelo.	52
Figura 64: Momento para Emerald con registro de Maipú. Comparación entre tipos de modelo.	52
Figura 65: Fuerza axial para Emerald con registro de Maipú. Comparación entre tipos de modelo.	52
Figura 66: Corte basal vs desplazamiento de techo para modelos de Sol Oriente.	55
Figura 67: Deformación para Sol Oriente con MVLEM. Comparación entre registros de aceleraciones.	56
Figura 68: Corte para Sol Oriente con MVLEM. Comparación entre registros de aceleraciones.	56
Figura 69: Momento para Sol Oriente con MVLEM. Comparación entre registros de aceleraciones.	56
Figura 70: Fuerza axial para Sol Oriente con MVLEM. Comparación entre registros de aceleraciones.	57
Figura 71: Deformación para Sol Oriente con ESFI. Comparación entre registros de aceleraciones.	58
Figura 72: Corte para Sol Oriente con ESFI. Comparación entre registros de aceleraciones.	58
Figura 73: Momento para Sol Oriente con ESFI. Comparación entre registros de aceleraciones.	59
Figura 74: Fuerza axial para Sol Oriente con ESFI. Comparación entre registros de aceleraciones.	59
Figura 75: Deformación para Sol Oriente con registro de Santiago. Comparación entre tipos de modelo.	60
Figura 76: Corte para Sol Oriente con registro de Santiago. Comparación entre tipos de modelo.	60
Figura 77: Momento para Sol Oriente con registro de Santiago. Comparación entre tipos de modelo.	60

Figura 78: Fuerza axial para Sol Oriente con registro de Santiago. Comparación entre tipos de modelo.	61
Figura 79: Deformación para Sol Oriente con registro de Maipú. Comparación entre tipos de modelo.	61
Figura 80: Corte para Sol Oriente con registro de Maipú. Comparación entre tipos de modelo.	62
Figura 81: Momento para Sol Oriente con registro de Maipú. Comparación entre tipos de modelo.	62
Figura 82: Fuerza axial para Sol Oriente con registro de Maipú. Comparación entre tipos de modelo.	62

1 Introducción

1.1 Introducción general

Chile es el país más sísmico del mundo [1]. A lo largo de su historia han ocurrido grandes sismos que ponen a prueba constantemente la competitividad de la infraestructura del país, ya sea edificios, puentes u obras civiles. Es más, en Chile ocurrió el evento sísmico de mayor magnitud desde que se tiene registro: el terremoto de 1960 en la ciudad de Valdivia, cuya magnitud alcanzó los 9.5 MW [2]. Las grandes ciudades chilenas son afectadas por terremotos cada poco tiempo. En la zona central, donde se ubica la capital, Santiago de Chile, se producen sismos de gran magnitud con un período de 83 ± 9 años, siendo identificada como una zona de alto potencial sísmico [3].

Lo anterior obliga a estudiar y actualizar continuamente las normas de diseño sismorresistente de estructuras para así responder de la mejor manera posible a los requerimientos de la sociedad chilena. Es importante, en primer lugar, caracterizar el sismo de forma adecuada para tener una representación confiable de la demanda que tendrá la estructura durante un evento sísmico. También, se deben modelar las propiedades y características mismas del edificio de tal forma de poder predecir su comportamiento y daño.

Uno de los últimos grandes eventos sísmicos ocurridos en Chile fue el terremoto del 27 de febrero de 2010. Este sismo afectó la zona central del país y tuvo una magnitud de 8.8 MW [4]. El desempeño de las construcciones ante este evento, en general, fue positivo y cumplió con lo que la norma pide. Sin embargo, hubo estructuras que, a pesar de no presentar colapso, sí tuvieron un importante daño. Este daño se atribuyó, principalmente, a los tipos de estructuraciones que predominaron en los últimos años antes del terremoto. Los edificios, que en su mayoría son de hormigón armado y se estructuran en base a muros, tenían cada vez más pisos, más subterráneos y muros de igual o menor espesor y de geometrías más complejas, lo que se tradujo en mayores esfuerzos axiales y mayor concentración de esfuerzos en los elementos de los pisos inferiores [5].

Lo ideal es que los modelos sean lo suficientemente representativos del daño y comportamiento reales que sufrirá la estructura ante cualquier tipo de carga. Esto se logra en la mayoría de los casos con el uso de programas convencionales, como SAP2000, Etabs, entre otros. En otras ocasiones, hubo daños que no fueron previstos por este tipo de modelos, y que solo quedaron en evidencia ante la ocurrencia del terremoto. Un ejemplo de ello es el modelo hecho en Perform3D del edificio Sol Oriente de Macul en el trabajo de Kozmidis, Melek, Massone y Orakcal, en 2014 [6], el cual fue posterior al daño producido por el terremoto de 2010 en dicho edificio, y no fue capaz de representar adecuadamente el daño real que tuvo.

Cabe mencionar que los programas más usados para modelamiento se emplean en base a la metodología propuesta por las normas de diseño chilenas, las cuales sugieren el uso de modelos lineales con un factor de reducción (R) que representa la posible incursión inelástica que la estructura puede presentar. En otras palabras, no se utilizan modelos no lineales propiamente tal, sino modelos lineales con modificaciones. Esta podría ser la causa de que algunos daños no logren ser predichos, ya que es esperable que un modelo no lineal

posea una mayor precisión a la hora de representar el comportamiento de una estructura en comparación a modelos lineales modificados.

Aunque, como en el ejemplo mencionado anteriormente, no siempre se logra obtener resultados deseables con la implementación de modelos no lineales basados en fibras axiales. Es por eso que en este trabajo se verifica si el uso de modelos no lineales que consideren la interacción entre esfuerzos axiales y de corte es capaz de entregar resultados acordes a los vistos en el sismo de 2010.

1.2 Objetivos

El objetivo de este trabajo consta de la realización de modelos no lineales basados en elementos que empleen interacción entre esfuerzos de corte y de flexo-compresión, con el fin de comparar sus resultados con modelos de flexo-compresión pura. Se busca ver si el modelo de interacción es más adecuado para predecir daños en elementos de niveles inferiores de un edificio.

1.2.1 Objetivos generales

- i. Modelar el eje resistente de un edificio de muros de hormigón armado.
- ii. Estimar el comportamiento y nivel de daño posterior a un evento sísmico de un edificio de hormigón armado mediante modelos no lineales de elementos finitos que incorporen interacción entre flexo-compresión y corte.

1.2.2 Objetivos específicos

- i. Incorporar la interacción entre flexo-compresión y corte para modelar el eje resistente de un edificio de muros de hormigón armado, y reproducir el daño generado a causa del terremoto de 2010.

2 Antecedentes

En este capítulo se muestra información que servirá de base para el trabajo. Se describe el contexto general que motiva a realizar esta investigación. Debido a la dificultad para conseguir ciertos datos, mucha información se toma directamente de la memoria de Cordero, 2011 [7], ya que en esta se analizan los mismos edificios considerados en este trabajo.

2.1 Características de los edificios durante y después del terremoto de 1985 en Chile

El 3 de marzo de 1985 se produjo un sismo en la zona central de Chile, cuyo epicentro fue cercano a la ciudad de Viña del Mar, en la Región de Valparaíso, y tuvo una magnitud de 7.4 MW [8]. Antes de ese terremoto, las estructuraciones de los edificios habitacionales en Chile se caracterizaban por ser hechas en base a muros de hormigón armado, con una densidad de muros en cada dirección principal de aproximadamente un 3% y espesores de muro de entre 20 y 30 centímetros. En la actualidad, la densidad de muros se ha mantenido en torno al mismo valor, pero los espesores han tendido a ser los mismos o disminuir en muchos casos, y el número de pisos ha aumentado [5]. En las últimas 2 décadas, la cantidad de edificios de hormigón armado de gran altura (de 10 a 30 pisos) se incrementó considerablemente. Esto se tradujo en mayores niveles de carga axial para los edificios más nuevos posteriores al terremoto de 1985 [9].

En otras palabras, la densidad de muros en pisos inferiores se ha mantenido pese al evidente aumento en sus niveles de carga producto, en su mayoría, del incremento del número de pisos. La relación entre el área de muros en cada dirección en el piso inferior y el peso total del edificio sobre este piso ha ido decayendo cada vez más [10]. Esta relación se conoce como parámetro de densidad de muros, y representa el área de muro que hay en el piso inferior para soportar una unidad de carga. Su inversa corresponde la tensión promedio en cada muro, la cual ha ido en constante aumento.

Otro aspecto relevante que se aprecia en las nuevas estructuraciones es que estas se adaptan a los requerimientos de arquitectura. Los muros y otros elementos actúan muchas veces como separadores de ambientes, lo que propicia que haya elementos con geometrías más complejas. Además, los elementos también sufren variaciones en elevación. En pisos superiores es común que algunos elementos reduzcan su sección o desaparezcan debido a la disminución en los niveles de carga. En los pisos inferiores también suele haber discontinuación o cambios en secciones, pero estas responden a requerimientos, principalmente, de espacios destinados a estacionamiento de vehículos, o de recepción de personas [5]. De hecho, los subterráneos usados para estacionamiento suelen abarcar entre el 30 y el 40% del área total de las construcciones [10].

La norma oficial chilena para el diseño sísmico de edificios residenciales y de oficina corresponde a la NCh 433. Ante lo ocurrido en el terremoto de 1985, se incorporaron algunas modificaciones a esta norma, principalmente entre 1993 y 1996. Por ejemplo, en la versión oficial de 1996, se agregó el concepto de espectro de respuesta de un edificio ante cargas sísmicas [10]. Pero, tal vez, la modificación más llamativa y polémica fue aquella que excluyó requerimientos de armadura transversal en los bordes de los muros, lo cual se asocia, principalmente, al confinamiento de las cabezas de muros. Esto se debió

al buen desempeño, en general, de los edificios de la época durante el terremoto de 1985 [9], [10]. Esta exclusión se eliminó en 2008 con la introducción del nuevo código de diseño en hormigón (NCh 430 Of.2008), el cual se basó en la ACI318-05 de 2005 [10].

Todo lo anterior contribuye al comportamiento general de las estructuras durante el sismo de 2010, en las cuales se detectaron fallas comunes en edificios habitacionales basados en muros de hormigón armado. Estas fallas se detallan más adelante en el siguiente apartado.

2.2 Daños observados en edificios de muros de hormigón armado durante el terremoto de 2010 en Chile

El 27 de febrero de 2010, a las 3:34 horas (hora de Chile continental) se produjo un terremoto que afectó la zona centro-sur de Chile. Su magnitud fue de 8.8 MW, y su epicentro se localizó en la costa, a unos 43 kilómetros al sur-oeste de Cobquecura, en la Región del Bío Bío [11]. El evento fue denominado, posteriormente, como “27F” o “terremoto del 27F”, en honor a la fecha en que ocurrió.

Específicamente, el hipocentro de este sismo se localizó en la latitud $36^{\circ}17'23''$ S y la longitud $73^{\circ}14'20''$ W, a una profundidad de 30.1 kilómetros. En la Figura 1 se esquematiza la ubicación del epicentro de este terremoto.



Figura 1: Ubicación estimada del epicentro del terremoto del 27 de febrero de 2010 [11].

A pesar de que en este evento hubo colapso en 6 edificios en Chile, se consideraron exitosas las normas de diseño sismorresistente y sus resultados en el desempeño de los edificios. El colapso de los edificios aludidos se atribuye a incumplimientos en la normativa vigente a la fecha del sismo de 2010 [1].

A pesar de lo anterior, hubo una considerable cantidad de edificios que, sin llegar al colapso, presentaron daños importantes en algunos elementos de su estructura resistente, sobre todo, en los pisos basales. Las fallas más comunes presentes en edificios estructurados en base a muros de hormigón armado se produjeron a causa de grandes compresiones en los muros de los pisos inferiores. Estas compresiones se concentraban en los bordes y luego se propagaban en el resto del muro, generando grandes agrietamientos, que solían ir acompañados de aplastamiento del hormigón, desprendimiento del recubrimiento de hormigón y pandeo de las barras de acero de refuerzo.

En la Figura 2 se muestran ejemplos de muros dañados para el 27F y que presentaron las fallas antes descritas [12].



Figura 2: Daños en bordes de muro: pandeo de barras longitudinales y aplastamiento del hormigón [12].

Otro tipo de falla presente producto de la compresión en muros es la de pandeo global. Esta falla también provoca desprendimiento de hormigón en la zona que se pandea.

En la Figura 3 se presentan ejemplos de muros con este tipo de daño [12].



Figura 3: Ejemplos de pandeo global en muros [12].

Además, hubo otras fallas menos frecuentes, entre las cuales se destacan muros con agrietamientos diagonales, aludiendo a fallas por cortes basales grandes. En la siguiente sección, se presentan los edificios utilizados en este trabajo, donde uno de ellos presenta este tipo de daño en algunas zonas.

2.3 Edificios utilizados

2.3.1 Edificio Emerald

2.3.1.1 Características generales

El edificio Emerald se ubica en Av. Irarrázaval 2931, en la comuna de Ñuñoa. Es de tipo habitacional y cuenta con 19 pisos y 1 subterráneo, conformando 20 plantas de piso. Posee una altura total de 51.26 metros medidos desde la base del piso subterráneo, y está estructurado en base a muros de hormigón armado.

En la Figura 4 se muestra la ubicación de este edificio indicando sus coordenadas de latitud y longitud.

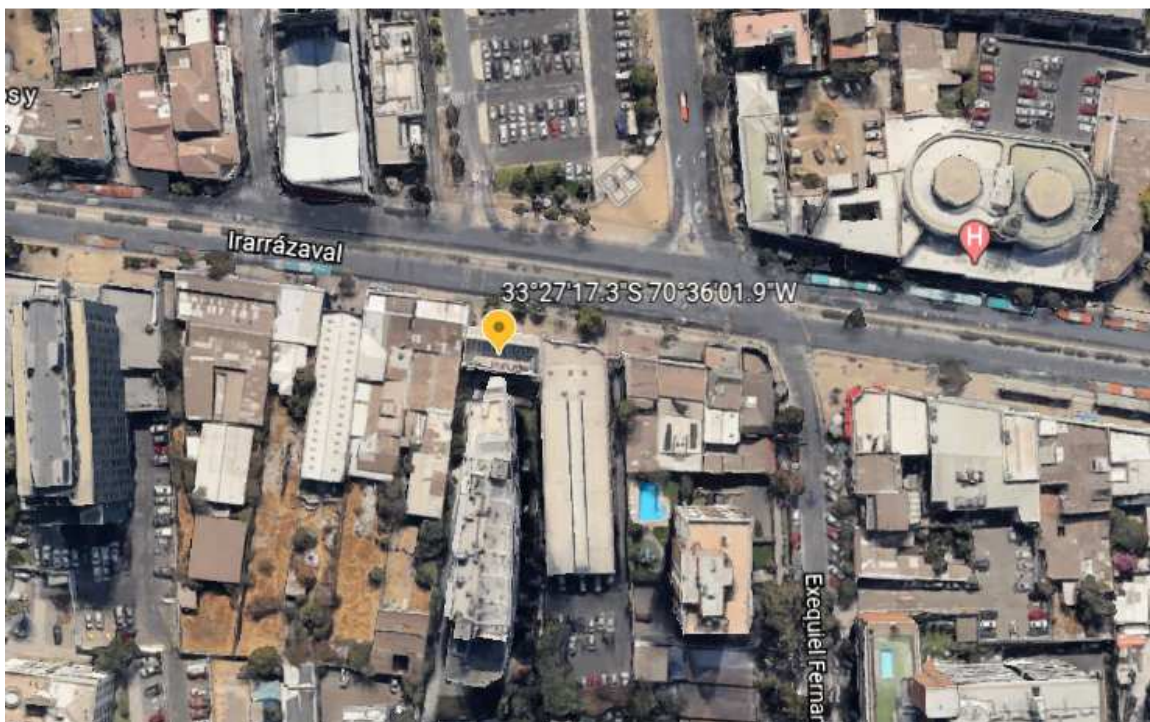


Figura 4: Ubicación georeferenciada del edificio Emerald [13].

2.3.1.2 Planta [7]

A continuación, en la Figura 5, se muestra una vista general de la planta de este edificio, mientras que en la Figura 6 se cuenta con una vista más detallada del eje resistente a considerar para los modelos.

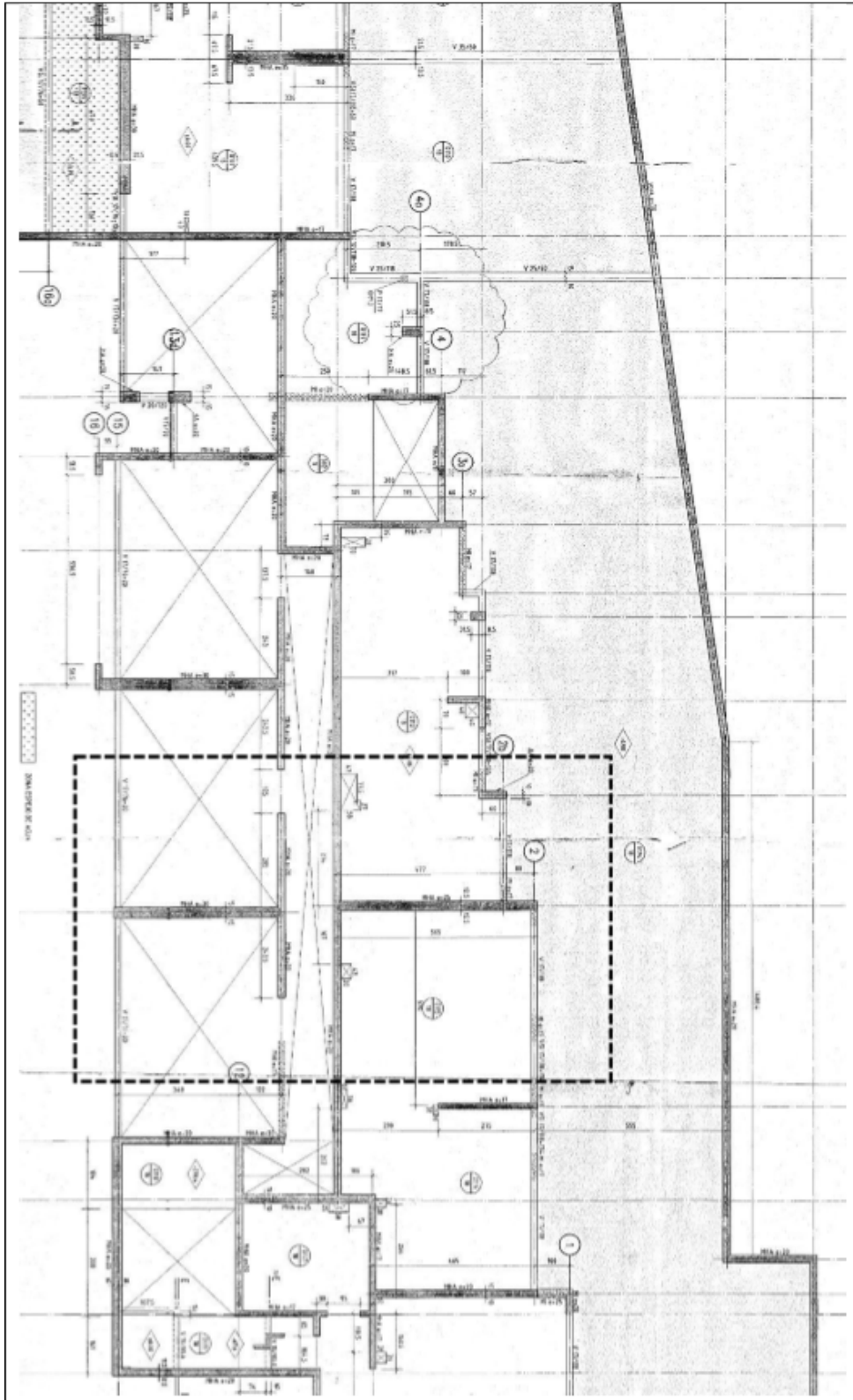


Figura 5: Vista general de planta del edificio Emerald [7].

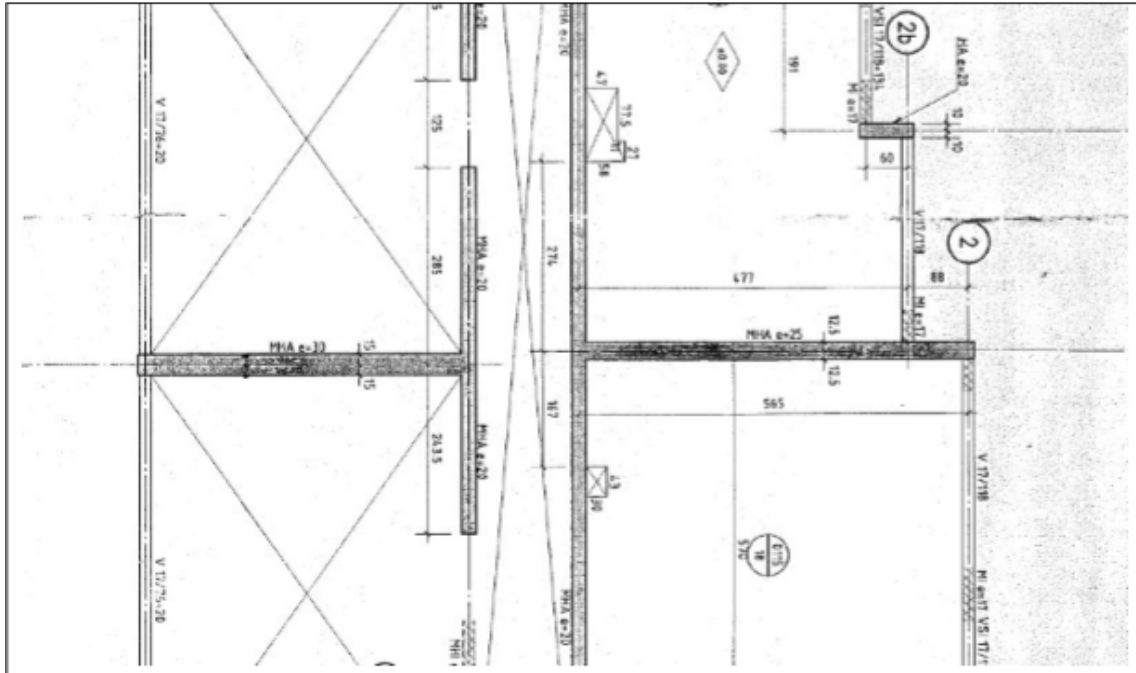


Figura 6: Vista ampliada del eje resistente a estudiar en el edificio Emerald [7].

La planta se caracteriza por poseer una dirección bastante más larga que la otra. Además, la forma del edificio no es muy regular, teniendo incluso un muro perimetral en dirección diagonal. Los muros principales también poseen geometrías muy diversas, pero predomina la estructura de un corredor central con muros longitudinales a lo largo de un pasillo, y muros más cortos en la dirección transversal, utilizados como separadores de ambientes. Estos muros confluyen en los muros del corredor principal, generando, en su mayoría, muros en forma de T, aunque también se aprecian otros muros mucho más irregulares.

En el eje resistente a analizar, se aprecia que hay un encuentro entre 2 muros T de tipo espalda-espalda, es decir, las alas de los muros coinciden con los bordes del pasillo central en la dirección longitudinal, y las almas de los muros quedan con sus cabezas hacia afuera. Esto quiere decir que, ante cargas laterales, mientras la cabeza de un muro se comprime, la del otro se tracciona.

2.3.1.3 Elevación [7]

El edificio posee 2 alturas de piso distintas: una para el subterráneo y otra para el resto de los pisos. En el subterráneo, la altura de piso es de 3.38 metros, mientras que en los pisos superiores, esta altura es de 2.52 metros. Esto da una altura total de 51.26 metros.

El acoplamiento que acompaña los muros suele componerse de losas y muros perimetrales. Para el eje resistente en estudio, el subterráneo es el único piso que posee muros perimetrales, mientras que en el resto, el acoplamiento consiste en una losa que conecta los 2 muros T principales.

Las losas presentes en todos los pisos son de 15 centímetros de espesor, excepto aquellas que sirven para conectar los muros principales con muros perimetrales en el subterráneo, en las cuales, el espesor cambia a 18 centímetros.

Las secciones de los muros tienden a ser bastante regulares en altura. El principal cambio se halla al llegar al subterráneo. En el caso particular del eje resistente a analizar, se presenta una sección de mayor espesor, tanto en el ala como en el alma, y la densidad de las armaduras de muro también se incrementa.

2.3.1.4 Materiales, largos, espesores y armaduras de muros [7]

Los materiales usados para la estructura resistente del edificio son:

- Hormigón H30, con una resistencia característica, f'_c , de 30 MPa.
- Acero A63-42H, con una tensión de fluencia, f_y , de 420 MPa.

El largo y espesor de los muros, tanto en el ala como en el alma, cambian al pasar del subterráneo a los demás pisos. En el eje resistente considerado para este trabajo, se tiene lo siguiente:

- En las alas, largo de 529 cm y espesor de 20 cm en subterráneo y largo de 529 cm y espesor de 17 cm en pisos superiores.
- En las almas, largos de 585 y 510 cm y espesores de 25 y 30 cm en subterráneo y largos de 585 y 510 cm y espesor de 17 cm en pisos superiores.

Los muros poseen mallas de armadura que varían entre el subterráneo y los pisos superiores. En el eje con el que se trabaja, se tiene:

- En las alas, armaduras de $\phi 8@20$ y $\phi 10@20$ en subterráneo y $\phi 8@22$ en pisos superiores.
- En las almas, armaduras de $\phi 12@12$ y $\phi 8@12$ en subterráneo y $\phi 8@22$ en pisos superiores.
- En el borde, armaduras $4\phi 25$ y $4\phi 22$ en subterráneo y $4\phi 16$ en pisos superiores.

2.3.1.5 Daños observados en muros para el sismo de 2010

En el caso del edificio Emerald, los daños más importantes se concentraron, mayoritariamente, en el piso subterráneo.

La falla más común es aquella que afectó las almas de muros T, presentándose allí grietas horizontales, partiendo desde el borde y propagándose hacia el resto del alma. Esta falla se vio acompañada de desprendimiento del recubrimiento de hormigón y pandeo de barras de refuerzo. Entre la Figura 7 y la Figura 10 se muestran fotografías tomadas *in situ* de algunos de los muros subterráneos de Emerald con este tipo de daño.



Figura 7: Muro dañado de Emerald con desprendimiento de hormigón de recubrimiento.



Figura 8: Muro dañado de Emerald con propagación de grietas.



Figura 9: Muro dañado de Emerald con desprendimiento de hormigón y pando de armaduras.



Figura 10: Muro dañado de Emerald con pando de armaduras en el borde del alma.

También, en ocasiones, el pando de barras de refuerzo estuvo acompañado de fractura en las barras, producto de ciclos de tracción y compresión una vez desprendido el recubrimiento. En la Figura 11 se evidencia un caso como este.



Figura 11: Muro dañado de Emerald con fractura de barras en el borde del alma.

Otro tipo de falla percibido fue el pandeo global del muro producto de los importantes niveles de compresión a los que se sometieron, la cual fue bastante común en los muros subterráneos del edificio. En la Figura 12 se muestra un muro con este tipo de inestabilidad.



Figura 12: Muro dañado de Emerald con falla de inestabilidad por pandeo global.

Finalmente, se aprecian algunos agrietamientos que presentan un patrón de agrietamiento diagonal en algunas zonas. Este fenómeno es más atribuible a efectos de corte que de flexo-compresión, por lo que pudo haber gran influencia de los niveles de esfuerzo de corte alcanzados en algunos elementos. En la Figura 13 y la Figura 14 se muestra un muro reparado que presentó este tipo de grietas.



Figura 13: Vista general de un muro reparado de Emerald que presenta patrón de grietas diagonales.



Figura 14: Vista cercana de un muro reparado de Emerald que presenta patrón de grietas diagonales.

2.3.2 Edificio Sol Oriente

2.3.2.1 Características generales

La otra estructura en la cual se basa este trabajo corresponde a los edificios Sol Oriente I y II. Estos edificios se ubican en Avenida Macul 2301 y Exequiel Fernández 2302, respectivamente, en la comuna de Macul. Ambos son de carácter habitacional y constan de 18 pisos y 2 subterráneos, dando un total de 20 plantas de piso al igual que el edificio anterior. Su altura, medida desde la base del piso inferior, es de 51.19 metros. Están estructurados en base a muros de hormigón armado, y se encuentran dilatados casi en su centro, por lo que cada torre actúa como 2 edificios independientes.

La ubicación de los edificios Sol Oriente I y II con georreferenciación se muestra en la Figura 15.

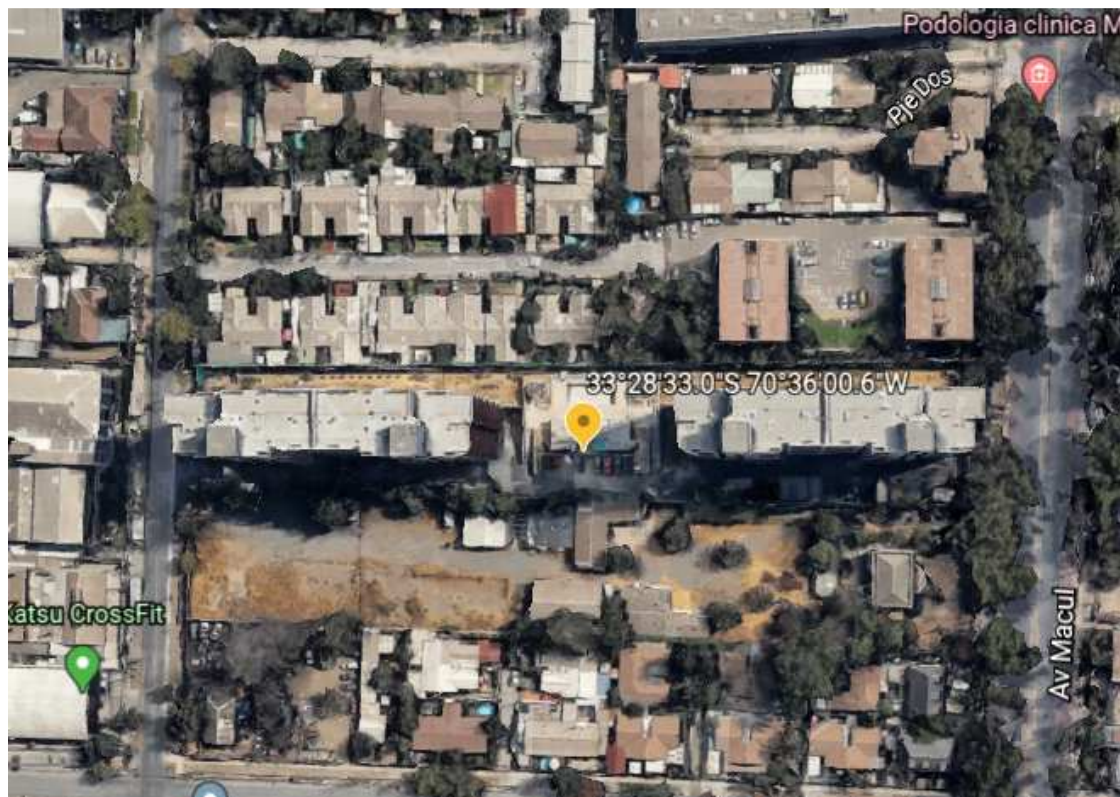


Figura 15: Ubicación georreferenciada de los edificios Sol Oriente I y II [14].

En la Figura 16 se muestra una vista general de ambos edificios.



Figura 16: Vista general de los edificios Sol Oriente I y Sol Oriente II [15].

2.3.2.2 Planta

En la Figura 17 se presenta una vista en planta de los edificios, mientras que en la Figura 18 se tiene una vista ampliada del eje resistente a considerar para los modelos.

Visto en planta, el edificio tiene una dirección más larga que la otra. Posee características similares a los edificios típicos descritos en el punto anterior: un corredor central en la dirección más larga rodeado por muros longitudinales de gran largo, y gran cantidad de muros en la dirección corta que llegan a estos muros longitudinales de manera perpendicular formando muros T, todo esto, rodeado por muros perimetrales. Los muros actúan como separadores de espacios, o para delimitar las propiedades.

En los pisos subterráneos también se aprecia un corredor central con muros largos, rodeados por algunos muros cortos amarrados con vigas en la dirección longitudinal. En la dirección transversal hay muros que forman secciones T, y otros que están aislados y son cortos, también unidos por vigas.

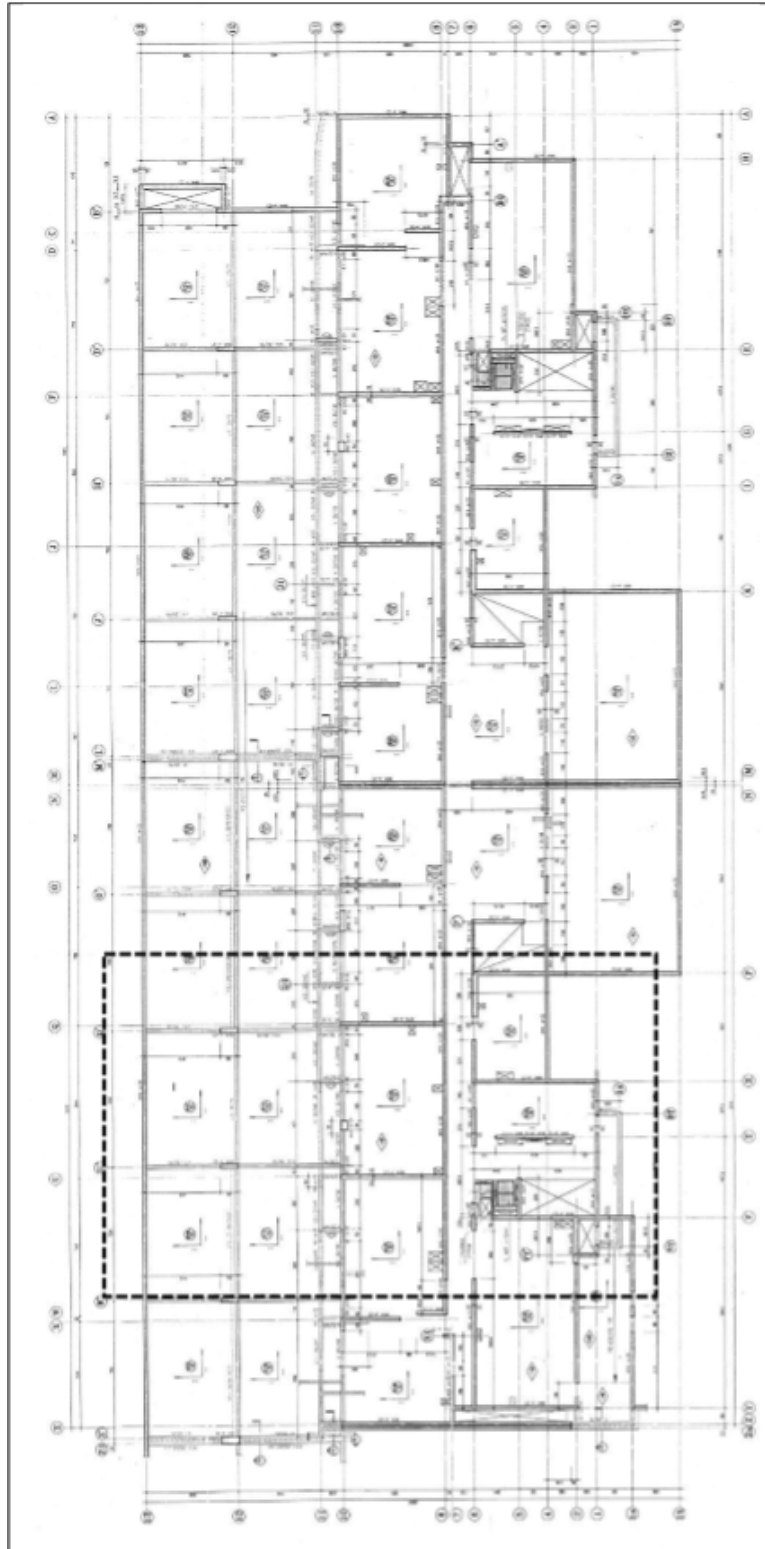


Figura 17: Vista general de planta del edificio Sol Oriente [7].

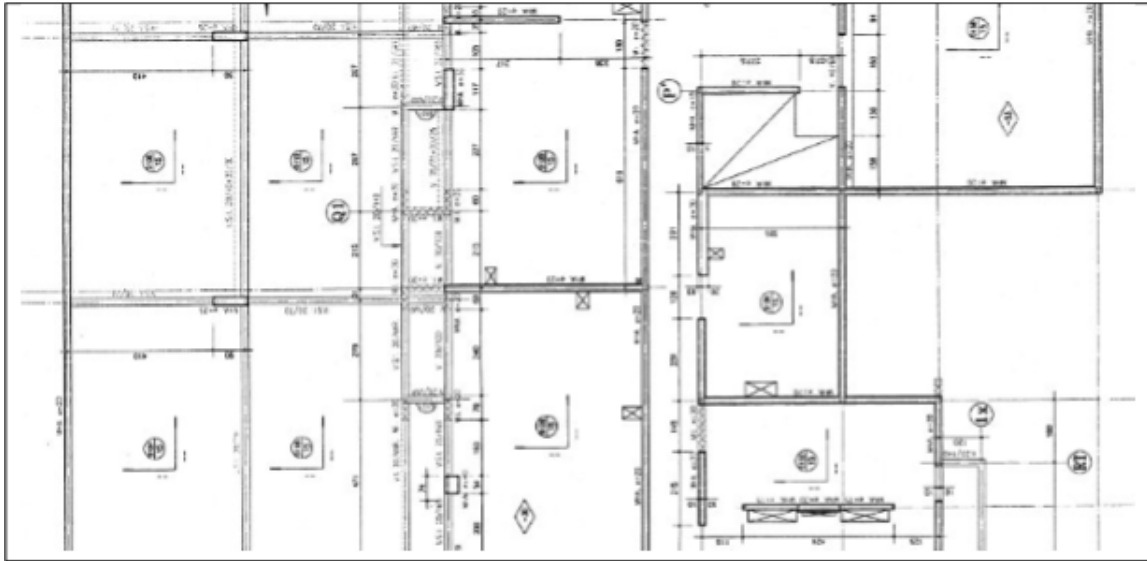


Figura 18: Vista ampliada del eje resistente a estudiar en el edificio Sol Oriente [7].

2.3.2.3 Elevación

Los pisos inferiores del edificio poseen altura variable hasta llegar al piso 2. De ahí en adelante, la altura se mantiene constante. El piso -2 tiene una altura de 3.13 metros, el -1 tiene 3.37 metros, el 1 posee 2.53 metros y del piso 2 hasta el 18 la altura es de 2.48 metros. Todo esto da una altura total de 51.19 metros.

El acoplamiento en este edificio se compone de losas, columnas y muros perimetrales. En el eje analizado, para todos los pisos, el muro T principal se conecta mediante una losa a un muro perimetral en el lado del ala. En los subterráneos, hacia el lado del borde del alma, el muro se conecta a una columna intermedia y luego a otro muro perimetral. En los pisos superiores, no se cuenta con acoplamiento adicional en la dirección del borde del muro.

Las losas en el eje estudiado son de 15 centímetros de espesor. En el caso de la losa que conecta los muros del subterráneo con los muros perimetrales, la losa posee una viga colaborante de 20 centímetros de ancho y 70 centímetros de alto en total.

El muro principal del eje, en altura, no posee variaciones en su ala, manteniéndose su largo y espesor. Sin embargo, el largo del alma se reduce en los pisos subterráneos, pero a su vez, su espesor aumenta. Esta reducción en el largo del alma se hace de tal forma que las alas de los muros quedan alineadas.

2.3.2.4 Materiales, largos, espesores y armaduras de muros

Los materiales de los cuales se conforma este edificio son los mismos que en el edificio anterior:

- Hormigón H30, con una resistencia característica, f'_c , de 30 MPa.
- Acero A63-42H, con una tensión de fluencia, f_y , de 420 MPa.

En cuanto al ala y alma de los muros, en el eje considerado, estas varían al pasar del piso -1 al 1. Los largos y espesores son los siguientes:

- En las alas, largo de 500 cm y espesor de 20 cm en toda la altura.
- En las almas, largo de 555 cm y espesor de 25 cm en ambos subterráneos y largo de 675 cm y espesor de 20 cm en pisos superiores.

Los muros poseen mallas de armadura que varían en los subterráneos, los pisos 1 y 2 y desde el piso 3 en adelante. En el eje con el que se trabaja, se tiene:

- En las alas, armaduras de $\phi 8@15$ entre pisos -2 y 2 y $\phi 8@18$ desde el piso 3 al 18.
- En las almas, armaduras de $\phi 10@17$ en pisos -2 y -1, $\phi 8@17$ en pisos 1 y 2 y $\phi 8@20$ desde el piso 3 al 18.
- En el borde, armaduras $4\phi 25$ entre pisos -2 y 2 y $4\phi 18$ desde el piso 3 al 18.

2.3.2.5 Daños observados en muros para el sismo de 2010 [15]

El 9 de marzo de 2010, 2 semanas después de la ocurrencia del terremoto, se realizó una inspección por parte de IDIEM en los 2 subterráneos y en las fachadas de los edificios Sol Oriente I y II. Se observaron los siguientes daños:

- Aplastamiento de la cabeza de compresión de muros transversales del primer subterráneo a nivel de encuentro con el eje 10, acompañado de pandeo y corte de barras, desconche del hormigón a lo largo de todo el paño de muro, pandeo del muro en diversos grados. Este tipo de daño afecta principalmente a los muros en los ejes F, J, M, N, Q y U de ambos edificios.
- Descenso y daños severos de vigas en el eje 10 en la unión de las zonas de apoyo de los muros antes descritos.
- Aplastamiento de hormigón de columnas del primer subterráneo en el eje 10 contiguas a los ejes F y U, acompañado de pandeo y corte de barras.
- Descenso y daños severos en losas que se apoyan en las columnas antes descritas.
- Fisuras y grietas de vigas de ejes de muros dañados entre los ejes 12 y 10.

A continuación, entre la Figura 19 y la Figura 25 se muestran fotografías de los daños en los muros ubicados en los ejes mencionados anteriormente.

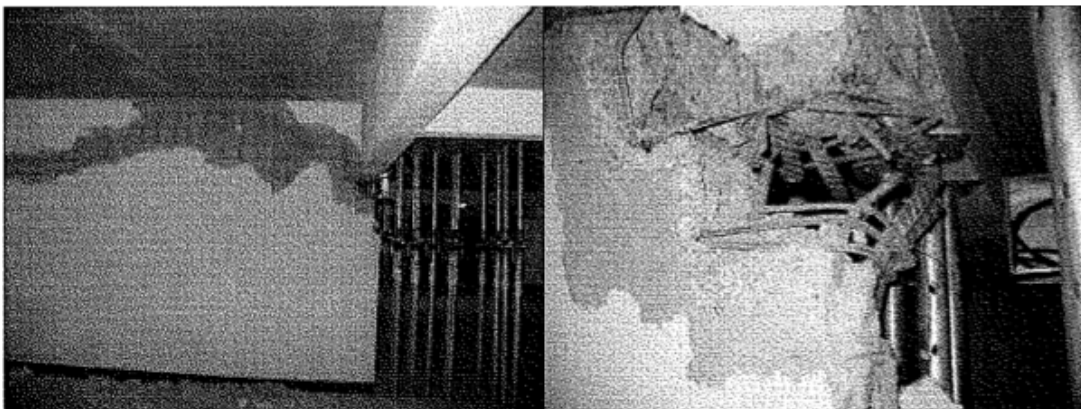


Figura 19: Muro eje F primer subterráneo torre II [15].

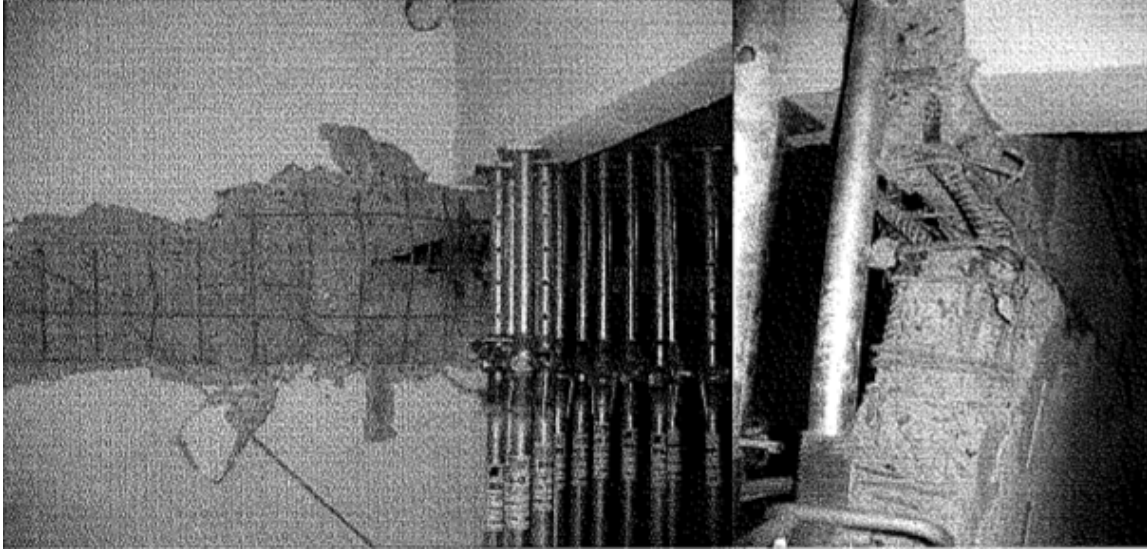


Figura 20: Muro eje J primer subterráneo torre II [15].

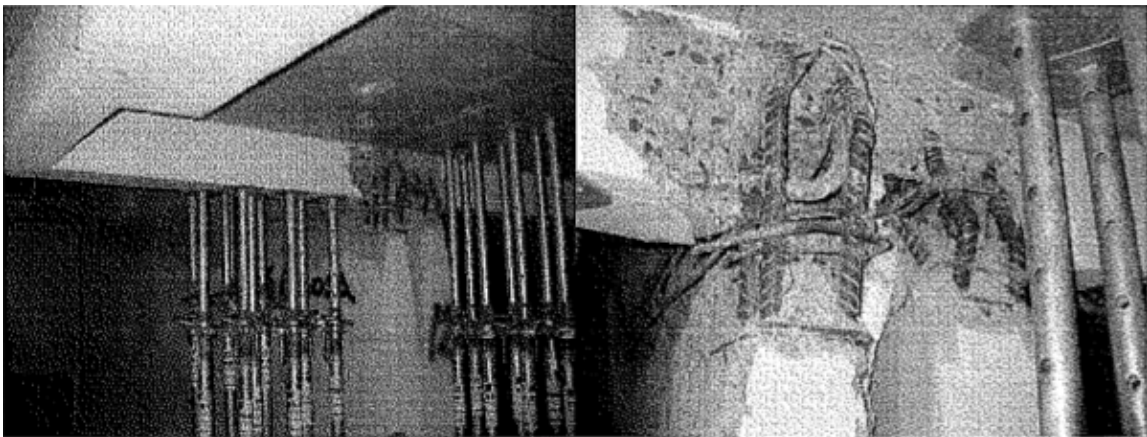


Figura 21: Muros ejes M y N primer subterráneo torre II [15].

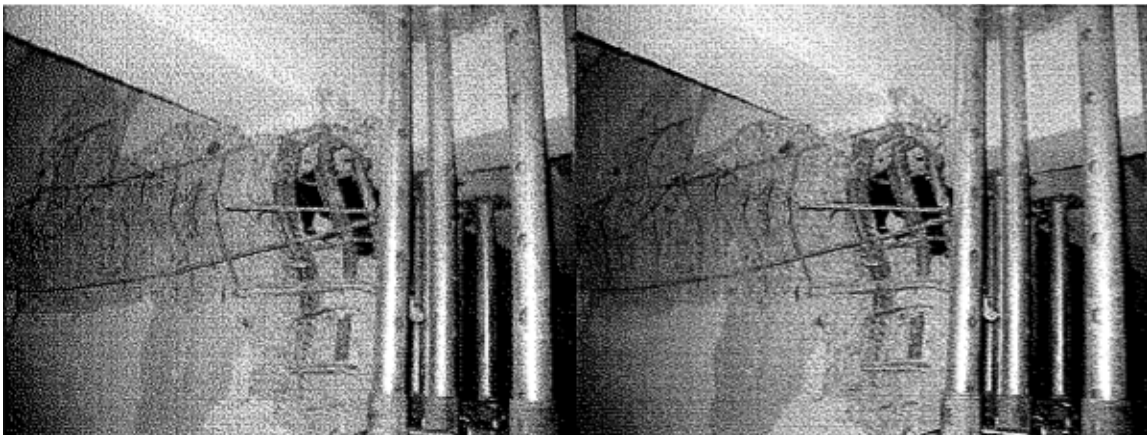


Figura 22: Muro eje Q primer subterráneo torre II [15].

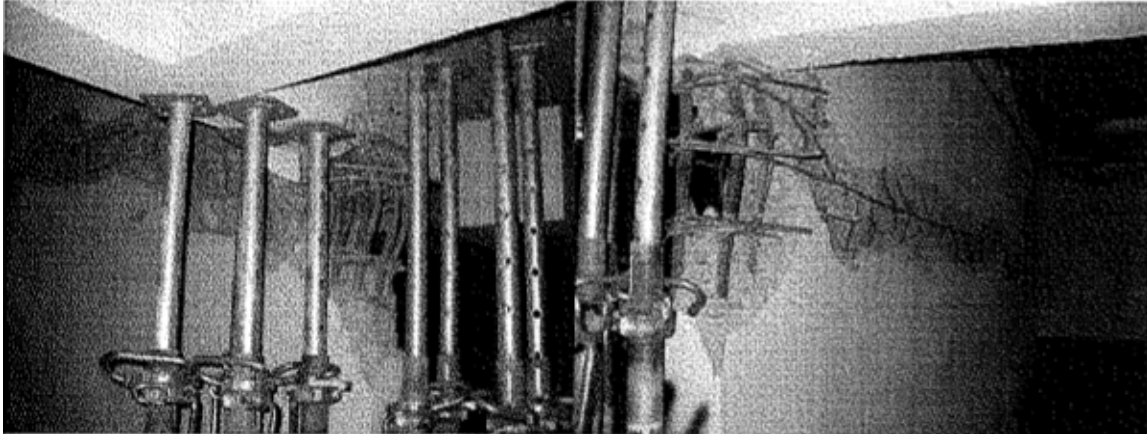


Figura 23: Muro eje U primer subterráneo torre II [15].

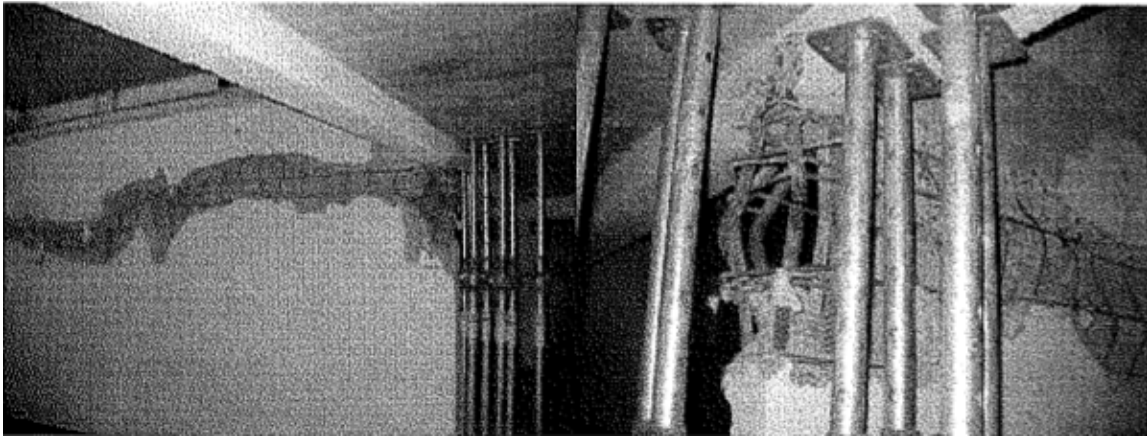


Figura 24: Muro eje J primer subterráneo torre I [15].



Figura 25: Muro eje F primer subterráneo torre I [15].

3 Bases para el modelamiento

3.1 Modelo para elementos de fibras uniaxiales

3.1.1 Sección transversal y elemento [16]

Para la sección transversal de los elementos principales, es decir, los muros T, se utiliza una sección de tipo MVLEM, la cual recibe ese nombre por las iniciales en inglés de *Multiple-Vertical-Line-Element-Model* [16]. Este tipo de elemento es usado para representar elementos de hormigón armado y tiene contribuciones de varios trabajos. Entre los principales, se destacan el de Vulcano *et al.* en 1988 [17], el de Orakcal en 2004 [18] y el de Kolozvari *et al.* en 2015 [19]. La principal característica de los elementos MVLEM es que se define a partir de fibras que solo actúan en su dirección axial (se traccionan o se comprimen). Poseen una propiedad para representar su rigidez al corte, la cual se modela internamente con un resorte con comportamiento elástico-lineal. El perfil de deformación del elemento se obtiene considerando solamente las fibras axiales y no esfuerzos de corte, por lo que no existe interacción entre esfuerzos provocados por flexo-compresión y corte.

El concepto básico detrás de este tipo de secciones es la hipótesis de Bernoulli, es decir, las secciones planas antes de la deformación permanecen planas después de deformarse. Esto resulta en que el perfil de deformación de las secciones es lineal. Las tensiones de cada fibra resultan de la deformación de estas, considerando las propiedades constitutivas de los materiales usados. Tomando el aporte de cada una de las fibras, se obtiene la respuesta global del elemento.

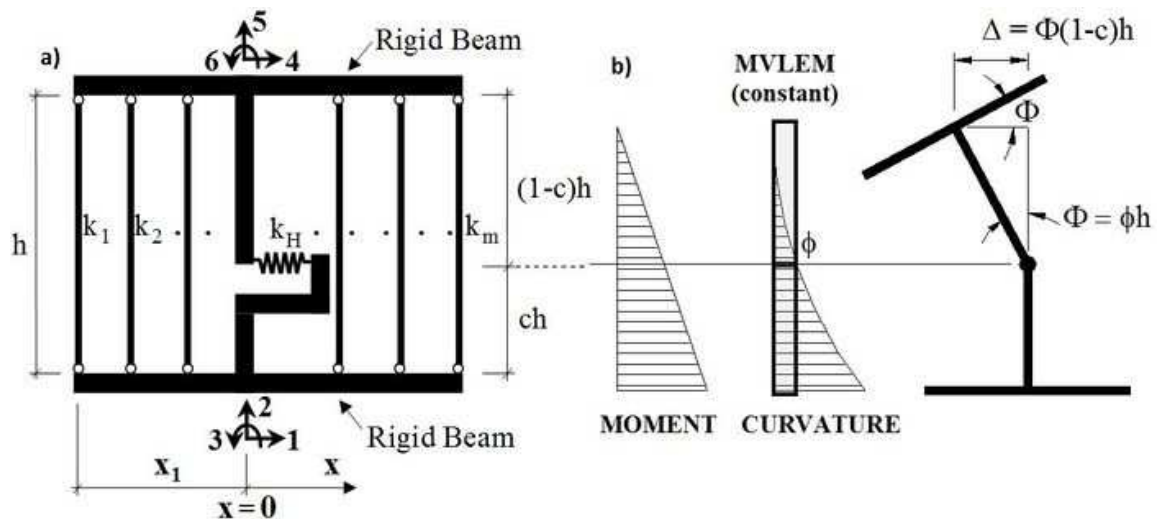


Figura 26: Esquema básico de un elemento de hormigón armado definido mediante MVLEM [16].

En OpenSees se puede definir este tipo de secciones a través del comando Element MVLEM. Los parámetros principales del modelo consisten en la definición de cada fibra, para lo cual se necesita detallar el tipo de hormigón, el tipo de acero, el material de corte (para representar rigidez lateral), la cuantía y las dimensiones (ancho y largo). El desempeño del modelo dependerá de qué tan fina es la discretización usada. Si se utilizan demasiadas fibras, el resultado será más preciso, pero el modelo tardará más en ejecutarse.

El caso contrario ocurre al emplear muy pocas fibras. Por ello, se debe buscar un equilibrio para obtener resultados razonables a costa de la menor carga posible para el programa.

3.1.2 Materiales

En el programa OpenSees, se cuenta con una gran cantidad de materiales disponibles. Cada uno posee determinadas características, y son más adecuados para realizar un tipo de modelamiento u otro.

En particular, se dispone también de materiales para representar hormigón y acero de refuerzo. En esta sección se describen los materiales escogidos para los modelos de fibras uniaxiales y sus principales propiedades.

3.1.2.1 Hormigón [20]

Se escogió para este caso el material *Concrete04*. Este se caracteriza por contar tanto con una capacidad a compresión como una a tracción. Su comportamiento a compresión se basa en la modelación formulada por Popovics en 1973 [21] y en el trabajo de Karsan y Jirsa en 1969 [22]. Se cuenta con rigideces de carga y descarga lineales ante sollicitaciones de tipo cíclica o reversible. A tracción, se cuenta con una resistencia máxima y, una vez alcanzado este valor, la curva decae mediante una función exponencial decreciente. En la Figura 27 se muestra la envolvente de tensión-deformación de este material ante cargas reversibles.

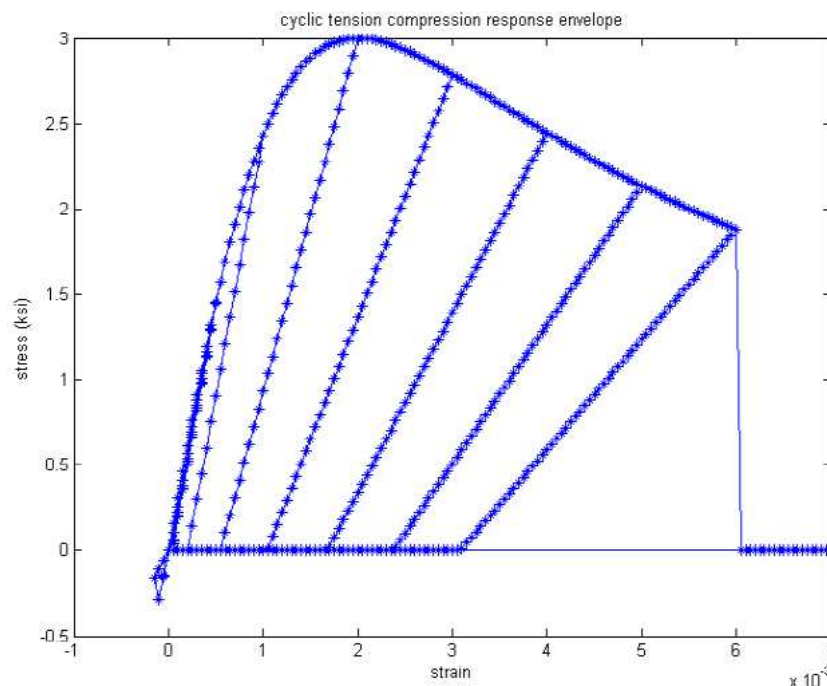


Figura 27: Envolvente de tensión-deformación ante carga cíclica tracción-compresión del material *Concrete04* de OpenSees [20].

En los gráficos de la Figura 28 se muestra más en detalle el comportamiento, por separado, a tracción y a compresión de este material.

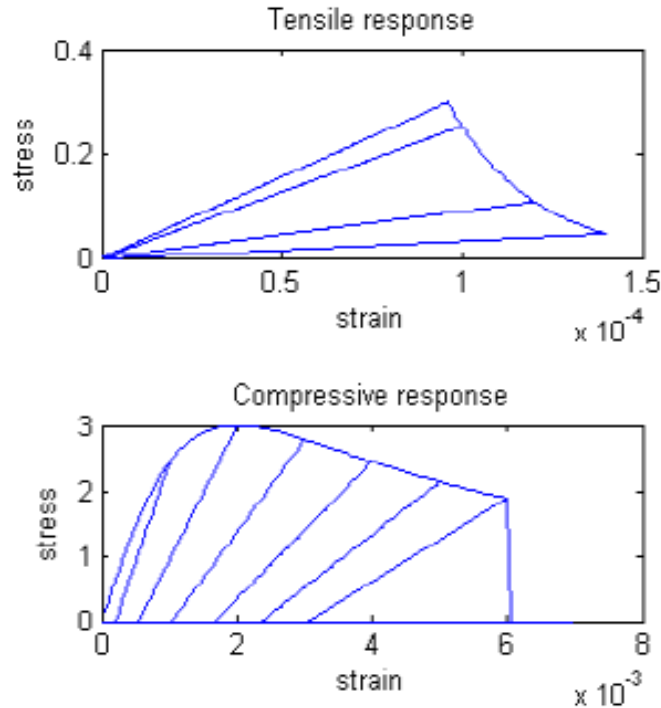


Figura 28: Comportamiento a tracción (arriba) y a compresión (abajo) del material *Concrete04* de OpenSees [20].

Se escogió este hormigón por sobre otros disponibles en el programa debido a que, en los modelos realizados, se apreció que al usar *Concrete04* se captura mejor la respuesta general de los modelos en los análisis tiempo-historia realizados, particularmente, en el comportamiento a corte de los edificios. Esto último es importante, especialmente para los modelos que consideran la interacción flexión-corte para el cálculo de esfuerzos y deformaciones. Además, no suele dar mayores problemas en cuanto a la convergencia al correr los análisis.

Las otras opciones que se tenían eran *Concrete02* [23], *Concrete06* [24] y *ConcreteCM* [25].

3.1.2.2 Acero [26]

Para el acero de refuerzo se utiliza el material *SteelMPF*, el cual se llama así porque está basado en la formulación hecha por Menegotto y Pinto en 1973 [27], y extendida por Filippou *et al.* en 1983 [28]. Fue desarrollado e implementado en OpenSees por Kolozvari *et al.* [19]. Este material no considera el efecto del pandeo de barras. Se caracteriza por una tensión de fluencia (F_y), un módulo de elasticidad constante (E_0), un factor R_0 que determina la suavidad de la curva al pasar del régimen elástico al plástico, y un factor de endurecimiento, b , que relaciona las rigideces pre y post fluencia del acero (la rigidez en el rango plástico se calcula como bE_0). También se agregan otros parámetros para describir el comportamiento cíclico del material.

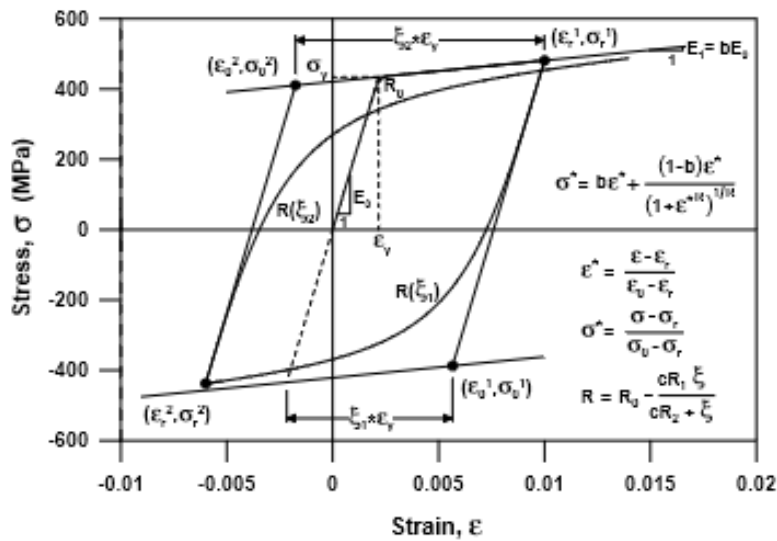


Figura 29: Curva tensión-deformación del material *SteelMPF* de OpenSees [26].

Al igual que con el hormigón, para el acero se barajó otra opción: *Steel02* [29]. Entre este acero y *SteelMPF* no hay grandes diferencias, pero se eligió este último por presentar menos problemas de convergencia. Esto, debido a que la transición desde la fluencia a las deformaciones plásticas es un poco más suave y que el acero se comporta mejor cuando el hormigón presenta fisuración [26].

3.2 Modelo para elementos de fibras de corte y flexo-compresión

3.2.1 Sección transversal y elemento [30]

Se trabaja con una sección de tipo ESFI, la cual se denomina así por las iniciales en inglés de *Efficient-Shear-Flexure-Interaction*. Este tipo de elemento, a la fecha, aún se encuentra en desarrollo, y está siendo implementado por Carlos López [31]. En este trabajo se utilizó una versión previa del modelo, la cual funciona con *Concrete04*, mientras que en su versión final se espera que este sea compatible con *ConcreteCM* [30].

El ESFI está basado en otro tipo de elemento ya existente en OpenSees, llamado SFI MVLEM (*Shear-Flexure Interaction Multiple-Vertical-Line-Element Model*) [32], que fue desarrollado e implementado por Kolozvari, Orakcal y Wallace [19], [33], [34]. Este modelo es específico para trabajar con interacción entre esfuerzos axiales, de flexión y de corte en el hormigón armado. Se define a través de fibras de un material compuesto que representa al hormigón y el acero de refuerzo. Considera como parámetros, entre otras cosas, las cuantías del acero en 2 direcciones (longitudinal y transversal), ya que ambas tienen incidencia en el comportamiento y la resistencia al corte. Este tipo de fibras, a diferencia de los modelos con fibras uniaxiales, trabajan con más grados de libertad. Además de los grados axiales, estas fibras poseen un ensanchamiento lateral. Por cada fibra, se agrega 1 grado de libertad más a la matriz de rigidez. En la Figura 30 se muestra un esquema con los grados de libertad con que trabaja SFI MVLEM.

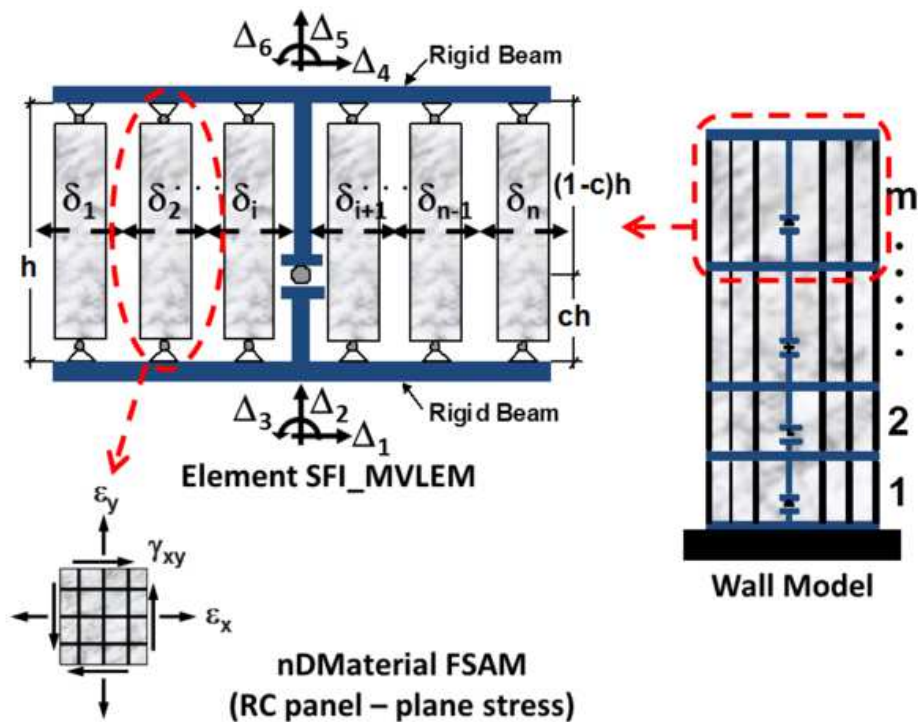


Figura 30: Esquema básico de un elemento de hormigón armado definido mediante SFI MVLEM [32].

Las consideraciones para ESFI son las mismas que en SFI MVLEM, pero con una modificación en la parte interna de las fibras. Para determinar el perfil de deformaciones de una fibra, se usa una expresión para la deformación normal horizontal (ϵ_x) calibrada en términos de la deformación angular (γ_{xy}) y de la armadura horizontal del muro para obtener resultados más precisos en muros chatos y esbeltos. Esto implica que el ESFI emplee exactamente los mismos grados de libertad que un modelo MVLEM [30].

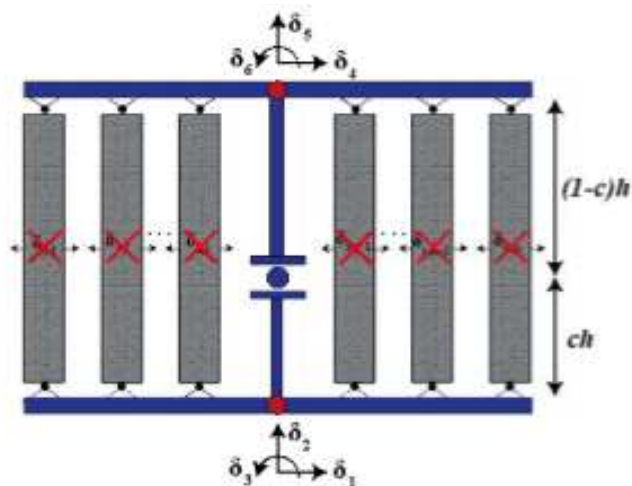


Figura 31: Esquema básico de un elemento de hormigón armado definido mediante ESFI [30].

3.2.2 Materiales

A diferencia de los elementos MVLEM, ESFI posee restricciones en cuanto a los materiales con los que es compatible, en particular, con el hormigón.

3.2.2.1 Hormigón [20]

Como se mencionó anteriormente, se utiliza *Concrete04* para la versión de ESFI usada en este trabajo. Se aclara que el modelo final de ESFI no necesariamente será compatible con este mismo tipo de hormigón.

3.2.2.2 Acero [26]

Al contrario de lo que ocurre con el hormigón, para el acero de refuerzo no hay restricciones en cuanto al tipo de material que se pueda emplear. Por ello, se mantiene el uso de *SteelMPF*.

3.2.2.3 Material compuesto [35]

En este caso, se emplea un material especial tanto para elementos SFI MVLEM como para ESFI, denominado FSAM (*Fixed-Strut-Angle-Model*), el cual fue desarrollado por Kolozvari, Orakcal, Massone y Wallace [35]. Es un tipo de *nDMaterial*, los cuales son una clase de material encontrado en OpenSees. Este combina las propiedades del hormigón y acero de refuerzo en un único material, en base, principalmente, a las cuantías de armadura horizontal y vertical del elemento. También, contiene otros parámetros, como el coeficiente de fricción (ν , con valores entre 0 y 1.5) y el coeficiente de acción de dovela (α_{dow} , con valores entre 0 y 0.05). En este trabajo, se usa 0.2 para ν y 0.01 para α_{dow} . Para ESFI, se utiliza una versión modificada de FSAM que es compatible con varios tipos de hormigón, ya que el FSAM original que se usa con SFI MVLEM solo funciona con *ConcreteCM*.

El material FSAM busca representar el comportamiento del hormigón armado después de fisurarse en sus direcciones principales, creando una especie de puntal en dichas direcciones. En la Figura 32 se esquematizan las principales características del material.

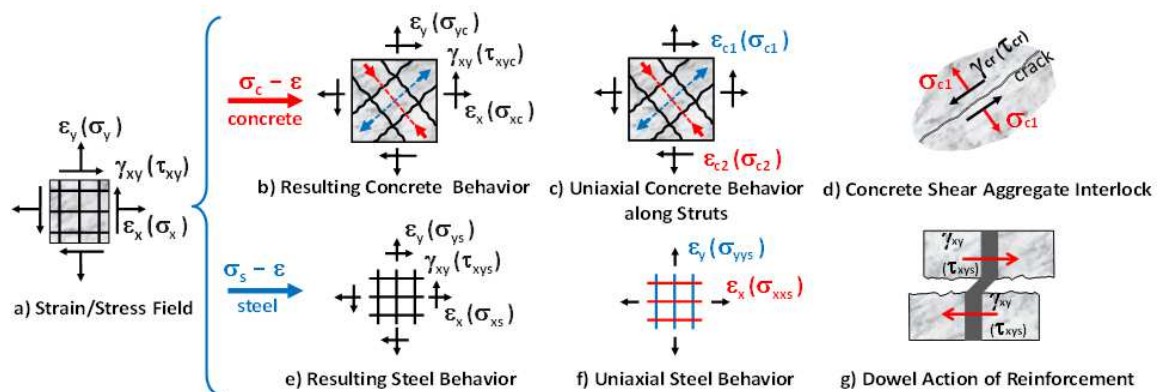


Figura 32: Comportamiento y parámetros de entrada y salida del modelo constitutivo del material FSAM [35].

3.3 Calibración de la deformación normal horizontal (ϵ_x) [31]

La calibración para el cálculo de la deformación normal horizontal (ϵ_x) se basa en un análisis de sensibilidad hecho en el trabajo de López [31]. En este, se consideró una base de datos con resultados de modelos de elementos finitos de muros de hormigón armado. La base de datos usada fue desarrollada en la investigación de Massone, 2010 [36], y contiene un total de 262 casos analizados, en los cuales se varían parámetros del muro como la relación de aspecto, las armaduras horizontales, verticales y de borde y la carga axial.

En el análisis de sensibilidad, se toma como caso base el modelo de un muro en cantilever con las siguientes propiedades:

- Altura del muro: $h_w = 1500 \text{ mm}$
- Largo del muro: $l_w = 3000 \text{ mm}$
- Espesor del muro: $t_w = 150 \text{ mm}$
- Tensión característica del hormigón: $f'_c = 30 \text{ MPa}$
- Tensión de fluencia del acero: $f_y = 420 \text{ MPa}$
- Cuantía de armadura horizontal: $\rho_h = 0.005$
- Cuantía de armadura vertical: $\rho_v = 0.005$
- Cuantía de armadura de borde: $\rho_b = 0.06$
- Carga axial: $N = 0.15A_g f'_c$

A partir de este modelo base, se varían la carga axial, las cuantías de armadura horizontal y vertical y la relación de aspecto del muro (h_w/l_w), y se grafican los resultados para $|\epsilon_{x,max}/\gamma_{xy}|$, donde $\epsilon_{x,max}$ es la deformación normal horizontal máxima obtenida para cada configuración y γ_{xy} es la deformación angular.

Los resultados obtenidos se muestran en la Figura 33. En cada variación, la curva azul representa el caso base.

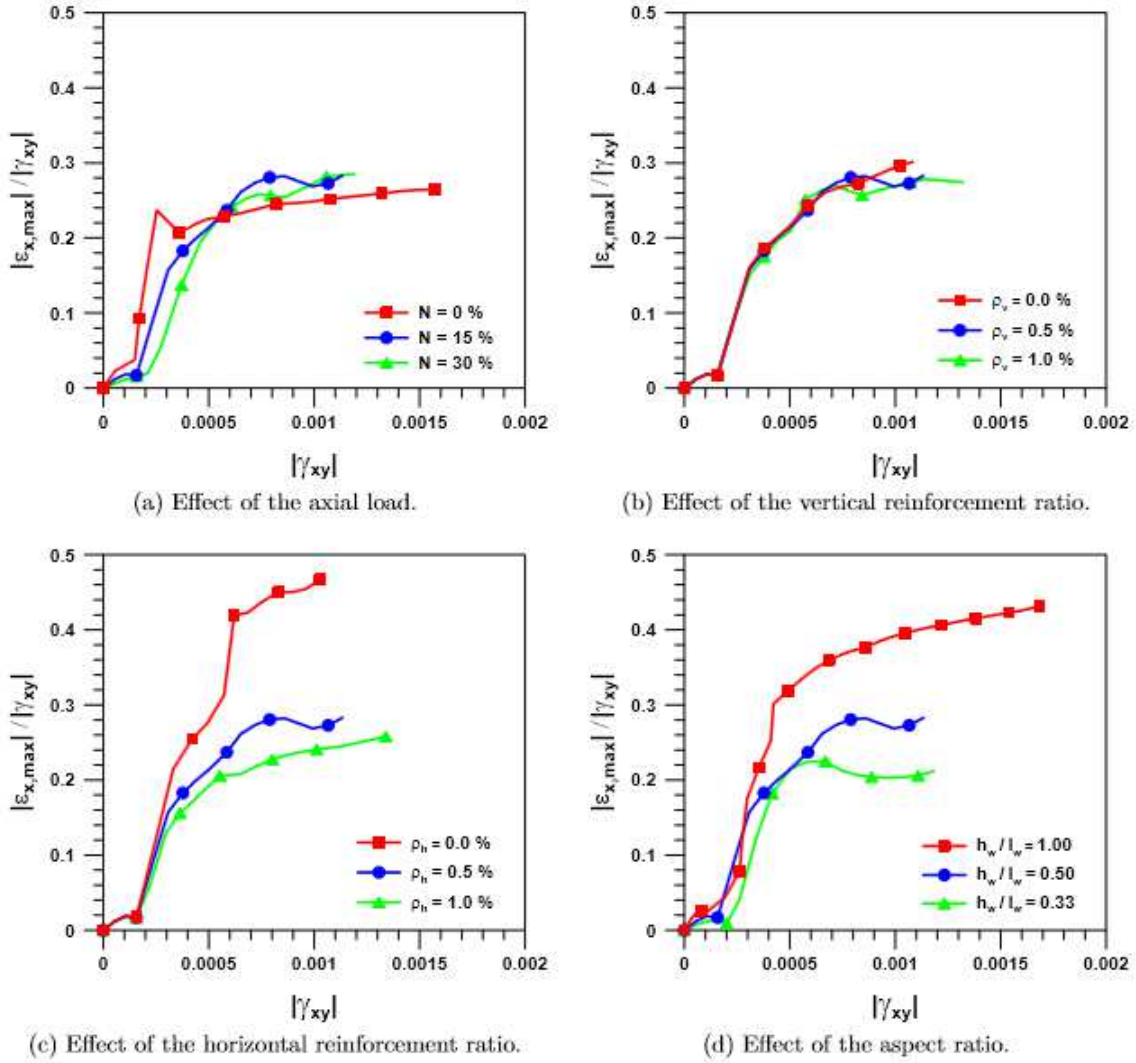


Figura 33: Análisis de sensibilidad para la relación entre la deformación normal horizontal y la deformación angular [31].

Como se puede apreciar, los parámetros que más influyen en el resultado para $|\varepsilon_{x,max}/\gamma_{xy}|$ son la armadura horizontal y la relación de aspecto, viéndose una mayor incidencia para la armadura horizontal.

La calibración final que se obtiene para ε_x depende solamente de γ_{xy} y ρ_h , y consiste en la siguiente fórmula [31]:

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

Con la calibración mostrada en la fórmula (1), el modelo ESFI calcula internamente ε_x a partir de γ_{xy} y ρ_h .

3.4 Cálculo de deformaciones principales en elementos con interacción entre flexo-compresión y corte

En el caso de elementos como SFI MVLEM o ESFI, y a diferencia de MVLEM, las deformaciones entregadas por el modelo son la deformación normal horizontal (ε_x), la deformación normal vertical (ε_y) y la deformación angular (γ_{xy}), que corresponden a un estado plano de deformaciones.

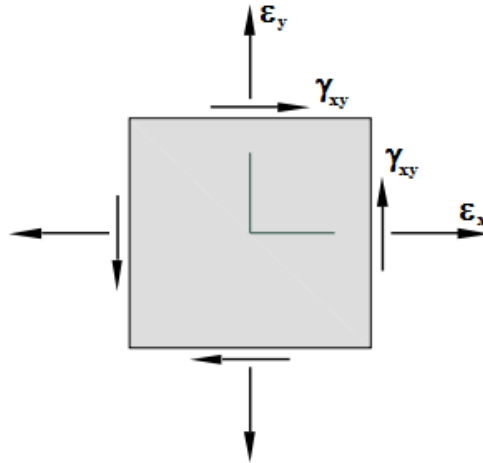


Figura 34: Estado plano de deformaciones.

Las fórmulas para encontrar las máximas deformaciones normales que se producen para cada estado son las siguientes:

$$\varepsilon_1 = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{xy}}{2}\right)^2} \quad (2)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{xy}}{2}\right)^2} \quad (3)$$

Aquí, ε_1 y ε_2 son las deformaciones en las direcciones principales del estado plano de deformación. Dependiendo de cada estado, se puede tener ε_1 y ε_2 positivos (tracciones), negativos (compresiones) o uno positivo y otro negativo (tracción y compresión).

3.5 Modelo para calcular propiedades de un hormigón confinado

Debido al mal desempeño, en general, de las cabezas de algunos muros ante el sismo de 2010, el cual se asocia al poco o deficiente confinamiento del hormigón en esa zona, no se considerará un hormigón con propiedades de hormigón confinado. En otras palabras, el hormigón usado en el extremo del alma de los muros principales será el mismo que se utiliza en el resto de la sección transversal, sin ninguna mejora adicional en su resistencia ni en su capacidad de deformación. Esto será así para ambas formulaciones.

4 Modelamiento

Para representar los edificios a analizar en este trabajo, se escogió un eje resistente en cada uno de ellos. Los ejes seleccionados presentaron daños reales ante el sismo de 2010. Estos se modelaron como estructuras bidimensionales, donde los muros se representaban mediante columnas (elementos de línea verticales), y las losas mediante vigas (elementos de línea horizontales), con su sección o propiedades mecánicas correspondientes.

4.1 Registros utilizados en análisis tiempo-historia

Ambas estructuras son sometidas a análisis tiempo-historia, con registros de aceleraciones del terremoto de 2010 medidos en la Región Metropolitana, particularmente, en las estaciones de Santiago Centro y Maipú. Dadas las ubicaciones de los edificios en las comunas de Macul y Ñuñoa, y el tipo de suelo presente allí, se estima que el comportamiento sería similar a una situación promedio entre los casos de Maipú y Santiago. También, se espera que los edificios se dañen más al hacer el análisis con el registro de Maipú, debido a que la calidad del suelo es inferior a la de Santiago Centro, lo que provoca que las aceleraciones en ese registro sean mayores.

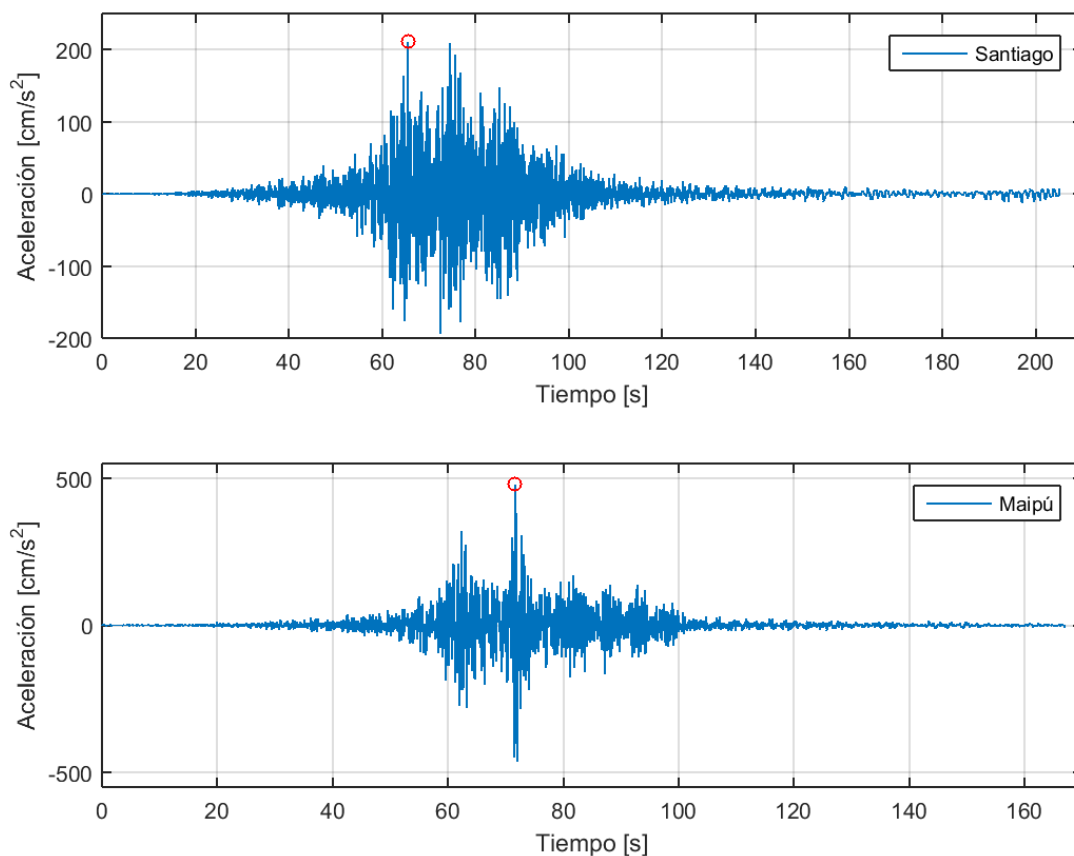


Figura 35: Registros de aceleraciones utilizados para los análisis tiempo-historia.

4.2 Modelos de fibras axiales (MVLEM)

4.2.1 Modelo edificio Emerald [7]

Debido a que no se cuenta con planos del edificio, los modelos de Emerald fueron hechos basándose en la memoria de Cordero, 2011 [7]. En dicho trabajo se utilizaron los mismos edificios que aquí se modelan.

El eje representado en este edificio posee 2 muros principales de sección T orientados espalda con espalda (ala con ala) que están acoplados por una losa intermedia. Además, en el piso subterráneo se cuenta con muros perimetrales hacia ambos lados, conectándose a los muros T a través de losas.

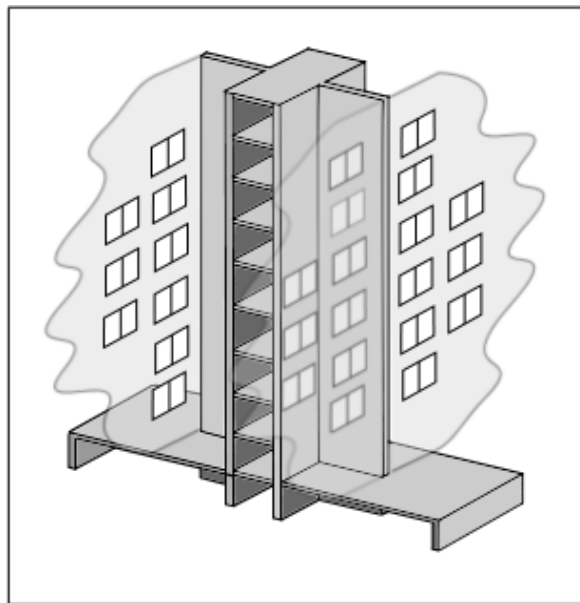


Figura 36: Vista general del eje resistente del edificio Emerald [7].

El edificio cuenta con 1 subterráneo y 19 pisos. Estos poseen una altura de 338 cm en el subterráneo y 252 cm en los demás pisos, totalizando una altura de 5126 cm.

4.2.1.1 Muros [7]

Los muros T poseen variaciones en la altura en su sección transversal. En el subterráneo tienen una sección mayor que en el resto de los pisos. A continuación, en la Figura 37 y la Tabla 1, se muestran las características principales de estos muros, representados mediante las dimensiones de su ala, alma, armaduras de borde y distribuidas.

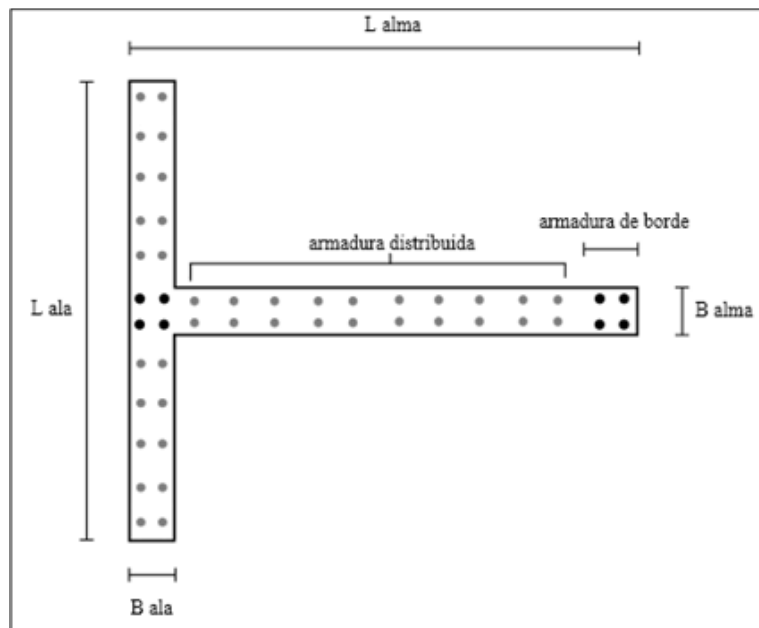


Figura 37: Esquema de la sección transversal de un muro T [7].

Tabla 1: Secciones transversales de muros T edificio Emerald [7].

		Sección				
		1	2	3	4	
Dimensiones		Largo del ala [cm]	529	529	529	529
		Ancho del ala [cm]	20	20	17	17
		Largo del alma [cm]	585	510	585	510
		Ancho del alma [cm]	25	30	17	17
Armaduras	Ala	Diámetro de barras distrib. [mm]	8	10	8	8
		Espaciam. de barras distrib. [cm]	20	20	22	22
	Alma	Número de barras de borde	4	4	4	4
		Diámetro de barras de borde [mm]	25	22	16	16
		Diámetro de barras distrib. [mm]	12	8	8	8
	Centro	Espaciam. de barras distrib. [cm]	12	12	22	22
		Número de barras	4	4	4	4
		Diámetro de barras [mm]	25	22	16	16

En la Tabla 1, se muestran los parámetros principales que definen a cada sección. Las secciones 1 y 3 se encuentran en el muro colocado a la izquierda del modelo, mientras que las 2 y 4 están en el muro de la derecha.

Las secciones se construyen mediante fibras MVLEM y se discretizan de tal forma de simplificar la sección lo más que se pueda para que los modelos no tarden tanto en ejecutar los análisis.

Se coloca 1 fibra rectangular en el extremo del alma, en la zona donde se ubica la armadura de borde, y 4 fibras más de igual largo entre sí en el resto del alma, hasta llegar al ala. En el ala, se define 1 fibra. Se distinguen 3 zonas dentro de la sección: el borde del

alma (cabeza del muro), el resto del alma y el ala. En cada una, se calcula la cuantía en base a las armaduras correspondientes para cada sección.

Cabe mencionar que esta discretización, mostrada en la Figura 38, es propia de este trabajo, y no necesariamente coincide con lo hecho en la memoria de Cordero.

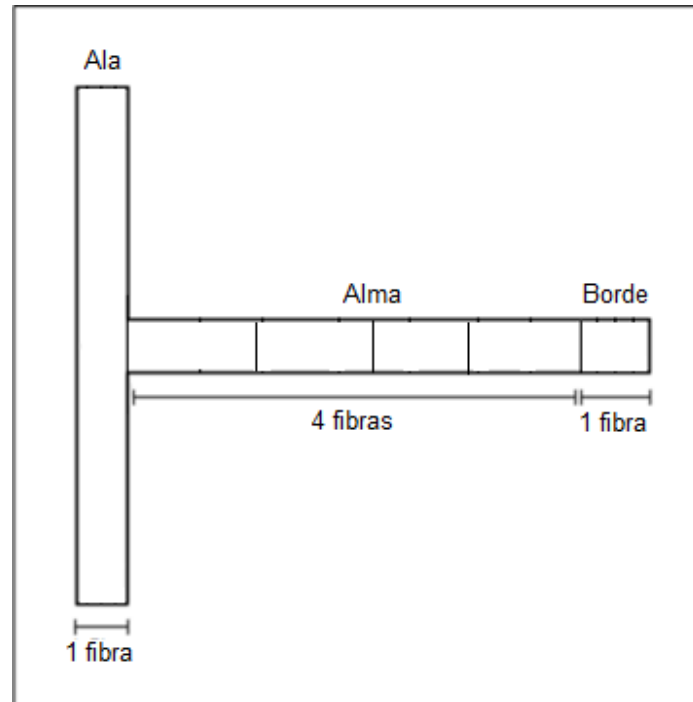


Figura 38: Discretización de la sección del muro en fibras MVLEM.

El eje de los muros se ubica en su centro, en la mitad de su largo total. Las secciones 1 y 2 se emplean para los muros en el subterráneo, mientras que las secciones 3 y 4 se usan en los demás pisos.

En altura, se utilizan 4 elementos por piso en los 4 pisos inferiores (pisos -1, 1, 2 y 3) y 2 elementos por piso en el resto (pisos del 4 al 19). Esto, debido a que las mayores deformaciones se concentran en los pisos inferiores. No se requiere de tanto detalle en la modelación de los pisos superiores, ya que con más elementos no se obtiene una gran mejoría y precisión en los resultados, y la carga computacional del modelo aumenta innecesariamente, traduciéndose en un aumento en los tiempos en que tardan en correr los análisis.

Además, los muros perimetrales del subterráneo serán de 5 m de ancho, y 40 cm de espesor. Poseen un módulo de elasticidad de 25 GPa, y se representan mediante elementos elásticos [7].

4.2.1.2 Losas

Para el caso de las losas, se hará una modificación respecto a lo hecho por Cordero. Se considerará el ancho colaborante o efectivo de la losa, el cual es menor que el ancho total del ala. Se toma como base la memoria de Chaperón, 2018 [37].

Aquí, se calcula, entre otras cosas, la variación del ancho colaborante de una losa para muros T cuando estos se modelan con elementos elásticos e inelásticos. En el gráfico de la Figura 39, se aprecia esta variación en función de la deriva o desplazamiento lateral del muro.

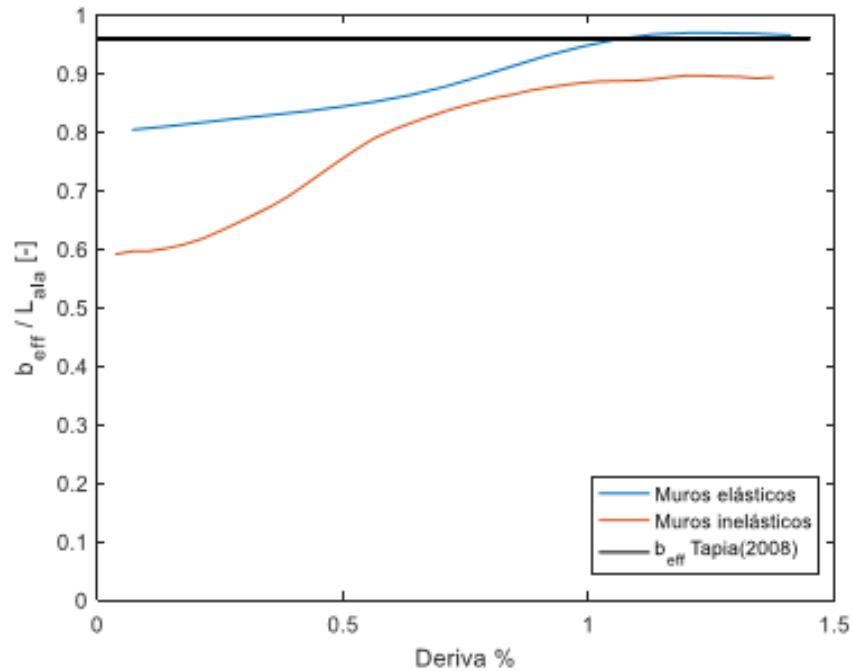


Figura 39: Ancho efectivo en función de la deriva [37].

Se considera la curva roja, ya que esta corresponde al caso de muros inelásticos. Se aprecia que el ancho efectivo varía entre 0.6 y 0.9 veces el ancho del ala del muro, tendiendo a este último valor cuando la deriva supera el 0.5%. Como criterio conservador, se tomará como ancho efectivo 0.85 veces el ancho del muro. Como el ancho de todos los muros de este edificio es 529 cm, las losas tendrán un ancho de 449.65 cm.

Los demás parámetros serán los mismos considerados por Cordero, es decir, 15 cm de espesor, y cuantía de 0.002 tanto superior como inferior para las losas de acoplamiento entre muros, y 18 cm de espesor, con la misma cuantía anterior, para las losas que conectan los muros subterráneos con los muros perimetrales [7]. Se toma una armadura de $\phi 8@21$ para la losa de 15 cm y $\phi 8@17$ para la losa de 18 cm de espesor.

La resistencia de cada losa, representada por el momento plástico y la curvatura a la cual se alcanza este valor, se calcula a partir de sus dimensiones y armaduras. Estas resistencias se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2: Momento plástico y curvatura plástica de cada losa de Emerald.

Losa	Momento plástico [kNm]	Curvatura plástica [1/m]
Losa de espesor 15 cm	64.15	0.324
Losa de espesor 18 cm	95.17	0.262

Las losas se representan como elementos tipo viga, con propiedades a flexión perfectamente plásticas, es decir, poseen primero una rigidez constante, hasta alcanzar el momento plástico. A partir de allí, la resistencia permanece constante en dicho valor. Además, se modelan como infinitamente rígidas en la dirección axial.

En la Figura 40 se esquematiza la relación entre momento y curvatura para las secciones de las losas.

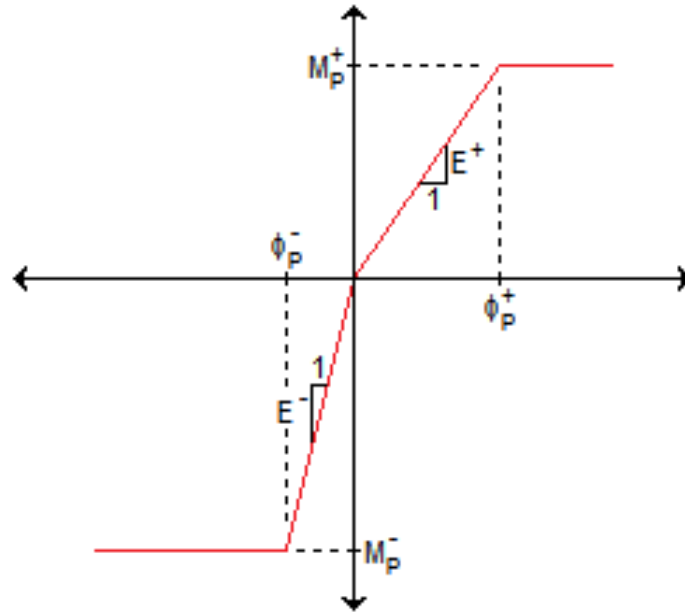


Figura 40: Propiedades a flexión de losas en los modelos.

Las losas se discretizan en 4 elementos. Se usa 1 elemento en cada borde, con un largo que coincide con el largo teórico de la rótula plástica, y 2 elementos más divididos en el centro. Esta discretización se muestra en la Figura 41.

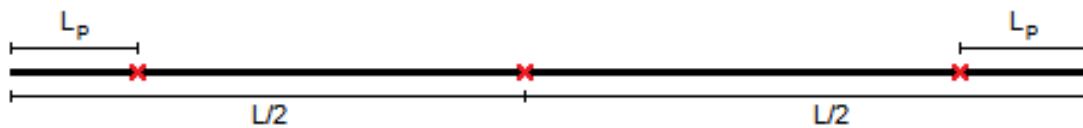


Figura 41: Discretización para los elementos de las losas.

Para calcular la longitud de la rótula plástica en una viga (L_p) se utiliza la siguiente fórmula [38]:

$$L_p = 0.08L + 0.022f_{ye}d_{bl} \geq 0.044f_{ye}d_{bl} \quad (4)$$

En la fórmula (4), L es el largo total de la viga, f_{ye} es la tensión de fluencia del acero de armadura (en MPa) y d_{bl} es el diámetro de barra de la armadura.

Además, se emplean cachos rígidos para representar la zona de la losa que va dentro del muro. Estos van desde el eje de los muros hasta uno de sus bordes.

4.2.1.3 Cargas gravitacionales y masas sísmicas [7]

La carga en la base de cada muro se calcula como $0.1f'_c A_g$, donde f'_c es la resistencia característica del hormigón y A_g es el área gruesa de la sección basal de cada muro. Se distribuye en partes iguales en cada piso, y se coloca en los nodos extremos de los cachos rígidos de las losas de acople (en el techo de cada piso).

Las masas en cada piso se calculan a partir de estas cargas dividiéndolas por g , la aceleración de gravedad, y se ubican en los mismos nodos.

4.2.1.4 Representación general

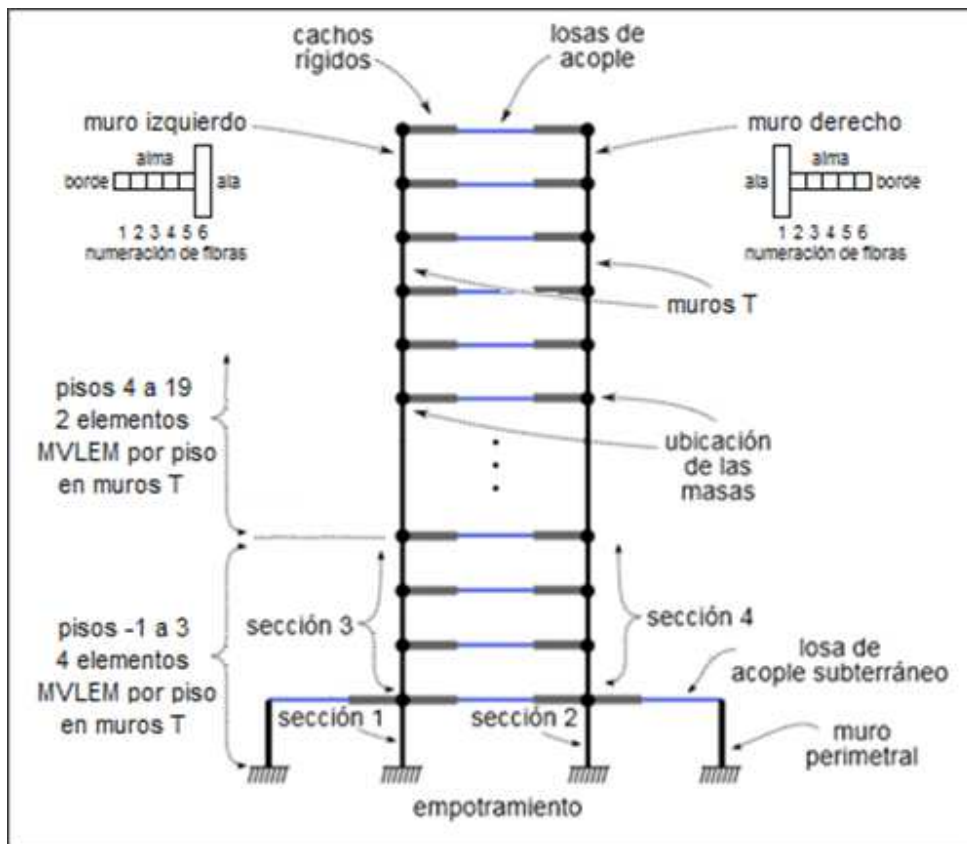


Figura 42: Esquema general del modelo de fibras uniaxiales del edificio Emerald.

4.2.2 Modelo edificio Sol Oriente

A diferencia de Emerald, para Sol Oriente sí se cuenta con planos de planta y elevaciones. Por ello, se tomará esta información para crear el modelo, tanto en elementos, secciones, cargas, etc.

Para el caso de este edificio, el eje con el que se trabaja posee 1 muro T principal, rodeado en su espalda (por el lado del ala) por un muro perimetral en toda su altura. En los 2 subterráneos posee un muro perimetral hacia el lado de la cabeza del muro, con una columna entremedio. Todos estos elementos se conectan por losas.

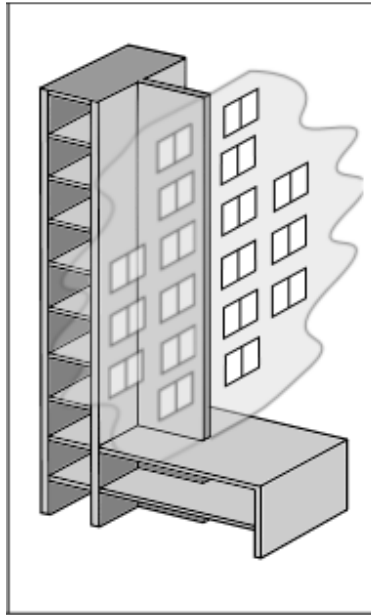


Figura 43: Vista general del eje del edificio Sol Oriente.

El edificio posee 18 pisos y 2 sótanos. La altura del sótano 2 (el que está más abajo) es de 313 cm. La del sótano 1, de 337 cm. En el piso 1, la altura es de 253 cm, mientras que en los pisos superiores, es de 248 cm. Todo esto, da una altura total del edificio de 5119 cm.

4.2.2.1 Muros

En este caso, el muro T también posee variaciones de su sección en la altura. El esquema de la sección es el mismo que el que se muestra en la Figura 37. Las dimensiones y armaduras de la sección son las que aparecen en la Tabla 3.

Tabla 3: Secciones transversales de muros T edificio Sol Oriente.

			Sección		
			1	2	3
Dimensiones	Largo del ala [cm]		500	500	500
	Ancho del ala [cm]		20	20	20
	Largo del alma [cm]		555	675	675
	Ancho del alma [cm]		25	20	20
Armaduras	Ala	Diámetro de barras distrib. [mm]	8	8	8
		Espaciam. de barras distrib. [cm]	15	15	18
	Alma	Número de barras de borde	4	4	4
		Diámetro de barras de borde [mm]	25	25	18
		Diámetro de barras distrib. [mm]	10	8	8
	Centro	Espaciam. de barras distrib. [cm]	17	17	20
Número de barras		4	4	4	
		Diámetro de barras [mm]	25	25	18

La sección 1 va en los 2 subterráneos, la sección 2 en los 2 primeros pisos y la sección 3 en los pisos superiores. La discretización en fibras MVLEM para estas secciones es igual a la de la Figura 38. El eje de los muros se ubica a la mitad del largo de la sección 1. Los muros superiores, al ser más largos, se representan de tal forma que las alas de todos los muros en la altura estén alineadas.

En altura, se usan, igual que en Emerald, 4 elementos por piso en los 4 pisos inferiores (pisos -2, -1, 1 y 2) y 2 en el resto (pisos del 3 al 18).

Los muros perimetrales son los mismos que se usan para el caso de Emerald.

4.2.2.2 Losas

Para las losas, se toman en cuenta las mismas consideraciones que para las losas de Emerald. Por lo tanto, el ancho efectivo se calcula como el 85% del largo del ala. Como este largo es de 500 cm en toda la altura, resulta un ancho de 425 cm. Además, los espesores de todas las losas de acople son de 15 cm. La gran diferencia en este caso es que la losa actúa con una viga colaborante, por lo que la sección cambia, y la forma de calcular su resistencia, también. Como la sección no es simétrica, se tendrá un momento máximo positivo y uno negativo. En la Tabla 4 se muestran las resistencias de esta losa.

Tabla 4: Momento plástico y curvatura plástica de losa Sol Oriente.

Viga y losa colaborante	Momento plástico [kNm]	Curvatura plástica [1/m]
Momento positivo	460.77	0.188
Momento negativo	498.72	0.033

4.2.2.3 Cargas gravitacionales y masas sísmicas

A partir de los planos de planta y elevaciones, se calcula un área tributaria para el eje considerado, además del peso propio de muros y otros elementos que estén dentro de dicha área. Las cargas de servicio se obtienen en base a la norma chilena NCh 1537. Para edificios de oficina, como Sol Oriente, se usa una sobrecarga (carga viva) de 5 kPa (oficinas públicas o privadas con equipos). Por su parte, las cargas muertas son el peso propio de muros, losas y vigas dentro del área tributaria considerada en cada piso, además de las cargas permanentes, como tabiquería, redes de cañerías, redes eléctricas, equipos fijos, entre otros [39]. Las combinaciones de estas cargas para obtener el peso sísmico (peso considerado para el diseño) está basada en la norma NCh 433. Esta se calcula como $D + 0.25L$, donde D es la carga muerta y L la carga viva o de uso [40].

En la Tabla 5 se muestra la obtención de la carga para cada piso.

Tabla 5: Pesos sísmicos en cada piso para modelo Sol Oriente.

Pisos	Área gruesa [m ²]	Área tributaria [m ²]	Peso propio [kN]	Carga permanente [kN]	Carga viva [kN]	Peso sísmico [kN]
-2	2.34	146.73	719.21	43.18	733.64	945.8
-1	2.34	146.73	732.97	43.18	733.64	959.56
1	2.31	68.64	395.83	20.2	343.19	501.83
2 - 16	2.31	68.64	393	20.2	343.19	498.99
17 - 18	2.31	34.19	266.29	10.06	170.96	319.09

Estos pesos se colocan como carga gravitacional en el techo de cada piso. Las masas se calculan dividiendo los pesos por g .

4.2.2.4 Representación general

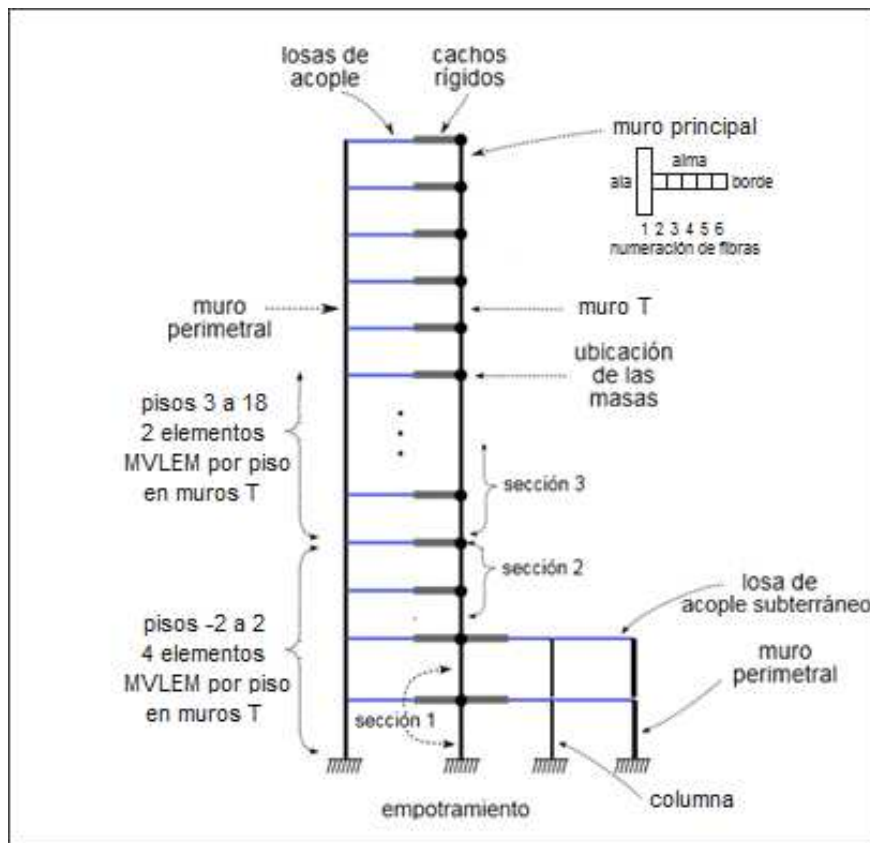


Figura 44: Esquema general del modelo de fibras uniaxiales del edificio Sol Oriente.

4.3 Modelos de fibras con interacción entre flexo-compresión y corte (ESFI)

4.3.1 Modelo edificio Emerald

El modelo de este edificio utilizando secciones ESFI posee las mismas características que el de fibras axiales tanto para losas, muros perimetrales, masas sísmicas y cargas gravitacionales. Las secciones de los elementos y su discretización en altura también se conservan. Se colocan elementos ESFI únicamente en los 4 pisos inferiores del edificio, en ambos muros principales. Esto se debe a que, como se explicó en el modelo MVLEM de Emerald, son más relevantes los resultados que entregan los pisos cercanos a la base, al ser los que más se deforman y los que mayores esfuerzos presentan. El número de fibras y la discretización de estas secciones es la misma que se usó en el modelo MVLEM (6 fibras en total).

El esquema general de este modelo se muestra en la Figura 45.

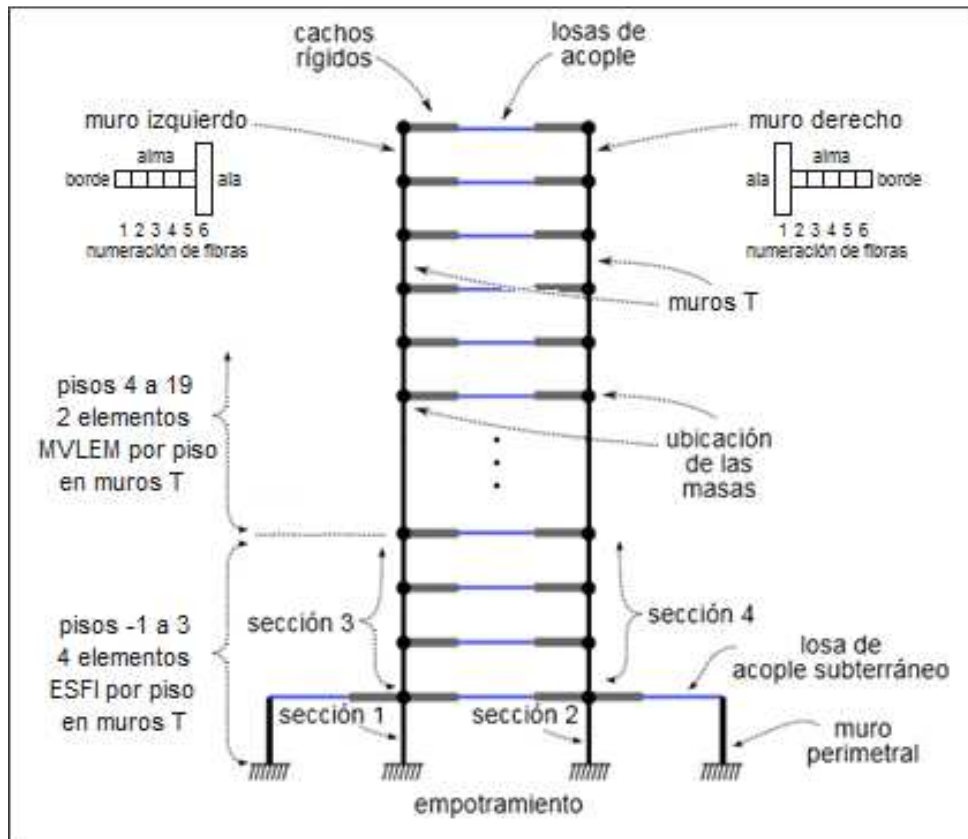


Figura 45: Esquema general del modelo de fibras flexión-corte del edificio Emerald.

4.3.2 Modelo edificio Sol Oriente

Al igual que en el caso de Emerald, para este modelo se toman las mismas consideraciones que en el de Sol Oriente con MVLEM, con la diferencia del uso de elementos ESFI en los 4 pisos inferiores del edificio.

La representación general de este modelo se presenta en la Figura 46.

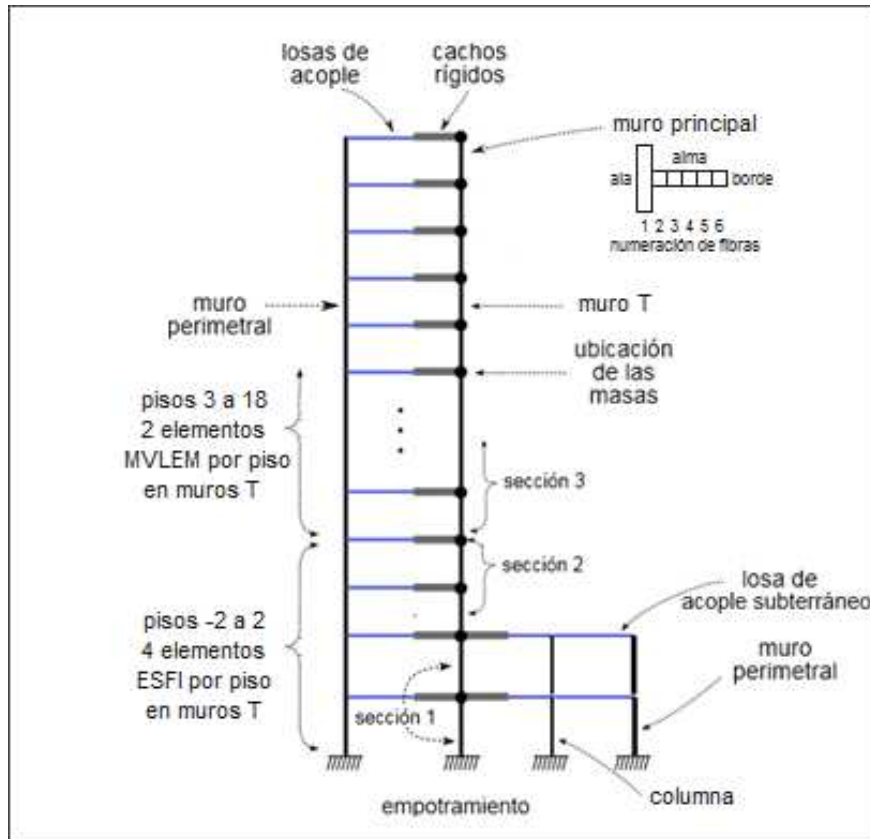


Figura 46: Esquema general del modelo de fibras flexión-corte del edificio Sol Oriente.

5 Análisis de resultados

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos en los análisis tiempo-historia realizados en cada uno de los modelos de ambos edificios. Se harán análisis de sensibilidad en base a la variación de los registros de aceleraciones (Santiago vs. Maipú) y del tipo de modelo usado (MVLEM vs. ESFI), comparando, en cada caso posible, las envolventes de deformación, corte, momento y fuerza axial por piso. Estas envolventes se obtienen tomando los máximos valores alcanzados para las mediciones (deformación unitaria, esfuerzo de corte, esfuerzo de momento y esfuerzo axial) en cada uno de los elementos de los muros principales. Luego, estos valores máximos se grafican en altura según la posición de cada elemento, colocando el número de pisos en el eje vertical del gráfico.

Los casos vistos, tanto en Emerald como en Sol Oriente, son los siguientes:

- Variación en el registro de aceleraciones.
 - Modelo MVLEM con registro de Santiago y de Maipú.
 - Modelo ESFI con registro de Santiago y de Maipú.
- Variación en el tipo de modelo.
 - Registro de Santiago para modelo MVLEM y ESFI.
 - Registro de Maipú para modelo MVLEM y ESFI.

Cada medición se coloca dentro de un mismo gráfico para ilustrar de mejor forma las diferencias en los resultados obtenidos. Para facilitar aún más esta comparación, se utilizan determinados colores en las curvas de los distintos gráficos.

- Variación en el registro de aceleraciones.
 - Curva de color azul para resultados con registro de Santiago.
 - Curva de color rojo para resultados con registro de Maipú.
- Variación en el tipo de modelo.
 - Curva de color magenta para resultados con modelo MVLEM.
 - Curva de color negro para resultados con modelo ESFI.

5.1 Edificio Emerald

Los análisis tiempo-historia hechos con los modelos de Emerald, en todos los casos vistos, fueron capaces de correr los registros completamente.

Las deformaciones unitarias mostradas en los gráficos fueron medidas en la fibra 1 para el muro izquierdo y en la fibra 6 para el muro derecho, según la numeración mostrada en los esquemas de la Figura 42 y la Figura 45. Estas fibras corresponden al borde del alma de ambos muros. En las secciones con MVLEM se toma la deformación vertical, ya que es la única disponible para dicho modelo. Mientras tanto, en las secciones con ESFI se calculan las deformaciones en las direcciones principales a partir de las fórmulas (2) y (3), y se toma la máxima para tracción y la mínima para compresión.

5.1.1 Resultados de los modelos a nivel global

5.1.1.1 Períodos de vibración

Los períodos fundamentales de la estructura para cada modelo son los que se muestran en la Tabla 6.

Tabla 6: Períodos fundamentales de la estructura para modelos de Emerald.

Modelo	Período modo 1 [s]	Período modo 2 [s]	Período modo 3 [s]
MVLEM	2.26	0.36	0.13
ESFI	2.26	0.37	0.13

Entre ambos modelos, no hay mayores diferencias a la hora de calcular los períodos de la estructura. Se aprecia que el período principal es bastante alto, ya que lo normal es que este valor se encuentre en torno a 1 s. Esto puede deberse a que no es lo mismo considerar solo un eje resistente que modelar en 3 dimensiones la estructura completa. Si se hiciera un modelo del edificio completo, se esperaría un valor más razonable para el período del modo 1.

5.1.1.2 Corte basal versus desplazamiento de techo

En la Figura 47 se grafica el corte basal versus el desplazamiento de techo de la estructura para cada modelo y cada registro.

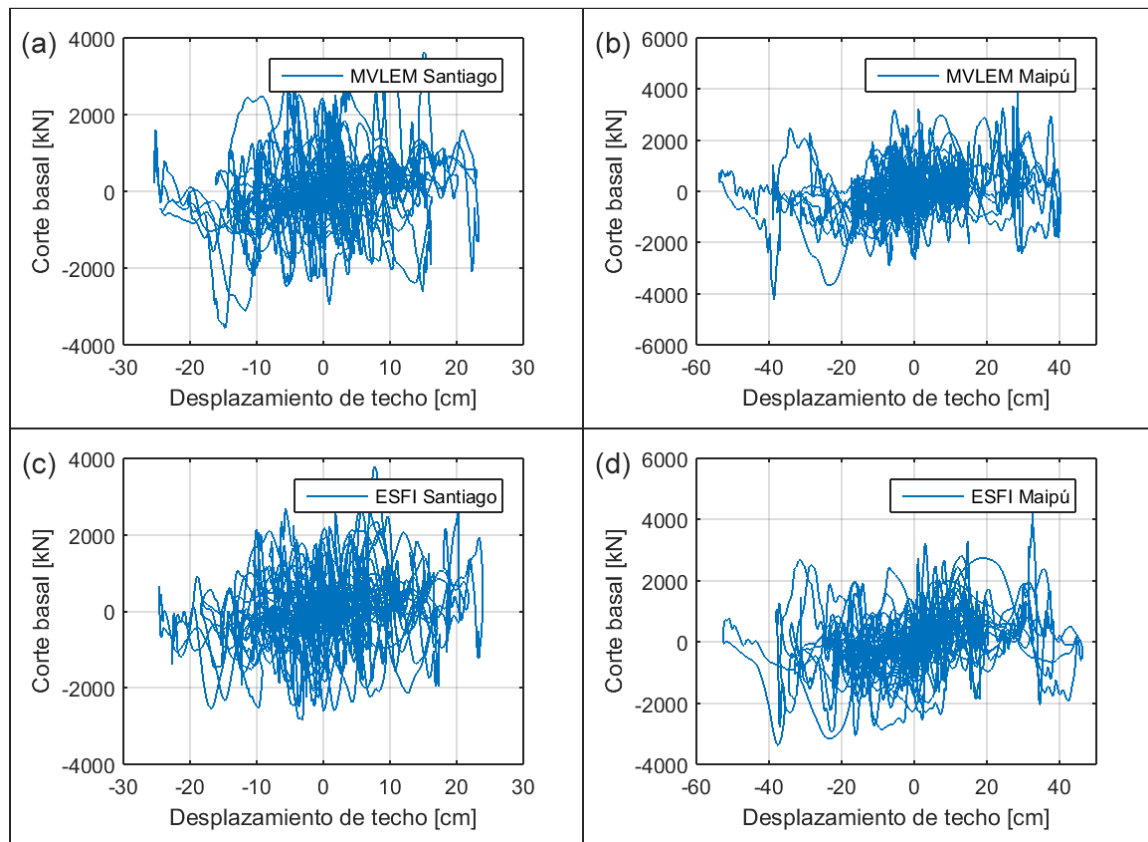


Figura 47: Corte basal vs desplazamiento de techo para modelos de Emerald.

Debido a la forma que tienen estos gráficos, se verifica que el edificio, en su respuesta general, incursiona en el rango inelástico de deformaciones. Si se mantuviera solo en deformaciones elásticas, el gráfico se vería como una línea.

Al pasar del registro de Santiago al de Maipú hay un incremento en el desplazamiento de techo y el corte basal máximos que alcanza la estructura, lo cual es razonable debido a que el registro de Maipú posee mayores aceleraciones, aumentando la demanda sísmica en el edificio respecto al registro de Santiago.

Comparando para un mismo registro, no se perciben grandes diferencias al pasar de un tipo de modelo al otro. Para Santiago, el corte se encuentra entre -4000 y 4000 kN y el desplazamiento entre -30 y 30 cm tanto para MVLEM como para ESFI. En el caso de Maipú, el corte oscila entre -4000 y 6000 kN y el desplazamiento entre -60 y 50 cm.

5.1.2 Variación en el registro de aceleraciones

5.1.2.1 Modelo de fibras axiales (MVLEM)

Se comparan las envolventes de deformación, corte, momento y fuerza axial en ambos muros principales del eje modelado de Emerald con MVLEM para los registros de Santiago y Maipú. Estos resultados se muestran desde la Figura 48 hasta la Figura 51.

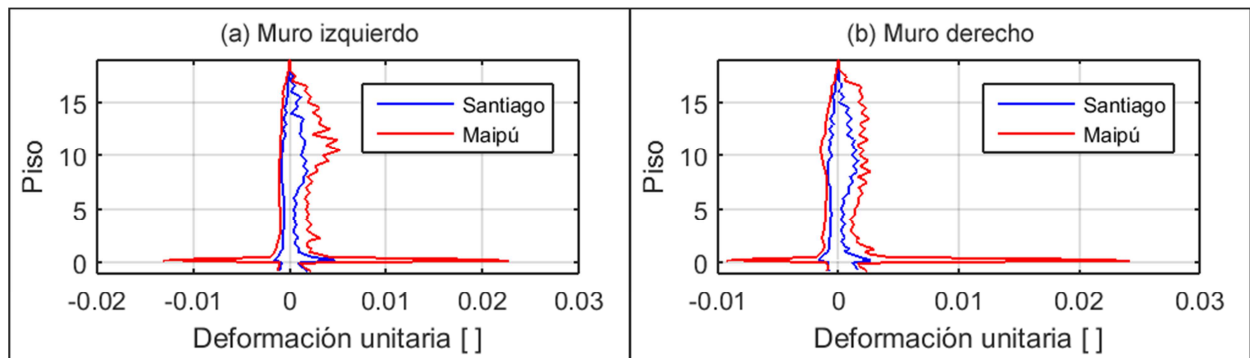


Figura 48: Deformación para Emerald con MVLEM. Comparación entre registros de aceleraciones.

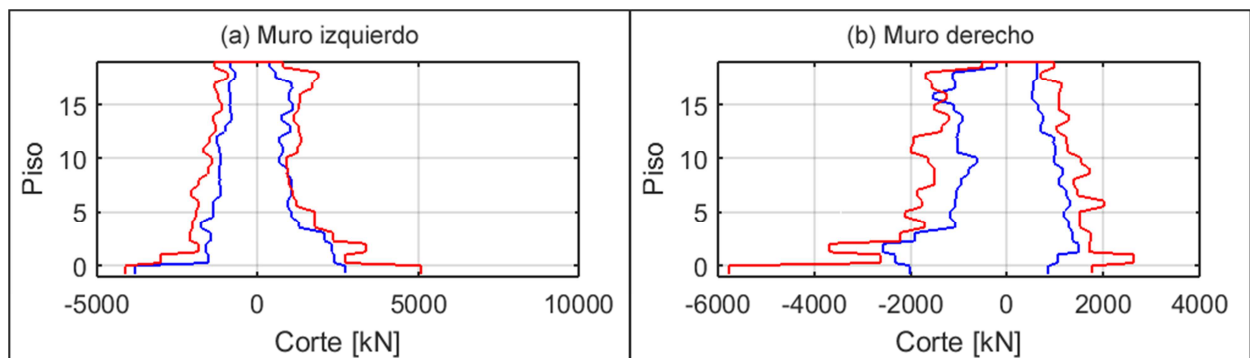


Figura 49: Corte para Emerald con MVLEM. Comparación entre registros de aceleraciones.

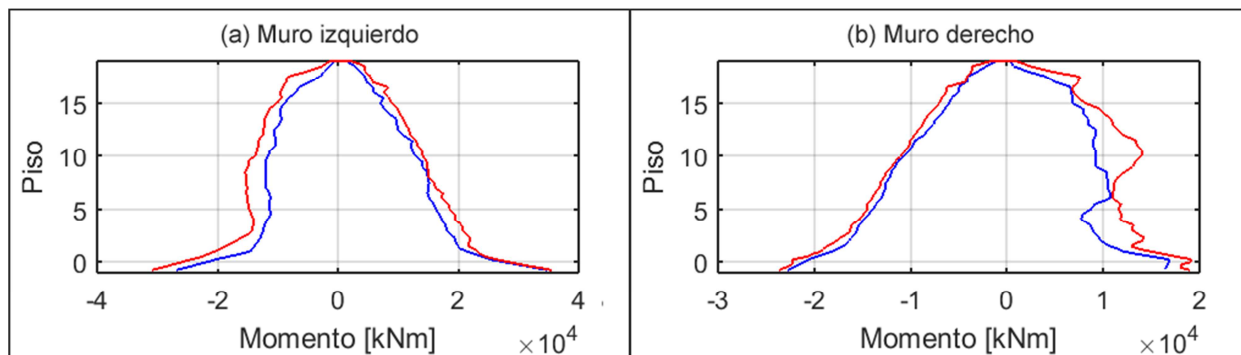


Figura 50: Momento para Emerald con MVLEM. Comparación entre registros de aceleraciones.

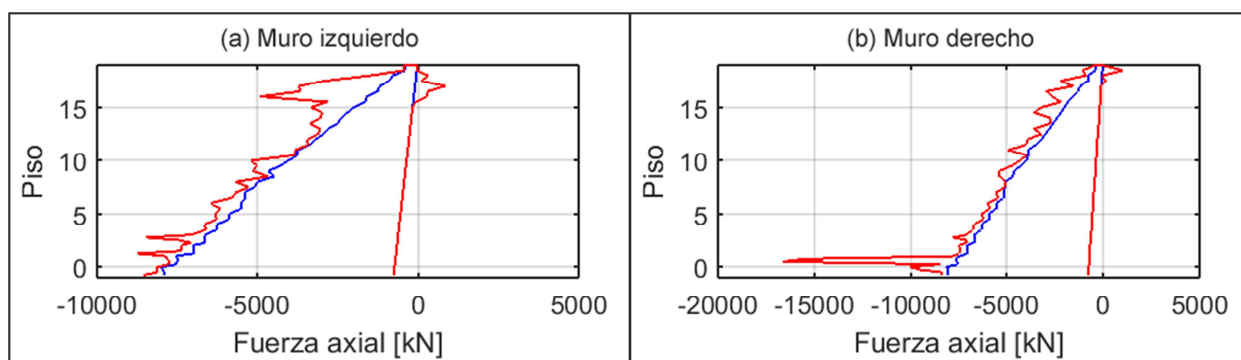


Figura 51: Fuerza axial para Emerald con MVLEM. Comparación entre registros de aceleraciones.

Como era esperable, se confirma que la mayor demanda se alcanza con el sismo de Maipú. Mientras que para Santiago, las deformaciones en ambos muros no sobrepasan los 0.005 en tracción y los 0.002 en compresión, para Maipú, la tracción llega a valores superiores a 0.02 y la compresión a 0.01 en el elemento más solicitado. Esto representa un aumento aproximado en las deformaciones de un 300% en tracción y un 400% en compresión.

A pesar de que, en la realidad, el mayor daño se localizó en el piso subterráneo, este modelo no logra reflejar eso en ninguno de los muros para ningún registro. La mayor deformación se alcanza siempre en el piso 1, lo cual se puede dar por el aumento en el espesor y la armadura de los muros en el piso subterráneo, además del acoplamiento adicional que este piso tiene. En el subterráneo, las deformaciones no cambian significativamente al pasar de un registro a otro, lo cual se debe a la concentración del daño en el piso 1. Las mayores aceleraciones presentes en el registro de Maipú respecto al de Santiago solo se ven reflejadas en las deformaciones del elemento crítico, que en este modelo, corresponde a la base del primer piso. El resto de los pisos no se ve demasiado afectado por las aceleraciones de cada registro una vez que se daña el elemento crítico.

En los demás pisos, las deformaciones tienden a decrecer al ir aumentando la altura. Sin embargo, esto cambia al pasar del piso 5. A partir de un determinado piso, según cada caso, las deformaciones crecen y luego vuelven a disminuir. Esto es más notorio en el muro izquierdo (Figura 48 (a)), llegando, incluso, a duplicarse la tracción para el registro de Maipú. Lo que ocurre es que puede haber influencia de algún modo de vibración secundario en la estructura. Por la posición en que el aumento en las deformaciones

comienza (aproximadamente a la mitad de la altura total del edificio), podría tratarse del segundo modo.

Aunque hay gran diferencia en deformaciones, los esfuerzos de corte y momento para ambos registros son similares. Los mayores esfuerzos se obtuvieron en el piso -1 en todos los casos, pero esto no se tradujo en mayores deformaciones para dicho piso. La única excepción se aprecia en el gráfico de la Figura 50 (b), donde el momento positivo parece ser levemente mayor en el piso 1. Cabe mencionar que en el piso -1 la sección de ambos muros es más gruesa, y también el acoplamiento es mayor debido a la presencia de muros perimetrales que se conectan mediante losas a los muros del subterráneo. Mientras tanto, para los pisos superiores, el acoplamiento y la sección transversal son menores, por lo que se alcanzan mayores deformaciones con una menor sollicitación.

Comparando entre muros, para el esfuerzo de corte, el mayor valor se alcanza para el muro derecho (aunque su gráfico es más asimétrico que el del izquierdo) con alrededor de 6000 kN, mientras que para el momento ocurre lo contrario y es el muro izquierdo el que se ve más afectado, llegando a más de 30000 kNm. Como el muro derecho es más corto y posee más espesor que el izquierdo, este tiende a verse más influenciado por el corte. El muro izquierdo, al ser más esbelto, es más afectado por efectos de flexión.

Respecto al esfuerzo axial en los elementos, este se ve bastante aceptable hasta llegar a ciertos pisos. En el muro derecho (Figura 51 (b)) se ven grandes compresiones al llegar al piso 1 para el caso de Maipú. Al analizar la evolución de la envolvente de fuerza axial en el tiempo, se tienen cambios bruscos en esta magnitud. Para el caso del elemento 2 del piso 1, para un tiempo de 64.455 s la compresión es de 4994 kN, mientras que en el paso siguiente, es decir, en un tiempo de 64.46 s, la compresión es de 16623 kN, aumentando casi al triple respecto al paso anterior. En la Figura 52 se muestra la envolvente de esfuerzo axial cerca del instante en que se alcanza el máximo valor, apreciándose más claramente el salto.

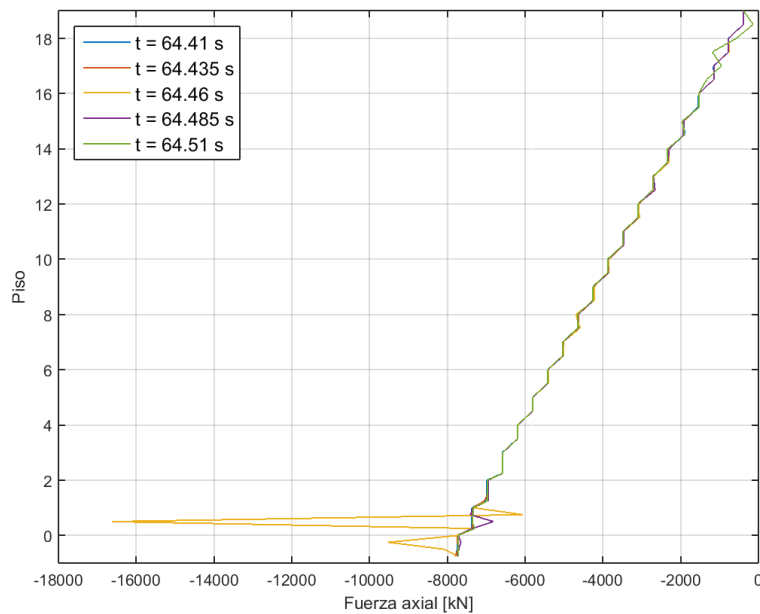


Figura 52: Máximo esfuerzo axial para muro derecho con modelo MVLEM y sismo de Maipú cercano al máximo valor.

En otros elementos del primer piso y el primer subterráneo, ocurren cosas similares. Se presentan aumentos súbitos del esfuerzo axial en determinados instantes de tiempo del análisis. Si se grafica nuevamente la envolvente de esfuerzo axial eliminando los puntos conflictivos en cada elemento, se obtiene el gráfico de la Figura 53:

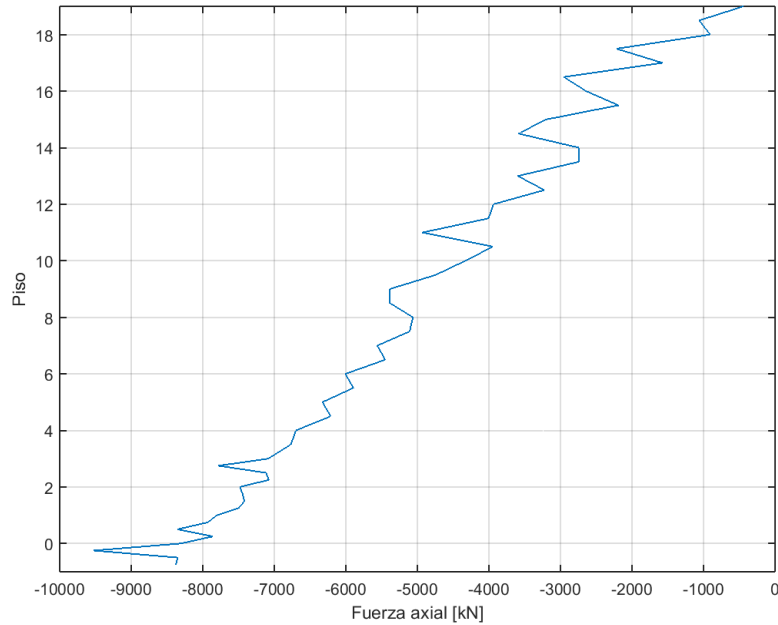


Figura 53: Envolvente de esfuerzo axial corregida para el muro derecho con MVLEM y sismo de Maipú.

Si bien, el gráfico sigue presentando algunos saltos, estos no son tan importantes, haciendo que la curva se vea más similar a lo esperado.

Ante esto, se puede decir que los esfuerzos axiales están dentro de los valores normales y esperables, y que los aumentos repentinos pueden deberse a temas de convergencia asociados a los análisis tiempo-historia.

5.1.2.2 Modelo de fibras flexión-corte (ESFI)

Se grafican para ESFI, desde la Figura 54 hasta la Figura 57, los mismos resultados que para los modelos MVLEM comparando entre registros.

Se recuerda que las deformaciones mostradas en los gráficos para los elementos ESFI corresponden a las de las direcciones principales. Estas se calculan utilizando las fórmulas (2) y (3). Esto se hace para obtener la máxima tracción y la máxima compresión que se genera en el elemento, independiente de la dirección en la que se produce.

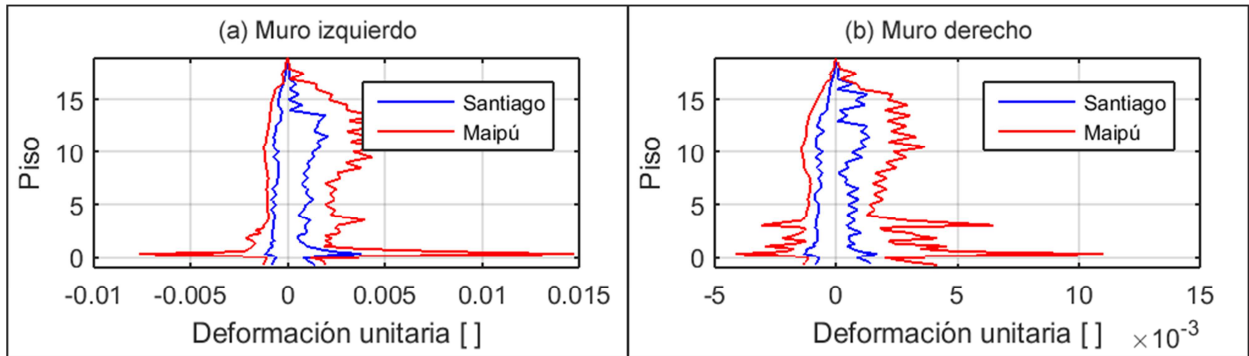


Figura 54: Deformación para Emerald con ESFI. Comparación entre registros de aceleraciones.

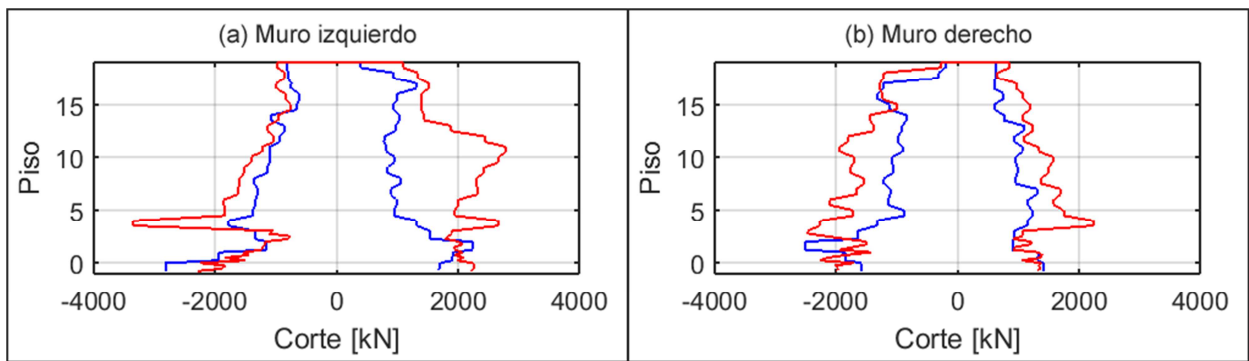


Figura 55: Corte para Emerald con ESFI. Comparación entre registros de aceleraciones.

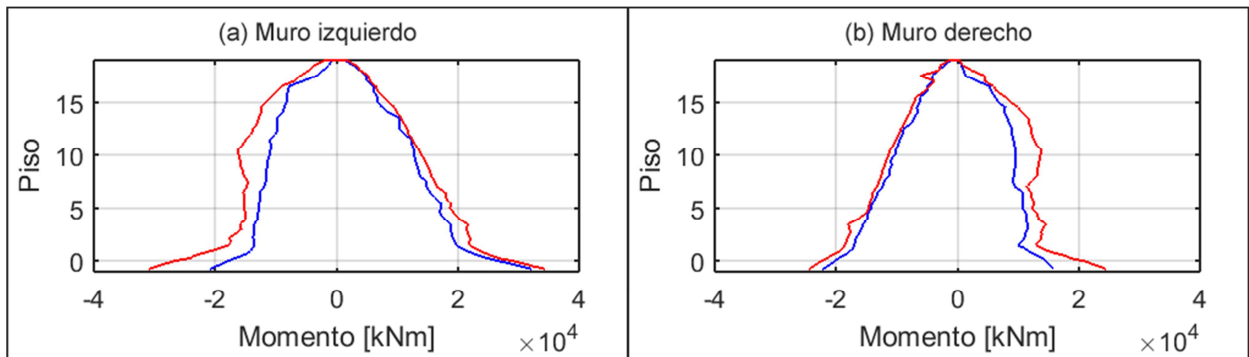


Figura 56: Momento para Emerald con ESFI. Comparación entre registros de aceleraciones.

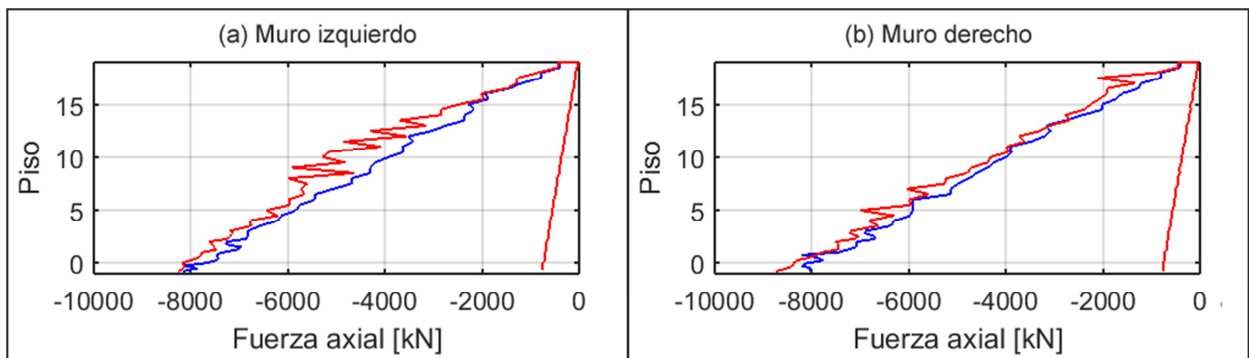


Figura 57: Fuerza axial para Emerald con ESFI. Comparación entre registros de aceleraciones.

Desde el punto de vista de las deformaciones, se siguen viendo mayores valores para el caso de Maipú. En el corte tiende a pasar lo mismo, salvo que en determinados elementos hay cruces en los gráficos, haciendo que los mayores esfuerzos se obtengan para el registro de Santiago en esos casos. Para el momento, los gráficos continúan siendo bastante parecidos, con esfuerzos levemente superiores para el registro de Maipú. Para el esfuerzo axial se ven mayores compresiones para Maipú.

Al igual que en los modelos con MVLEM, las mayores deformaciones se siguen encontrando en el piso 1 en ambos muros. En el muro izquierdo, se tiene una tracción de 0.015 y una compresión de 0.008 para Maipú, versus 0.004 y 0.001, respectivamente, para Santiago. En el muro derecho, para tracción y compresión, sería 0.011 y 0.004 en Maipú y 0.002 y 0.001 en Santiago.

Los gráficos son similares en cuanto a forma, con aumentos en la deformación al superar cierto piso y con una posterior disminución hasta llegar al muro superior del modelo. Sin embargo, se aprecian ciertos saltos en algunos elementos. Esto se visualiza mejor en el gráfico de la Figura 54 (b) para el registro de Maipú. Cercano al piso 4, la tracción y la compresión crecen considerablemente respecto al piso anterior. Se debe recordar que este piso es el primero en representarse con elementos MVLEM, y que desde el piso 3 hacia la base se usa ESFI. Esta discontinuidad en cuanto al tipo de elemento usado podría explicar el aumento abrupto de deformaciones. En el gráfico de la Figura 54 (a), este salto es menos evidente.

A diferencia del caso MVLEM, aquí sí se ve un aumento importante en las deformaciones del piso -1 al pasar de Santiago a Maipú. Particularmente, en el gráfico de la Figura 54 (b), la tracción se incrementa notoriamente, pasando de 0.001 a 0.004 al cambiar de registro (aumento del 300%). En menor medida, en el gráfico (a) ocurre lo mismo con la tracción. El cambio en el tipo de modelo provoca que, una vez alcanzado cierto nivel de sollicitación, el daño se concentre en uno u otro elemento. Como el registro de Santiago es más leve, la demanda que este produce no es suficiente para dañar o deformar de gran manera el piso -1.

El esfuerzo de corte es, prácticamente, el mismo para ambos muros, con valores máximos en la base de unos 2000 kN. Los mayores esfuerzos se alcanzan en otros pisos, alrededor del nivel 4, lo cual se observa mejor en el gráfico (c) con Maipú. Nuevamente, esto podría ser consecuencia del cambio en el tipo de elemento al pasar del piso 3 al 4.

Mientras tanto, el momento sigue siendo mayor en el muro izquierdo (Figura 56 (a)) y los máximos esfuerzos se siguen obteniendo en la base. Los valores alcanzados y la forma de los gráficos son similares a los de la Figura 50.

El esfuerzo axial parece no tener influencia en las deformaciones, ya que los gráficos de la Figura 57 se ven más escalonados, sin saltos importantes en ningún elemento. Se siguen viendo mayores compresiones para el registro de Maipú, aunque en algunos elementos se ven cruces con los gráficos de Santiago. En el gráfico (a) se ve un leve aumento en la compresión en torno al piso 10 que podría tener relación con la influencia de modos superiores.

5.1.3 Variación en el tipo de modelo

5.1.3.1 Registro de Santiago

Se analizan los resultados obtenidos para las deformaciones unitarias, esfuerzos de corte, esfuerzos de momento y esfuerzos axiales en Emerald para el registro de Santiago, comparando entre los modelos con MVLEM y ESFI. Dichos resultados se presentan desde la Figura 58 hasta la Figura 61.

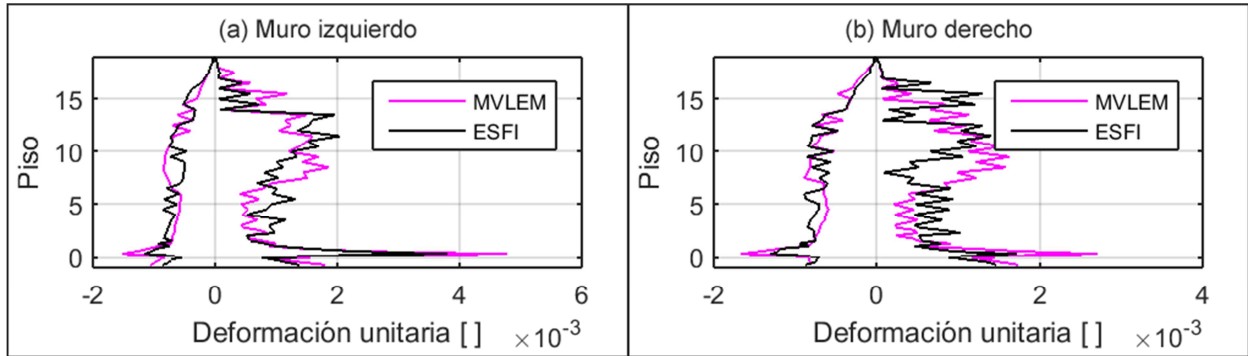


Figura 58: Deformación para Emerald con registro de Santiago. Comparación entre tipos de modelo.

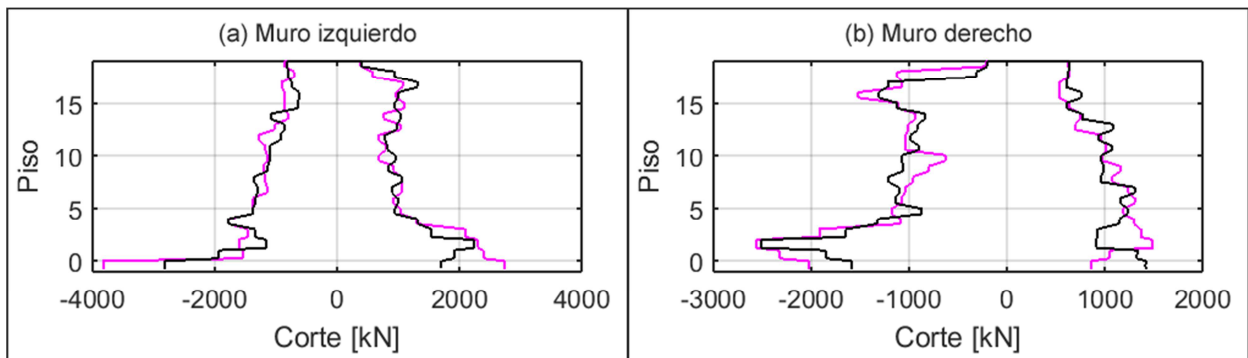


Figura 59: Corte para Emerald con registro de Santiago. Comparación entre tipos de modelo.

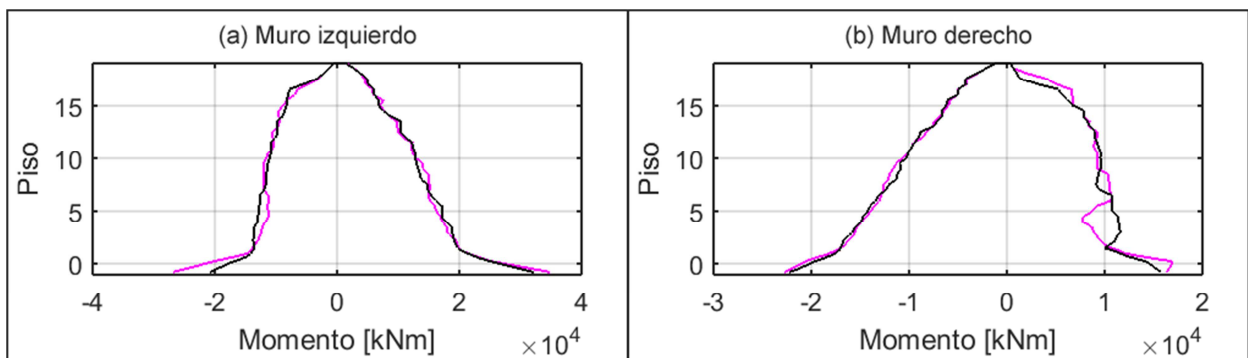


Figura 60: Momento para Emerald con registro de Santiago. Comparación entre tipos de modelo.

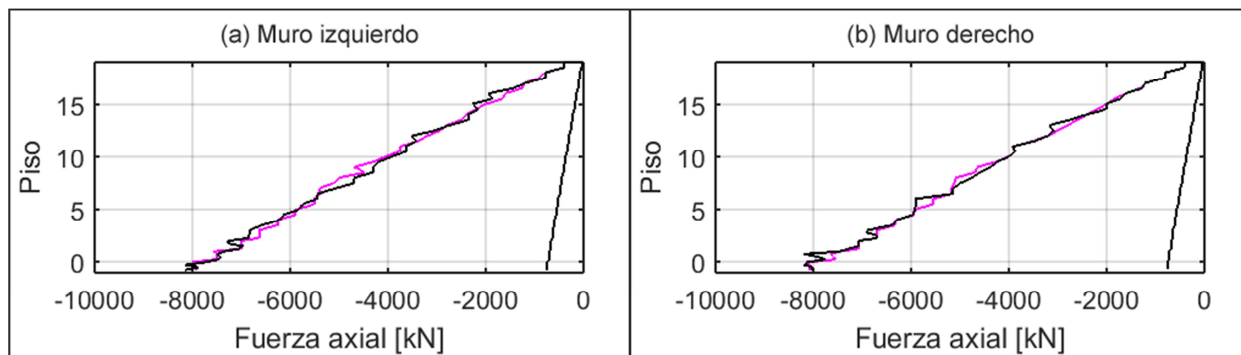


Figura 61: Fuerza axial para Emerald con registro de Santiago. Comparación entre tipos de modelo.

En los gráficos de la Figura 58 se aprecia que las deformaciones para ambos muros poseen formas parecidas, pero los valores cambian en determinadas zonas. Las curvas se cruzan en bastantes puntos, haciendo que, para algunos elementos, se obtengan mayores deformaciones con MVLEM, mientras que para otros, esto pase con ESFI. Particularmente, los pisos 1 y -1 alcanzan más deformación con MVLEM. Sin embargo, la diferencia de deformación en estos pisos no es significativa. Como el registro de Santiago es más suave, no logra determinar de manera tan marcada dónde se concentra el daño. Sin embargo, dada la forma de los gráficos, se prevé que este daño se acumulará, principalmente, en el piso 1.

Para los gráficos de la Figura 59 de esfuerzo de corte también hay mucho cruce entre las curvas, pero estas se mantienen en torno a valores parecidos. Para el muro izquierdo, el máximo corte se alcanza en la base, mientras que para el muro derecho esto sucede cerca del piso 3. Comparando entre cada muro, el izquierdo es el que experimenta mayor corte, llegando a 4000 kN para MVLEM.

En los gráficos de momento (Figura 60) se tienen resultados prácticamente idénticos para ambos modelamientos. El gráfico del muro izquierdo es un poco más simétrico que el del derecho, y también posee esfuerzos más grandes. Solo se ven algunas diferencias en el muro derecho entre el piso 2 y el piso 6, aproximadamente.

En cuanto al esfuerzo axial, mostrado en la Figura 61, las diferencias entre modelos son todavía menos apreciables, quedando las curvas prácticamente superpuestas una con la otra. En ninguno de los casos se ve aumento considerable de esfuerzo axial en algún elemento, solo algunos saltos pequeños en el piso 1. Tampoco hay elementos traccionados en toda la altura del edificio.

5.1.3.2 Registro de Maipú

Entre la Figura 62 y la Figura 65 se grafican los resultados para el registro de Maipú comparando lo obtenido por los modelos MVLEM y lo obtenido por ESFI, al igual que en el caso de Santiago.

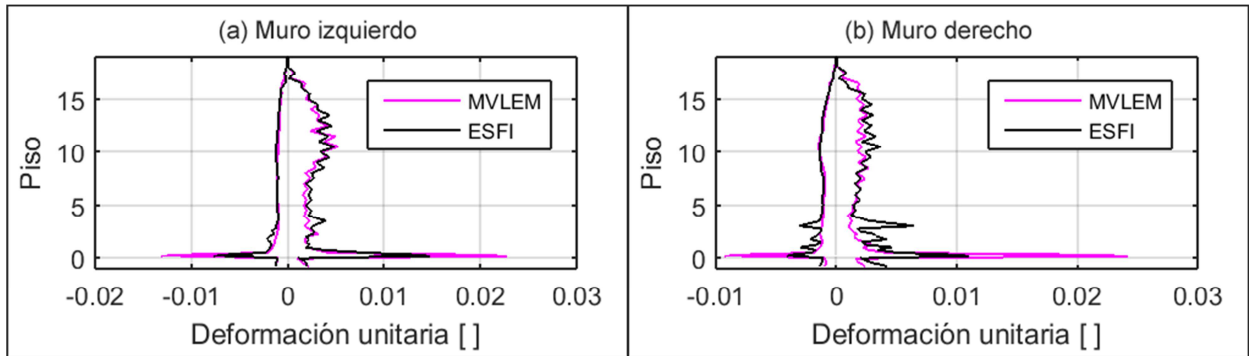


Figura 62: Deformación para Emerald con registro de Maipú. Comparación entre tipos de modelo.

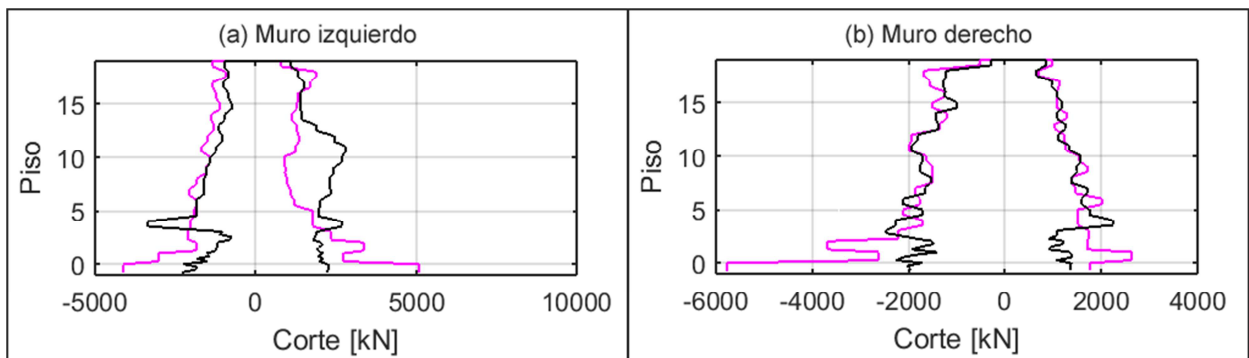


Figura 63: Corte para Emerald con registro de Maipú. Comparación entre tipos de modelo.

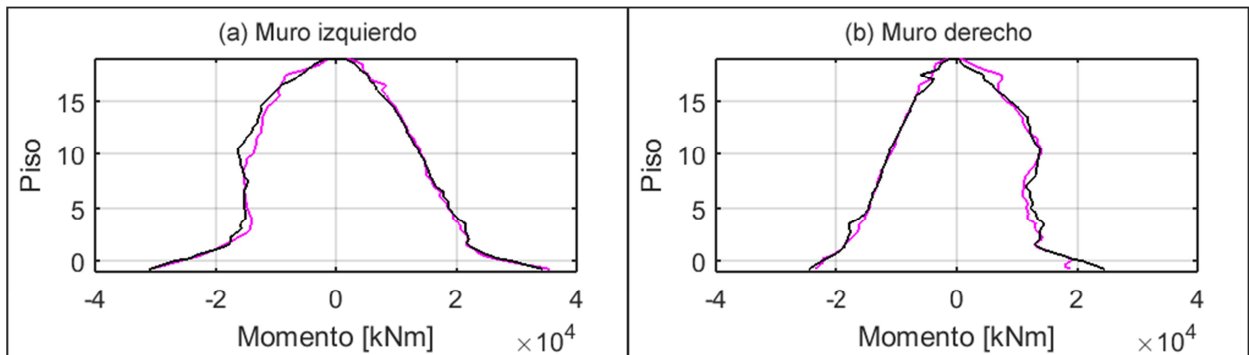


Figura 64: Momento para Emerald con registro de Maipú. Comparación entre tipos de modelo.

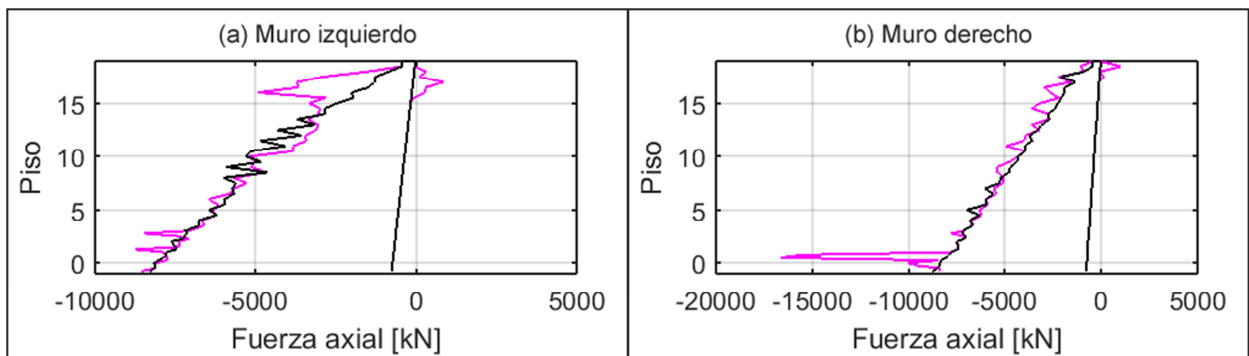


Figura 65: Fuerza axial para Emerald con registro de Maipú. Comparación entre tipos de modelo.

Las deformaciones en los pisos superiores son casi las mismas para ambos modelos. La mayor diferencia se encuentra en el piso 1. Tanto la tracción como la compresión disminuyen en los modelos ESFI. Para el muro derecho, la tracción decae de 0.024 a 0.011 y la compresión lo hace de 0.01 a 0.004 al pasar de MVLEM a ESFI. En el caso del muro izquierdo, estos valores van de 0.022 a 0.015 en tracción y 0.012 a 0.008 en compresión.

En el piso subterráneo, se presenta un aumento en la tracción del muro derecho al ir de MVLEM a ESFI. La compresión también se ve un poco incrementada. Esto da a entender que el modelo ESFI no concentra todo el daño en el piso 1, y lo redistribuye de mejor manera en los pisos cercanos, en particular, en el piso -1 que es de los más demandados. En el muro izquierdo, el cambio en las deformaciones del subterráneo es casi nulo, lo cual se puede explicar con el hecho de que este muro, al ser más esbelto que el derecho, no se ve tan influido por los efectos del corte.

El hecho de que el daño para ESFI se siga concentrando en el piso 1 y no pase al subterráneo, puede estar relacionado con el hecho de que estos modelos no toman en cuenta efectos de inestabilidad, como por ejemplo, el pandeo global. En Emerald hubo una gran cantidad de muros en el piso subterráneo que presentaron este tipo de falla.

Para finalizar con el análisis de las deformaciones, se puede mencionar que en el gráfico (b) de la Figura 62, aparece un salto en la deformación cerca del piso 4 para el modelo ESFI. Este aumento no se da con MVLEM, por lo cual esta variación brusca en la deformación se debería al cambio de elemento mencionado en casos anteriores.

Continuando con los gráficos de esfuerzo de corte, se puede destacar que la mayor demanda para el caso MVLEM se encuentra en la base del edificio con valores de unos 5000 o 6000 kN, mientras que en ESFI, el corte disminuye un poco al bajar de cierto piso, estancándose en magnitudes en torno a los 2000 kN. Esto puede deberse a que en los modelos MVLEM el corte es calculado mediante un resorte interno (de rigidez fija) en el elemento una vez que se obtiene el perfil de deformaciones de la sección. Por su parte, en ESFI el corte depende directamente de la interacción con esfuerzos axiales y de flexión, con lo que se espera que, a medida que el elemento experimente mayor nivel de deformación con cada ciclo de carga-descarga, la rigidez al corte se vaya viendo mermada y que la capacidad a corte de la sección se vea reducida. De hecho, la mayor diferencia en los diagramas de corte se ve en el muro derecho al pasar a los elementos basales, que son, precisamente, los que cambian de MVLEM a ESFI. Cabe recordar que el muro derecho es más compacto que el izquierdo (desde el punto de vista de la relación de aspecto), lo cual sugeriría que, en este tipo de muros, la diferencia en el corte entre un modelo y otro se acentúa más.

Como ambos tipos de elementos trabajan el momento de forma similar, los esfuerzos máximos alcanzados no cambian mucho al pasar de un modelamiento al otro. Las curvas de los gráficos de la Figura 64 no presentan grandes diferencias al cambiar de MVLEM a ESFI.

En el esfuerzo axial no se aprecian grandes diferencias entre modelos, salvo por el muro derecho en piso 1, donde hay una gran compresión para MVLEM. Como se explicó en un caso anterior, este salto en la compresión se asocia a temas de convergencia en el análisis. Si se elimina este valor y se rehace la envolvente, se obtienen resultados muy similares entre modelos.

En resumen, el modelo MVLEM se asocia a concentración de daño en el piso 1, teniendo allí grandes deformaciones, mientras que el resto de los pisos se deforma mucho menos. El modelo ESFI, en cambio, distribuye mejor el daño entre los pisos 1 y -1.

5.2 Edificio Sol Oriente

En el caso del edificio Sol Oriente, todos los análisis tiempo-historia corrieron los registros por completo, tal como ocurrió para el caso de Emerald.

Para graficar las deformaciones, estas se miden en la fibra 6 según la numeración mostrada en la Figura 44 y en la Figura 46. Esta fibra corresponde al borde del único muro T del modelo. Al igual que con Emerald, para los elementos ESFI se consideran las deformaciones en las direcciones principales para analizar el caso más desfavorable y con mayor sollicitación. El cálculo de estas deformaciones se hace con las fórmulas (2) y (3).

5.2.1 Resultados de los modelos a nivel global

5.2.1.1 Períodos de vibración

Los 3 primeros períodos de vibración de la estructura para cada tipo de modelo se muestran en la Tabla 7.

Tabla 7: Períodos fundamentales de la estructura para modelos de Sol Oriente.

Modelo	Período modo 1 [s]	Período modo 2 [s]	Período modo 3 [s]
MVLEM	1.55	0.25	0.09
ESFI	1.55	0.26	0.10

Como ocurrió con los modelos de Emerald, los períodos para Sol Oriente no presentan grandes variaciones entre el modelo con MVLEM y el modelo con ESFI. El período calculado por el programa para el modo 1 es más razonable que en Emerald, pero sigue siendo alto en comparación a lo normal en edificios típicos, que poseen períodos fundamentales del orden de 1 s, según qué tan rígidos o tan flexibles sean. Se esperaría que, al contar con modelos tridimensionales del edificio completo, se obtenga un período principal más cercano a lo visto en la realidad.

5.2.1.2 Corte basal versus desplazamiento de techo

En la Figura 66 se grafica el corte basal versus el desplazamiento de techo de la estructura para cada modelo y cada registro.

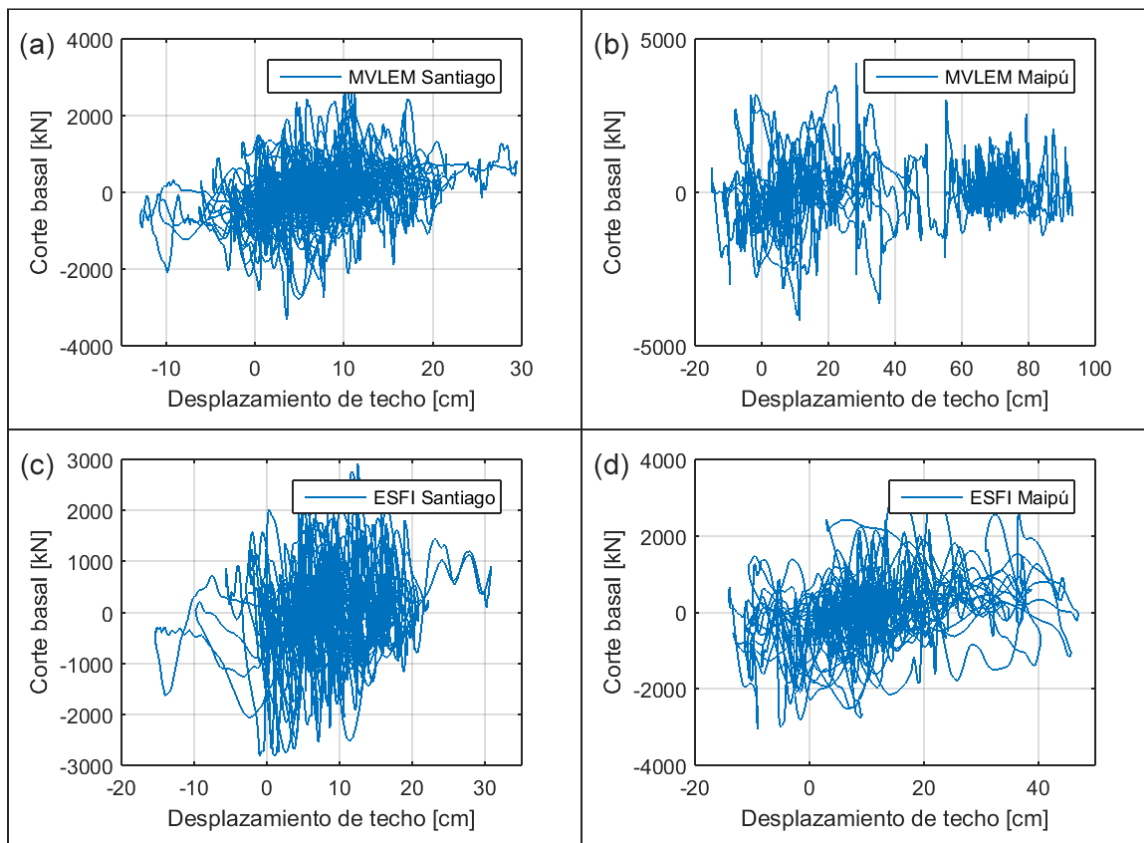


Figura 66: Corte basal vs desplazamiento de techo para modelos de Sol Oriente.

Nuevamente se tiene, por la forma de los gráficos, que la estructura entra en el rango inelástico en su respuesta global.

Para el registro de Santiago (gráficos (a) y (c)) no hay grandes diferencias entre MVLEM y ESFI. Los valores entre los que oscila el gráfico, tanto para corte como para desplazamiento, son parecidos. Sin embargo, esto no ocurre con el registro de Maipú. En el caso del modelo MVLEM (gráfico (b)) se aprecia un mayor desplazamiento en la dirección derecha (de unos 100 cm), la cual coincide con la posición de la cabeza del muro T. Además, a partir de cierto momento, la curva parece moverse en torno a un punto distinto del origen, más o menos, cerca de los 70 cm. Esto evidenciaría un nivel de compresión importante en alguno de los muros del modelo, posiblemente, el elemento basal, además de una gran acumulación de daño con deformaciones permanentes en el elemento crítico. Para ESFI, el gráfico se ve más dentro de lo normal.

5.2.2 Variación en el registro de aceleraciones

5.2.2.1 Modelo de fibras axiales (MVLEM)

Entre la Figura 67 y la Figura 70, se grafican los mismos resultados que para los casos vistos en Emerald. En los modelos de Sol Oriente solo se cuenta con 1 muro principal, por lo que hay 4 gráficos en total para cada caso.

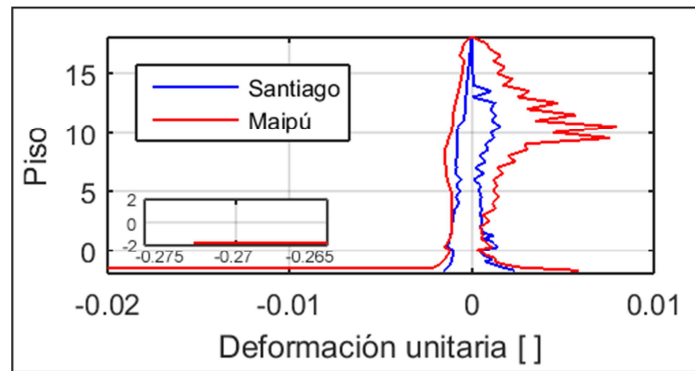


Figura 67: Deformación para Sol Oriente con MVLEM. Comparación entre registros de aceleraciones.

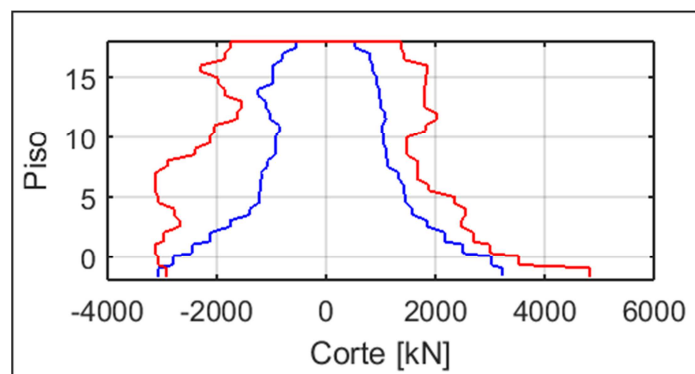


Figura 68: Corte para Sol Oriente con MVLEM. Comparación entre registros de aceleraciones.

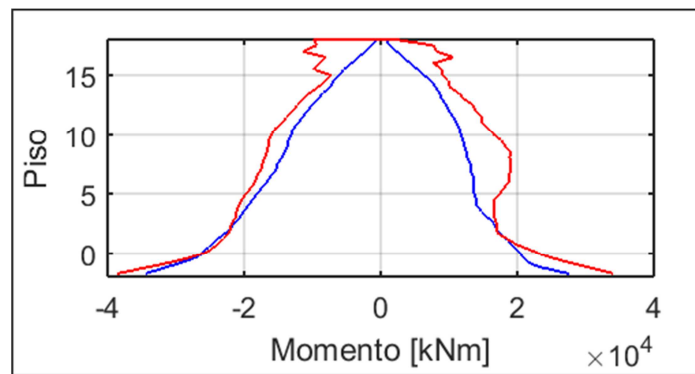


Figura 69: Momento para Sol Oriente con MVLEM. Comparación entre registros de aceleraciones.

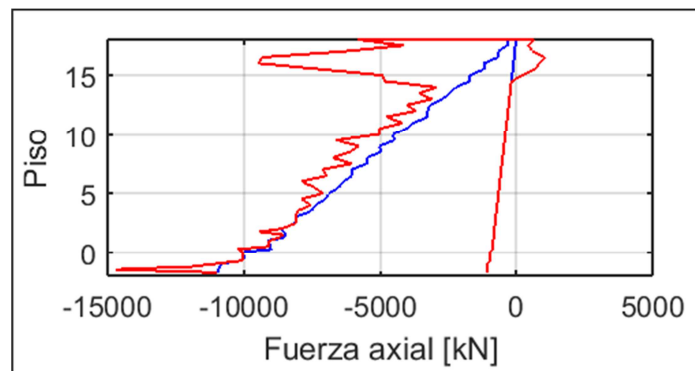


Figura 70: Fuerza axial para Sol Oriente con MVLEM. Comparación entre registros de aceleraciones.

La deformada obtenida en el muro principal (Figura 67) para el caso de Maipú muestra una gran compresión en la base, alcanzando valores de 0.27. La tracción en esta zona no llega ni a 0.01. Esta compresión tan grande puede deberse al acoplamiento usado en los subterráneos para los modelos de Sol Oriente. Este acoplamiento es muy largo en la dirección del borde del muro, abarcando unos 10 metros desde el muro principal hasta el muro perimetral, contando también con una columna intermedia.

Cabe mencionar que en la realidad el daño se obtuvo en la base al igual que en estos modelos. Esto no ocurría con los modelos de Emerald, ya que allí el daño se acumulaba en el piso 1, cuando en la realidad, también se generó en el subterráneo. Esto puede deberse a que en Emerald se cuenta con más muros principales (2, contra 1 de Sol Oriente), y también a que el muro, al pasar de los pisos superiores a los subterráneos en Sol Oriente, no aumenta tan bruscamente los espesores de muro ni sus armaduras, como sí ocurre con Emerald. Por ejemplo, en uno de los muros de Emerald, la armadura de borde cambia de $4\phi 16$ a $4\phi 25$ y el espesor del alma cambia de 17 a 30 cm al pasar al piso subterráneo. En Sol Oriente, este cambio es de 25 a 20 cm en el espesor de alma, y la armadura de borde no varía, manteniéndose en $4\phi 25$.

Observando el gráfico de corte basal versus desplazamiento de techo para el caso de MVLEM con registro de Maipú (Figura 66, gráfico (b)), se esperaba que la compresión en la base fuese grande y que tuviese un daño acumulado importante, lo cual es consistente con la deformación obtenida.

Entre registros, se sigue viendo mayor demanda para el caso de Maipú. Para este último registro, se presenta un aumento en la tracción al llegar al piso 9, aproximadamente. De hecho, esas tracciones llegan a ser mayores que las de la base. Nuevamente, esto debería ser consecuencia del acoplamiento usado en los subterráneos. Para Santiago, en cambio, el elemento más traccionado sí es el de la base. Las compresiones se mantienen en torno a valores parecidos, exceptuando el caso de Maipú en la base.

Los esfuerzos de corte oscilan entre -3000 y 5000 kN a lo largo de toda la altura, con una tendencia más marcada a crecer hacia la base en el caso de Santiago. Para Maipú, el gráfico obtenido es menos simétrico y posee saltos más notorios en algunos pisos superiores, pero el corte en cada elemento es siempre superior al de Santiago.

Similar a lo que ocurría con Emerald, el momento en Sol Oriente es mayor en la base en ambos registros, y la forma de los gráficos es parecida. Una vez más, los esfuerzos

para Maipú son superiores. En los pisos cercanos al techo, se ve un aumento en el momento, el cual no se refleja del todo en las deformaciones obtenidas en esos elementos. Es posible que haya influencia de modos superiores, probablemente el 2 o el 3.

El esfuerzo axial se ve escalonado, excepto en el piso base y en los pisos superiores. Si bien, el aumento en la compresión para el sismo de Maipú (curva roja) no es tan repentino en la zona superior, siguen estando relacionados con problemas en la convergencia del modelo, y no se deben tomar en cuenta para el análisis. Respecto a los registros, se sigue viendo más demanda para Maipú que para Santiago.

5.2.2.2 Modelo de fibras flexión-corte (ESFI)

Los resultados para este caso se muestran desde la Figura 71 hasta la Figura 74.

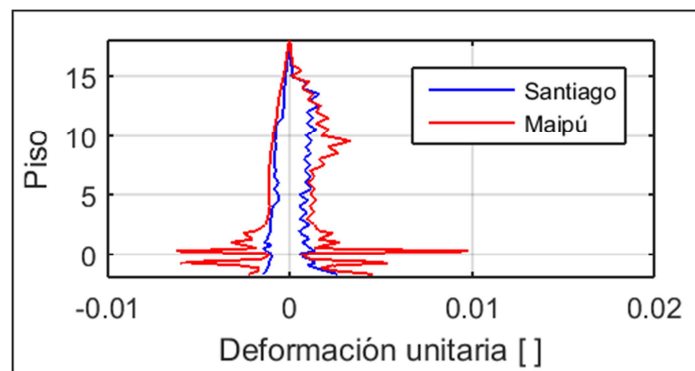


Figura 71: Deformación para Sol Oriente con ESFI. Comparación entre registros de aceleraciones.

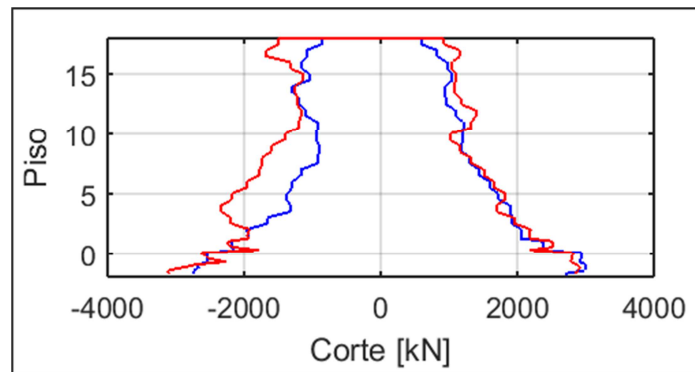


Figura 72: Corte para Sol Oriente con ESFI. Comparación entre registros de aceleraciones.

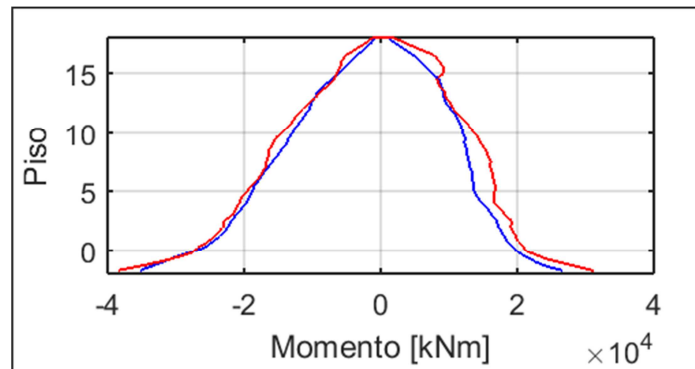


Figura 73: Momento para Sol Oriente con ESFI. Comparación entre registros de aceleraciones.

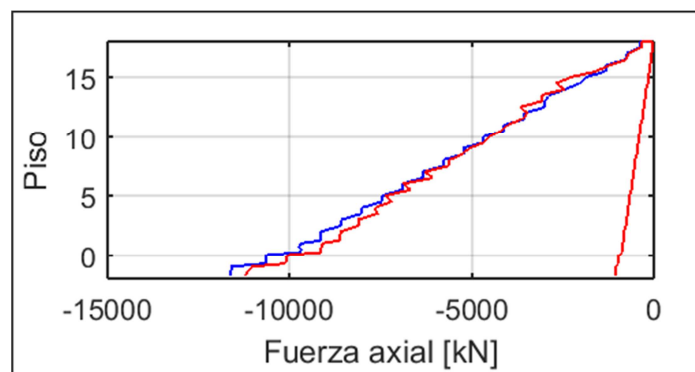


Figura 74: Fuerza axial para Sol Oriente con ESFI. Comparación entre registros de aceleraciones.

En estos modelos, las tracciones son un poco mayores a las compresiones en ambos registros. En Maipú, se aprecia un aumento repentino en deformaciones al llegar al piso 1. Probablemente, esto se da porque el acoplamiento de los subterráneos genera una especie de piso blando en el piso 1. En los resultados para el registro de Santiago, el efecto no se aprecia de manera importante, obteniendo las mayores deformaciones en la base.

En el corte, sigue habiendo tendencia a presentarse mayores esfuerzos en Maipú, pero en determinados puntos se tienen mayores valores para Santiago, pero sin grandes diferencias. A diferencia del caso MVLEM, aquí los gráficos de la envolvente de corte son más parecidos entre sí. Los cortes alcanzados están entre los 3000 kN de magnitud, en ambos sentidos, y los máximos se encuentran en la base del edificio.

Para el momento, el parecido es un poco más evidente. Casi ni hay diferencias al pasar de un registro a otro. El gráfico es prácticamente simétrico en ambos casos, y los máximos se obtienen en la base.

Finalmente, para la fuerza axial se tiene un gráfico bastante escalonado, lo que indica que no habría mayor influencia de este tipo de esfuerzo en las deformaciones. Tampoco se ven elementos que lleguen a traccionarse en algún instante.

5.2.3 Variación en el tipo de modelo

5.2.3.1 Registro de Santiago

Los resultados para este caso son los graficados entre la Figura 75 y la Figura 78.

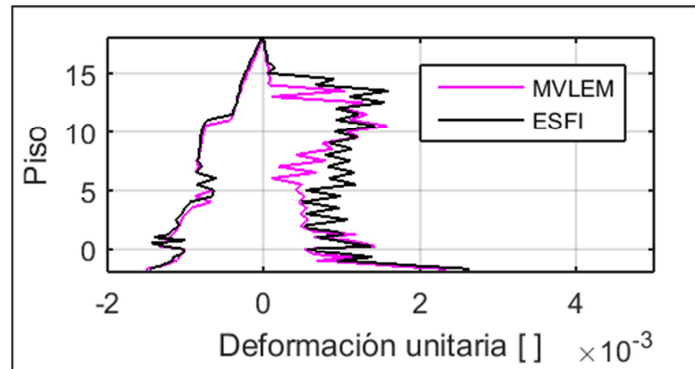


Figura 75: Deformación para Sol Oriente con registro de Santiago. Comparación entre tipos de modelo.

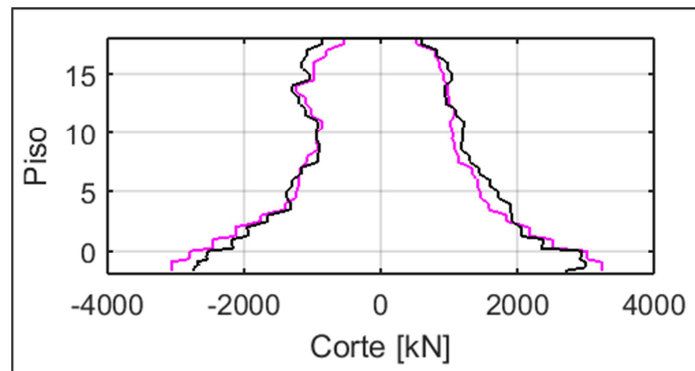


Figura 76: Corte para Sol Oriente con registro de Santiago. Comparación entre tipos de modelo.

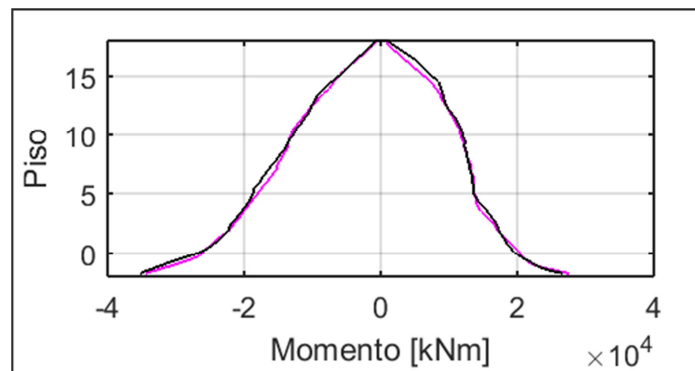


Figura 77: Momento para Sol Oriente con registro de Santiago. Comparación entre tipos de modelo.

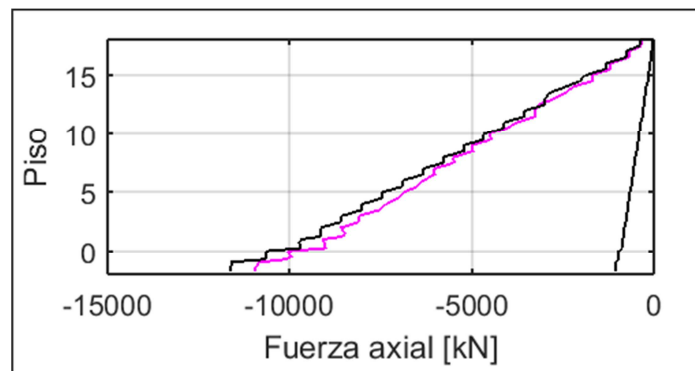


Figura 78: Fuerza axial para Sol Oriente con registro de Santiago. Comparación entre tipos de modelo.

Las deformaciones para ambos modelos de Sol Oriente con el registro de Santiago presentan valores similares, pero la forma cambia en los pisos superiores. Entre el piso 3 y el piso 10 hay más demanda para ESFI, pero al seguir subiendo los valores se equiparan, hasta disminuir considerablemente a partir del piso 15. Del nivel 2 hacia abajo, las diferencias entre modelos son mínimas. La base continúa como la zona más deformada, llegando a tracciones del orden de 0.003 y compresiones cercanas a 0.002.

En los esfuerzos, tanto de corte como de momento y fuerza axial, los cambios al pasar de un modelo al otro son todavía menores. La mayor sollicitación sigue estando en el elemento basal, en el segundo subterráneo. El corte se encuentra en un rango de 3000 kN, el momento está entre -40000 y 30000 kNm y la fuerza axial llega a una compresión de unos 12000 kN. El esfuerzo axial es levemente mayor para ESFI en todos los elementos.

Como el sismo de Santiago no exige de manera importante a los elementos que conforman los modelos, es esperable que entre ellos los resultados sean casi idénticos. Las diferencias propias entre cada modelo no logran manifestarse con una demanda tan baja.

5.2.3.2 Registro de Maipú

Para este último caso analizado, los resultados se muestran desde la Figura 79 hasta la Figura 82.

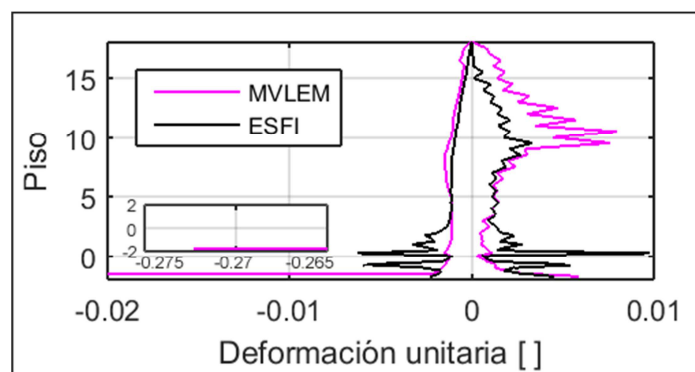


Figura 79: Deformación para Sol Oriente con registro de Maipú. Comparación entre tipos de modelo.

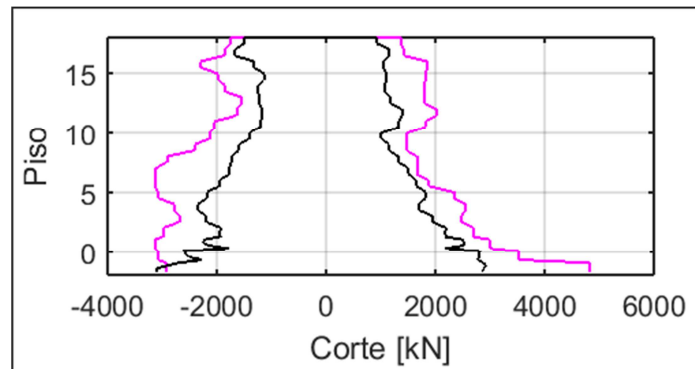


Figura 80: Corte para Sol Oriente con registro de Maipú. Comparación entre tipos de modelo.

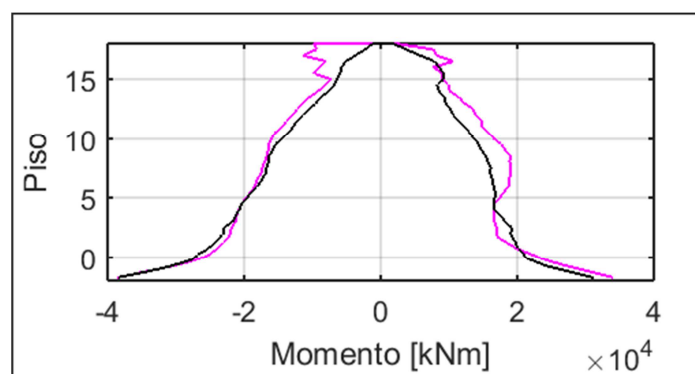


Figura 81: Momento para Sol Oriente con registro de Maipú. Comparación entre tipos de modelo.

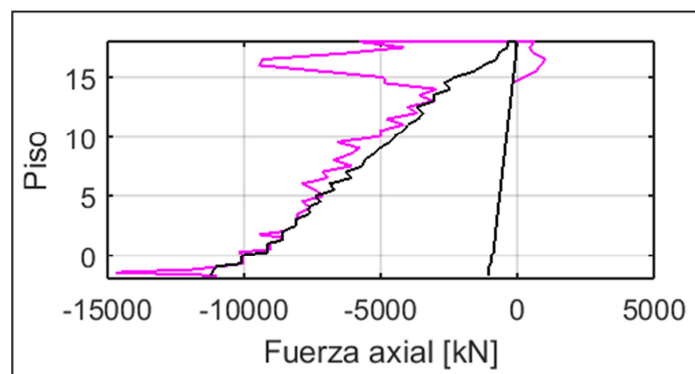


Figura 82: Fuerza axial para Sol Oriente con registro de Maipú. Comparación entre tipos de modelo.

A diferencia del registro de Santiago, en Maipú sí logran apreciarse diferencias importantes entre un modelo y otro. En MVLEM, la base experimenta grandes compresiones, y en ESFI hay mayor concentración de deformaciones en el piso 1. Ambos fenómenos son atribuibles al tipo de acoplamiento presente en los 2 pisos subterráneos del edificio. Además, en el modelo MVLEM, algunos pisos superiores presentan tracciones considerablemente mayores al resto de los niveles. Es posible que exista alguna influencia de un modo de vibración superior en la estructura.

Para los esfuerzos de corte, se alcanzan valores mayores en el caso de MVLEM en casi todos los elementos, con excepción de la base, donde la diferencia es mínima y

levemente favorable a ESFI. Como los elementos ESFI trabajan directamente con el corte para determinar el perfil de deformaciones de la sección, es esperable que su capacidad de resistir este esfuerzo se vea afectada al someterse a un análisis tiempo-historia que alcance demanda importante, como sucede con el registro de Maipú.

El único caso en que se ven valores parecidos para todos los elementos es en el gráfico de la Figura 81 para esfuerzos de momento. Como ambas formulaciones trabajan el momento de manera similar, es normal que no haya mayores diferencias entre una y otra. La mayor diferencia se ubica en la parte superior del muro, donde se ve aumento en el momento para el modelo MVLEM.

En cuanto a los esfuerzos axiales, las diferencias se localizan cerca del techo del muro y en el elemento basal. Para MVLEM, en estas zonas, se alcanzan mayores compresiones. El gráfico para ESFI es más escalonado.

En los modelos MVLEM se tienen grandes compresiones en la base, llegando a niveles de daño importante. Los demás pisos no incursionan en grandes deformaciones ni de tracción ni de compresión. En los modelos ESFI, el daño se concentra más en el piso 1 debido a la posible formación de un piso blando producto del acoplamiento. Sin embargo, las deformaciones alcanzadas no son tan grandes como en otros modelos.

6 Comentarios y conclusiones

Los edificios estudiados en este trabajo presentaron daños importantes en los pisos subterráneos producto del terremoto de 2010. En Sol Oriente, predominaron más las fallas por compresión, teniendo muros con cabezas aplastadas, con hormigón desprendido y desintegrado por completo, en algunos casos, y barras de acero pandeadas y fracturadas. Emerald también tuvo mucho daño atribuible a las grandes compresiones alcanzadas en sus muros subterráneos, pero, además, se caracterizó por presentar más fallas con posible influencia del corte, ya que la dirección diagonal de agrietamiento en algunos de sus muros así lo sugiere. Esto puede explicar, de algún modo, el hecho de que los modelos de fibras axiales reproduzcan mejor el daño en Sol Oriente que en Emerald, ya que estos se ven más influenciados por efectos de flexión y compresión que de corte.

Este trabajo tomó como base principal los resultados obtenidos en la memoria de Cordero en 2011 [7]. En dicho trabajo, se modelaron los mismos edificios y los mismos ejes resistentes que en este, utilizando elementos de fibras similares a MVLEM. Los resultados de estos modelos presentaron concentración de daño en el piso 1 en Emerald y en el piso -2 en Sol Oriente para los casos vistos en su trabajo [7]. Los modelos MVLEM obtuvieron resultados similares para los modelos de estas estructuras, ya que las mayores deformaciones se localizaron en los mismos pisos.

El modelo ESFI utilizado finalmente fue una versión no definitiva del modelo desarrollado en el trabajo de López [31] (ver sección 3.2 para más detalles). Esta versión trabaja con *Concrete04* en lugar de *ConcreteCM*. Al cambiar el tipo de hormigón y de elemento, se pudieron modelar y ejecutar los análisis tiempo-historia, obteniendo resultados confiables. Se espera que este modelo sea una buena alternativa para trabajar en futuros estudios relacionados a los elementos con interacción entre flexo-compresión y corte, debido a los principales problemas que se presentan con el modelo SFI MVLEM actual. Además, este nuevo modelo es más sensible a los coeficientes de fricción y de dovola [30].

Los registros que se usaron para los análisis tiempo-historia fueron los que se tomaron en el sismo de 2010 en las estaciones de Santiago Centro y Maipú. Esta elección se debe a que es esperable que en comunas como Macul y Ñuñoa, donde se ubican los edificios, el efecto del terremoto haya sido algo intermedio entre estos 2 casos.

El registro de Maipú alcanza mayores aceleraciones en comparación al de Santiago Centro. Esto último es consistente con las mayores deformaciones obtenidas en los análisis corridos con el registro de Maipú. En las comparaciones hechas entre los resultados obtenidos para cada registro, el mayor daño se obtuvo para Maipú en los modelos de ambos edificios, tanto en MVLEM como ESFI. También, los esfuerzos axiales, de corte y de momento en los elementos, salvo en determinadas excepciones, siempre alcanzaban valores superiores para los análisis hechos con Maipú.

Las deformaciones en el muro de Sol Oriente y los muros de Emerald, en los casos vistos, parecen estar influenciadas por algún modo de vibración superior. Por la forma de los gráficos, se presume que este puede corresponder al modo 2, ya que el aumento repentino en las deformaciones se aprecia cerca de la mitad de la altura del edificio.

En Emerald, el piso más deformado es el piso 1, y no se presentan tracciones ni compresiones importantes en el subterráneo. Se tienen mayores deformaciones para el registro de Maipú, esto tanto para modelos MVLEM como ESFI. La tracción en el borde del muro del piso 1 supera en magnitud a la compresión, lo cual es esperable debido al comportamiento de muros de sección T con carga cíclica. Para el sismo de Maipú, las compresiones alcanzadas en los muros son del orden de 0.01, lo cual significa que se presenta aplastamiento en el hormigón. Si a eso se suma el mal confinamiento, la falla puede ser acompañada por pandeo en las armaduras, lo que ocasionaría desprendimiento del hormigón. Considerando que la deformación última de un hormigón confinado es de 0.008, se concluye que, según este modelo, la falla en el hormigón no se hubiese evitado con un confinamiento adecuado. En el caso de la tracción, se alcanzan deformaciones de aproximadamente 0.025. Este ciclo de tracción-compresión en el acero de refuerzo puede provocar fallas por fractura en la sección transversal de las barras, además de disminuir con cada ciclo su capacidad a compresión una vez se alcanza el pandeo.

Los resultados de los modelos ESFI de Emerald muestran, nuevamente, concentración de daño en el piso 1, aunque con deformaciones menores que en el modelo MVLEM (ver Figura 54). Para el caso de Maipú, en compresión se alcanzan deformaciones de aproximadamente 0.005, mientras que en tracción son de 0.015. La compresión, para este modelo, sería menor al 0.008 típico de hormigones confinados, por lo que, teóricamente, el confinamiento hubiese contribuido en evitar fallas por aplastamiento. Sin confinamiento, el hormigón falla al alcanzar 0.003 de deformación. Para los pisos subterráneos, a pesar de no presentarse concentración de daños, sí se aprecian mayores deformaciones para el muro derecho. La tracción en la cabeza de este muro aumenta de 0.002 para MVLEM Maipú a 0.004 para ESFI Maipú. Cabe mencionar que el muro derecho del modelo es más corto y tiene mayor espesor (en la base) que el izquierdo, por lo que es esperable que se vea más afectado por efectos de corte. Los muros más chatos tienden a fallar más por corte que por flexo-compresión. Los esfuerzos, particularmente, el corte en los distintos pisos y en la base del edificio, disminuyen su magnitud al pasar de MVLEM a ESFI, lo cual se aprecia mejor en los resultados entregados para el registro de Maipú (ver Figura 55). Como el daño en la base es mayor para ESFI, la rigidez de este muro se ve reducida a medida que avanza el análisis, lo que hace que el esfuerzo máximo que pueda alcanzar también se reduzca.

Si se relaciona el tipo de modelo con el daño observado en cada uno de ellos, para Emerald, se tendría que con MVLEM el daño se concentra en la base del piso 1 y los demás elementos no sufren grandes deformaciones, mientras que con ESFI el daño se distribuye mejor entre el piso 1 y el subterráneo, teniendo deformaciones más parecidas entre ellos, aunque sigan siendo mayores en el piso 1. En el caso de Sol Oriente, MVLEM se asocia a mayores deformaciones en la base, y ESFI a mayor deformación en el elemento inmediatamente superior al acoplamiento del subterráneo.

Por su parte, al comparar entre modelos, la mayor diferencia, además de las deformaciones, se ve en los diagramas de corte. En el caso de ESFI se aprecia una degradación en la rigidez al corte al alcanzar un nivel importante de deformaciones, lo cual sugiere que el elemento, a partir de cierto nivel de sollicitación, no es capaz de tomar más corte. Con MVLEM esto no se ve, producto de que el cálculo del esfuerzo de corte en este elemento se hace con un resorte interno elástico y lineal.

Los objetivos de esta memoria fueron cumplidos, ya que se pudieron comparar los resultados de ambos tipos de modelamiento. Los modelos con ESFI presentaron algunas mejoras en cuanto a la concentración de daño en pisos subterráneos versus el modelo MVLEM. Por ello, se considera que hubo un avance en relación a los niveles de deformación alcanzados al pasar de un modelo de fibras uniaxiales a uno con interacción entre flexo-compresión y corte.

Para mejorar la distribución de daño hacia los pisos subterráneos, sobre todo en el caso de Emerald, se sugiere considerar la posibilidad de representar los edificios completos con modelos en 3 dimensiones. Así, al tener más influencia de otros elementos y de esfuerzos en otras direcciones, se esperaría una mejora aún mayor en los resultados y la localización del daño. Otra posibilidad es la de utilizar un modelo que trabaje con fallas por inestabilidad, más específicamente, con el pandeo global, ya que en Emerald hubo bastantes muros en el subterráneo que presentaron este tipo de falla.

Como conclusión general del trabajo, se debe mencionar el hecho de que hubo mejoras en los resultados para modelos de interacción en comparación a modelos de fibras. A pesar de que en los modelos con ESFI de Emerald el daño sigue concentrándose mayoritariamente en el piso 1, esta concentración es bastante menor que para MVLEM. De todas maneras, se recomienda continuar con este tipo de trabajos para estudiar el efecto de la interacción entre esfuerzos de flexo-compresión y de corte en el daño producido en muros de pisos subterráneos en edificios de hormigón armado.

7 Bibliografía

- [1] R. Saragoni, “El mega terremoto del Maule de 2010: Una lección de buena ingeniería, pero con sorpresas y nuevos desafíos,” *An. la Univ. Chile*, vol. 7, no. 1, pp. 37–56, 2011.
- [2] USGS, “M 9.5 - Bio-Bio, Chile.” [Online]. Available: https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/official19600522191120_30/executive.
- [3] D. Comte *et al.*, “The 1985 central Chile earthquake: A repeat of previous great earthquakes in the region?,” *Science (80-.)*, vol. 233, no. 4762, pp. 449–453, 1986.
- [4] USGS, “M 8.8 - offshore Bio-Bio, Chile.” [Online]. Available: https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/official20100227063411530_30/executive.
- [5] L. Massone and F. Rojas, “Comportamiento de edificios de hormigón armado,” in *Mw = 8.8, Terremoto en Chile, 27 de febrero de 2010*, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, 2012, pp. 167–185.
- [6] A. Kozmidis, M. Melek, L. Massone, and K. Orakcal, “Comparison of industry-standard nonlinear dynamic analysis methods with observed damage on a RC building,” *Tenth U.S. Natl. Conf. Earthq. Eng.*, pp. 1–11, 2014.
- [7] F. Cordero, “Modelación de la falla de compresión en muros de hormigón armado observada en el terremoto de magnitud MW 8.8 de Chile del 2010,” Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago de Chile, 2011.
- [8] USGS, “M 7.4 - Valparaiso, Chile.” [Online]. Available: <https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/usp0002cd3/executive>.
- [9] L. Massone, “Fundamental principles of the reinforced concrete design code changes in Chile following the Mw 8.8 earthquake in 2010,” *Eng. Struct.*, vol. 56, pp. 1335–1345, 2013.
- [10] R. Lagos *et al.*, “Seismic performance of high-rise concrete buildings in Chile,” *Orig. Publ. Int. J. High-Rise Build.*, vol. 1, no. 3, pp. 181–194, 2012.
- [11] R. Boroschek, P. Soto, and R. León, “Registros del terremoto del Maule, MW = 8.8, 27 de febrero de 2010,” Red Nacional de Acelerógrafos del Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile. Informe RENADIC 10/05 Rev. 2, 2010.
- [12] K. Telleen, J. Maffei, J. Heintz, and J. Dragovich, “Practical lessons for concrete wall design, based on studies of the 2010 Chile earthquake,” in *15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal*, 2012.

- [13] Google Earth, “Coordenadas georreferenciadas edificio Emerald.” [Online]. Available: <https://earth.google.com/web/search/33°27%2717.3%22S70°36%271.9%22W/@-33.45467392,-70.60046491,575.48993496a,240.08340147d,35y,0h,0t,0r/data=C10aMxItGdIE5RE3ukDAIa9VJwxvplHAKhkzM8KwMjcnMTcuMyJTNzDCsDM2JzEuOSJXGAEgASImCiQJUb4UX-i5QsARK5-LLq-QsAZQFhXorKIUc>.
- [14] Google Earth, “Coordenadas georreferenciadas edificios Sol Oriente I y II.” [Online]. Available: https://earth.google.com/web/search/33°28%2733.0%22S70°36%270.6%22W/@-33.47576321,-70.60008578,566.09468988a,287.40359954d,35y,0h,0t,0r/data=C10aMxItGYPsBhvovEDAIX0plyFpplHAKhkzM8KwMjgnMzMuMCJTnzDCsDM2JzAuNiJXGAEgASImCiQJEoT79-a5QMARizs_iH66QMAZqfIQ-A2mUc.
- [15] IDIEM, “Inspección post sismo del 27 de febrero de 2010: Edificios Sol Oriente I y II.” 2010.
- [16] PEER, “MVLEM - Multiple-Vertical-Line-Element-Model for RC Walls.” [Online]. Available: https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/MVLEM_-_Multiple-Vertical-Line-Element-Model_for_RC_Walls.
- [17] A. Vulcano, V. V. Bertero, and V. Colotti, “Analytical modeling of R/C structural walls,” in *9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan, 1988*, pp. 41–46.
- [18] K. Orakcal, “Nonlinear modeling and analysis of slender reinforced concrete walls,” PhD Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Los Angeles, 2004.
- [19] K. Kolozvari, K. Orakcal, and J. W. Wallace, “Shear-flexure interaction modeling for reinforced concrete structural walls and columns under reversed cyclic loading,” *Pacific Earthq. Eng. Res. Cent.*, no. 12, 2015.
- [20] PEER, “Concrete04 Material -- Popovics Concrete Material,” *OpenSees Wiki*. [Online]. Available: https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Concrete04_Material_-_Popovics_Concrete_Material.
- [21] S. Popovics, “A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 3, no. 5, pp. 583–599, 1973.
- [22] I. D. Karsan and J. O. Jirsa, “Behavior of concrete under compressive loadings,” *J. Struct. Div.*, vol. 95, pp. 2543–2563, 1969.
- [23] PEER, “Concrete02 Material -- Linear Tension Softening,” *OpenSees Wiki*. [Online]. Available: http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Concrete02_Material_-_Linear_Tension_Softening.
- [24] PEER, “Concrete06 Material,” *OpenSees Wiki*. [Online]. Available: https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Concrete06_Material.

- [25] PEER, “ConcreteCM - Complete Concrete Model by Chang and Mander (1994),” *OpenSees Wiki*. [Online]. Available: [http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/ConcreteCM_-_Complete_Concrete_Model_by_Chang_and_Mander_\(1994\)](http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/ConcreteCM_-_Complete_Concrete_Model_by_Chang_and_Mander_(1994)).
- [26] PEER, “SteelMPF - Menegotto and Pinto (1973) Model Extended by Filippou et al. (1983),” *OpenSees Wiki*. [Online]. Available: [http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/SteelMPF_-_Menegotto_and_Pinto_\(1973\)_Model_Extended_by_Filippou_et_al._\(1983\)](http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/SteelMPF_-_Menegotto_and_Pinto_(1973)_Model_Extended_by_Filippou_et_al._(1983)).
- [27] M. Menegotto and P. E. Pinto, “Method of analysis of cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under normal force and bending,” vol. 13, 1973.
- [28] F. C. Filippou, E. P. Popov, and V. V. Bertero, “Effects of bond deterioration on hysteretic behaviour of reinforced concrete joints,” *Earthq. Eng. Res. Cent.*, 1983.
- [29] PEER, “Steel02 Material -- Giuffré-Menegotto-Pinto Model with Isotropic Strain Hardening,” *OpenSees Wiki*. [Online]. Available: http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Steel02_Material_-_Giuffré-Menegotto-Pinto_Model_with_Isotropic_Strain_Hardening.
- [30] L. Massone, C. López, and K. Kolozvari, “Efficient Shear-Flexure Interaction model for reinforced concrete walls,” in *17th World Conference on Earthquake Engineering, Sendai, Japan*, 2020, no. 252, p. 11.
- [31] C. López, “Efficient Shear-Flexure Interaction model for nonlinear analysis of reinforced concrete structural walls,” Tesis para optar al grado de magíster en Ciencias de la Ingeniería, Mención Ingeniería Estructural, Sísmica y Geotécnica, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago de Chile, under review.
- [32] PEER, “SFI MVLEM - Cyclic Shear-Flexure Interaction Model for RC Walls,” *OpenSees Wiki*. [Online]. Available: http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/SFI_MVLEM_-_Cyclic_Shear-Flexure_Interaction_Model_for_RC_Walls.
- [33] K. Kolozvari, K. Orakcal, and J. W. Wallace, “Modeling of cyclic shear-flexure interaction in reinforced concrete structural walls. I: Theory,” *J. Struct. Eng.*, vol. 141, no. 5, p. 04014135, 2015.
- [34] K. Kolozvari, T. A. Tran, K. Orakcal, and J. W. Wallace, “Modeling of cyclic shear-flexure interaction in reinforced concrete structural walls. II: Experimental validation,” *J. Struct. Eng.*, vol. 141, no. 5, p. 04014136, 2015.
- [35] PEER, “FSAM - 2D RC Panel Constitutive Behavior,” *OpenSees Wiki*. [Online]. Available: https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/FSAM_-_2D_RC_Panel_Constitutive_Behavior.
- [36] L. Massone, “Strength prediction of squat structural walls via calibration of a shear-flexure interaction model,” *Eng. Struct.*, vol. 32, no. 4, pp. 922–932, 2010.

- [37] M. Chaperón, “Estudio de la respuesta numérica de losas acopladas con muros T de hormigón armado,” Memoria para optar al título de Ingeniera Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago de Chile, 2018.
- [38] M. J. N. Priestley, F. Seible, and G. M. Calvi, *Seismic design and retrofit of bridges*. 1996.
- [39] INN, “NCh 1537 Of.2009 Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso.” 2009.
- [40] INN, “NCh 433 Of.1996 Mod.2009 Diseño sísmico de edificios.” 2009.