



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

**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

FELIPE ANDRÉS CORDERO OSORIO

**PROFESOR GUÍA:
LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
MAXIMILIANO ASTROZA INOSTROZA
RUBÉN BOROSCHEK KRAUSKOPF**

**SANTIAGO DE CHILE
JUNIO 2011**

RESUMEN DE MEMORIA
PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
POR: FELIPE CORDERO O.
FECHA: 01/06/2011
PROF. GUÍA: Sr. LEONARDO MASSONE S.

"MODELACIÓN DE LA FALLA DE COMPRESIÓN EN MUROS DE HORMIGÓN ARMADO OBSERVADA EN EL TERREMOTO DE MAGNITUD MW 8.8 DE CHILE DEL 2010"

El día 27 de Febrero de 2010 ocurrió un terremoto en el país que tuvo una magnitud Mw 8.8 y su epicentro fue cercano a la ciudad de Cobquecura. Este produjo grandes daños en algunas estructuraciones, entre las que cuentan edificios habitacionales de hormigón armado de más 10 pisos.

El estado del arte en modelación, tanto para caracterizar la respuesta a flexión de elementos estructurales, como el comportamiento de materiales como el hormigón y el acero, hace posible modelar el tipo de estructuras descrito en este trabajo, cuando son solicitadas ante acciones sísmicas severas.

El objetivo de este trabajo de título consistió en modelar computacionalmente una particular tipología estructural, que debido a su diseño y detallamiento se vio fuertemente afectada por el terremoto del 27 de Febrero. La tipología en estudio correspondió a ejes sismoresistentes de muros de hormigón armado de sección T.

En cuanto a la metodología, la modelación se realizó a través de modelos de fibra. Se consideró el comportamiento no lineal de los materiales, tanto monotónica como cíclicamente. Se efectuaron análisis tiempo-historia con registros del terremoto. Estos análisis se realizaron en una sola dirección, sin considerar efectos tridimensionales. Se incorporaron a nivel paramétrico diferentes aspectos como detallamientos de armaduras y de confinamiento, cantidad de pisos, nivel de carga axial y la condición de apoyo de los muros en estudio, de manera de ampliar el espectro de resultados.

A través de los modelos, se pudo reproducir de manera simplificada el daño observado, tanto en nivel de primer piso como primer subterráneo. Por otro lado, en base a mejoras de diseño en términos de confinamiento, fue posible mejorar la respuesta frente a la acción sísmica, logrando evitar deformaciones excesivas y por ende, daño severo sobre la estructura. También, destacó la relevancia de no sobrepasar el $15\% \cdot f'c \cdot Ag$ de carga axial sobre la sección más comprimida (la influencia de la cuantía de la armadura vertical del ala de los muros no fue contemplada), pues valores excesivos anulan el efecto positivo del confinamiento. El número de pisos de las estructuras modeladas también jugó un papel importante, al igual que la manera como se modelen las fundaciones, pues los niveles tanto de deformación en compresión como de desplazamiento de techo pueden variar significativamente según cómo éstas se consideren.

Agradecimientos

Primero que todo, agradezco a Dios, por darme, en todo tiempo, la fortaleza para avanzar y poder terminar este trabajo. Cuando las cosas estuvieron difíciles y no se vislumbraba con claridad la salida, su mano siempre estuvo conmigo.

Agradezco también, y enormemente, a mis padres, Miguel y Susana, por brindarme tanto apoyo y destinar los recursos que eran necesarios para poder estudiar esta carrera con tranquilidad. Muchas gracias.

Extiendo mis más sinceros agradecimientos a mis hermanos y amigos, especialmente a Miguel Cordero Osorio, por ser un pilar fundamental en toda esta etapa, un apoyo incondicional. También a Carolina Paz, por ayudarme con el proceso de impresión y empaste.

Y a mi profesor guía, don Leonardo Massone. Gracias por su paciencia, su dedicación, y por compartir los conocimientos que hicieron posible la realización de este trabajo. Estaré siempre agradecido de usted.

“El principio de la sabiduría es el temor de Jehová.” (Proverbios 1:7a)

Índice general

1. Introducción	1
1.1. Objetivos	2
1.1.1. General:	2
1.1.2. Específicos:	2
1.2. Organización del Trabajo	2
2. Descripción del Terremoto y del Daño Observado	4
2.1. Descripción del Terremoto	4
2.2. Descripción General de las Estructuras con Daño	5
2.2.1. Planta	5
2.2.2. Elevación	8
2.3. Dimensiones Típicas de los Muros con Daño	9
2.4. Calidad de Materiales	10
2.5. Daño Observado	10
3. Validación de los Modelos	12
3.1. Secciones Transversales	13
3.1.1. Modelo de Fibra	13
3.2. Discretización de los Elementos	13
3.3. Caracterización de los Materiales	14
3.4. Calibración de la Modelación	22
3.4.1. Descripción de los Muros Ensayados	22
3.4.2. Descripción del Ensayo	23
3.4.3. Daño Observado en los Ensayos	27
3.4.4. Modelación de RW2 y TW2	27
3.4.5. Resultados Obtenidos de la Calibración	31
3.4.6. Estudio Paramétrico de la Respuesta	33
4. Modelación	39
4.1. Descripción de las Estructuras Analizadas	39
4.1.1. Estructura A	40
4.1.2. Estructura B	42
4.2. Descripción de la Modelación	44
4.2.1. Aplicación de la Carga Axial	46

4.2.2. Implementación de los Análisis Tiempo-Historia	47
4.3. Casos de Análisis del Estudio Paramétrico	47
4.3.1. Variación del Número de Pisos	47
4.3.2. Variación de la Carga Axial y del Confinamiento de Borde	48
4.3.3. Longitud de la Zona Confinada de Borde	48
4.3.4. Tipo de Fundación y Variación del Espesor de los Muros Perimetrales	48
4.3.5. Distinto Registro de Aceleraciones	49
5. Resultados Obtenidos	50
5.1. Resultados Estructura A	51
5.2. Resultados Estructura B	55
5.3. Estudio Paramétrico Estructura A	58
5.3.1. Variación del número de pisos	60
5.3.2. Carga axial y Confinamiento	66
5.3.3. Longitud de la Zona Confinada	69
5.3.4. Variación del Tipo de Fundación y del Espesor de los Muros Perimetrales	71
5.3.5. Registro de Aceleraciones	75
5.4. Estudio Paramétrico Estructura B	77
5.4.1. Variación del número de pisos	78
5.4.2. Carga axial y confinamiento	84
5.4.3. Longitud de la Zona Confinada	87
5.4.4. Tipo de Fundación y espesor muro perimetral	89
5.4.5. Registro de Aceleraciones	93
6. Conclusiones y Comentarios Finales	96
7. Anexos	103

Índice de figuras

2.1. Planta Edificio 1	6
2.2. Planta Edificio 2	7
2.3. Vista amplificada tipología edificio 1	8
2.4. Vista amplificada tipología edificio 2	8
2.5. Cálculo de Cuantía de Armadura Vertical Concentrada en el Borde de Los Muros	9
2.6. Daño observado en edificio de Macul	11
2.7. Daño observado en edificio de Ñuñoa	11
3.1. Esquema Modelo de Fibra [13]	13
3.2. Modelo Constitutivo y Parámetros Asociados Para el Acero Steel02	15
3.3. Modelo Constitutivo y Parámetros Asociados a la Curva Monotónica Para el Acero <i>Reinforcing Steel</i> (Massone, 2009)	15
3.4. Efecto de los Parámetros de Gomes y Appleton	16
3.5. Comparación ensayo A1 vs Modelo (L/D=5)	17
3.6. Comparación ensayo C1 vs Modelo (L/D=11)	17
3.7. Curva representativa del hormigón	18
3.8. Efecto del confinamiento	18
3.9. Localización de la falla de compresión [5]	20
3.10. Energía de fractura [5]	21
3.11. Dimensiones Globales de RW2 y TW2 (modificado de referencia [14])	22
3.12. Armaduras de RW2 (modificado de referencia [10])	23
3.13. Armaduras de TW2 (modificado de referencia [10])	23
3.14. Instrumentación de RW2 (modificado de referencia [10])	24
3.15. Instrumentación de TW2 (modificado de referencia [10])	24
3.16. Deformaciones en la base del muro	25
3.17. Rigidez Momento-Curvatura	26
3.18. Rigidez Momento-Curvatura	26
3.19. Daño Observado en los Muros Ensayados [14]	27
3.20. Vector asociado al giro de la sección transversal	28
3.21. Discretización del hormigón, sección TW2	29
3.22. Discretización del hormigón, sección RW2	29
3.23. Representación de los modelos de los muros RW2 y TW2 en altura	30
3.24. Comparación de la Respuesta Global del Muro TW2	32
3.25. Comparación de la Deformación Unitaria Borde Alma para el muro TW2	32

3.26. Comparación de la Respuesta Global del Muro RW2	33
3.27. Evaluación de la Cantidad de Confinamiento	34
3.28. Efecto de la Calidad del Hormigón	35
3.29. Modelación del Pandeo de las Barras Longitudinales considerando la Influencia so- bre la Calidad del Hormigón con Confinamiento.	36
3.30. Modelación del Pandeo de las Barras Longitudinales sin considerar la influencia sobre la Calidad del Hormigón.	36
3.31. Efecto de la Carga Axial	37
3.32. Efecto de la Longitud con Confinamiento	38
4.1. Estructuras en Estudio	40
4.2. Esquema sección transversal	41
4.3. Esquema de la Modelación de la Estructura A	45
4.4. Esquema de la Modelación de la Estructura B	46
4.5. Registros considerados [2]	49
5.1. Estructura A. Caso Base. Momentos en el Tiempo	51
5.2. Estructura A, Determinación Capacidad a Flexión	51
5.3. Estructura A. Caso Base. Envolvente de Corte	52
5.4. Estructura A. Caso Base. Envolvente de Momento	52
5.5. Estructura A. Caso Base. Envolvente de Def. Unitaria	53
5.6. Estructura A. Caso Base. Máximo <i>Drift</i> de Techo	54
5.7. Estructura A. Caso Base. Comparación Espectro Elástico	54
5.8. Estructura B. Caso Base. Momentos en el Tiempo	55
5.9. Estructura B. Determinación Capacidad a Flexión	55
5.10. Estructura B. Caso Base. Envolvente de Corte	56
5.11. Estructura B. Caso Base. Envolvente de Momento	56
5.12. Estructura B. Caso Base. Envolvente de Def. Unitaria	57
5.13. Estructura B. Caso Base. Máximo <i>Drift</i> de Techo	57
5.14. Estructura B. Caso Base. Comparación Espectro Elástico	57
5.15. Estructura A. Variación del N° de pisos. Carga axial y armadura longitudinal cons- tante	60
5.16. Estructura A. Variación del N° de Pisos. Armadura longitudinal constante. Variación proporcional de la carga axial	61
5.17. Estructura A. Variación del N° de pisos. Carga axial constante. Variación proporcio- nal de la armadura longitudinal.	62
5.18. Estructura A. Variación del N° de pisos. Variación proporcional de la carga axial y de la armadura longitudinal.	63
5.19. Estructura A, Resultados de la Comparación Espectral para las Cuatro Variaciones Realizadas en el Estudio del Cambio de Número de Pisos	65
5.20. Estructura A. Variación de la Carga Axial. Sin confinamiento	66
5.21. Estructura A. Variación de la Carga Axial. Con confinamiento	67

5.22. Estructura A. Variación de la extensión de la zona con confinamiento	69
5.23. Estructura A. Comparación entre fundación rígido y fundación flexible	71
5.24. Estructura A. Apoyo empotrado. Espesores de los muros perimetrales: 40, 80 y 100 cm	72
5.25. Estructura A. Apoyo Flexible. Espesores de los muros perimetrales 40, 80 y 100 cm .	73
5.26. Estructura A. Variación del registro de aceleraciones. Sin Confinamiento	75
5.27. Estructura A. Variación del registro de aceleraciones. Con Confinamiento ACI, 50 % L alma	76
5.28. Estructura B. Var. del N° de pisos. Carga axial total y armadura longitudinal cte. .	78
5.29. Estructura B. Var. del N° de pisos. Armadura longitudinal cte. Variación proporcio- nal de la carga axial total	79
5.30. Estructura B. Var. del N° de pisos. Carga axial total constante. Armadura longitudi- nal proporcional al n° de pisos.	80
5.31. Estructura B. Var. del N° de pisos. Variación proporcional de la carga axial total y de la armadura longitudinal	81
5.32. Estructura B, Resultados de la Comparación Espectral para las Cuatro Variaciones Realizadas en el Estudio del Cambio de Número de Pisos.	83
5.33. Estructura B. Variación de la carga axial. Sin confinamiento	84
5.34. Estructura B. Variación de la carga axial. Con confinamiento	85
5.35. Estructura B. Variación de la longitud de la zona con confinamiento	87
5.36. Estructura B. Comparación entre fundación rígida y fundación flexible	89
5.37. Estructura B. Fundación Rígida. Variación del espesor de los muros perimetrales .	90
5.38. Estructura B, Fundación Flexible. Variación del espesor de los muros perimetrales .	91
5.39. Estructura B. Comparación de respuesta para distintos registros. Sin confinamiento	93
5.40. Estructura B. Comparación de respuesta para distintos registros. Con confinamiento	94

Índice de tablas

3.1. Parámetros del hormigón sin confinamiento	31
3.2. Parámetros del acero	31
4.1. Secciones Estructura A1	41
4.2. Alturas entre piso estructuraA	42
4.3. Secciones Estructura B	43
4.4. Alturas entre piso estructura B	43
5.1. Capacidad al Corte Secciones Inferiores Estructura A	52
5.2. Capacidad al Corte Secciones Inferiores Estructura B	56
7.1. Propiedades de los materiales calibrados por Orakcal [11]	104

Capítulo 1.

Introducción

Luego del terremoto del 27 de febrero de 2010, quedó de manifiesto un patrón de falla de compresión para algunas tipologías estructurales comúnmente usadas en algunos edificios de hormigón armado que se construyen en el país. La tipología de la cual se hace mención corresponde principalmente a muros de sección transversal T, esbeltos y de bajo espesor, que se extienden de manera regular en toda la altura de los edificios. El daño se caracterizó esencialmente por una grieta horizontal propagada a lo largo del alma de muros del primer subterráneo o del primer piso de los edificios estudiados. Este daño se debió principalmente a la baja cuantía de armadura horizontal y ganchos en 90 % de la misma. Dado que los muros fueron afectos a grandes deformaciones de compresión, sufrieron, por ende, el desprendimiento del hormigón de recubrimiento. Ésto, sumado a la baja cuantía horizontal, permitió con mayor facilidad el pandeo de las barras verticales y debido a ello, mayores deformaciones del hormigón interno, produciéndose así la falla descrita.

En el presente trabajo se pretende modelar este sistema estructural y comparar los daños observados con los resultados que se obtengan del análisis. El tipo de estructuración antes mencionado será modelado a través de modelos de fibra como sección completa. Para validar los análisis, los modelos serán calibrados en base a ensayos realizados previamente sobre muros esbeltos de sección T y rectangular. En esos ensayos, los muros se sometieron a carga lateral cíclica, controlada por desplazamiento, en el plano del alma de los muros. Se registraron, y será contra lo cual se calibrará, las deformaciones a nivel de techo, los niveles de carga lateral aplicada y las deformaciones unitarias en la base de los muros.

Los modelos se construirán considerando el comportamiento a flexo-compresión, a través de modelos de fibra. Este tipo de modelos permite modelar el confinamiento y reproducir así la falla descrita. Los modelos de fibra consisten básicamente en discretizar las secciones transversales en una serie de elementos uniaxiales longitudinales, con propiedades cíclicas tanto a tracción como compresión. Las propiedades de los materiales involucrados, esto es acero y hormigón, serán debidamente descritas, tanto para modelar su comportamiento frente a cargas monotónicas como cíclicas. Se descarta el efecto del corte, dada la alta esbeltez de los muros en cuestión y, debido también, a que en este tipo de modelos no es posible adjuntarlo de manera sencilla.

Una vez completada la calibración, se procederá a confeccionar los modelos base de las tipologías estructurales consideradas en este estudio. Se someterán a análisis tiempo-historia con

registros del terremoto y se evaluará si fueron capaces de reproducir de manera simplificada el daño observado en estructuras reales similares. Posterior a esta modelación, se realizará un estudio parámetrico, modificándose el confinamiento, la cantidad de pisos, la carga axial y el tipo de fundación, de modo de evaluar el desempeño de estas tipologías frente a variaciones en su diseño.

Los resultados que se obtengan de este estudio serán relevantes para entender la importancia tanto del confinamiento de borde de muros como otras características estructurales ante una acción sísmica exigente.

1.1. Objetivos

1.1.1. General:

- El objetivo general de este trabajo de título es modelar y reproducir la falla por flexo-compresión que afectó a muros esbeltos para ciertas tipologías estructurales presentes en edificios de hormigón armado, frente al terremoto que recientemente afectó al país.

1.1.2. Específicos:

- Definir las tipologías estructurales a modelar y el rango de dimensiones de éstas.
- Precisar cómo se considerarán, en el modelo de fibra, los materiales y sus propiedades, así como también la distribución de los elementos en la dirección vertical. Serán caracterizados además, los elementos de acople presentes en las estructuras que se estudiarán.
- Variar diferentes parámetros relevantes de las estructuras consideradas y someterlas a diferentes registros de aceleraciones a través de análisis tiempo-historia.
- En base a los resultados del análisis, se cuantificará la relación entre el confinamiento y otras variables *versus* el daño observado, tanto en el modelo como en algunos edificios.

1.2. Organización del Trabajo

A continuación, se describen los capítulos que contiene el presente trabajo.

Capítulo 2. Descripción del Terremoto y del Daño Observado

Se hace una breve descripción del terremoto, en cuanto a las intensidades y magnitudes percibidas en las ciudades más afectadas. En la etapa siguiente, se describe el daño observado referente a la modelación a realizar. Se hace además, una descripción general de las estructuras afectadas por el terremoto que se estudian en este trabajo, en cuanto a geometría y diseño estructural, y en términos de armaduras, espesores y largos de los muros, alturas entre piso y elementos de acoplamiento.

Capítulo 3. Validación de los Modelos

Descripción del marco teórico involucrado en el trabajo. Se explican las bases en las cuales se fundamentan los análisis estructurales realizados. Se presentan también, los resultados de ensayos previos realizados sobre prototipos de muros representativos de los estudiados en este trabajo, que serán calibrados, también a través de modelación, y serán significativos para validar la respuesta que se obtenga de la modelación de las tipologías estructurales en estudio. Se definen, finalmente, los parámetros relevantes para la evaluación de la respuesta estructural de los modelos.

Capítulo 4. Modelación

Modelación de las tipologías estructurales estudiadas. Primero, se describen de manera detallada estas tipologías, en cuanto a geometría global y local. Luego se describe cómo fueron idealizados cada uno de los elementos constituyentes de estas estructuras y las simplificaciones realizadas, para poder llevar a cabo la modelación. Posteriormente, se describen los casos de estudio a los que fueron sujetos los modelos para, primero, obtener respuestas representativas de la realidad, y segundo, evaluar el desempeño a través de variaciones paramétricas del diseño.

Capítulo 5. Resultados Obtenidos

Se presentan los resultados obtenidos de los análisis tiempo-historia realizados tanto para las estructuras base como para las que fueron afectas a modificaciones a nivel parámetrico. Se analizan, además, los resultados obtenidos. Se evalúa, a partir de las figuras presentes en el capítulo, si fue posible simular el daño observado en edificios reales y cómo se ve afectada o beneficiada la respuesta de los modelos en base a los cambios de diseño que se realizaron.

Capítulo 6. Conclusiones y Comentarios Finales

Se plantean las conclusiones de este trabajo, indicándose qué parámetros afectan mayoritariamente el desempeño estructural de las tipologías analizadas.

Capítulo 2.

Descripción del Terremoto y del Daño Observado

2.1. Descripción del Terremoto

El terremoto de Chile de 2010 fue un sismo ocurrido a las 03:34:14 hora local (UTC-3), del sábado 27 de febrero, que alcanzó una magnitud de $8,8 M_w$. El epicentro se ubicó en el Mar Chileno, frente a las localidades de Curanipe y Cobquecura, cerca de 150 kilómetros al noroeste de Concepción y a 63 kilómetros al suroeste de Cauquenes, y a 30,1 kilómetros de profundidad bajo la corteza terrestre¹.

El sismo tuvo una duración aproximada de 2 minutos 45 segundos, al menos en Santiago. Fue percibido en gran parte del Hemisferio Sur con diversas intensidades, en lugares como Buenos Aires y São Paulo²³. Las zonas más afectadas por el terremoto fueron las regiones chilenas de Valparaíso, Metropolitana de Santiago, O'Higgins, Maule, Biobío y La Araucanía, que acumulan más de 13 millones de habitantes, cerca del 80 % de la población del país. En las regiones del Maule y del Biobío, el terremoto alcanzó una intensidad de IX en la escala de Mercalli, mientras que en las regiones de La Araucanía, O'Higgins y Metropolitana, el sismo alcanzó una intensidad de VIII [1].

Cerca de 500 mil viviendas resultaron con daño severo y se estimó un total de 2 millones de damnificados, en la peor tragedia natural vivida en Chile desde 1960. El sismo es considerado dentro los más severos que han afectado al país y uno de los más fuertes registrados por la humanidad. Sólo es superado a nivel nacional por el cataclismo del terremoto de Valdivia de 1960, el de mayor intensidad registrado a través de instrumentos.

¹U.S. Geological Survey (27 de febrero de 2010). «Magnitude 8.8 - Offshore Maule, Chile» (en inglés). Consultado el 27/02/2010

²Infobae (27 de febrero de 2010). «Confirman que el sismo de Chile se sintió en Buenos Aires». Consultado el 27/02/2010.

³Terra (27 de febrero de 2010). «Terremoto no Chile é sentido em São Paulo». Consultado el 27/02/2010.

2.2. Descripción General de las Estructuras con Daño

El tipo de edificios que se estudia en el presente trabajo corresponde esencialmente a edificios de carácter habitacional, de más de 10 pisos y de plantas de geometrías bastante regulares, con no más de dos subterráneos. Estos edificios se encuentran principalmente en las ciudades que se vieron afectadas por el terremoto⁴. A continuación se hace una descripción a nivel de planta y elevación.

2.2.1. Planta

Las plantas que componen este tipo de estructuras se caracterizan por ser bastantes regulares en forma y de geometría rectangular. Las razones de aspecto entre largo y ancho se mueven generalmente entre 2:1 y 3:1. La distribución de muros se caracteriza principalmente por una baja cantidad de muros en la dirección más larga, prácticamente continuos y de gran longitud, mientras que en la dirección más corta, se presenta una gran cantidad de muros, de secciones rectangulares y T (estos últimos al considerar el trabajo conjunto con los muros que van en la otra componente). Estay (2008) [6] caracterizó estadísticamente los muros rectangulares presentes en los edificios de hormigón armado construidos en Chile entre los años 1996 y 2006, de los cuales, desde el año 2000 en adelante, se consideraron solamente los de 15 pisos o más. Si bien los muros estudiados en ese trabajo correspondían a muros rectangulares y no de sección T, los valores obtenidos se pueden considerar como un marco de referencia aceptable. Según ese trabajo, los espesores de muros se concentran principalmente en 20 [cm] (el 60 % de los casos que se revisaron) y 25 [cm] (el 17 %). En menor porcentaje se encontraron espesores de 15 y 30 [cm]. En cuanto al largo de los muros, en el trabajo de Estay se encontró una gran variedad de dimensiones, concentrándose entre 50 y 650 [cm].

En las figuras 2.1 y 2.2 se presentan las plantas de dos edificios que en su estructuración contienen las tipologías que se estudian en este trabajo. En las figuras 2.3 y 2.4 muestran de manera amplificada las tipologías de las cuales se ha hecho mención.

⁴También en otras zonas

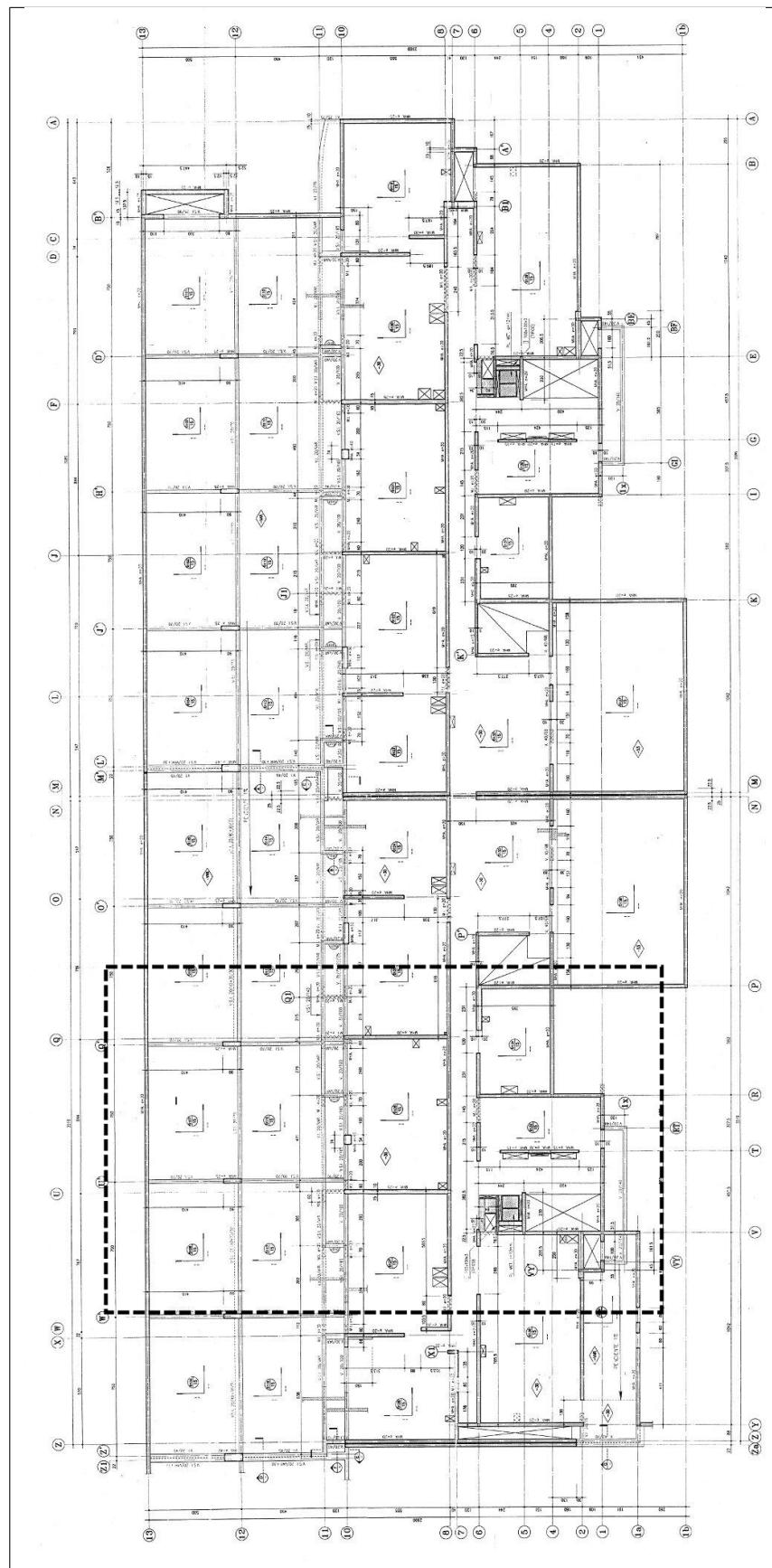


Fig. 2.1: Planta Edificio 1

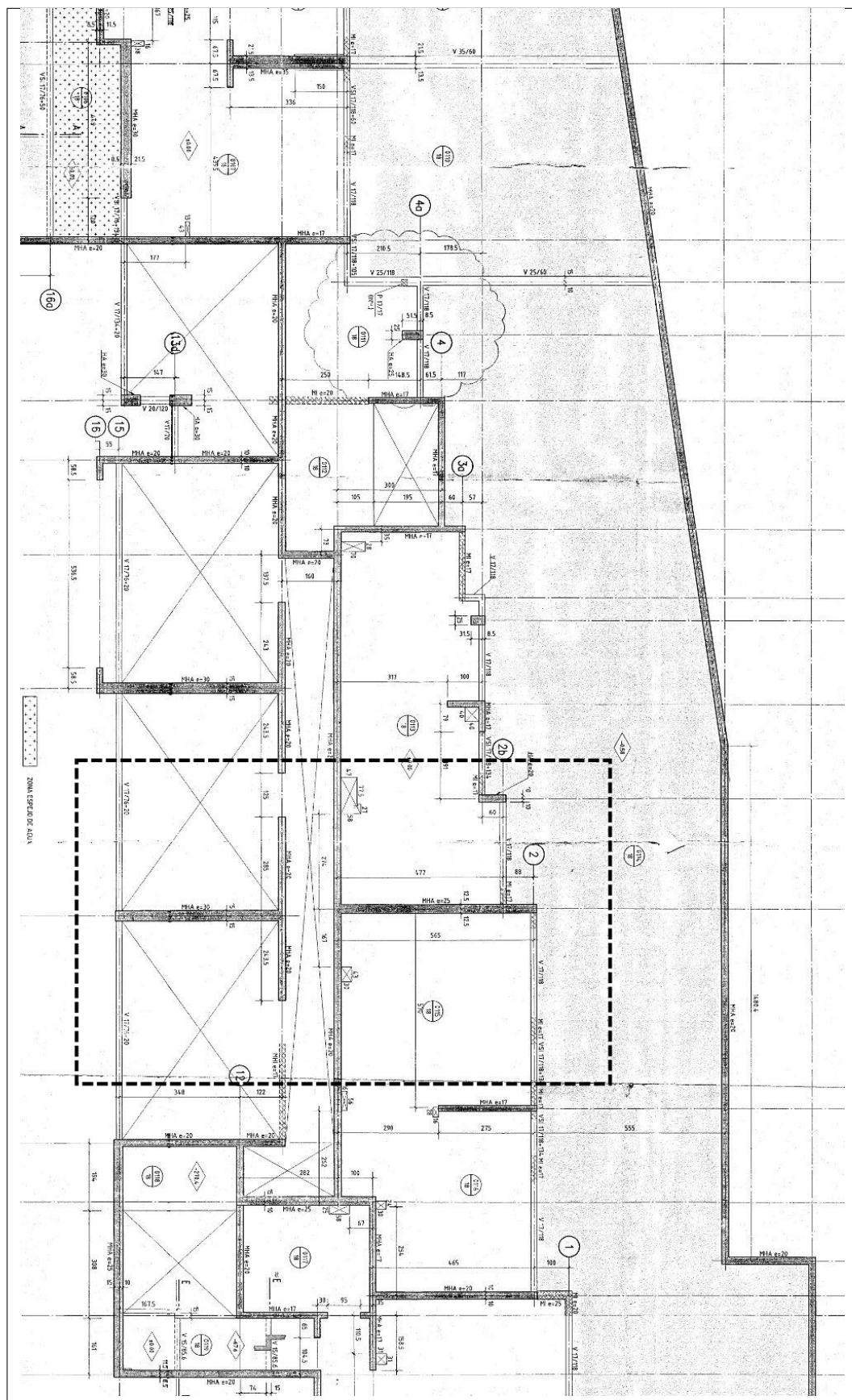


Fig. 2.2: Planta Edificio 2

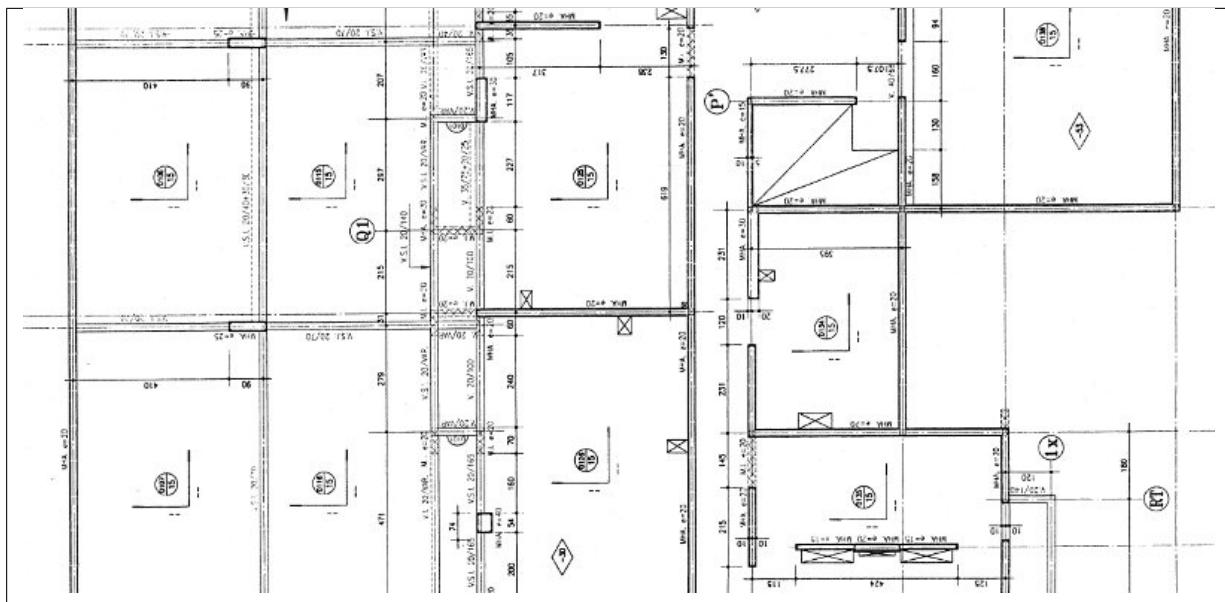


Fig. 2.3: Vista amplificada tipología edificio 1

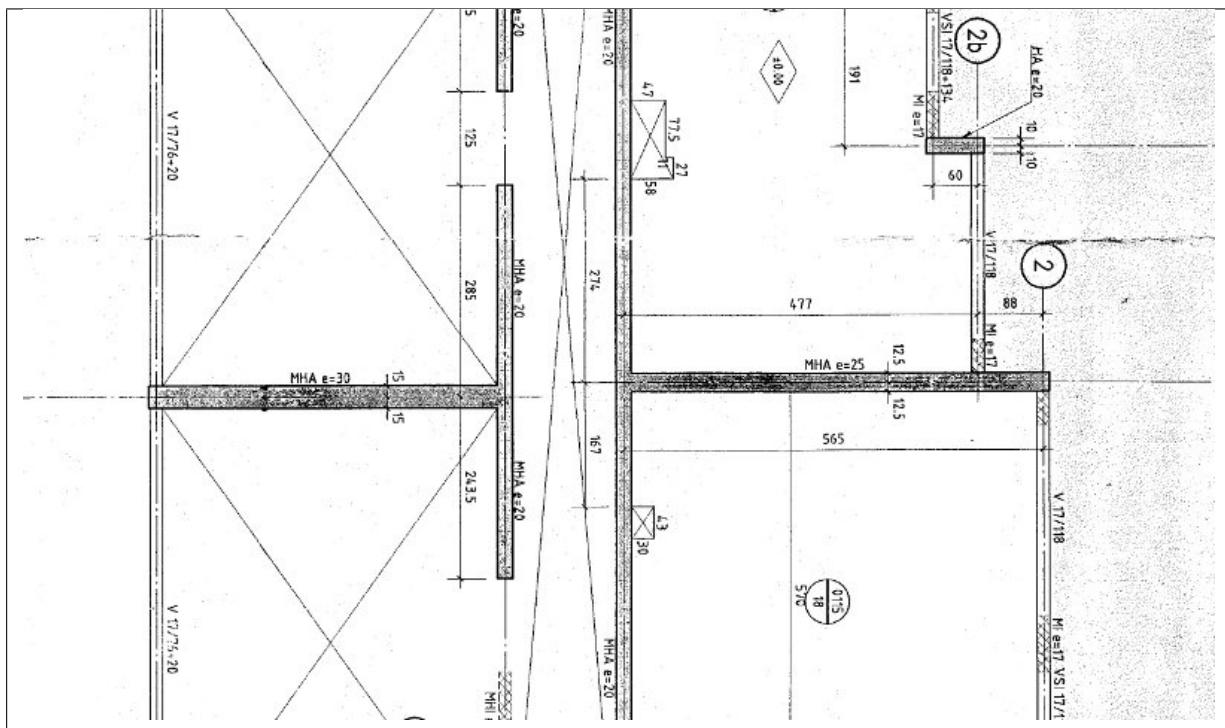


Fig. 2.4: Vista amplificada tipología edificio 2

2.2.2. Elevación

Este tipo de edificios se caracteriza por presentar una distribución regular de pisos en la altura. Constan con uno o dos subterráneos, para permitir la presencia de estacionamientos vehiculares. Segundo el trabajo de Estay, las alturas más utilizadas son 255 y 285 [cm]. Por otro lado,

además de las losas presentes en cada uno de los pisos, aparecen losas de mayor espesor en los subterráneos, que se apoyan sobre los muros perimetrales del emplazamiento.

2.3. Dimensiones Típicas de los Muros con Daño

En base a mediciones en terreno y a posteriores revisiones de planos estructurales de dos edificios que presentaron daño, uno ubicado en la comuna de Ñuñoa y el otro en la comuna de Macul, se obtuvieron dimensiones relevantes asociadas al daño mismo, que serán importantes para la etapa de modelación.

Espesores de muros:

Estos varían entre los 17 y los 30 [cm].

Largos de muros:

El largo del ala de los muros varía entre los 5 y los 8 [m]. Para el caso del alma, los largos son en promedio de 5 [m], con variaciones de no más allá del 15 %.

Altura entre piso:

Entre 2.5 y 3.2 [m].

Mallas de armadura:

Para los muros en estudio, éstas varían entre $\phi 8$ [mm] a 25 [cm], a $\phi 12$ [mm] a 17 [cm].

Armadura longitudinal de borde:

Varía desde $4\phi 16$ a $10\phi 25$. En términos de cuantía, el código ACI318-2005 entrega una manera de calcularla, en base a la figura 2.5 y a la ecuación 2.1.

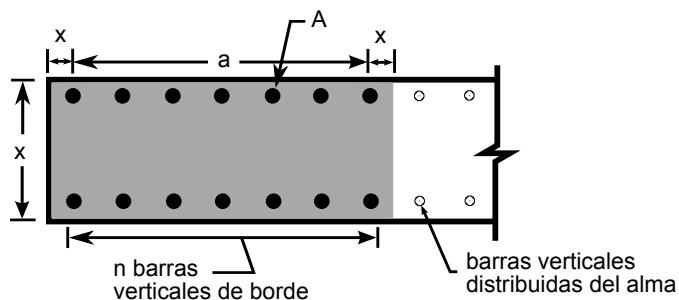


Fig. 2.5: Cálculo de Cuantía de Armadura Vertical Concentrada en el Borde de Los Muros

$$\rho = \frac{n \cdot A}{b \cdot (2 \cdot x + a)} \quad (2.1)$$

En base a lo anterior, la cuantía longitudinal de borde para los muros contemplados es, en promedio, un 2.5 %.

Nivel de confinamiento de borde:

Para los edificios estudiados, que se detallarán en un posterior capítulo, no existía confinamiento en el borde libre del alma de los muros.

2.4. Calidad de Materiales

Los materiales involucrados en la estructura de estos edificios corresponden al hormigón y al acero de refuerzo. Para los edificios mencionados en la sección 2.3, el hormigón correspondía a H30 y el acero a A63-42H. Estos valores concuerdan con el estudio realizado por Estay, donde el 73 % de los muros rectangulares estudiados fueron construidos con un hormigón de similar calidad y en cuanto al acero, el 100 % de los muros estudiados fueron construidos con acero de la misma clasificación.

2.5. Daño Observado

El tipo de falla que se estudia en este trabajo es la observada a nivel de subterráneo y de primer piso, en las almas de muros T. La falla consiste en una grieta horizontal propagada a lo largo del alma del muro en el piso en cuestión. Esta falla se repitió en gran parte de los ejes resistentes de estos edificios, en la dirección más corta. La falla se caracterizó por una serie de patrones de daño, entre los que se encuentran:

- Desprendimiento del hormigón de recubrimiento.
- Desapilome de muro en la zona de la grieta.
- Pandeo de barras verticales tanto de borde como distribuidas.
- Vaciamiento de hormigón interno.
- Fractura de barras verticales.

Para distinguir de mejor manera este tema, se presentan las imágenes 2.6 y 2.7. Éstas corresponden a un edificio en la comuna de Macul, cuyos muros del subterráneo presentaron el patrón de falla de la figura 2.6.



Fig. 2.6: Daño observado en edificio de Macul

Como se observa en la figura 2.6, el daño más severo se aprecia en la cabeza del muro. Esta falla se presentó en bordes de muros sin detalle de confinamiento especial. Para el caso mostrado, la malla de armadura consistía en barras de 8 [mm] de diámetro espaciadas a 20 [cm]. La armadura de vertical de borde, 4 barras de 25 [mm] de diámetro sin estribos de confinamiento, siendo la doble malla la que cierra la armadura. El espesor de muro es 20 [cm].

Las imagen 2.7 corresponde al mismo tipo de daño, esta vez observado en muros del primer piso de un edificio habitacional ubicado en la comuna de Ñuñoa.



Fig. 2.7: Daño observado en edificio de Ñuñoa

Capítulo 3.

Validación de los Modelos

Para poder llevar a cabo una modelación representativa y la vez consistente con la realidad, es necesario realizar una calibración previa, que permita validar la respuesta que se obtenga a través de los análisis. A lo largo de este capítulo se describirá la calibración realizada, que fue obtenida en base a ensayos de muros de sección T y rectangular sometidos a carga lateral cíclica, pero estática, presentes en la literatura [14].

Primeramente, se presenta una descripción de los modelos de fibra, que fueron los que se utilizaron en esta modelación. Luego, se caracterizaron los materiales constituyentes de los muros, esto es, el acero y el hormigón. Se definieron las curvas tensión-deformación de éstos y la manera en que fueron implementados en los modelos computacionales. Posteriormente, se llevaron a cabo ajustes necesarios para reproducir respuestas consistentes de los materiales.

En la etapa siguiente, se procedió a realizar la calibración en base a los muros ensayados. Se hace una descripción de estos muros, en cuanto a su geometría, distribución de armadura y propiedades mecánicas de los materiales. Luego, se describen los ensayos propiamente tal y algunas variables adicionales que se tomaron en cuenta para la implementación de los modelos. Posteriormente, se presenta el daño observado para estos ensayos, que se compara al daño observado en los muros descritos en el capítulo 2, producto del terremoto. En seguida, se procedió a realizar la modelación de los muros, presentándose a continuación, una comparación entre los resultados obtenidos a través de los modelos y las mediciones que fueron registradas en los ensayos.

Finalmente, se llevó a cabo una serie de análisis a nivel paramétrico, evaluándose la variación de la respuesta y el desempeño de los muros ensayados para distintas consideraciones de diseño y de solicitud. Este estudio sirvió de base para el análisis paramétrico que se realizó en el capítulo 4, donde se describe la modelación de las tipologías estructurales correspondientes a ejes sismorresistentes que sufrieron daño importante por el terremoto, dada las altas acciones dinámicas a las que se vieron sometidos.

3.1. Secciones Transversales

3.1.1. Modelo de Fibra

Un modelo de fibra consiste básicamente en una discretización de la sección transversal de un elemento estructural en una serie de elementos uniaxiales, cada uno con sus correspondientes propiedades mecánicas. Este tipo de modelación considera la hipótesis de Bernoulli, en que las secciones planas permanecen planas antes y después de la deformación, es decir, que la distribución de deformaciones para cada sección transversal es lineal. Se desprecian los efectos producidos por el esfuerzo de corte en la distribución de las tensiones normales. La respuesta global del modelo viene dada por la respuesta individual de cada fibra. Mientras mayor sea el número de fibras que se empleen, mayor será la precisión de la respuesta, pero esto involucra un mayor coste computacional tanto en tiempo de cálculo como en la cantidad de memoria, pues al tratarse de modelos no lineales, resulta necesario almacenar un mayor número de variables que permitan acumular la historia de carga-deformación de cada una de las fibras. Las propiedades mecánicas de cada fibra vienen dada por el modelo tensión-deformación que se considere para cada una de ellas. La figura 3.1 presenta una idealización de un modelo de fibra.

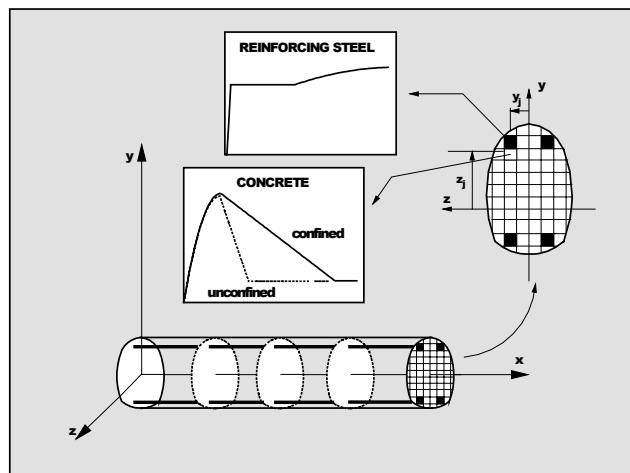


Fig. 3.1: Esquema Modelo de Fibra [13]

3.2. Discretización de los Elementos

El modelo de flexión basado en fibras considera una distribución de plasticidad a lo largo del elemento, caracterizada por una deformación uniaxial y una curvatura (ya que se basa en la hipótesis de Bernoulli) en el caso de deformaciones planas. Estas deformaciones son integradas de tal manera que la respuesta queda definida por los 3 grados de libertad por nodo del sistema plano (axial, transversal y giro). Una estructura longitudinal (ej. muro) puede ser discretizada en su largo por varios de estos elementos. La modelación tanto de muros como vigas de acoplamiento se constituyó a partir de elementos de este tipo. Para estos, se consideró la formulación basada

en flexibilidad, en la cual el equilibrio se establece a partir de funciones de interpolación de las fuerzas internas. Estas funciones de interpolación son capaces de representar la solución exacta de las ecuaciones de equilibrio, sin dependencia de la geometría o de las leyes constitutivas que componen los elementos. Además, a través de esta formulación, se evitan errores de discretización que sí es posible encontrar cuando se considera una formulación basada en desplazamientos. La formulación basada en fuerzas permite una distribución no lineal de la curvatura a lo largo de los elementos, mientras que la basada en desplazamientos siempre es lineal, por lo que resultaría difícil reproducir una concentración o localización importante de deformaciones, que es lo que se requiere en este trabajo para reproducir el tipo de falla observado.

3.3. Caracterización de los Materiales

Para poder llevar a cabo una modelación no lineal de estructuras sismo resistentes frente a acciones cíclicas, es necesario caracterizar el comportamiento no lineal de los materiales constituyentes de las secciones transversales, en este caso, el acero y el hormigón. A continuación se describe la manera como éstos se modelaron, considerándose tanto los parámetros para estados de carga monotónicos como cíclicos.

Los modelos se construyeron con el programa *OpenSees*¹. Éste es un programa de código abierto desarrollado por PEER². En él se han incluido diferentes modelos tanto de materiales como de elementos estructurales. En cuanto a los materiales, se utilizaron los modelos *Concrete02* para modelar el comportamiento del hormigón y *Steel02* y *ReinforcingSteel* para modelar el comportamiento del acero.

Acero

Para el caso del acero se contemplaron dos formulaciones. Una de ellas, que considera el fenómeno de pandeo de barras entre estribos, corresponde al modelo *ReinforcingSteel*. Por otro lado, el que no considera el pandeo, corresponde al modelo *Steel02*. El modelo sin pandeo se basa en las formulaciones planteadas en los trabajos de Menegotto y Pinto (1973) [8]. Este establece, para un estado de carga monotónico, cuatro parámetros. F_y , la tensión de fluencia, E_0 , la pendiente inicial de la curva tensión deformación, E_1 , igual a $b \cdot E_0$, que corresponde a la pendiente tensión deformación post fluencia y R_0 , que controla la curvatura al pasar al de estado elástico a estado plástico (post fluencia). Para un estado de carga cíclico se añaden los parámetros cR_1 y cR_2 que permiten determinar, junto a R_0 , la curvatura durante los cambios de carga y descarga del material asociados al efecto de Bauschinger, según las expresiones presentadas en la figura 3.2:

¹<http://opensees.berkeley.edu/>

²<http://peer.berkeley.edu/>

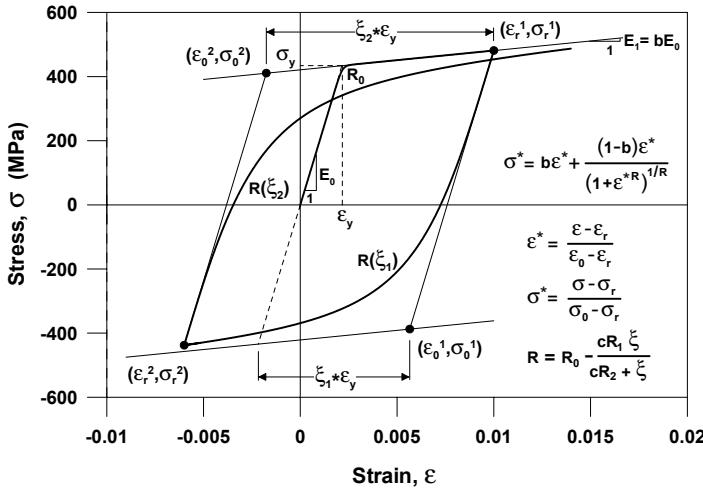


Fig. 3.2: Modelo Constitutivo y Parámetros Asociados Para el Acero Steel02

El modelo *ReinforcingSteel*, utilizado para simular el pandeo de barras entre estribos, está basado en los trabajos de Chang y Mander (1994) [3]. Las constantes necesarias para definir el comportamiento del material para el caso monotónico son F_y , E_0 , al igual que en el modelo anterior, agregándose ahora ε_{sh} , la deformación unitaria al inicio del endurecimiento, f_u , la tensión última, ε_u , la deformación al valor de máxima capacidad y E_{sh} , la tangente al inicio del endurecimiento.

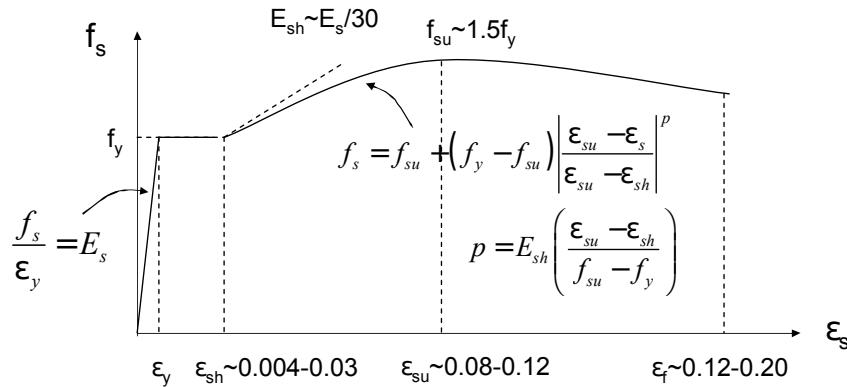


Fig. 3.3: Modelo Constitutivo y Parámetros Asociados a la Curva Monotónica Para el Acero ReinforcingSteel (Massone, 2009)

El pandeo de barras longitudinales entre estribos, que trae consigo una degradación de la capacidad en compresión, es incorporado en el modelo *ReinforcingSteel* a través de los parámetros definidos en un trabajo realizado por los autores Gomes y Appleton [7]. Estos parámetros son L_{SR} (también conocido como L/D), que es el cociente entre el diámetro de barras longitudinales y la longitud no apoyada entre estribos, β , un factor de amplificación que permite escalar la curva de pandeo y r , parámetro que se mueve entre 0 y 1 y permite ajustar la curva entre la condición con y sin pandeo. La figura 3.4 muestra de manera general y esquemática la influencia de estas variables en la respuesta cíclica del material.

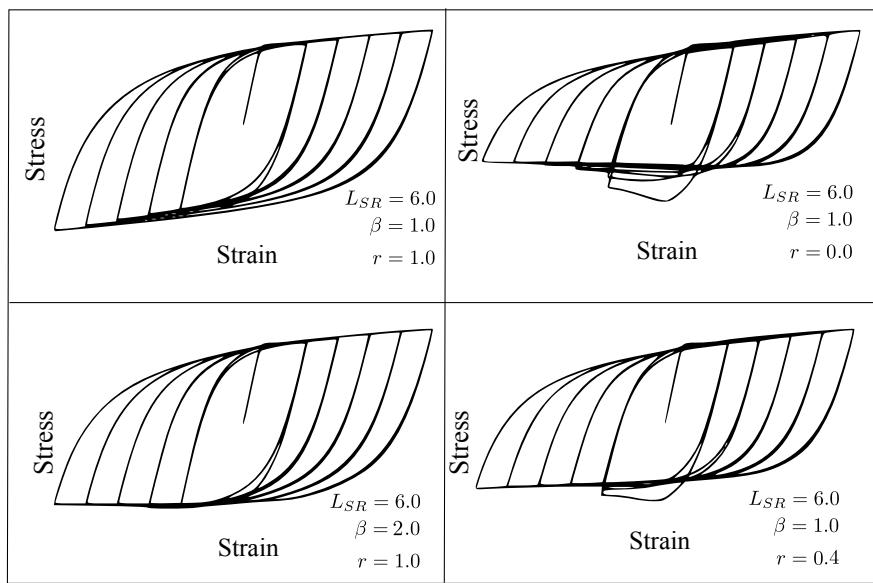


Fig. 3.4: Efecto de los Parámetros de Gomes y Appleton

Fue necesario calibrar los valores asociados al pandeo de las barras longitudinales entre estribos. Para lograr un ajuste consistente, se tantearon diferentes valores de ellos a modo de obtener curvas comparables con las presentadas por los autores Monti y Nuti (1992) [9]. Ellos llevaron a cabo diferentes ensayos de carga cíclica de barras de acero y obtuvieron curvas contra las cuales fue posible comparar y ajustar. Los parámetros relativos al pandeo quedaron definidos con los siguientes valores:

- $\beta = 1$,
- $r = 0,5$ y
- $\gamma = 1$.

Los modelos se contrastaron para $L/D = 5$ (ensayo A1) y $L/D = 11$ (ensayo C1), y los resultados se presentan en las figuras 3.5 y 3.6, respectivamente. Para $L/D = 5$, es posible observar que no hay degradación del material, pues la tensión máxima en compresión alcanzada para cada ciclo de carga y descarga no decrece. No sucede así para $L/D = 11$, en donde antes de alcanzar el 5 por mil de deformación unitaria en compresión, la barra ensayada se ve sujeta a pérdida de capacidad por efecto del pandeo de la barra entre los apoyos. Para este último ensayo, la razón L/D contemplada no es suficiente para mostrar una marcada pérdida de capacidad, pues baja de los 600 MPa a 400 MPa. Para ilustrar una mayor pérdida, sería necesario contrastar contra ensayos con razón L/D mayor. Sin embargo, para efectos representativos, se consideró como suficiente la calibración realizada.

Para el ensayo A1, las características del material fueron: $F_y = 470$ MPa, $E=200.000$ MPa, $b=0.03$. Para el ensayo C1, $F_y = 470$ MPa, $E=175.000$ MPa, $b= 0.03$.

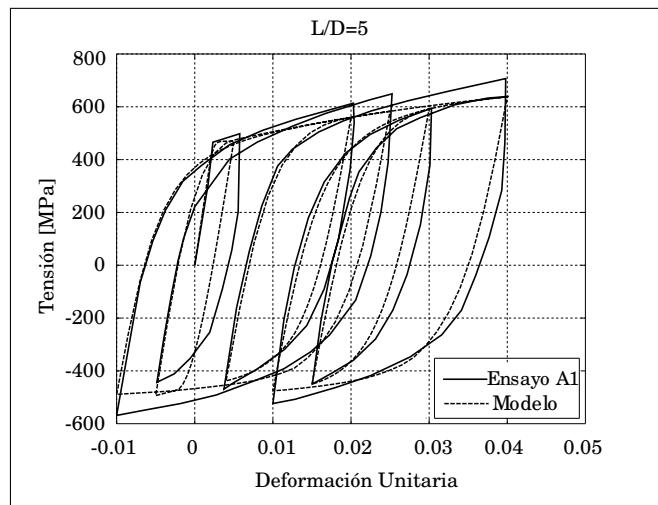


Fig. 3.5: Comparación ensayo A1 vs Modelo (L/D=5)

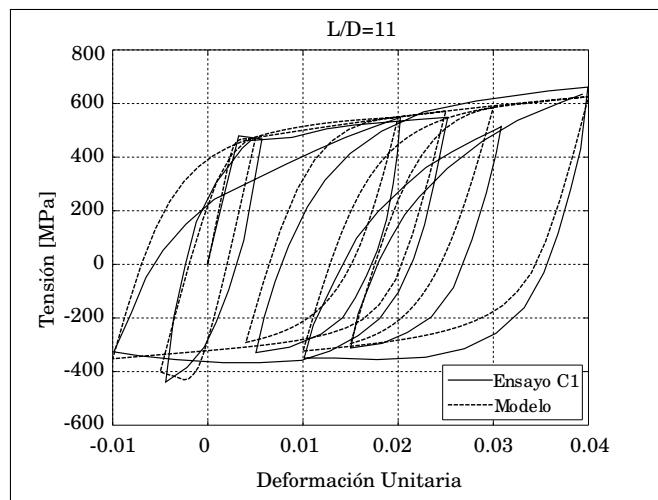


Fig. 3.6: Comparación ensayo C1 vs Modelo (L/D=11)

Hormigón

Para modelar el comportamiento del hormigón, se recurrió a la implementación existente en *OpenSees* a través del material definido como *Concrete02*. En el caso monotónico (figura 3.7), este modelo incorpora tanto la capacidad en compresión como en tracción. Para la compresión, el modelo asume una rigidez inicial tangente igual a dos veces el cociente entre f'_c y la deformación unitaria en el *peak* de capacidad. La curva post *peak* queda definida a través de una recta descendente hasta alcanzar la máxima deformación admisible del material. Luego, la curva se mantiene horizontal, con una capacidad residual igual a cero para el hormigón no confinado e igual al 20 % de f'_{cc} para un hormigón con buen confinamiento. Para la tracción, se consideran la capacidad f_t (un 10 % de f'_c) y luego una curva recta descendente con una pendiente, que para los modelos acá confeccionados, se estimó en 1000 MPa. Por lo general, ϵ_0 se estima en 0.002, ϵ_u en 0.05.

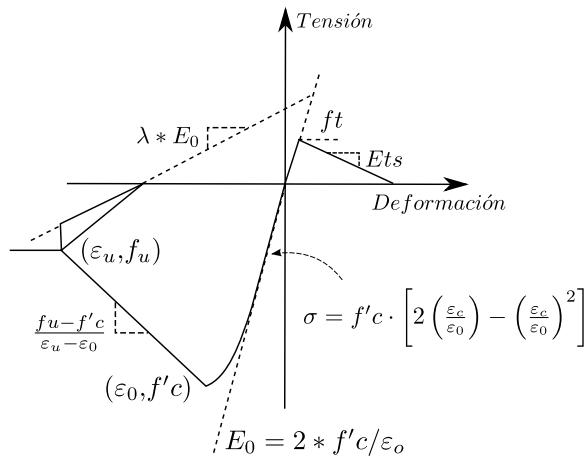


Fig. 3.7: Curva representativa del hormigón

Hormigón confinado

Para el caso del hormigón, se incorporó el efecto del confinamiento inducido por el refuerzo transversal. Se utilizó el modelo de Saatcioglu & Razvi (1992) [12]. En este modelo se definen dos parámetros que caracterizan el peak en compresión: la tensión peak en compresión confinada f_{cc} y la deformación de compresión asociada a esta tensión ε_1 .

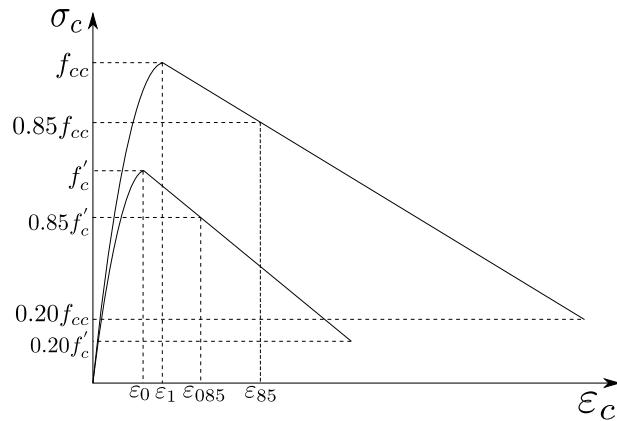


Fig. 3.8: Efecto del confinamiento

Tensión peak de compresión

La capacidad en compresión del hormigón confinado, f_{cc} , se define como:

$$f_{cc} = f'_c + k_1 f_{le} \quad (3.1)$$

donde f'_c corresponde a la capacidad del hormigón sin confinamiento, f_{le} es la presión efectiva de

confinamiento y k_1 es un factor que depende de la presión efectiva de confinamiento f_{le} de la forma:

$$k_1 = 6,7(f_{le})^{-0,17} \quad (3.2)$$

en unidades de [MPa]. Para calcular la presión efectiva de confinamiento f_{le} se calcula primero la presión de confinamiento en cada dirección como sigue:

$$f_{li} = \frac{A_{si}f_y}{b_{ci}s} \quad (3.3)$$

siendo A_{si} el área total de estribos en la dirección i de análisis (para una sección vertical definida), f_y la tensión de fluencia de los estribos, b_{ci} el ancho confinado medido de centro a centro de los estribos externos en esa dirección y s el espaciamiento vertical centro a centro de los estribos. Luego, la presión efectiva en cada dirección viene dada por el producto entre f_{li} por la efectividad k_2 , que se define como:

$$k_2 = 0,26\sqrt{\frac{b_{ci}}{s}\frac{b_{ci}}{s_{li}}\frac{1}{f_{li}}} \leq 1 \quad (3.4)$$

donde s_{li} corresponde al espaciamiento de las barras longitudinales sujetas por estribos en la dirección i .

Finalmente, la presión efectiva de confinamiento f_{le} se obtiene como el promedio ponderando en cada dirección conforme a la expresión:

$$f_{le} = \frac{b_{cx}f_{lex} + b_{cy}f_{ly}}{b_{cx} + b_{cy}} \quad (3.5)$$

Deformación al peak de compresión

El modelo propuesto por los autores entrega el siguiente valor para la deformación al *peak* de compresión:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_o(1 + 5K) \quad (3.6)$$

siendo ε_1 y ε_0 parámetros ilustrados en la figura 3.8. El parámetro K se obtiene de la siguiente expresión:

$$K = \frac{k_1 f_{le}}{f'_c} \quad (3.7)$$

De este modo, la rama ascendente queda definida como:

$$f = f_{cc} \left[2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_1} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_1} \right)^2 \right]^{\frac{1}{1+2K}} \quad (3.8)$$

Además, la deformación en la rama descendente a un 85 % de la capacidad *peak* viene dada por:

$$\varepsilon_{85} = 260\rho\varepsilon_1 + \varepsilon_{085} \quad (3.9)$$

$$\rho = \frac{A_{sx} + A_{sy}}{s(b_{cx} + b_{cy})} \quad (3.10)$$

Definiéndose así la rama descendente por la recta que une el punto *peak* con el punto correspondiente a una pérdida de capacidad del 15 %, llegando hasta el punto en que se ha perdido el 80 % de la capacidad, como se muestra en la figura anterior. De ahí en adelante, el modelo plantea una capacidad residual del 20 % de f_{cc} .

Ajustes necesarios para la calibración

Para lograr una apropiada consistencia de los resultados obtenidos en cuanto a las deformaciones unitarias, fue necesario hacer un ajuste en la curva descendente en compresión del modelo tensión-deformación del hormigón. Los ajustes se deben realizar para lograr que la respuesta global de la estructura sea independiente del número de elementos en la vertical que se consideren en la modelación. El problema que se intenta resolver se genera debido a la localización de la falla de compresión que se puede explicar al considerar el ensayo en compresión de cilindros de hormigón armado. Este problema se resolvió haciendo uso del trabajo realizado por los autores Coleman y Spacone (1999) [5].

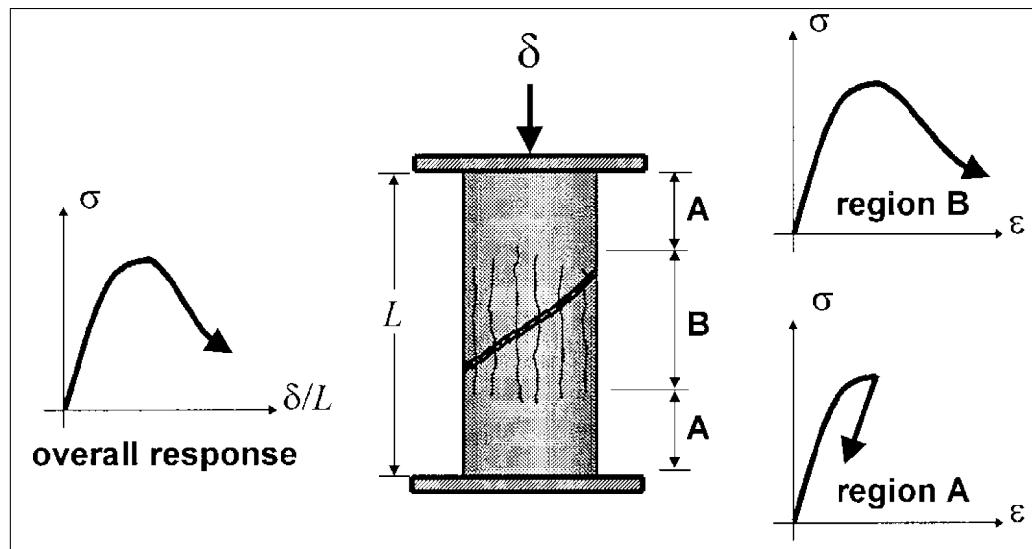


Fig. 3.9: Localización de la falla de compresión [5]

La figura 3.9 describe un ensayo a compresión de una probeta cilíndrica de hormigón armado. Debido a la localización de la falla de compresión en la zona central, la curva de tensión-deformación en la parte B inicia una etapa de degradación con aumento de deformaciones. Como la zona A se debe mantener el equilibrio global del sistema, esta zona, en vez de degradar, descarga elásticamente. Para resolver este problema en la modelación, se hace uso del concepto llamado “energía de fractura constante en compresión”.

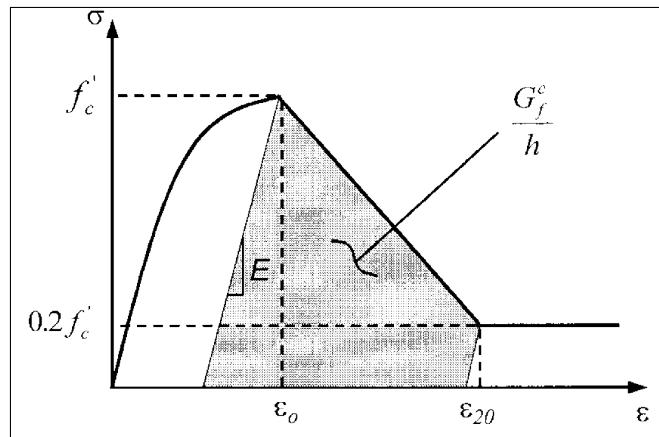


Fig. 3.10: Energía de fractura [5]

De la literatura, en cuanto a la figura 3.10, h corresponde a la altura de la zona con daño de la probeta ensayada y G_f^c , el valor de la energía de fractura en compresión, que sería constante en base a calibraciones previas presentes en la misma publicación. A modo de lograr una buena consistencia para la modelación, se asume que se tendrá el mismo comportamiento de la probeta para un elemento mayor en altura, equivalente a un cuarto de la altura entre piso. Así, para estimar el valor de G_f^c se toma la misma área bajo la curva, pero h toma como valor la mitad de la altura entrepisos. Con el valor del G_f^c determinado y constante pero ahora para una zona de daño mayor, se puede ajustar la curva de descarga post peak del hormigón en compresión, en base al número de elementos de integración que se consideren, de la forma:

$$\varepsilon_{20} = \frac{G_f^c}{0,6f'_cL_{IP}} - \frac{0,8f'_c}{E} + \varepsilon_0 \quad (3.11)$$

para el caso del hormigón confinado, y:

$$\varepsilon_{20} = \frac{G_f^c}{0,5f'_cL_{IP}} - \frac{f'_c}{E} + \varepsilon_0 \quad (3.12)$$

para el hormigón sin confinamiento, siendo E el módulo de elasticidad del hormigón, y L_{IP} el largo del elemento de integración considerado.

3.4. Calibración de la Modelación

Para validar los resultados que se obtengan en este estudio se tomará el trabajo realizado por Thomsen IV, J.H. and Wallace, J.W. [14]. Los autores anteriores ensayaron varios muros de hormigón armado de sección transversal Rectangular y T, con diferentes cuantías tanto distribuidas como de borde. Para este trabajo se calibraron los ensayos correspondientes a los muros RW2 y TW2.

3.4.1. Descripción de los Muros Ensayados

Cada uno de los muros ensayados tenía una altura de 366 cm. Los espesores de muro fueron 10.2 cm. En el muro de sección T tanto el alma como el ala tenían una longitud de 122 cm, al igual que el largo del muro RW2. Los recubrimientos desde el borde libre hasta el centro de las barras longitudinales verticales fue de 19 mm. Para RW2, la armadura distribuida estaba compuesta por una doble malla $\phi 6.35\text{mm}@191\text{mm}$. En el mismo muro se dispuso una armadura de borde consistente en 8 barras $\phi 9.53$ mm equiespaciadas en una longitud de 150 mm en ambos extremos, rodeadas por estribos $\phi 9.53$ con un espaciamiento de 76 mm en la vertical.

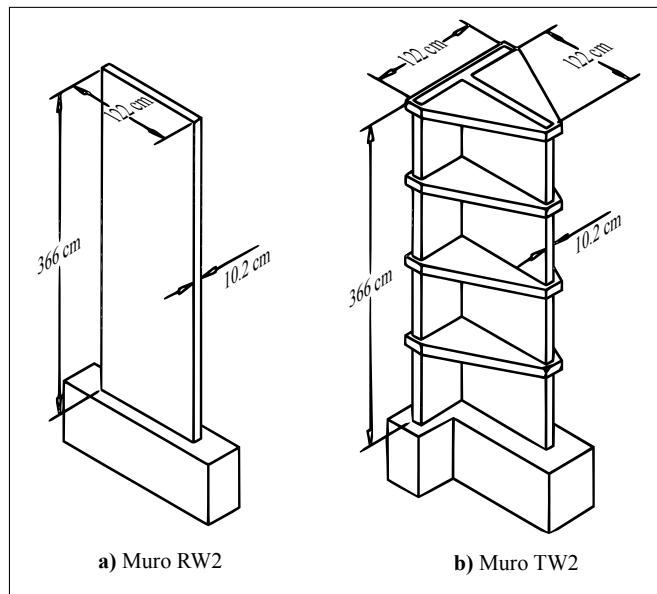


Fig. 3.11: Dimensiones Globales de RW2 y TW2 (modificado de referencia [14])

En el muro TW2, la armadura distribuida estaba compuesta por una doble malla $\phi 6.35\text{mm}@140\text{mm}$ en el alma, y una doble malla $\phi 6.35@191\text{mm}$ en el ala. La armadura de borde en el alma se componía de 8 barras $\phi 9.53$ mm y dos barras adicionales en la zona más interna $\phi 6.35\text{mm}$, encerradas por estribos $\phi 4.76@38\text{mm}$ en la vertical cruzados por otra capa de estribos $\phi 4.76@32\text{mm}$. Tanto en la intersección del alma con el ala como en los bordes de esta, se dispuso la misma armadura de borde que en RW2.

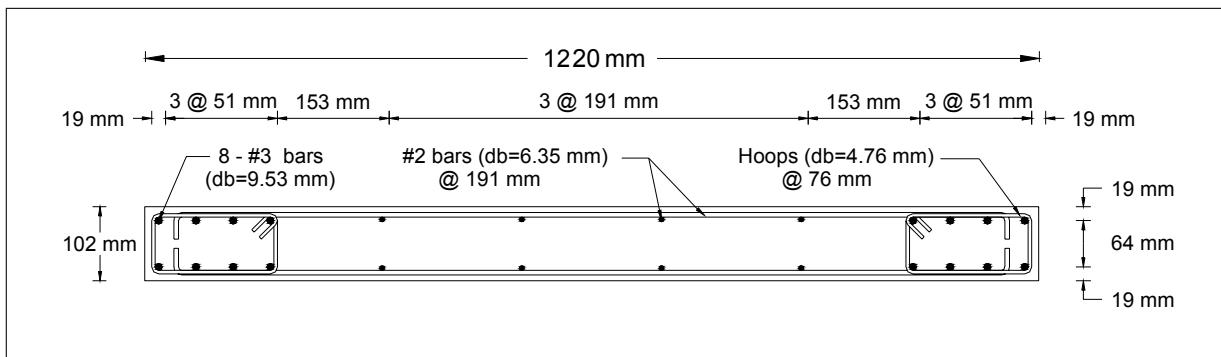


Fig. 3.12: Armaduras de RW2 (modificado de referencia [10])

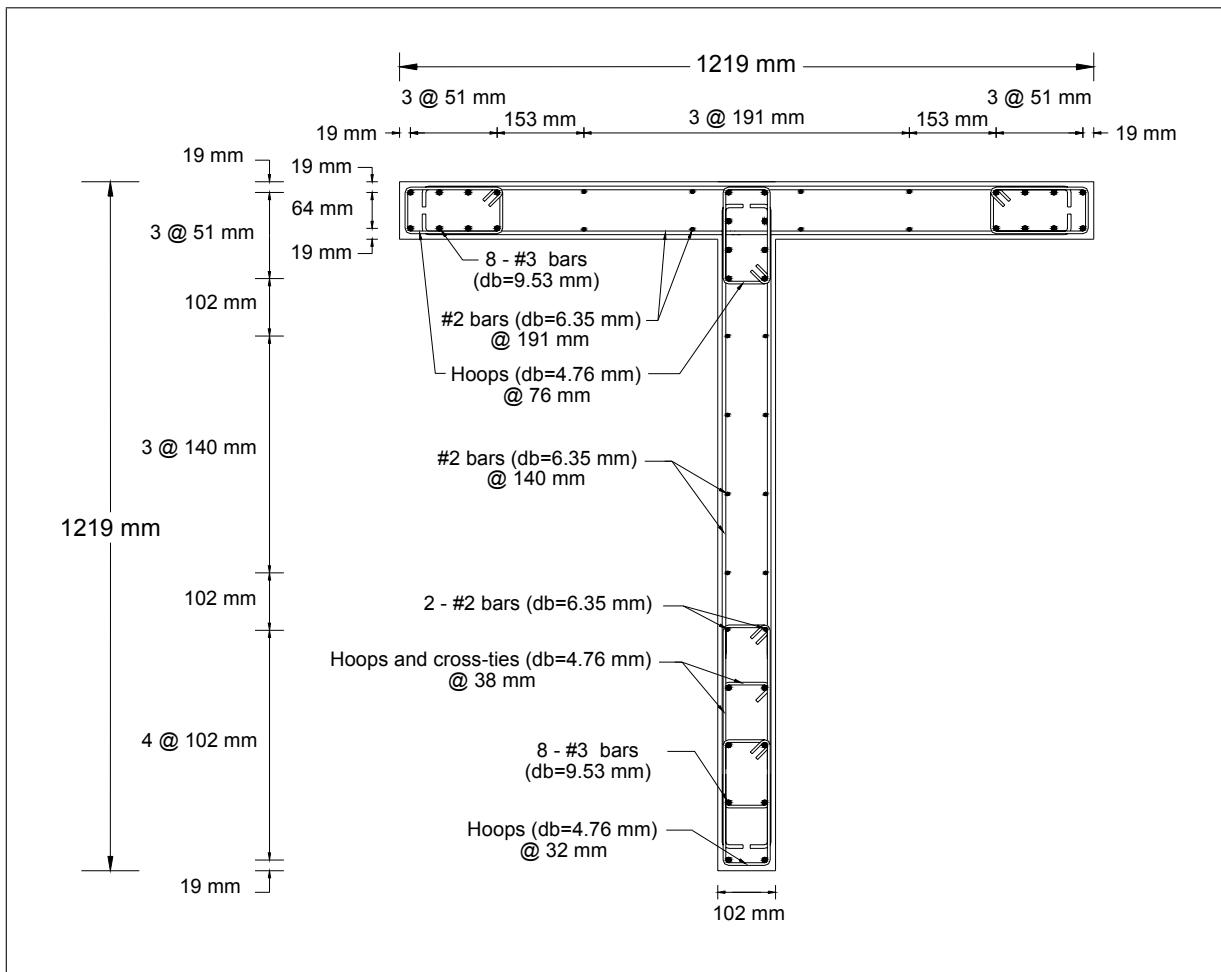


Fig. 3.13: Armaduras de TW2 (modificado de referencia [10])

3.4.2. Descripción del Ensayo

Los muros se sometieron a desplazamientos laterales cíclicos en el plano de los muros (para TW2, este plano corresponde al plano del alma), mediante la aplicación de una carga lateral en la parte superior de estos. Los niveles de desplazamientos fueron progresivos, es decir, para cada ciclo, los muros fueron llevados a un nivel mayor de desplazamiento. La carga lateral, al igual

que la carga axial, fue aplicada a través de gatas hidráulicas. Durante la aplicación de los patrones de carga laterales, la carga axial se mantuvo relativamente constante, con valores promedio de $0.07 \cdot f'c \cdot Ag$ para RW2 y $0.075 \cdot f'c \cdot Ag$ para TW2, donde $f'c$ corresponde a la tensión *peak* de capacidad en compresión, y Ag el área de la sección transversal de los muros. Cabe mencionar que tanto para el muro RW2 como para el TW2, la carga axial fue aplicada al centro del alma de los muros. Los desplazamientos globales y las deformaciones fueron medidos a través de una serie de dispositivos dispuestos en diferentes niveles y posiciones de la estructura. Los sensores relevantes para esta calibración son los que se muestran en las figuras 3.14 y 3.15.

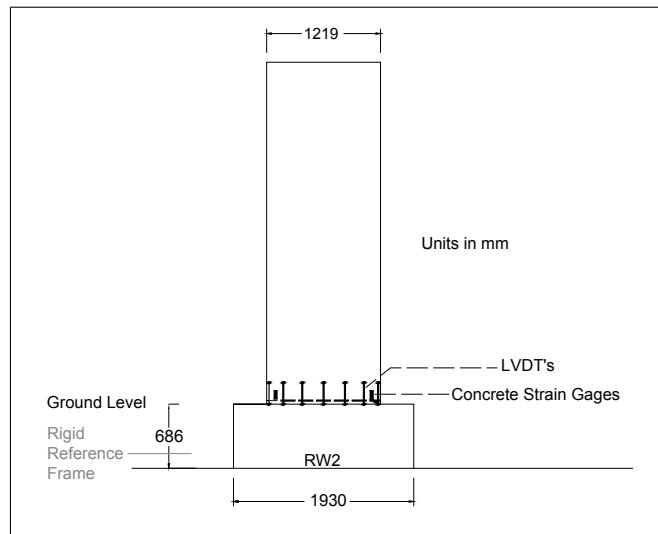


Fig. 3.14: Instrumentación de RW2 (modificado de referencia [10])

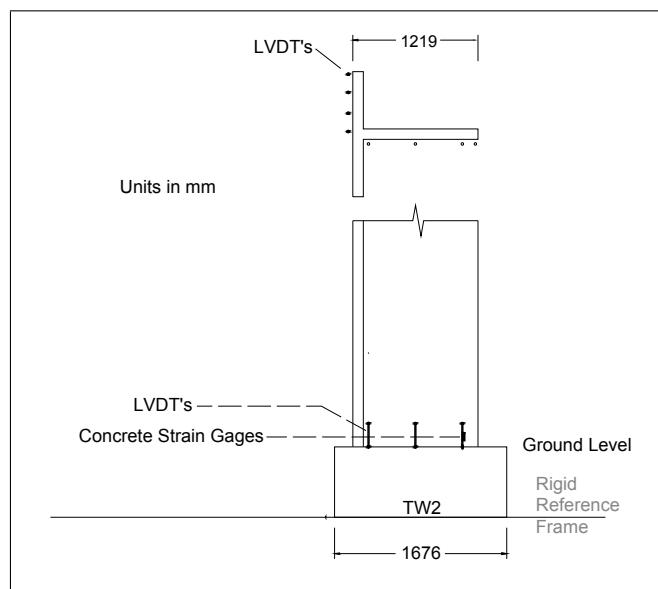


Fig. 3.15: Instrumentación de TW2 (modificado de referencia [10])

La longitud de los LVDT (19 mm) permitió determinar el largo de los elementos para la confección de los modelos computacionales, pues así las deformaciones medidas por estos se tor-

nan consistentes con las deformaciones registradas a través de la modelación. Adicionalmente, los *strain gages* ubicados en la base de los muros permitieron medir deformaciones que según los autores correspondían a cierta rotación de los muros en la unión con el pedestal debido a fisuraciones en la fundación de éstos. De mediciones obtenidas en los ensayos, se observó que parte de las deformaciones por flexión lateral se concentraban en la conexión muro-pedestal. Esto se debe al estiramiento de las barras que anclan el muro a la base del sistema. Para incorporar la rotación adicional de los muros inducida por el giro en la base, se incorpora en la modelación un resorte rotacional en la base que cuantifica las deformaciones por giro a partir del estiramiento de las barras que anclan el muro al pedestal. Las propiedades de este resorte se estimaron de la siguiente forma:

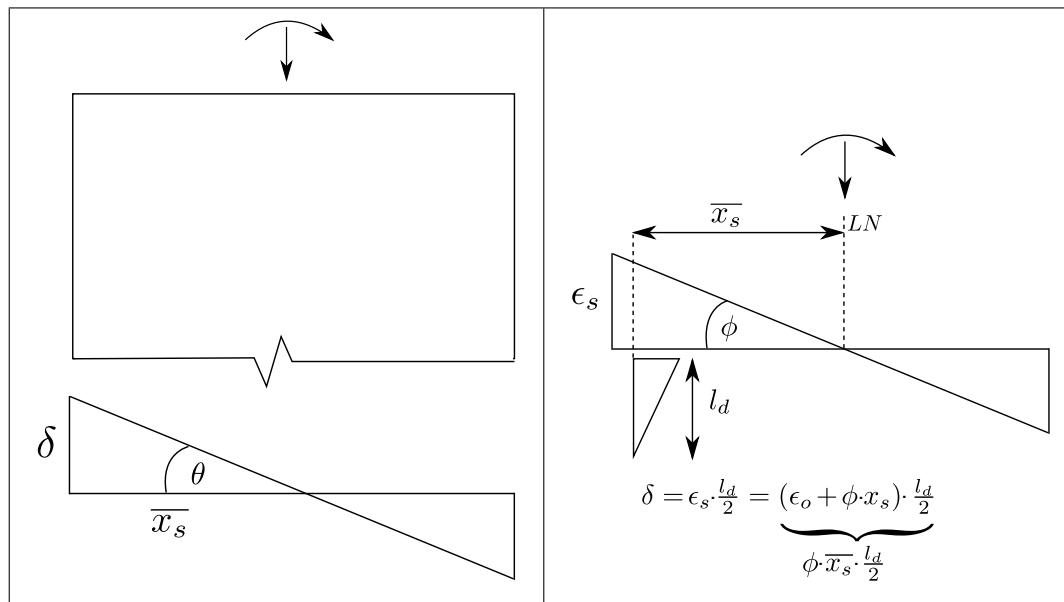


Fig. 3.16: Deformaciones en la base del muro

Suponiendo que la línea neutra coincide con el punto de rotación, se obtiene una expresión simplificada para el giro de la sección en la base, θ , con el estiramiento de las barras longitudinales de borde, δ :

$$\theta \approx \frac{\delta}{\bar{x}_s} \quad (3.13)$$

que implica:

$$\theta = \frac{\phi \cdot \bar{x}_s \cdot \frac{l_d}{2}}{\bar{x}_s} = \phi \cdot \frac{l_d}{2} \quad (3.14)$$

con l_d la longitud de desarrollo necesaria para lograr un buen anclaje en la base de los muros, que para efectos de modelación se tomará un valor de $40\phi + 10[mm]$, con ϕ el diámetro de las barras. Para determinar la rigidez EI equivalente se consideró una rigidez secante en el diagrama

momento vs. curvatura al punto de inicio de fluencia por tracción de la armadura longitudinal de borde, definido por el punto (M_y, ϕ_y) .

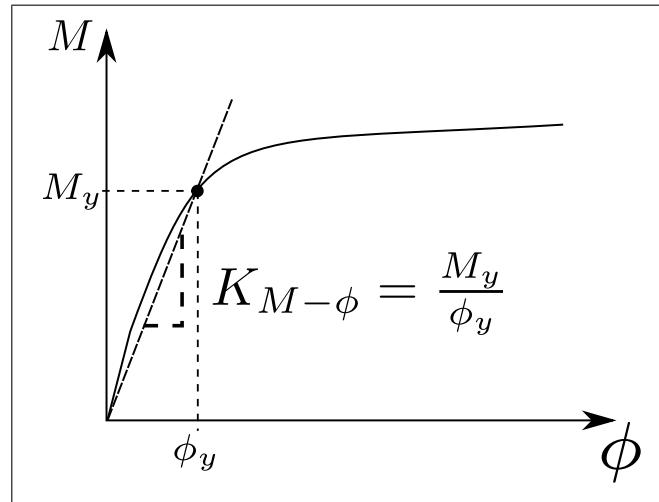


Fig. 3.17: Rigidez Momento-Curvatura

Obteniéndose así, para la implementación en el modelo, la rigidez al giro del resorte en la base, según la expresión contenida en la figura 3.18:

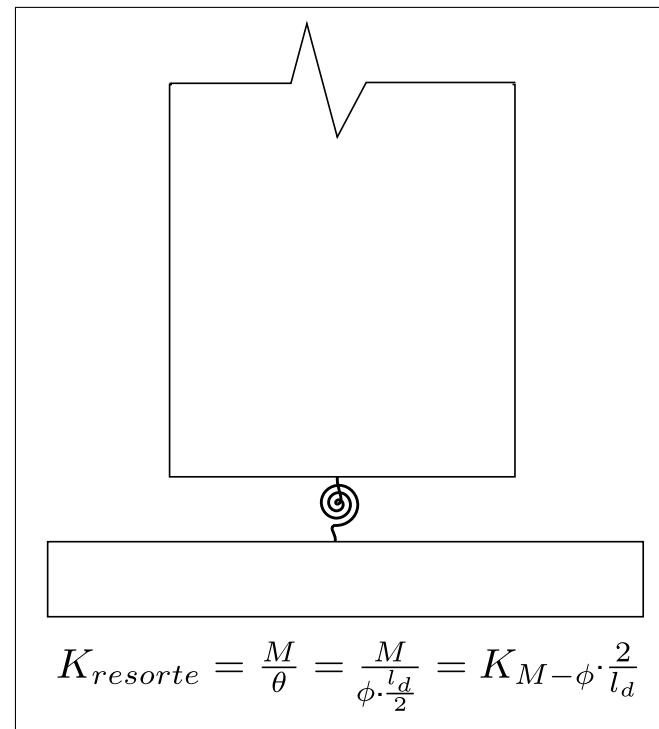


Fig. 3.18: Rigidez Momento-Curvatura

3.4.3. Daño Observado en los Ensayos

Los daños observados en los muros RW2 y TW2 son similares al tipo de daño observado después del terremoto y es por eso que se ilustran en la figura 3.19. Es posible distinguir en el muro RW2 mayor daño debido al mayor espaciamiento entre estribos. En cuanto a TW2, el daño es menor, pues no se observa vaciamiento del hormigón dentro de la zona con confinamiento. Sin embargo, se desconoce si el mayor vaciamiento en la zona de daño de RW2 fue debido al ensayo mismo, o a un vaciamiento posterior para poder observar y medir de mejor manera el pandeo de las barras longitudinales.

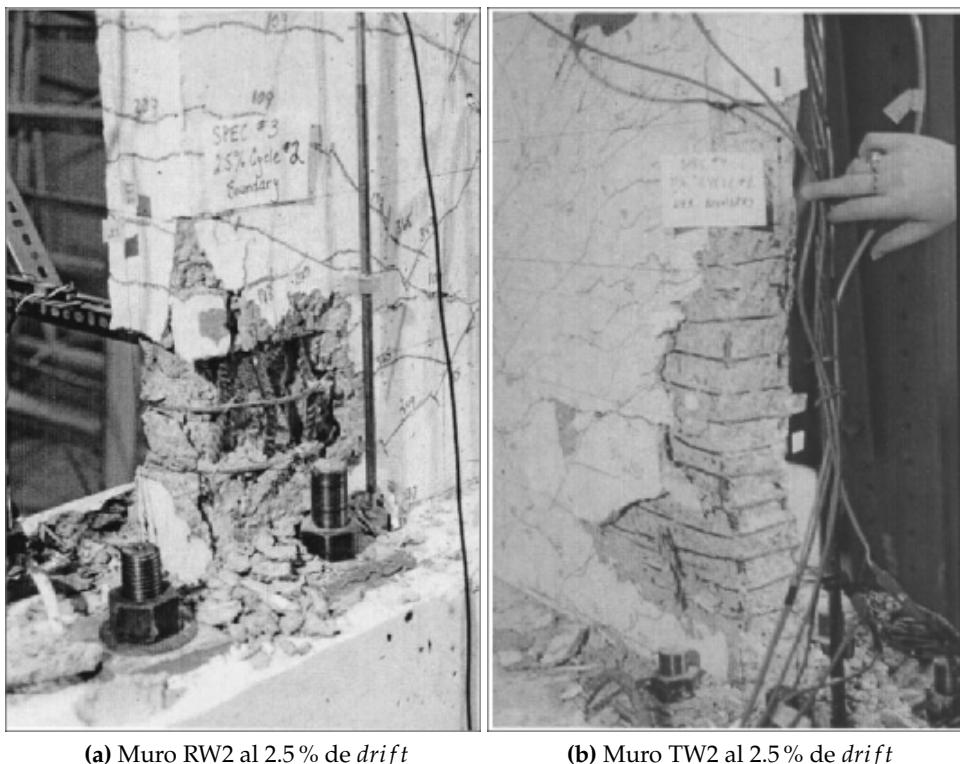


Fig. 3.19: Daño Observado en los Muros Ensayados [14]

3.4.4. Modelación de RW2 y TW2

Los puntos anteriores de esta misma sección permiten elaborar los modelos computacionales de los muros RW2 y TW2. Las secciones transversales de los muros en cuestión se modelaron como modelos de fibra, de acuerdo a lo descrito en el punto 3.1.1, mientras que la concepción de los materiales se basa en lo enunciado en los puntos siguientes, tanto para el hormigón como para el acero.

3.4.4.1. Discretización de las Secciones Transversales

Para los modelos, las secciones de los muros TW2 y RW2 fueron divididas en un conjunto de elementos fibra con las propiedades del material correspondiente. Las secciones se dividieron en una sola dirección, que en los ejes locales, coincide con la dirección del vector giro asociado a los análisis (dirección Z tanto en el sistema local como global).

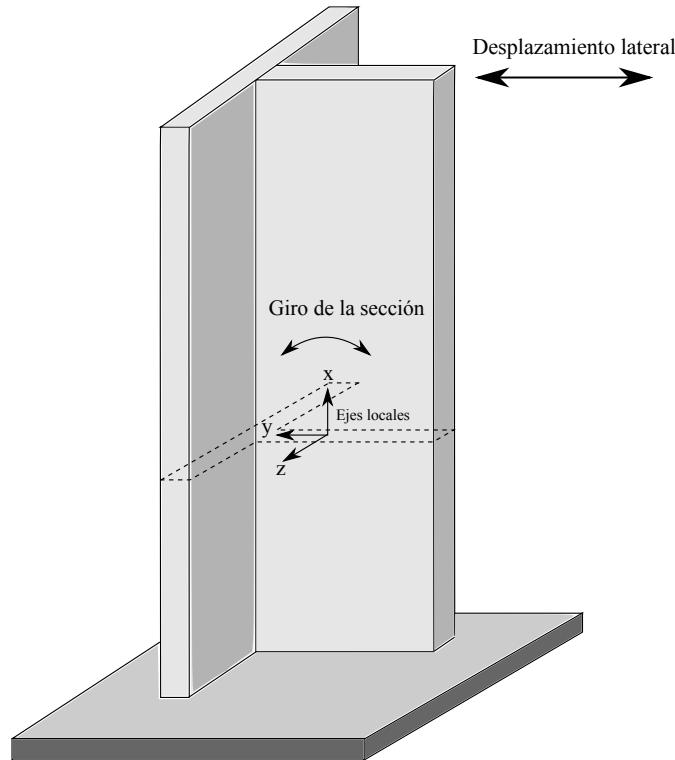


Fig. 3.20: Vector asociado al giro de la sección transversal

La distribución de las barras de acero en el modelo de fibra se hizo coincidir con la posición de las barras de las probetas en estudio. Al tratarse de un modelo de fibra, las barras horizontales no se toman en cuenta en la modelación. El hormigón fue discretizado en fibras de sección rectangular. Se distinguió entre fibras correspondientes al hormigón de recubrimiento e internas. Estas a su vez se separaron entre las que estaban sujetas a confinamiento y las que no. La distinción entre hormigón de recubrimiento y hormigón interno, por simplicidad, se hizo coincidir con los centros de las armaduras longitudinales, tal como se aprecia en las figuras 3.21 y 3.22. Mayor refinamiento no resultó en cambios importantes en la respuesta.

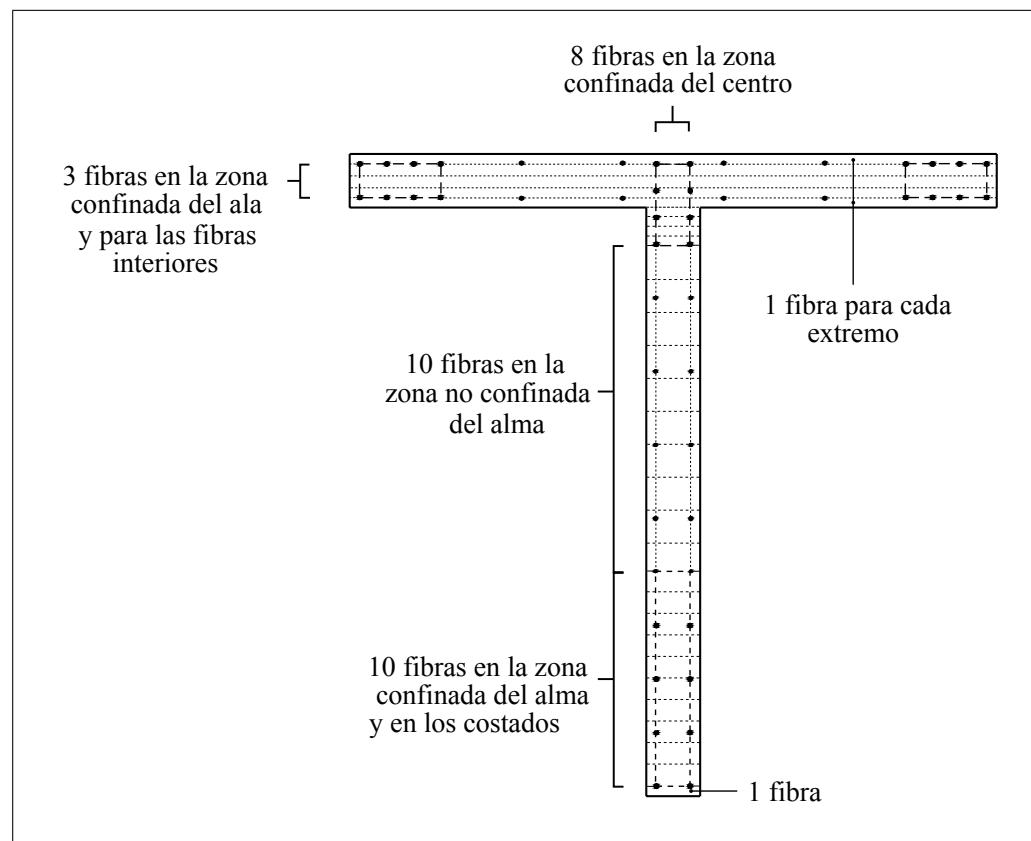


Fig. 3.21: Discretización del hormigón, sección TW2

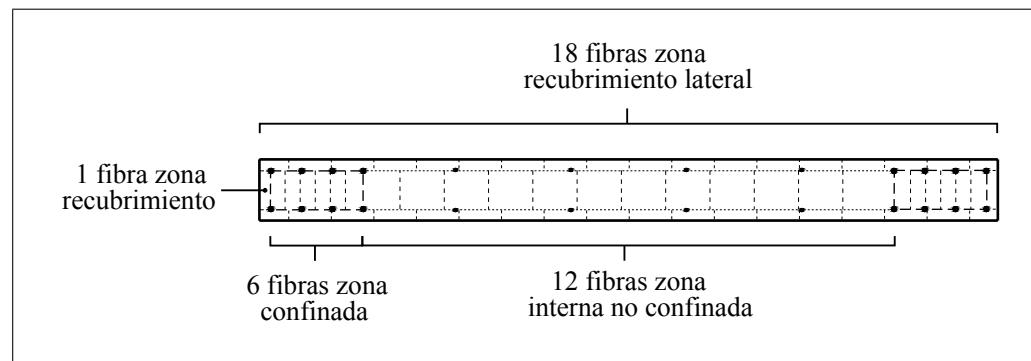


Fig. 3.22: Discretización del hormigón, sección RW2

3.4.4.2. Modelación de los Elementos Columna

Los muros fueron modelados como elementos verticales uniaxiales. Ambos muros se construyeron con 16 elementos de plasticidad distribuida según la formulación basada en fuerzas, configuración que permite concentrar, para los muros en estudio, las deformaciones a nivel de la base. Cada uno de estos elementos tiene una altura de 23 cm en el modelo, valor que permite comparar las deformaciones unitarias obtenidas a partir de los análisis en la base contra las medidas en los ensayos. La carga total del sistema se aplica en el nodo superior, por simplicidad. En la base del modelo, entre el primer elemento vertical y el empotramiento, se sitúa un resorte rotacional que

permite incorporar las deformaciones producidas por la fisuración entre los muros y el pedestal, tal como se describe en el punto [3.4.2].

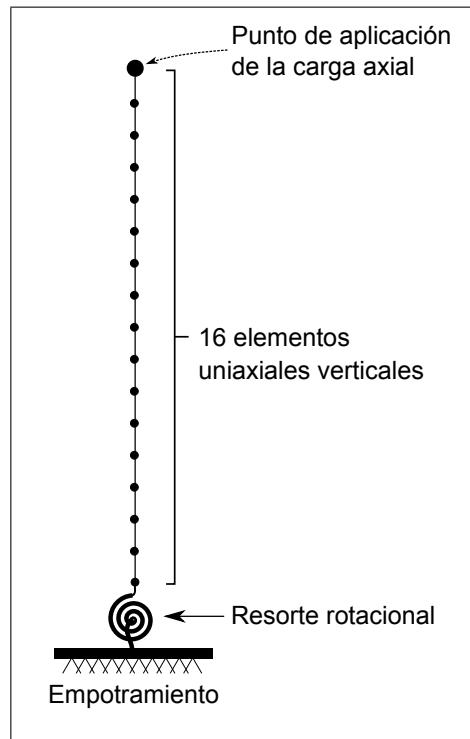


Fig. 3.23: Representación de los modelos de los muros RW2 y TW2 en altura

3.4.4.3. Modelación de los Materiales

El hormigón fue modelado con el modelo *Concrete02*, las barras longitudinales no sujetas a pandeo con el modelo *Steel02* y las barras donde sí se incorporó el pandeo entre estribos (barras de borde) a través del modelo *ReinforcingSteel*. En un trabajo posterior al de Thomsen y Wallace, donde también se modelaron los muros anteriormente descritos, se calibraron los parámetros de las curvas tensión-deformación del concreto y del acero. Ese trabajo fue realizado por los autores Orakcal y Wallace [11] en el año 2006. Los valores obtenidos en su calibración se anexan en la tabla [7.1], al final de este trabajo.

Para el hormigón solo se consideron de la tabla [7.1] los valores de los parámetros para el caso sin confinamiento. En las zonas confinadas, esos valores fueron ajustados en base a lo descrito en la sección [3.3]. Así, los modelos fueron implementados con los parámetros presentes en las tablas [3.1] y [3.2].

Tabla 3.1: Parámetros del hormigón sin confinamiento

Parámetro	Valor
$f'c$	42.8 MPa
ε_0	0.002
ε_u	0.01
f_u	0.0
λ	0.1
f_t	2.0 MPa
E_{ts}	1000 MPa

Para el acero se utilizaron, por simplicidad, solamente los valores de la tabla 7.1 correspondientes a las barras longitudinales de borde del ala.

Tabla 3.2: Parámetros del acero

Parámetro	Valor
f_y	395 MPa
E_s	200 GPa
b	0.0185
R_o	20
$cR1$	0.925
$cR2$	0.15

3.4.5. Resultados Obtenidos de la Calibración

A continuación, se compara la respuesta obtenida de los modelos de Thomsen y Wallace con lo obtenido a través de los modelos desarrollados en este trabajo. En la figura 3.24 se contrastan las deformaciones de techo, en términos de *drift*, y el corte a nivel basal (equivalente a la carga lateral aplicada). El primer cuadrante corresponde al comportamiento del muro cuando el ala se encuentra en compresión, mientras que el tercer cuadrante corresponde a la situación en que el alma se encuentra comprimida. En términos de capacidad, es decir, a nivel de corte en la base de los muros, se distingue un mayor corte alcanzado en el modelo cuando el alma se encuentra en compresión, del orden de un 10 % adicional por sobre lo alcanzado en el ensayo. Cuando el ala del muro se encuentra en compresión, la diferencia es bastante similar en términos porcentuales (del orden del 5 %), pero en este caso la capacidad del modelo está por debajo de la respuesta del ensayo. Otro aspecto relevante a considerar también, es la baja pérdida de capacidad por ciclos que muestra el modelo, a diferencia de los observado en la respuesta del ensayo cuando el borde del alma se encuentra en compresión.

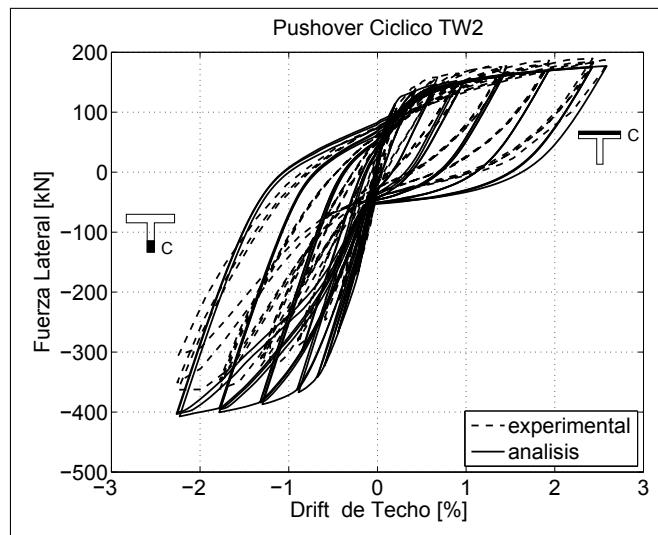


Fig. 3.24: Comparación de la Respuesta Global del Muro TW2

Los resultados presentados en la figura 3.24 no son capaces de reflejar el daño mostrado en la figura 3.19, como desprendimiento de hormigón perimetral o pandeo de las barras longitudinales de borde. Es por eso que en la figura 3.25 se compara el nivel de deformación axial en la base, para la fibra más extrema del alma, durante toda la etapa de ciclo carga y descarga. Para la curva experimental, solo se muestra hasta donde fue posible efectuar la medición. Esas mediciones fueron obtenidas a través de los registros de los LVDT ubicados a nivel de la base, como se muestra en la figura 3.15. En el modelo, las deformaciones unitarias quedan bien estimadas cuando el borde del alma del muro se encuentra en tracción, de modo que en los valores *peak*, para los últimos ciclos registrados durante el ensayo, prácticamente no hay diferencia. En cuanto a las compresiones, éstas quedan subestimadas en un 50 %. Sin embargo, cuando en el análisis se efectúa un ciclo adicional al último registrado durante el ensayo, se alcanza un 1 % de deformación, que es significativo y se traduce en inicio de daño en la estructura.

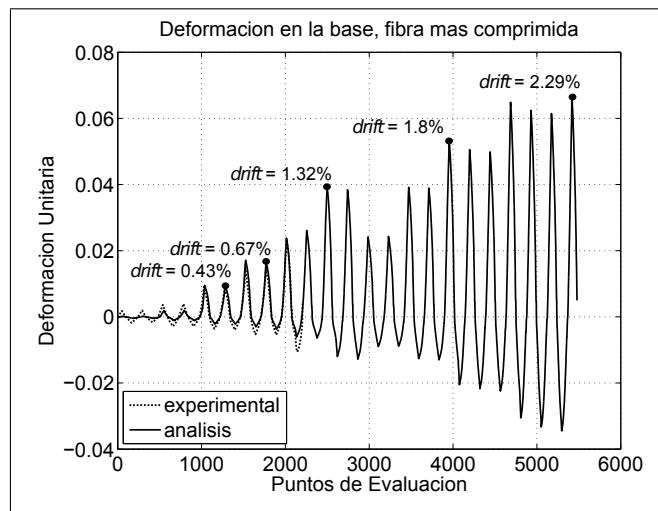


Fig. 3.25: Comparación de la Deformación Unitaria Borde Alma para el muro TW2

Otro aspecto a considerar es la diferencia entre la deformaciones máximas de tracción y las máximas en compresión para cada ciclo de carga-descarga. Para el ensayo, las deformaciones en tracción son aproximadamente 2 veces las deformaciones en compresión, entre tanto que para el modelo, esta diferencia es del orden de 3 veces mayor por el lado de la tracción.

En cuanto a RW2, la figura 3.26 muestra la respuesta global del modelo en comparación con lo observado experimentalmente. En este caso, se consigue una buena estimación de la capacidad en términos de esfuerzo de corte en la base del muro. Lo que no se logra interpretar a través de estas curvas es degradación de la capacidad, situación que sí se observa, pero en menor medida, al observar el daño presentado en la figura 3.19. No se presenta una comparación en términos de las deformaciones unitarias en la base, porque en este trabajo se dio énfasis al estudio de la respuesta de muros de sección T. Es por ello que en la sección siguiente se estudiará paramétricamente la respuesta de muros con este tipo de sección, a modo de evaluar el desempeño para diferentes consideraciones de diseño estructural.

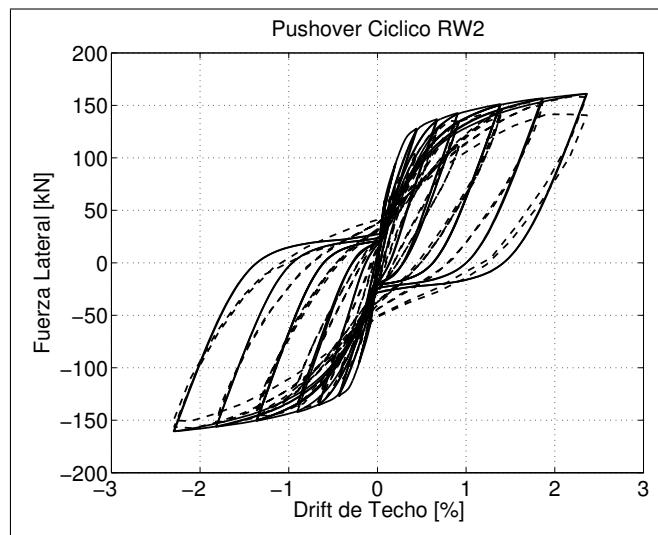


Fig. 3.26: Comparación de la Respuesta Global del Muro RW2

3.4.6. Estudio Paramétrico de la Respuesta

Se evaluaron cuatro parámetros en la respuesta global del modelo del Muro TW2: la calidad del hormigón (en términos de $f'c$), el nivel de confinamiento en el borde libre del alma, la influencia de considerar o no pandeo de barras longitudinales de borde y el nivel de carga axial. Cada uno de ellos se evalúo de manera aislada. En cuanto al nivel de confinamiento, se consideraron dos efectos. Uno de ellos es la cantidad de confinamiento, medido en términos de cuantía de armadura de estribos. El otro, la longitud o extensión de la zona con confinamiento en el borde libre del alma. Para el caso de la cantidad de confinamiento, se evaluó la situación sin estribos, es decir, sin una mejora de la capacidad de la hormigón en términos de los parámetros que constituyen su curva tensión-deformación *versus* la situación original. En cuanto a longitud de la zona confinada, se consideraron tres casos: 15 %, 30 % y 50 % del largo del alma. Finalmente, se comparó la respuesta del muro alterando la carga axial a 15 % y 30 % $f'c \cdot Ag$. En todas las comparaciones se efectuaron

análisis monotónicos, aplicándose la carga lateral de modo de comprimir el borde libre del alma de los muros.

3.4.6.1. Evaluación de la Cantidad de Confinamiento

La figura 3.27a muestra que al eliminar el confinamiento, la capacidad del sistema medida tanto en corte basal máximo alcanzado como en nivel de *drift* de techo, disminuye. En términos del corte basal, que equivale a la fuerza lateral aplicada, la degradación se observa al apenas superar el 0.5 % de *drift* de techo cuando el extremo del alma se encuentra en compresión, mientras que la estructura original aun conserva un comportamiento ductil aunque se supere el 2,5 % de *drift*. En cuanto al nivel de deformación, la figura 3.27b dice algo similar. Se observa, por el lado negativo (compresiones), un incremento considerable de las deformaciones unitarias en el borde, produciéndose un quiebre importante al superar el 0,5 % de *drift*, y superando prácticamente en un 300 % el nivel de deformaciones alcanzado para un 2,5 % de *drift* de techo. Cabe destacar que este nivel de deformaciones está ligado al tamaño del elemento utilizado en el modelo. Aunque se ha mantenido una energía de fractura consistente con la variación del tamaño del elemento, eso no corrige la deformación de la fibra, por lo que este gráfico sólo es descriptivo. El cambio de rigidez inicial en la curva de la respuesta global se debe a que la formulación del confinamiento amplifica el valor de ϵ_0 , pero por la manera en que se modela la curva ascendente en compresión, no se conserva la rigidez del hormigón.

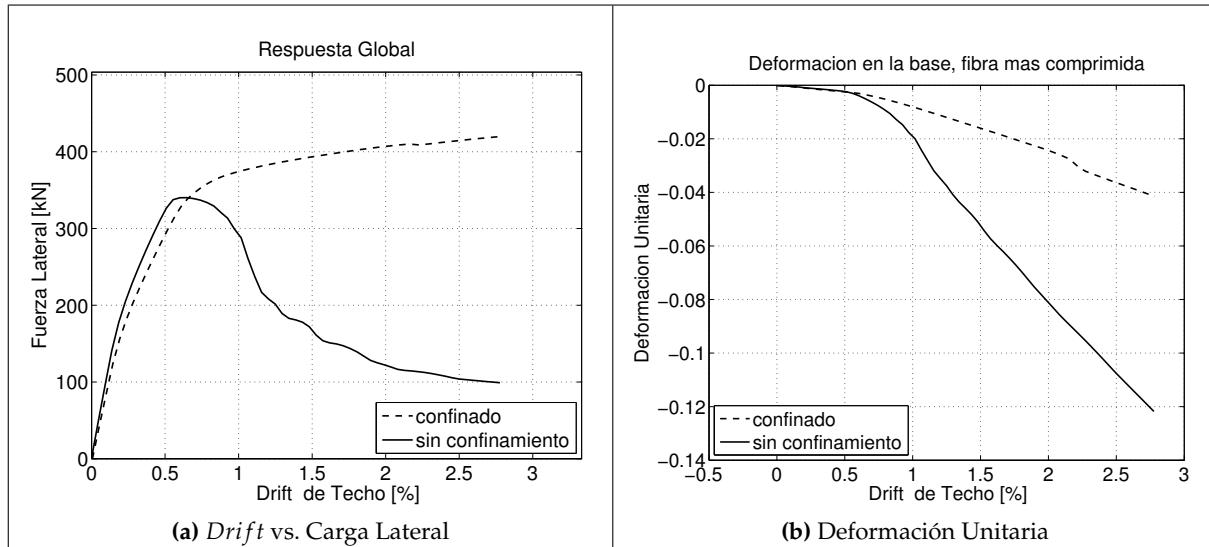


Fig. 3.27: Evaluación de la Cantidad de Confinamiento

3.4.6.2. Evaluación de la Calidad del Hormigón

De la figura 3.28, se observa que el disminuir el valor de $f'c$ en un 30 % se traduce en una menor capacidad a carga lateral del sistema. Sin embargo, este cambio en la calidad del hormigón no significa una pérdida de ductilidad del modelo por degradación del material, como se puede

observar en la figura 3.28a. En términos de deformación unitaria, tampoco esta se ve afectada considerablemente para el máximo desplazamiento de techo al que fue sujeto el modelo. Esto se debe, principalmente, a que la ductilidad del sistema es provista por el buen confinamiento de borde presente en el modelo. La baja en la capacidad a carga lateral es prácticamente proporcional a la disminución de f'_c , pero dado el buen confinamiento, el hormigón interno mantiene su integridad global una vez que se supera la tensión máxima de compresión y es por esta razón, que la ductilidad del sistema no se ve afectada.

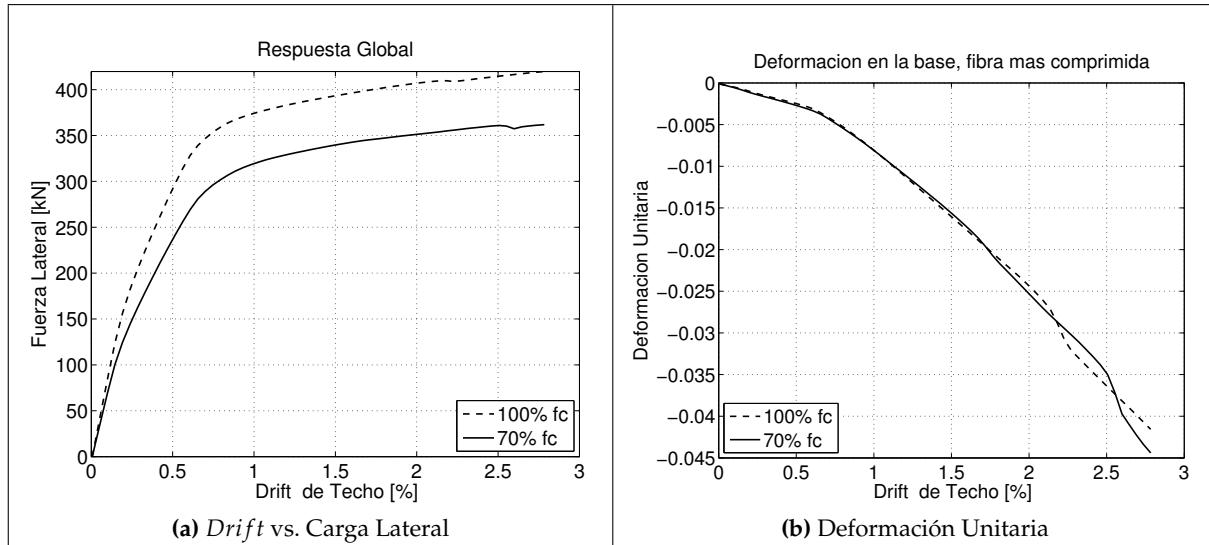


Fig. 3.28: Efecto de la Calidad del Hormigón

3.4.6.3. Evaluación del Pandeo entre estribos de las Barras Longitudinales de Borde

El pandeo las barras longitudinales de borde está directamente relacionado con el espaciamiento de los estribos de confinamiento. Este espaciamiento está, al mismo tiempo, relacionado con la forma en que se modela el confinamiento. Hasta el momento no se ha implementado una metodología que permita modelar los dos efectos de manera simultánea. Es por esta razón que se efectuaron dos comparaciones. La primera considera tanto la variación de la calidad del hormigón confinado y la calidad del acero de refuerzo longitudinal de borde (figura 3.29), mientras que la segunda (figura 3.30) solo considera la modificación de la calidad del acero, en función del espaciamiento entre estribos, evaluado en términos de L/D , donde L es la longitud libre entre los estribos y D , el diámetro de la barra longitudinal. De los resultados presentes en las figuras 3.29 y 3.30, se puede decir que modelar de manera aislada el pandeo de las barras longitudinales no es significativo, al menos hasta un 1.5 % de *drift* de techo para los modelos estudiados. El impacto más importante se observa al considerar el efecto conjunto. Sin embargo, los resultados presentes en la figura 3.29 se muestran bastante similares a los resultados donde se evaluó la calidad del confinamiento, al menos en términos de la degradación de la capacidad y del aumento importante de las deformaciones de la fibra más solicitada en compresión antes del 1 % de *drift*. Estos resultados se utilizarán para descartar, en los estudios paramétricos posteriores, el efecto del pandeo de barras longitudinales entre estribos. La razón principal de este descarte se debe a que hasta el momento

no existen modelos que acoplen de manera apropiada el empuje que ocasionaría el pandeo de las barras longitudinales sobre el hormigón de recubrimiento, lo que acarrería una mayor facilidad de vaciamiento del hormigón interno. Es decir, al considerar pandeo en barras longitudinales, no se puede esperar que la respuesta del hormigón confinado se mantenga inalterada. Los modelos de confinamiento asumen que se ha restringido el pandeo de barras con relaciones de aspecto L/D que no superan un valor de 6 y por eso, solo se considerará en los estudios paramétricos que siguen, el cambio en la calidad del hormigón en función del mayor espaciamiento entre estribos, sin modificarse la calidad del acero a través de la incorporación de pandeo de las barras longitudinales de borde en sus parámetros constitutivos.

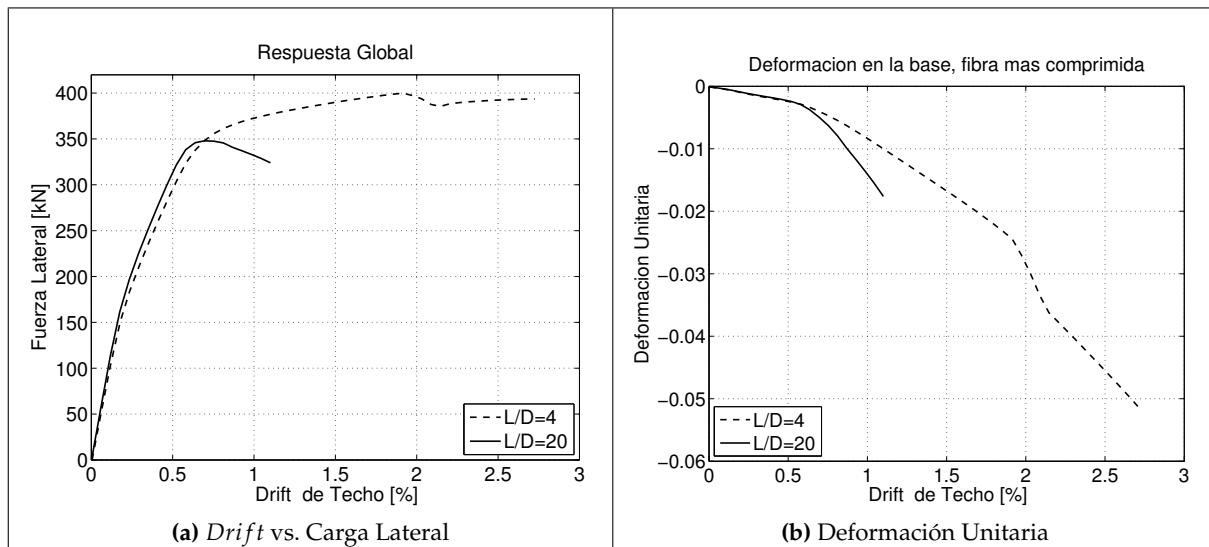


Fig. 3.29: Modelación del Pandeo de las Barras Longitudinales considerando la Influencia sobre la Calidad del Hormigón con Confinamiento.

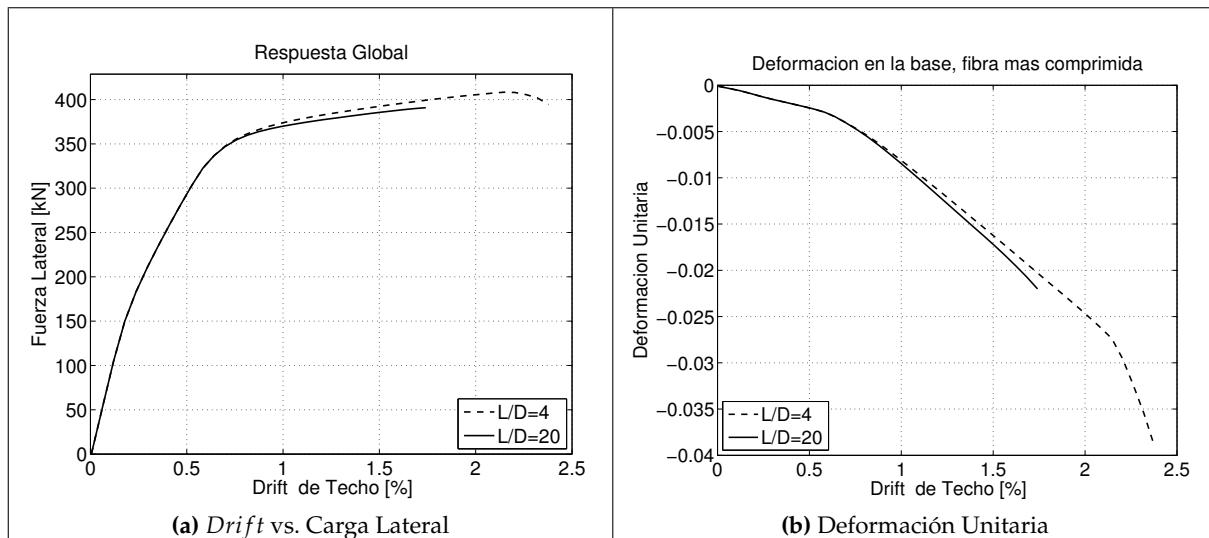


Fig. 3.30: Modelación del Pandeo de las Barras Longitudinales sin considerar la influencia sobre la calidad del hormigón.

3.4.6.4. Evaluación de la Variación de la Carga Axial

La figura [3.31a] muestra un aumento la fuerza lateral a nivel de la base alcanzado al aumentar la carga axial, que se traduce una mayor capacidad. Sin embargo, la ductilidad del sistema se ve reducida rápidamente. Para un 15 % de f'_c por Ag de carga axial, la pérdida de ductilidad se alcanza antes de un 1.5 % de *drift* de techo. Para el caso en que la carga axial sube a un 30 % $f'_c \cdot Ag$, la estructura se vuelve frágil, con un violento decaimiento de la capacidad antes de alcanzar el 1 % de *drift*. Por otro lado, las deformaciones unitarias en la base del muro, en el borde del alma (Fig. [3.31b]) aumentan casi proporcionalmente al incrementarse la carga axial. Una diferencia importante se marca al superar un 0.7 % de *drift*.

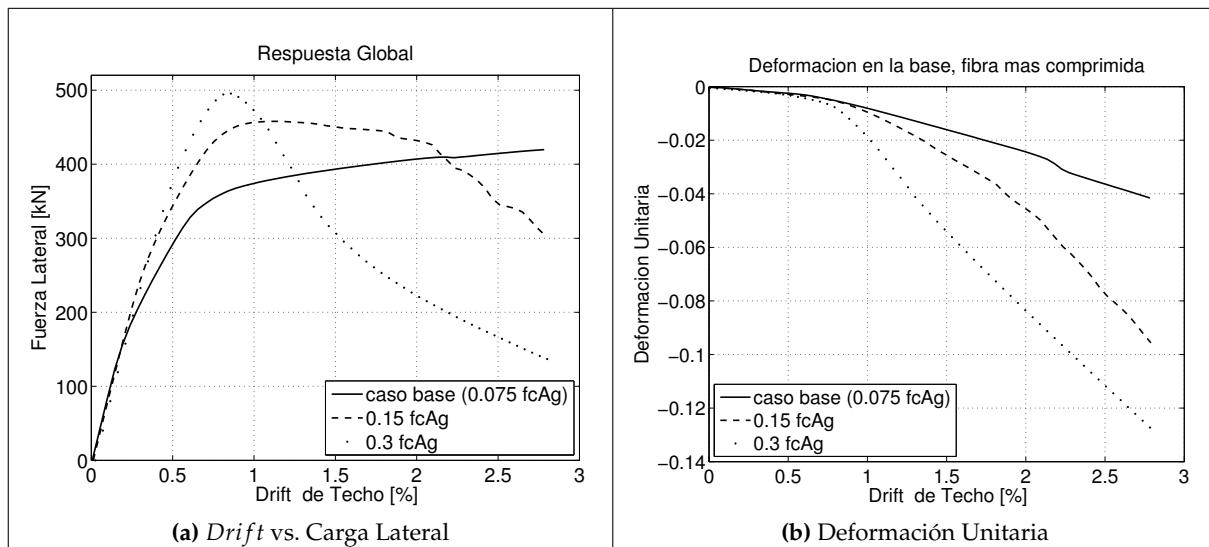


Fig. 3.31: Efecto de la Carga Axial

3.4.6.5. Evaluación de la Extensión de la Longitud de la Zona Confinada

La variación de la extensión del borde del alma con confinamiento también tiene un impacto en la respuesta. De acuerdo a la figura [3.32a], la carga lateral alcanzada no se ve mayormente afectada. Sin embargo, la ductilidad del muro se ve disminuida cuando la longitud confinada se reduce a un 15 % del largo del alma. Por otro lado, la figura [3.32b] muestra el impacto de esta longitud en las deformaciones unitarias máximas. Es posible observar que a mayor extensión del borde del alma con confinamiento, menores son las deformaciones unitarias en la base del muro, lo que se traduce en menor daño en la estructura.

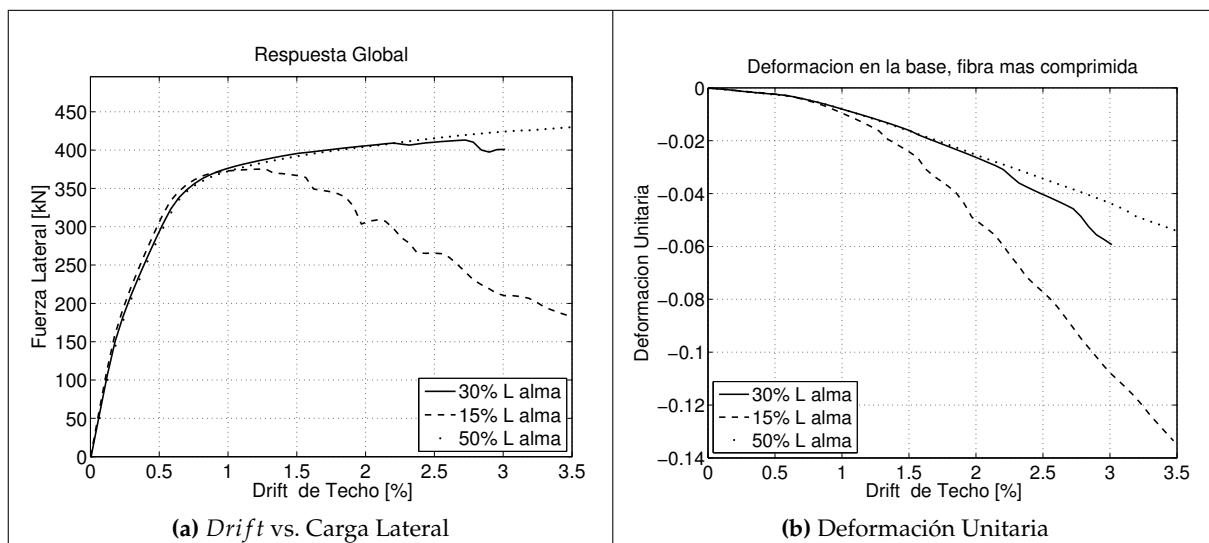


Fig. 3.32: Efecto de la Longitud con Confinamiento

Comentarios Finales del Capítulo

En resumen, para el estudio que sigue, donde se evaluará el desempeño de dos tipologías estructurales que se vieron fuertemente afectadas por el terremoto de Chile del 2010, se considerarán como parámetros relevantes e influyentes en la respuesta del sistema, la cantidad y extensión del confinamiento y el nivel de carga axial. Se añadirán otros casos de estudio, que se describen en el capítulo 4. Quedan descartados para los análisis la variación de la calidad del material y el efecto del pandeo de barras longitudinales de borde entre estribos modelado a través de variaciones en los parámetros de la curva tensión-deformación del acero. La evaluación de la calidad de los materiales se descarta también, pues en mediciones posteriores al terremoto, las dos estructuras que fueron consideradas para este trabajo no presentaban calidades de materiales inferiores a las especificadas en los planos correspondientes.

Capítulo 4.

Modelación

El presente capítulo corresponde a la parte fundamental de este trabajo de título. En éste se procede a modelar las tipologías estructurales descritas, en términos generales, en el capítulo 2. Con el trabajo realizado previamente en el capítulo 3, es posible extraer los resultados de la calibración a modelos representativos de los ejes resistentes, presentes en edificios habitacionales, que sufrieron daño importante y de manera local a nivel del primer subterráneo o del primer piso, que son estudiados a continuación.

Primero, se llevará a cabo una descripción de las estructuras analizadas, en cuanto a dimensiones, geometría, número de pisos, cuantías de armadura y materiales involucrados. Luego, se presentará la manera en que fueron confeccionados los modelos de estas estructuras. Posteriormente, se describen los análisis dinámicos a los que fueron sujetos los modelos, correspondientes a análisis tiempo-historia no lineales, dada la no linealidad de las curvas tensión-deformación de los materiales existentes. Finalmente, se describen y detallan las variaciones paramétricas realizadas sobre los modelos para evaluar diferentes niveles de desempeño, que serán discutidos en el capítulo 5, donde se presentan los resultados obtenidos de esta modelación.

4.1. Descripción de las Estructuras Analizadas

Para realizar un trabajo representativo del daño en estudio, se consideraron dos estructuras base para la modelación. Éstas corresponden a parte del sistema sismorresistente presente en dos edificios ubicados en la Región Metropolitana que se vieron afectados por el terremoto. Esquemáticamente, se presenta la figura 4.1 a modo de ilustración.

La primera, estructura A, consiste en uno de los ejes resistentes constituido por el encuentro dos muros T espalda con espalda. Esta configuración se observa en edificios con un pasillo central a lo largo en cada piso, con un muro a cada lado del pasillo, mientras que los muros perpendiculares son las divisiones entre departamentos. La otra configuración estructural en estudio, estructura B, también se genera por la presencia de un pasillo central en cada piso, pero a diferencia de la tipología anterior, en este caso existe un muro T hacia un lado del pasillo, mientras que hacia el otro lado existe una estructura un poco más irregular. Esta irregularidad se simplificó a un

muro elástico-lineal de sección rectangular, debido que no era de interés estudiar la respuesta de esa zona.

La calidad de los materiales, de acuerdo a la descripción presente en los planos estructurales corresponden a H30 ($f'c = 25 \text{ MPa}$) para el caso del hormigón y A63-42H ($f_y = 420 \text{ MPa}$) para el caso del acero, esto para todas las estructuras analizadas.

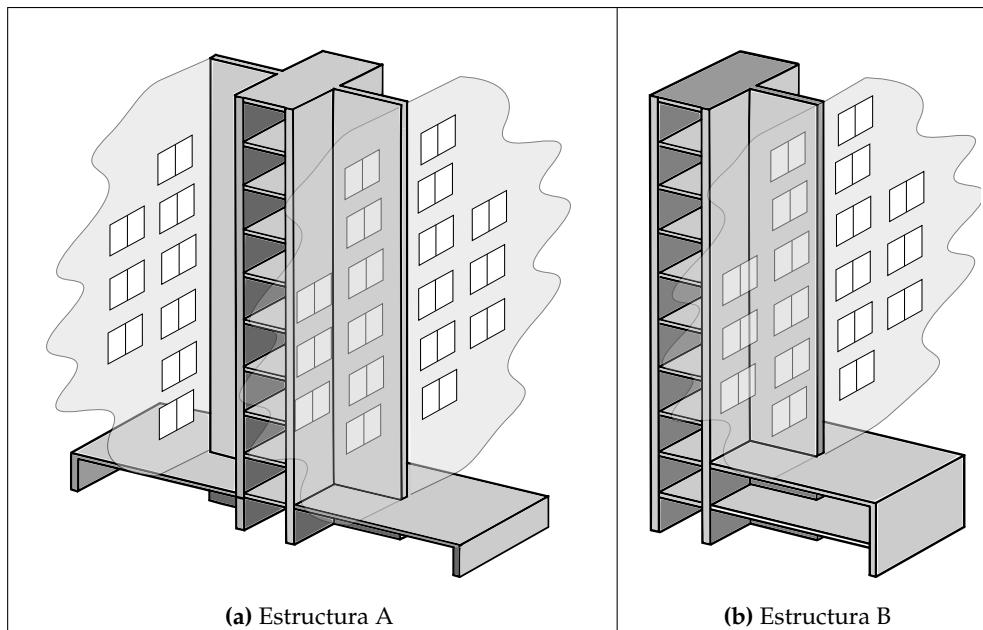


Fig. 4.1: Estructuras en Estudio

4.1.1. Estructura A

4.1.1.1. Secciones transversales

La estructura A se compone de cuatro secciones transversales diferentes, dos de ellas presentes en el muro T de la izquierda y dos de ellas en el de la derecha. Estas cuatro secciones son las de mayor relevancia para la modelación, pues a través de las deformaciones que se obtengan en éstas, se buscará explicar el posible daño debido a la acción sísmica. Para cuantificar las dimensiones y las armaduras longitudinales presentes en estas secciones se hace uso de la figura 4.2 y de la tabla 4.1.

Las secciones 1 y 2 de la tabla 4.1 corresponden a las secciones transversales de los muros en los subterráneos (izquierda y derecha respectivamente) y las secciones 3 y 4, las de los muros que continúan en la altura.

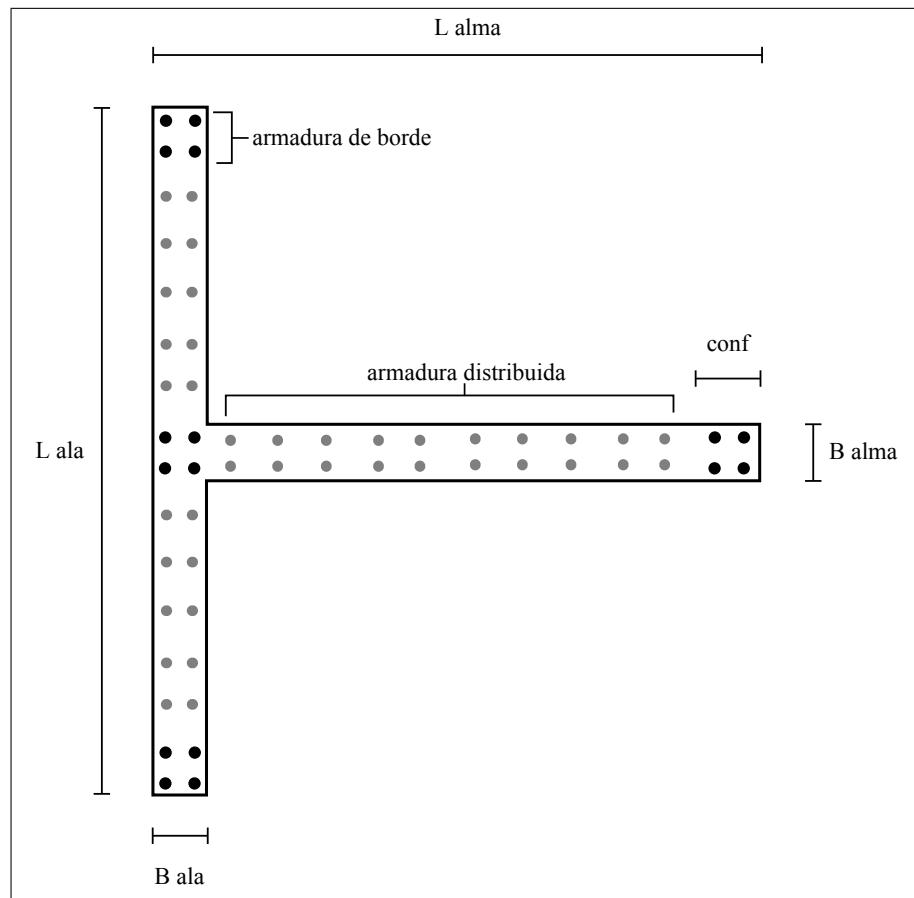


Fig. 4.2: Esquema sección transversal

Tabla 4.1: Secciones Estructura A1

		Sección			
		1	2	3	4
Dimensions	L ala	[cm]	529	529	529
	B ala	[cm]	20	20	17
	L alma	[cm]	585	510	585
	B alma	[cm]	25	30	17
	conf	[cm]	0	0	0
Armadura	Ala	nº barras borde	2	4	2
		diá. Barras borde [mm]	16	16	16
		diá. Barras dist. [mm]	8	10	8
		esp. Barras dist. [cm]	20	20	22
Armadura	Alma	nº barras borde	10	4	4
		diá. Barras borde [mm]	25	22	16
		diá. Barras dist. [mm]	12	8	8
		esp. Barras dist. [cm]	12	12	22
Centro	nº barras		10	4	4
	diá. Barras	[mm]	25	22	16

4.1.1.2. Descripción en elevación

De acuerdo a la figura 4.1a, esta estructura consta de un subterráneo y 19 pisos adicionales (la cantidad de pisos de la figura 4.1a es esquemática). Las losas que aparecen justo en el primer piso se apoyan sobre los muros perimetrales. Como se ha mencionado anteriormente, las secciones 1 y 2 de la tabla 4.1 corresponden a las de los muros del subterráneo (izquierda y derecha), mientras que las secciones 3 y 4 van desde el primer piso hasta el último. Las alturas entre piso se detallan en la tabla 4.2.

Tabla 4.2: Alturas entre piso estructuraA

Piso	Altura entre piso [cm]
subterráneo	338
1 a 19	252

4.1.1.3. Losas de acoplamiento

Las losas que conectan los muros T con los muros perimetrales se modelaron de 5 metros de ancho, 3 metros de longitud, medidos desde el centro geométrico de los muros y 18 cm de espesor, con una cuantía de armadura del dos por mil tanto superior como inferior. Las losas centrales (de los pasillos) tienen 160 cm de longitud, 5 metros de ancho y 15 cm de espesor, con la misma cuantía de armadura que las losas anteriores.

4.1.1.4. Muros perimetrales

Estos se consideraron de 40 cm de espesor. Mayor descripción se realizará en la sección 4.2, donde se detallará cómo se consideraron cada uno de los elementos estructurales para la modelación.

4.1.2. Estructura B

4.1.2.1. Secciones transversales

A diferencia de las estructura A, en este caso solamente existe un muro de sección T en la vertical. La sección 1 está presente los dos subterráneos y la sección 2 va desde el primer piso hacia arriba. Las dimensiones y armaduras de éstas se detallan en la tabla 4.3.

Tabla 4.3: Secciones Estructura B

		Sección	
		1	2
Dimensions	L ala	[cm]	500
	B ala	[cm]	20
	L alma	[cm]	555
	B alma	[cm]	25
	conf	[cm]	0
Armadura	nº barras borde		4
	diám. Barras borde	[mm]	16
	diám. Barras dist.	[mm]	8
	esp. Barras dist.	[cm]	15
	nº barras borde		4
Alma	diám. Barras borde	[mm]	25
	diám. Barras dist.	[mm]	10
	esp. Barras dist.	[cm]	17
	nº barras		4
Centro	diám. Barras	[mm]	25
			18

4.1.2.2. Descripción en elevación

De acuerdo a la figura 4.1b, esta estructura consta de dos subterráneos y 18 pisos adicionales (los pisos de la figura son esquemáticos). Las losas que aparecen justo en el cielo del primer y segundo subterráneo se apoyan sobre los muros perimetrales. Las alturas entre piso se detallan en la tabla 4.4 (el subterráneo 1 está inmediatamente bajo el primer piso).

Tabla 4.4: Alturas entre piso estructura B

Piso	Altura entre piso [cm]
subterráneo 1	337
subterráneo 2	313
pisos 1 al 18	248

4.1.2.3. Losas de acoplamiento

En este caso, las losas que conectan los muros T con los muros perimetrales se modelaron de 5 metros de ancho, 3 metros de longitud, medidos desde el centro geométrico de los muros y 15 cm de espesor, con una cuantía de armadura del dos por mil tanto superior como inferior. Las losas adicionales en la altura que se conectan con el muro rectangular de la izquierda tienen 160 cm de longitud, 5 metros de ancho y 15 cm de espesor, con la misma cuantía de armadura que las losas anteriores.

4.1.2.4. Muros perimetrales y muro rectangular del lado izquierdo

Los muros perimetrales se consideraron en 40 cm de espesor, mientras que el muro rectangular de la izquierda en 20 cm. Mayor descripción se realizará en la sección 4.2 donde se detallará cómo se consideraron cada uno de los elementos estructurales para la modelación.

4.2. Descripción de la Modelación

Tal como se llevó a cabo la calibración, la modelación de las estructuras se realizó en *OpenSees*. Se consideraron los mismo materiales en cuanto al hormigón confinado y no confinado. Para el caso del acero se utilizó el material *Steel02*, que no considera pandeo de barras. Este cambio se realiza debido a que solo se estudiará el efecto del confinamiento de la armadura transversal, desacoplado del pandeo de las barras longitudinales.

Los muros T fueron modelados a través de elementos uniaxiales con plasticidad distribuida, donde todas las deformaciones y formas de falla están asociadas a flexión y carga axial. No se incorporó la falla potencial de corte, aunque en los resultados se comenta respecto a los niveles de corte alcanzados. Fue necesario incorporar cachos rígidos desde los centroides de los muros hasta los puntos en donde se conectan las losas, para mejorar la modelación, a modo de hacerla más consistente con la estructura original. Los muros perimetrales y el muro perimetral de la estructura B fueron modelados como elementos elásticos-lineales, pues no es de interés para este estudio evaluar el daño en estos elementos. Algo similar ocurre con las losas. Éstas fueron modeladas como elementos elasto-plásticos considerándose la relación momento-curvatura obtenida a partir de análisis seccionales de estos elementos. Esto fue necesario para evitar problemas de convergencia al alcanzarse la capacidad de las losas en los análisis tiempo historia. Además, se consideraron axialmente indeformables, para permitir una buena compatibilidad de desplazamientos entre los muros T en toda la altura. Las propiedades mecánicas de los elementos de acople están presentes en los anexos al final de este trabajo.

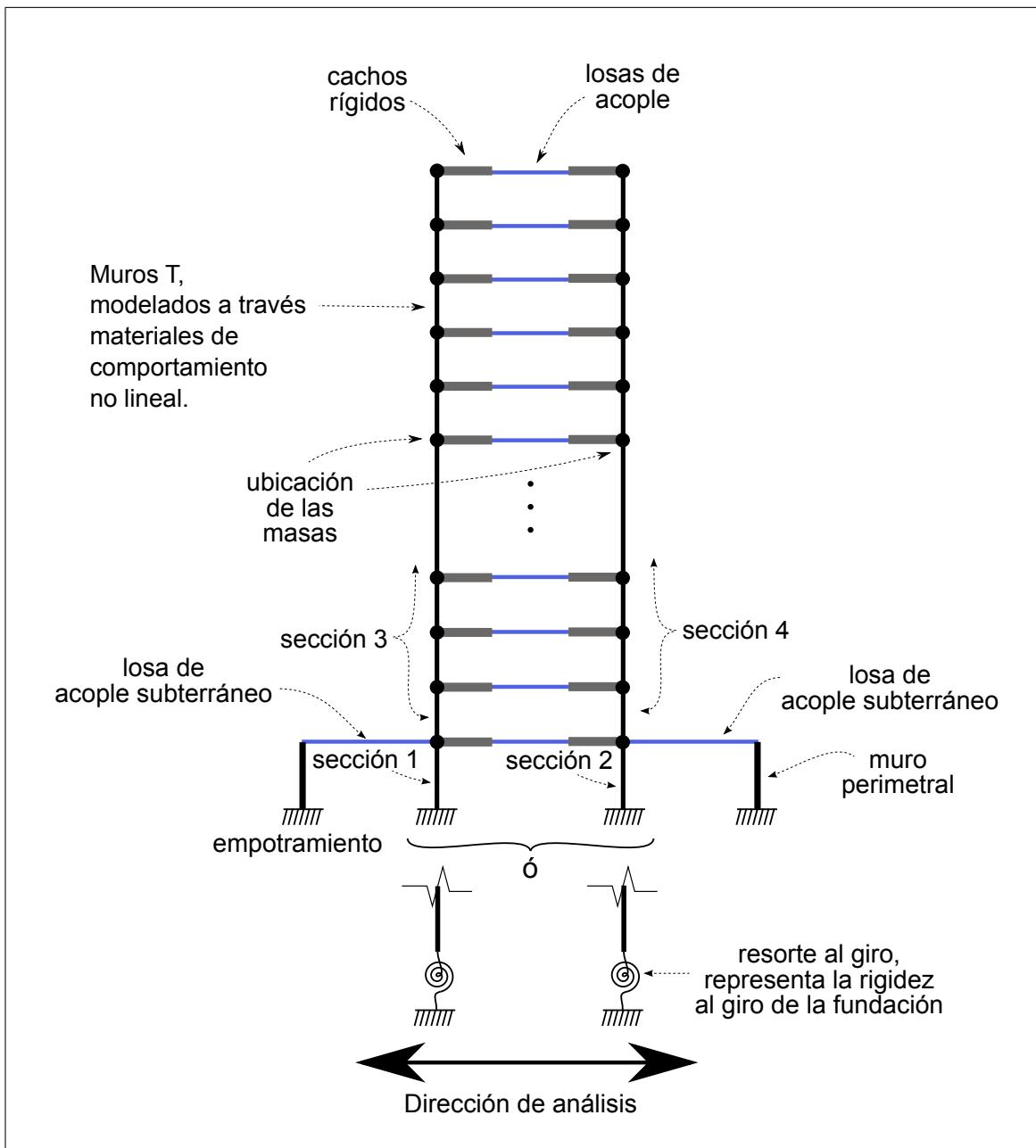


Fig. 4.3: Esquema de la Modelación de la Estructura A

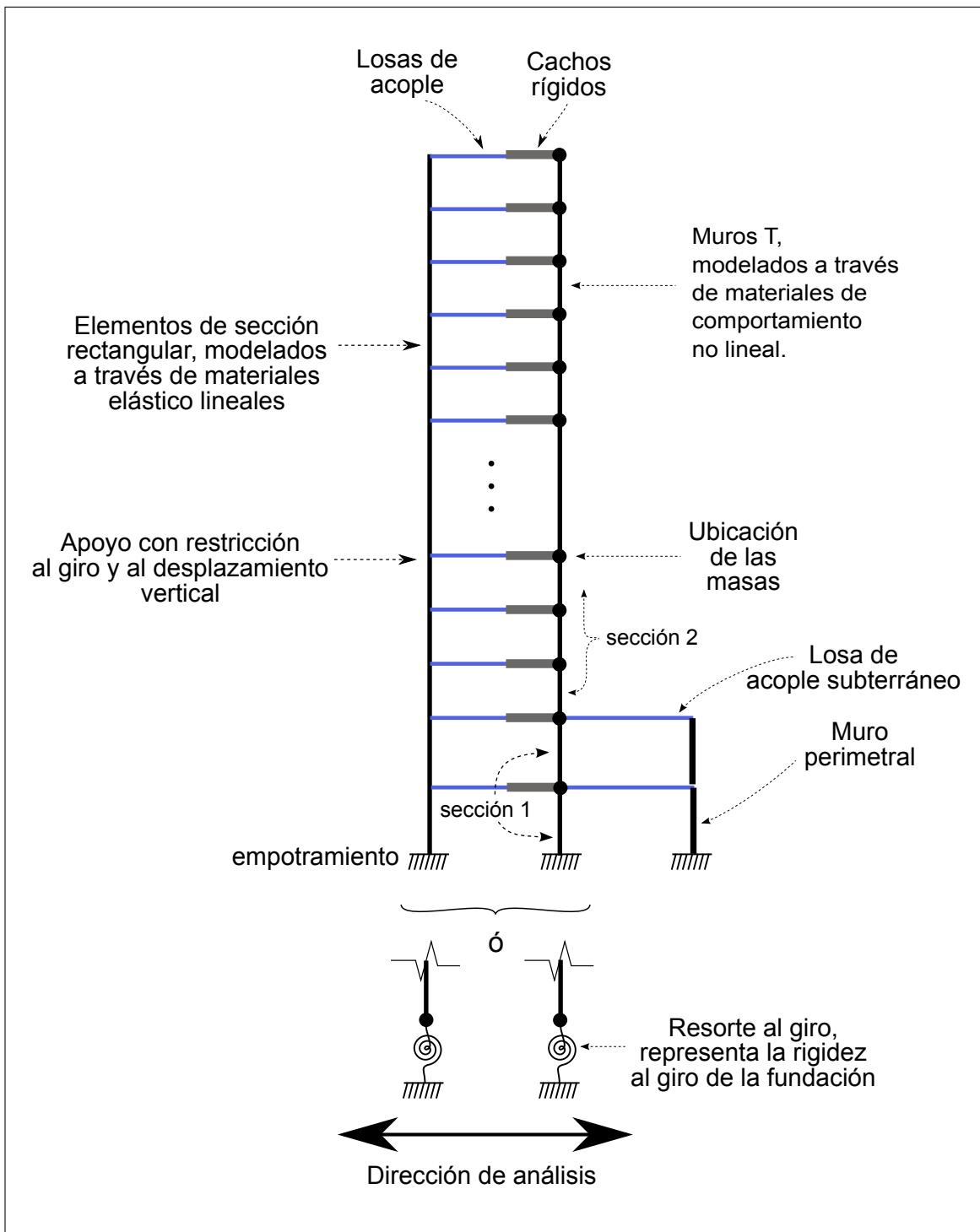


Fig. 4.4: Esquema de la Modelación de la Estructura B

4.2.1. Aplicación de la Carga Axial

La carga axial se aplicó en nodos ubicados en cada uno de los pisos del edificio, como carga puntual. Dado que esta es una modelación paramétrica, sobre cada uno de estos nodos se aplicó una carga igual a $10\% \cdot f'_c \cdot A_g$ dividida por el número de pisos, donde A_g corresponde al área en

planta del muro de mayores dimensiones. . De este modo, al aplicar inicialmente en el sistema solamente la carga axial, la sección inferior queda solicitada con $10\% \cdot f'_c \cdot Ag$. Cabe destacar que para la estructura A, la carga axial se aplicó en el centro geométrico de los muros de sección T, mientras que para la estructura B, la carga fue aplicada en el centro geométrico del alma de los muros del mismo tipo de sección.

4.2.2. Implementación de los Análisis Tiempo-Historia

Los análisis tiempo-historia se llevaron a cabo mediante integración paso a paso a través del método de Newton. Adicionalmente, se consideró para todos los análisis un amortiguamiento clásico, según lo describe Chopra [4], asumiéndose una razón de amortiguamiento del 2 % para los modos primero y tercero en el estado no fisurado de los modelos.

Con lo anterior, es posible desarrollar los modelos de las estructuras base de las tipologías descritas, y evaluar, a través de los resultados presentes en el capítulo 5, si éstas fueron capaces de reproducir de manera razonable el daño observado en los muros de los primeros pisos. A continuación, se procede a describir las variaciones paramétricas a las que fueron sujetos los modelos, para evaluar, según ya se ha mencionado, distintos niveles de desempeño que serán discutidos, al igual que para los modelos base, en el capítulo 5.

4.3. Casos de Análisis del Estudio Paramétrico

Se consideraron diferentes casos de estudio sobre las estructuras A y B. Los casos de estudio fueron:

1. Variación del número de pisos
2. Variación de la carga axial y del confinamiento de borde
3. Longitud de la zona confinada de borde
4. Tipo de fundación y variación del espesor de los muros perimetrales
5. Distinto registro de aceleraciones

Para los cuatro primeros casos se utilizó la componente longitudinal del registro obtenido en el centro de la ciudad de Concepción [2]. A continuación se detallan cada uno en forma específica.

4.3.1. Variación del Número de Pisos

Las estructuras se modelaron con 10, 15, 20 y 25 pisos (sin contar los subterráneos). Se analizaron dos patrones de variación: primero, sin modificar la armadura longitudinal ni la masa total (tomando como referencia el total de pisos de cada una de las estructuras) y segundo, haciendo una variación proporcional de éstos con respecto al número de pisos.

4.3.2. Variación de la Carga Axial y del Confinamiento de Borde

En este caso, se ejecutaron tres variaciones para ambas estructuras (A y B). La primera consistió en variar el porcentaje de carga axial a 10, 15 y 30 % de $f'c \cdot Ag$ (Ag es el área de la sección transversal de mayor dimensión), sin confinamiento alguno en el borde del alma. Para la segunda, se consideró un confinamiento equivalente al recomendado por el ACI, extendido desde el borde hasta un 30 % del largo alma de los muros, variando la carga axial de 10 a 30 % de $f'c \cdot Ag$. Finalmente, la tercera variación consistió en mantener un 10 % de $f'c \cdot Ag$ como carga axial, pero reduciendo a la mitad la cuantía de confinamiento, extendida igualmente en un 30 % del alma de los muros, desde el borde de éstos.

De acuerdo al código ACI318-2005 en su ecuación 21-4, la armadura de confinamiento, A_{sh} , se define como:

$$A_{sh} \geq 0,09b_c s \frac{f'c}{fy t} \quad (4.1)$$

donde A_{sh} corresponde a la sección transversal de acero que cruza b_c , b_c corresponde el ancho centro a centro del acero de estribo más extremo, y s el espaciamiento vertical de los estribos. Para simplificar los análisis, se respetaron las limitaciones establecidas por el código de diseño, quedando b_c en 350 mm y s en 10 mm para los casos que se definen con buen confinamiento, y 20 mm cuando se hable de mitad de cantidad de confinamiento.

4.3.3. Longitud de la Zona Confinada de Borde

En este caso, se incorporó la misma cantidad de confinamiento del caso anterior en términos de cuantía de armadura transversal. Se varía ahora el largo desde el borde libre del alma que se confine. Éste parámetro se movió en 15, 30 y 50 % del largo del alma de los muros.

4.3.4. Tipo de Fundación y Variación del Espesor de los Muros Perimetrales

Se realizaron tres variaciones. La primera consistió en comparar la respuesta de la estructura modificando la condición de apoyo de los muros de sección transversal T. Se comparó la condición empotrada contra una fundación flexible, que fue modelada a través de un resorte rotacional apropiado para una constante de balasto de 10 kgf/cm³. La segunda, consistió en variar el espesor de los muros perimetrales en 40, 80 y 100 cm, manteniendo empotados los muros en su base. En la tercera variación, se hizo lo mismo que en la segunda en cuanto a la modificación del espesor de los muros perimetrales, pero los muros fueron apoyados, en este caso, sobre una fundación flexible, de las mismas características que en la primera variación. La modificación del espesor de los muros perimetrales se llevó a cabo para simular, de manera equivalente, distintos tipos de restricción al desplazamiento lateral que puede ejercer el suelo a nivel de las losas de subterráneo y de primer piso.

4.3.5. Distinto Registro de Aceleraciones

Se analizó la respuesta con y sin confinamiento para ambas estructuras en estudio con cuatro registros de aceleraciones (en el caso confinado, la cuantía de confinamiento es la misma descrita en el punto 4.3.2, pero extendida en el 50 % del alma desde el borde). Los registros fueron los obtenidos en el centro de la ciudad de Concepción, en Santiago Centro, en Maipú y en Viña del Mar. Para Concepción y Santiago se eligió la componente longitudinal, mientras que para Maipú y Viña del Mar, se escogió la componente Este-Oeste. En cuanto al registro de Concepción, según el informe RENADIC [2], la componente longitudinal tenía un azimut de 60 grados, por lo que por simplicidad, se le llamará en adelante Este-Oeste, tanto en los comentarios como en las figuras. Se eligen esos registros por ser representativos para las ciudades en donde un número importante de edificios presentaron el tipo de falla que modela en este trabajo. Los registros seleccionados corresponden a las aceleraciones corregidas por la línea base y filtrado de frecuencias altas y bajas con un filtro pasa banda de 0.15-0.25 a 23.0-25.0 Hz [2].

Para el estudio, los registros fueron remuestreados a una tasa de 50 Hz, con el fin de disminuir los tiempos de análisis y adicionalmente, evitar ciertos problemas de convergencia por exceso de discontinuidad en la señal, que fueron observados durante un proceso de testeо. Los registros utilizados se presentan en la figura 4.5, destacándose a través de círculos, las aceleraciones máximas de cada uno de ellos.

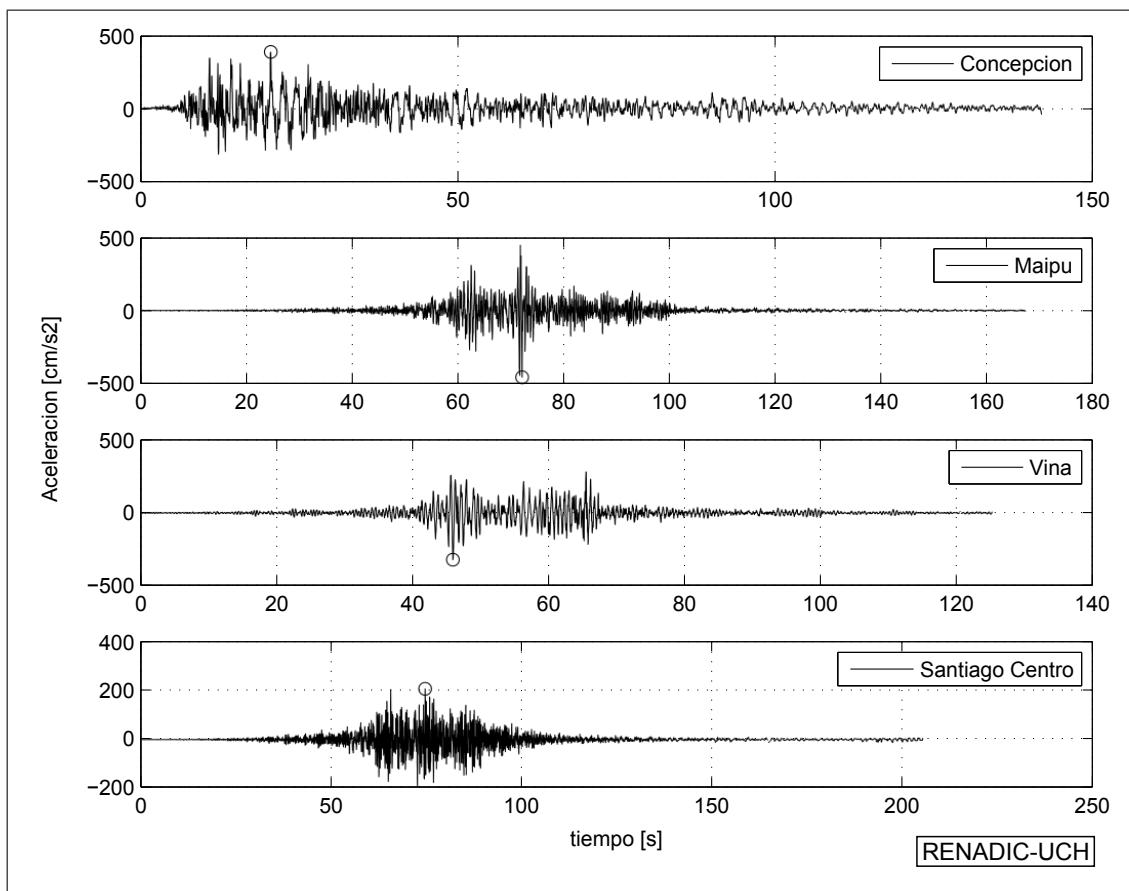


Fig. 4.5: Registros considerados [2]

Capítulo 5.

Resultados Obtenidos

Se modelaron las estructuras A y B conforme al capítulo anterior. En este capítulo se presentan los resultados obtenidos para los modelos base y para los distintos casos de estudio parámetrico descritos previamente. Para cada uno de ellos se registraron, durante los análisis tiempo-historia, esfuerzos y deformaciones que se utilizarán para evaluar el comportamiento de las estructuras estudiadas y cómo éste se ve afectado al variar distintos parámetros que las conforman. Los esfuerzos registrados son los esfuerzos de corte y momento en cada piso de la estructura. Se registraron, además, las deformaciones unitarias en el extremo del alma de los muros en toda la altura de los edificios.

Se presentan, primeramente y de manera aislada, los resultados obtenidos durante los análisis para las estructuras base, es decir, para las estructuras originales sin modificaciones de parámetros. Para los esfuerzos de corte, se incorpora en los resultados una línea que representa la capacidad de las secciones transversales más bajas, para poder estimar el nivel de solicitud al que se vieron afectadas. La capacidad al corte quedó determinada mediante una simplificación de la expresión recomendada por el código ACI318-2005:

$$V_{max} = 0,17 \cdot \sqrt{f'c} \cdot L_{Alma} \cdot B_{Alma} + f_{yt} \cdot \rho_s \cdot L_{Alma} \cdot B_{Alma}. \quad (5.1)$$

El primer sumando corresponde a la capacidad provista por el hormigón conforme a la ecuación (11-3) del mismo código de diseño. El segundo es una estimación de la resistencia al corte provista por el acero de refuerzo, donde f_{yt} es la tensión de fluencia de la armadura de refuerzo horizontal, ρ_s es la cuantía del refuerzo, que se fijó en un 4 por mil para todas las secciones, y L_{Alma} y B_{Alma} corresponden al largo y al ancho de las almas de las secciones, respectivamente. En la determinación de la capacidad al corte se despreció el efecto de la carga axial. La importancia de las líneas de capacidad al corte presentes en las gráficas de envolventes de corte de la figura [5.3] radica en que al tratarse de modelos de fibra, estos no incorporan el esfuerzo de corte como una limitante de su capacidad, ya que considera solo el efecto de flexión y axial. De este modo, el que los muros sobrepasen o no esta capacidad durante los análisis tiempo-historia, se tomará como una variable adicional para evaluar el daño.

En cuanto a la flexión, al tratarse de modelos de fibra, nunca se sobrepondrá la capacidad, pues esta queda controlada por el comportamiento uniaxial de los materiales considerados. Para

poder evaluar cuán cerca de los momentos máximos posibles se llegó durante los análisis tiempo-historia, se realizaron análisis seccionales momento-curvatura, donde es posible observar tanto la fluencia como el máximo momento que pueden tomar los muros estudiados.

5.1. Resultados Estructura A

En la figura 5.1 se presentan los resultados en cuanto a esfuerzo de flexión por piso para el análisis tiempo-historia al que fue sometido el modelo. Se grafican los esfuerzos medidos en toda la altura a intervalos de 0.2 segundos para ambos muros. Es posible observar la influencia de modos de vibrar adicionales al primer modo en la respuesta. Los resultados de los análisis momento-curvatura monotónicos de las secciones de los muros (todas con una carga axial de 10%·f'c·Ag) se presentan en la figura 5.2. La gráfica 5.2a presenta los resultados obtenidos cuando la sección es flexionada de modo de comprimir el ala y traccionar el alma, y en la de la derecha, figura 5.2b, el caso contrario. Es posible observar, de acuerdo a las curvas de momento por piso, cómo se alcanzan las capacidades a flexión para los primeros pisos de la estructura. Esto permite establecer que al menos el modelo llegó a algún nivel de daño. Para establecer esto con mayor precisión es necesario observar las curvas que presentan las deformaciones unitarias en el extremo libre del alma de los muros en estudio.

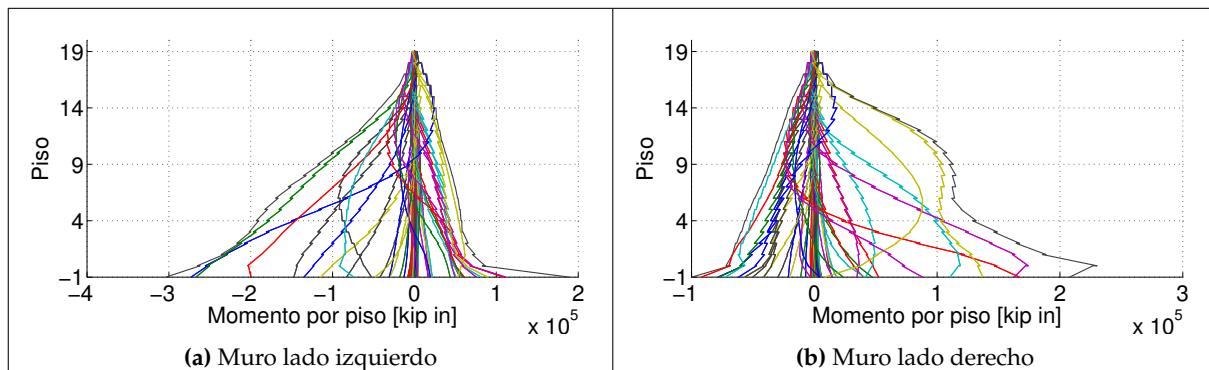


Fig. 5.1: Estructura A. Caso Base. Momentos en el Tiempo

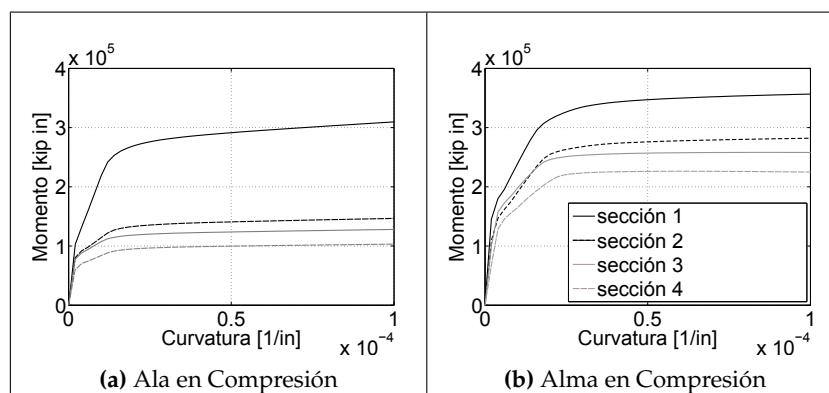


Fig. 5.2: Estructura A, Determinación Capacidad a Flexión

Para efectos de determinar la importancia de la solicitud de corte en los muros, se determinó la capacidad al esfuerzo corte de las secciones inferiores de los muros T a partir de la ecuación 5.1. Éstas capacidades se incorporan en los gráficos de envolvente de corte que se indican en la figura 5.3, según se mencionó al inicio del capítulo. Los resultados de capacidad al corte se tabulan en la siguiente tabla:

Tabla 5.1: Capacidad al Corte Secciones Inferiores Estructura A

Sección	Capacidad al corte [kip]
Izquierda	792
Derecha	829

En la figura 5.3, se presentan las envolventes de corte obtenidas como el mayor valor de esfuerzo de corte alcanzado en cada nivel durante todo el análisis. Se puede observar cómo en el muro más bajo, del muro de la izquierda, se supera levemente la capacidad.

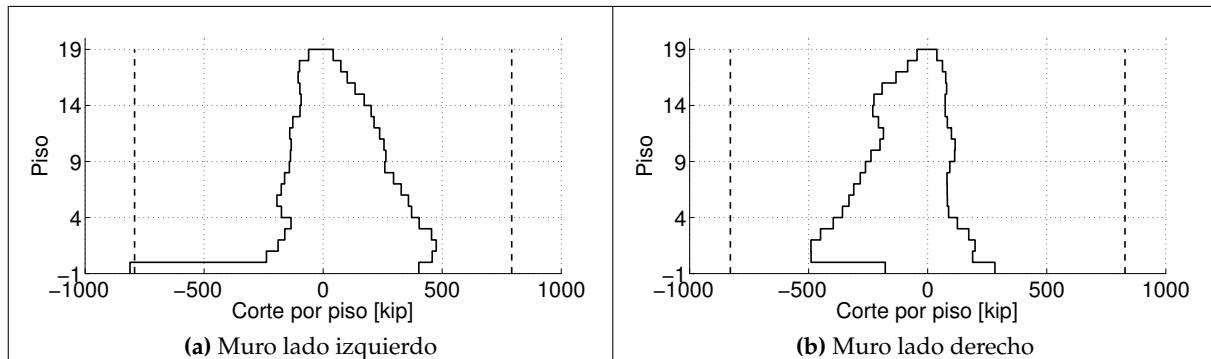


Fig. 5.3: Estructura A. Caso Base. Envolvente de Corte

En cuanto a la flexión, la figura 5.4 muestra las envolventes obtenidas. Se observa, más marcadamente en la respuesta del muro de la derecha, la excitación del segundo modo o incluso el tercer modo natural de la estructura.

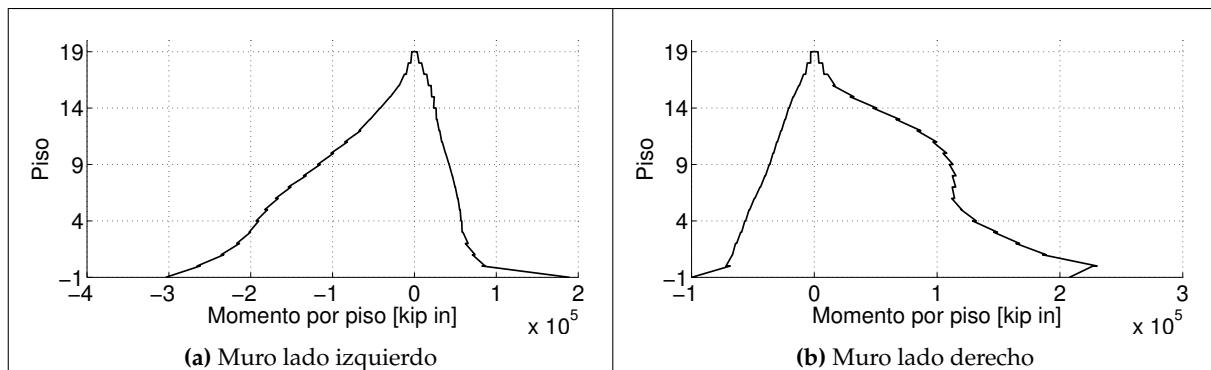


Fig. 5.4: Estructura A. Caso Base. Envolvente de Momento

La figura 5.5 contiene las envolventes de deformación unitaria en el borde libre del alma de los muros para todas las secciones involucradas. De la envolvente de momento quedó determinado

que las secciones inferiores alcanzaron la capacidad. Ahora, a través de la curva de deformaciones unitarias máximas de la fibra extrema del alma durante el análisis tiempo-historia en los distintos niveles de la estructura, es posible establecer que el modelo sí refleja daño importante. Esto se observa en la figura 5.5b, donde la primera sección del primer piso supera el 6 por mil de deformación en compresión. Por otro lado, la primera sección del primer piso del muro de la izquierda alcanzó, durante el análisis, deformaciones mayores al 1,5 % por el lado traccionado, lo que sumando al nivel de deformación en compresión de la zona homóloga del otro muro, se traduce en que el sistema fue severamente desplazado lateralmente hacia la derecha, debido principalmente a que los muros de ese lado tienen menores espesores. El daño se puede establecer en base a deformaciones unitarias importantes en compresión, que luego de alcanzar valores cercanos al 0.4 %, podrían resultar en pérdida del recubrimiento, y que por otro lado, luego de tracciones importantes en el refuerzo y posterior compresión, se gatilla el inicio del pandeo de las barras longitudinales y la pérdida de la calidad provista por la armadura de confinamiento, en el caso que existiese.

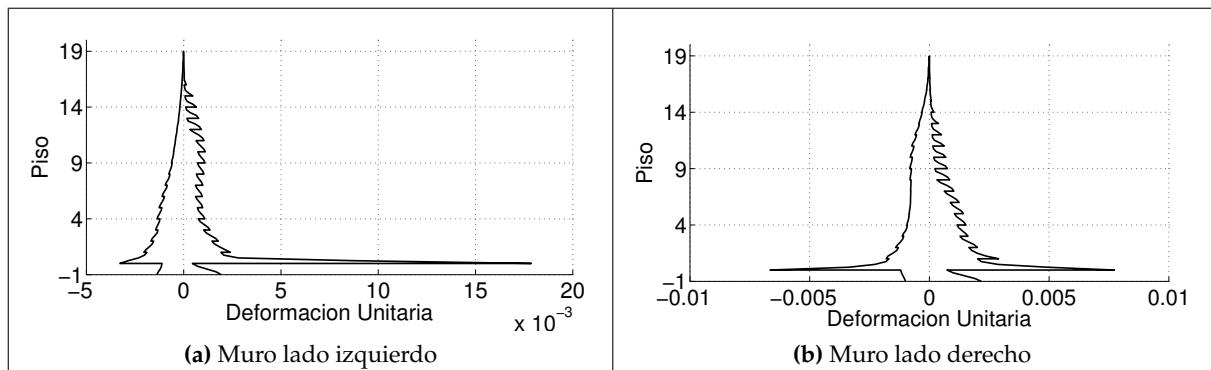


Fig. 5.5: Estructura A. Caso Base. Envolvente de Def. Unitaria

Según estos resultados se puede concluir que esta estructuración está sujeta a daños para la solicitación actual. El daño en este caso se observa en el primer piso, donde el momento y las deformaciones unitarias son máximas. Sin embargo, el daño observado en la estructura real se observó en el primer subterráneo. Lo anterior, aunque no preciso en el análisis, da una clara indicación de que otros efectos como el corte pueden estar modificando levemente la ubicación de la zona con mayor daño. Como se observó, solicitudes importantes de corte se distinguen al nivel de subterráneos, lo que puede explicar el traslado de la falla a ese nivel. Es importante considerar que el comportamiento de corte no es necesariamente independiente a la flexión, por lo que podría haber contribuido al aumento de deformaciones en los pisos inferiores.

La figura 5.6 presenta los máximos *drifts* de techo, en ambos sentidos, que alcanzó el modelo durante el análisis. Estos bordean el 0.5 %, que no es significativamente elevado para el nivel de daño observado en la gráfica anterior a través de la evaluación de las deformaciones unitarias. Además de los máximos *drifts* de techo alcanzados, se incluye el registro al que fue sometido el modelo. Se observa que los máximos se alcanzan antes de los 13 segundos de iniciado el análisis.

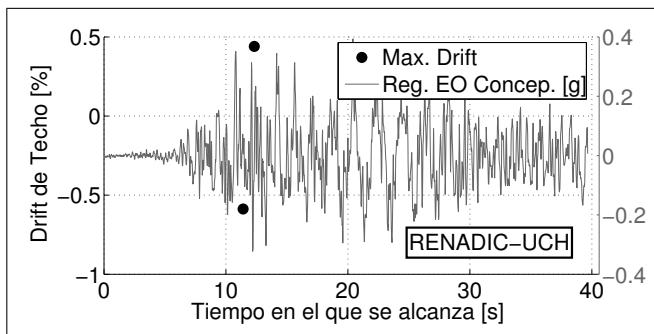


Fig. 5.6: Estructura A. Caso Base. Máximo *Drift* de Techo

Finalmente, en la figura 5.7 se presentan los espectros de desplazamiento elástico para un 2 % y 5 % de amortiguamiento. Estos espectros se han aumentado por un factor 1.5 para pasar de un sistema de 1 grado de libertad a una estructura de más de 10 pisos, conforme a las disposiciones presentes en la publicación *FEMA-273*. Se incluye además, la respuesta dinámica del sistema en términos de desplazamiento máximo de techo, junto con el periodo de la estructura para el estado no fisurado. Es posible observar que el desplazamiento máximo alcanzado es cercano a la curva del 2 % de amortiguamiento, lo que es consistente con el análisis dinámico que consideró tal amortiguamiento. Con este ejemplo se valida la hipótesis de igual desplazamiento elástico e inelástico para estructuras en ese rango de periodo.

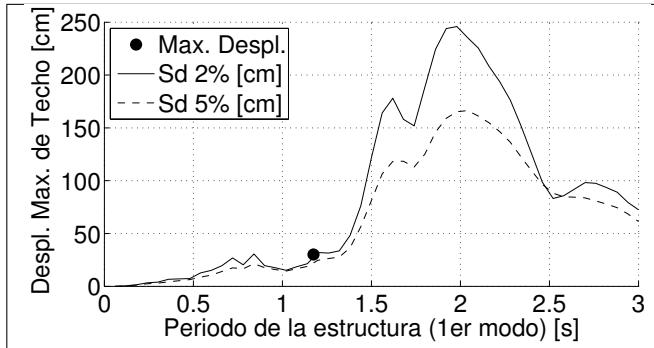


Fig. 5.7: Estructura A. Caso Base. Comparación Espectro Elástico

Para la estructura A, del análisis dinámico destaca la influencia de modos superiores en la respuesta, tal como se observa en la figura 5.1. A partir de la figura 5.2 y en combinación con los resultados presentados en la figura 5.7, es posible establecer que las secciones inferiores fueron solicitadas al menos hasta su capacidad. Analizando la envolvente de corte (fig. 5.3), se observa que la sección inferior del muro de la izquierda alcanzó también su capacidad, no así en el muro de la derecha. De la figura 5.5 se concluye que la fibra más solicitada en compresión corresponde al extremo del alma del primer piso para el muro de la derecha. Esto puede ser ocasionado por el menor espesor de ese muro. En base a la misma figura, destaca el incremento notorio de las deformaciones unitarias al pasar del subterráneo al primer piso, esto debido a los cambios de espesores (fig. 5.5). La figura 5.6 muestra que el nivel de daño sobre la estructura, basado en los máximos *drift* de techo, se alcanza cercano a los 12 segundos de análisis, que es una de las zonas

con mayor energía de la señal incidente.

5.2. Resultados Estructura B

En la figura 5.8 se presentan los resultados en cuanto a esfuerzo de flexión por piso para el análisis tiempo-historia al que fue sometido el modelo. Se grafican los esfuerzos medidos en toda la altura a intervalos de 0.2 segundos para ambos muros. Es posible observar, al igual que para la estructura A, la influencia de modos de vibrar adicionales al primer modo en la respuesta. Los resultados de los análisis momento-curvatura realizados para cada una de las secciones involucradas se presentan en la figura 5.9. La gráfica 5.9a presenta los resultados obtenidos cuando la sección es flexionada de modo de comprimir el ala y traccionar el alma, y en la de la derecha, figura 5.9b, el caso contrario. Es posible observar, de acuerdo a las curvas de momento por piso, cómo se alcanzan las capacidades a flexión para los primeros pisos de la estructura. Esto permite establecer que al menos el modelo llegó a algún nivel de daño. Para establecer esto con mayor precisión, es necesario observar las curvas que presentan las deformaciones unitarias en el extremo libre del alma de los muros en estudio, tal como se sugirió para la estructura A.

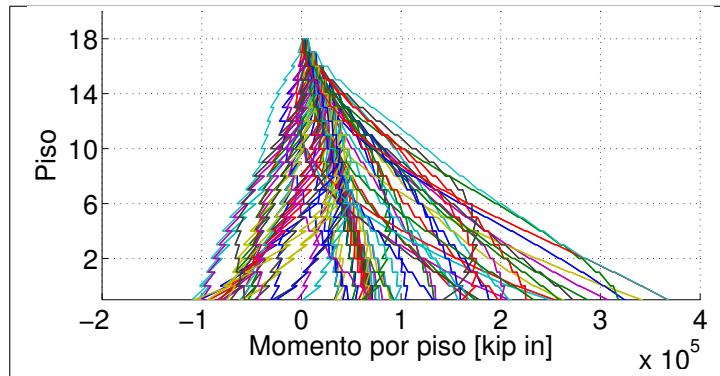


Fig. 5.8: Estructura B. Caso Base. Momentos en el Tiempo

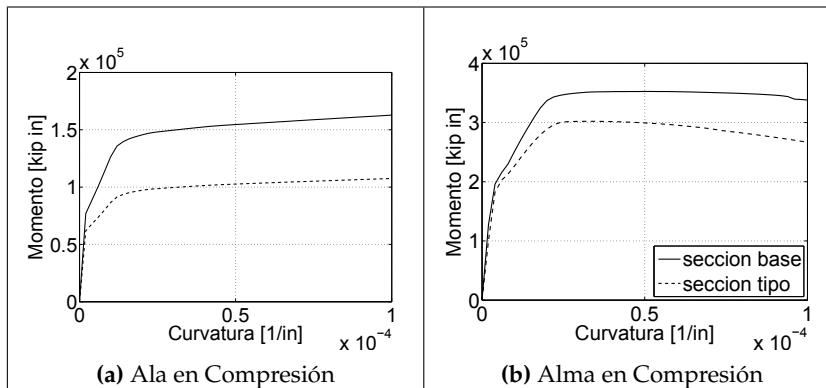


Fig. 5.9: Estructura B. Determinación Capacidad a Flexión

Se determinó la capacidad al esfuerzo corte para la sección inferior de los muros T a partir de

la ecuación 5.1. Estas capacidades se incorporan en los gráficos de envolvente de corte de la figura 5.10. Los resultados de capacidad al corte se tabulan en la tabla 5.2.

Tabla 5.2: Capacidad al Corte Secciones Inferiores Estructura B

Sección	Capacidad al corte [kip]
Base	751

Obsérvese, en este caso, que el corte no afecta en el daño observado en la estructura. Se distingue principalmente una distribución uniforme de este en la altura que, para la sección inferior, que es la más afectada, no supera el 70 % de la capacidad, lo que se traduce en que el daño se deberá principalmente a flexión.

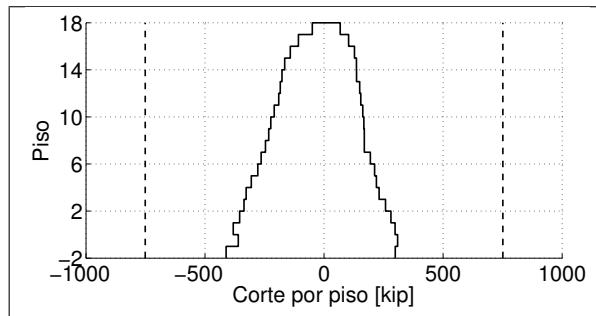


Fig. 5.10: Estructura B. Caso Base. Envolvente de Corte

En cuanto a la flexión, la figura 5.11 muestra las envolventes obtenidas. Se observa la influencia de modos superiores en la respuesta del sistema cuando el modelo es desplazado hacia el ala del muro, que corresponde al lado negativo de la curva. En cambio, cuando la estructura se carga hacia el lado del alma del muro, se observa, a nivel de envolvente, la predominancia del primer modo.

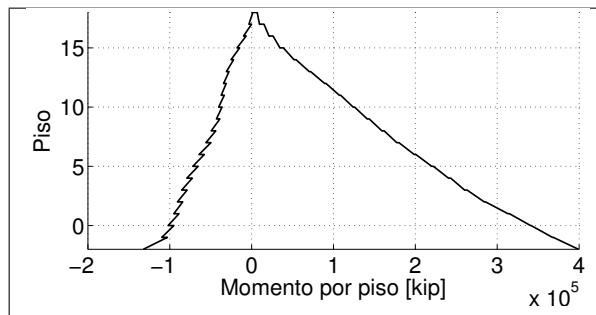


Fig. 5.11: Estructura B. Caso Base. Envolvente de Momento

La gráfica presentada en la figura 5.12 muestra las envolventes de deformación unitaria en el borde libre del alma del muro en estudio para todas las secciones involucradas. De la envolvente de momento quedó determinado que las secciones inferiores alcanzaron la capacidad. Ahora, a través de la curva de deformaciones, es posible establecer que el modelo sí refleja daño importante. Esto se observa en la figura 5.12, donde la sección inferior supera el 1 % de deformación en compresión.

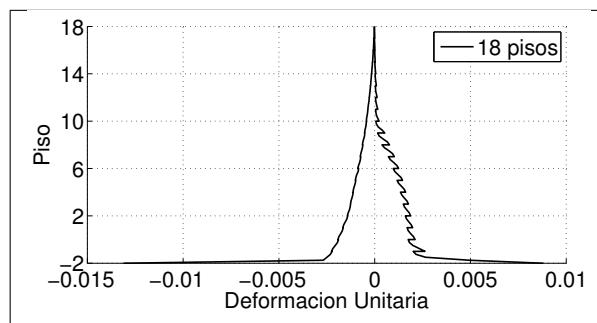


Fig. 5.12: Estructura B. Caso Base. Envolvente de Def. Unitaria

La figura 5.13 presenta los máximos *drifts* de techo, en ambos sentidos, que alcanzó el modelo durante el análisis. Se observa que la estructura alcanzó un menor desplazamiento de techo al ser cargada hacia el ala del muro, con un *drift* negativo cercano al 0.5 %, a diferencia del casi 1 % alcanzado hacia el otro sentido. Estos niveles de desplazamiento se tienen más allá de los 20 segundos de análisis.

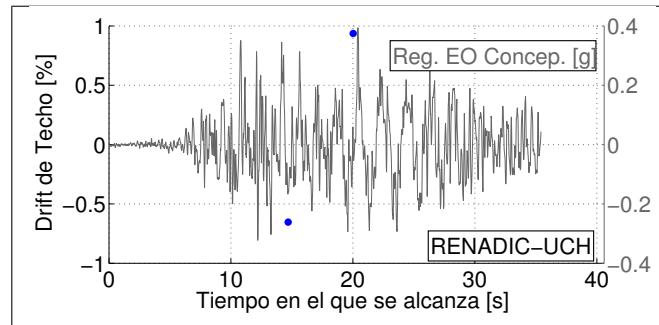


Fig. 5.13: Estructura B. Caso Base. Máximo *Drift* de Techo

Tal como se realizó para la estructura A, se presenta en la figura 5.14 el desplazamiento máximo de techo alcanzado en comparación con el espectro elástico del registro Este-Oeste de Concepción, para 2 y 5 % de amortiguamiento. La estructura, para el rango elástico lineal, es de periodo cercano a 1 segundo. El desplazamiento máximo alcanzado es casi 2 veces superior al que se tendría para una respuesta elástica.

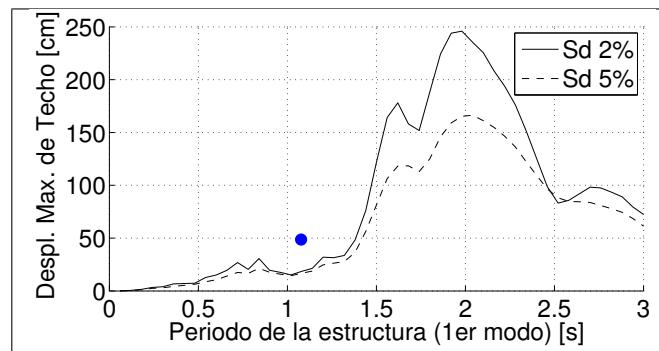


Fig. 5.14: Estructura B. Caso Base. Comparación Espectro Elástico

Para la estructura B, las curvas de esfuerzo de flexión presentadas en la figura 5.8 también hablan de la influencia de modos superiores, al menos hasta el segundo modo, en la respuesta dinámica de la estructura. También es notorio, en base a la figura 5.9, que las secciones inferiores alcanzaron los momentos de fluencia. Al observar la figura 5.10, donde se presenta la envolvente de corte en toda la altura, se observa que el muro no fue exigido por corte más allá del 75 % de la capacidad. Este resultado se traduce en que la esbeltez de la estructura ocasionó que el daño se debiera principalmente a deformaciones por flexión.

En cuanto a las deformaciones unitarias en el borde libre del alma, la figura 5.12 da cuenta de grandes deformaciones de compresión a nivel basal, mayores al 1 %, y cercanas al 1.5 % cuando se traccionó. En cuanto a los desplazamientos máximos de techo, la figura 5.13 muestra que, a diferencia de la estructura A, los máximos desplazamientos se alcanzaron más allá de los 20 segundo de análisis. Sin embargo, los máximos *drifts* de techo alcanzados son 0.8 % cuando la estructura se cargó hacia la derecha, y cercano a 1 % cuando se desplazó en el sentido opuesto. Estos mayores desplazamientos también se observan en la figura 5.14, donde es posible apreciar que para el periodo de la estructura, el desplazamiento máximo de techo alcanzado es cercano a 2 veces superiores a los exigidos para un comportamiento elástico.

En base a los resultados anteriores, es posible concluir que los modelos base sí permiten ilustrar daño. El violento cambio de espesor desde el subterráneo hacia el primer piso de la estructura A (de 30 y 25 cm en los subterráneos a 17 para los pisos superiores) evita el traspaso de grandes deformaciones hacia abajo, mientras que para la estructura B, al ser de menor variación (de 25 a 20 cm en el alma) sí se traspasan las deformaciones hasta los subterráneos, alcanzando el máximo en compresión en la sección más inferior del muro en estudio.

Estos resultados son significativos para este trabajo, pues ilustran en parte el daño ocasionado por el terremoto en este tipo de estructuras. En parte, pues las fibras más dañadas en los modelos -esto en base a las deformaciones unitarias- no se ubican exactamente en las mismas zonas dónde se concentró el daño realmente. Sin embargo, permiten dar una estimación cercana a lo observado y, a través de la evaluación de los estudios parámetricos que sigue, se permitirá establecer de qué manera se afecta positiva o negativamente tanto en la respuesta global como local de este tipo de estructuras frente a acciones dinámicas severas. En particular, se mostrará cómo la rigidez del suelo de fundación y del muro perimetral pueden causar aumento del esfuerzo de corte en la zona inferior, lo que podría explicar la ubicación de la zona de daño.

Cabe destacar que el diseño de estas estructuras no es el adecuado para el suelo y zona del registro usado. Se utilizó, sin embargo, el registro Este-Oeste de Concepción, por ser uno de los más severos que se obtuvo en el terremoto.

5.3. Estudio Paramétrico Estructura A

Para cada uno de los casos en estudio presentados en la sección 4.3, esto es:

- Variación del número de pisos

- Variación de la carga axial y confinamiento
- Longitud de la zona confinada
- Apoyo de Fundación y espesor de muros perimetrales
- Distinto registro de aceleraciones

se presenta la respuesta obtenida en términos de envolventes de corte, momento, deformación unitaria y desplazamiento de techo alcanzados durante los análisis tiempo-historia. No todos los análisis llegaron al tiempo máximo del registro, ya que los modelos presentaron problemas de convergencia luego que se comenzara a observar una degradación importante de la capacidad. Esto no es importante en términos de modelación, pues por ejemplo, altos niveles de deformaciones unitarias, que pueden ser poco realistas, sirven de indicio del inicio del daño importante y por ende se utilizan solo como estimaciones de referencia para evaluar el daño.

5.3.1. Variación del número de pisos

A continuación se compara la respuesta para 10, 15, 20 y 25 pisos. En el caso siguiente se mantiene constante la carga axial total, la masa y la armadura longitudinal.

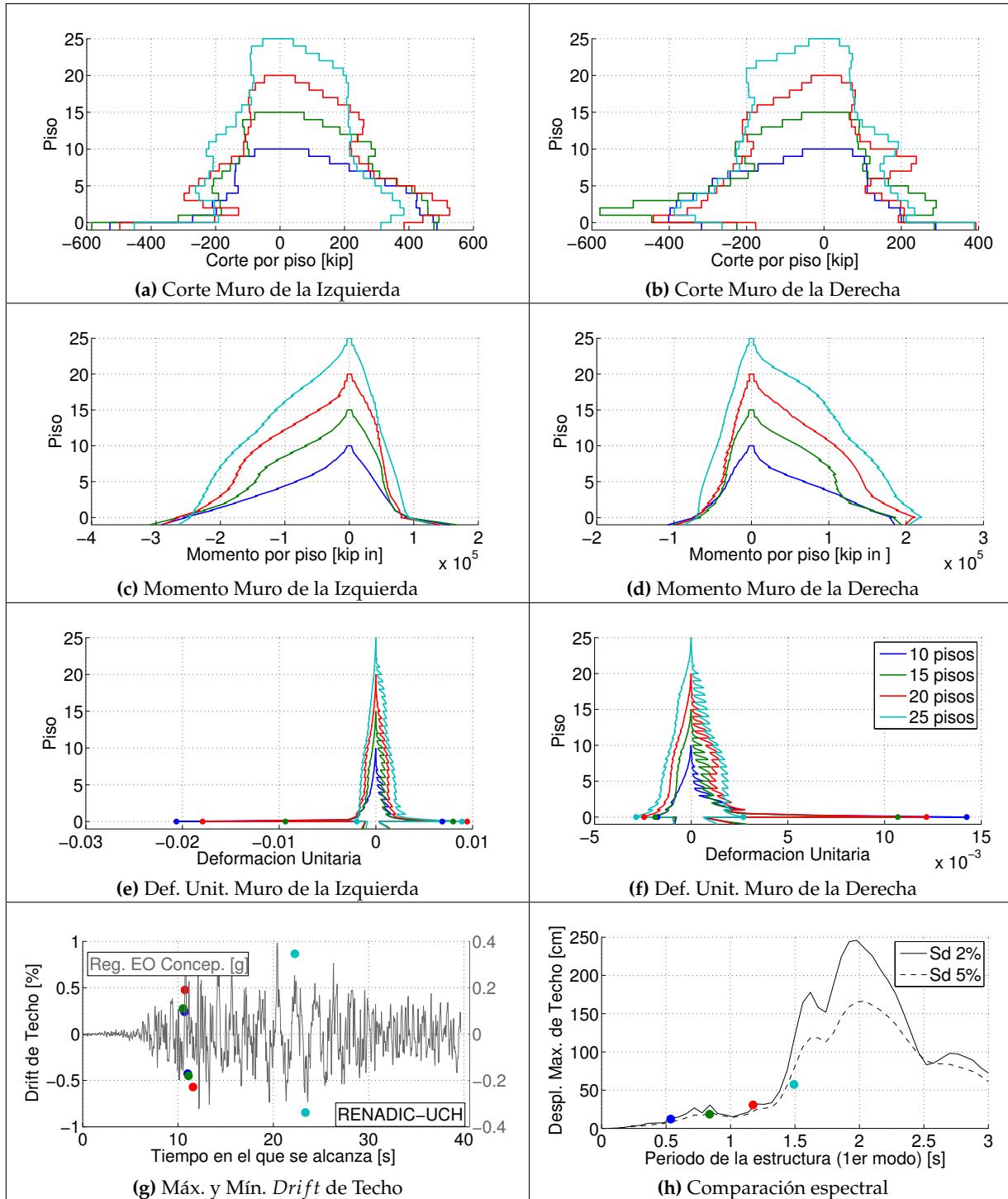


Fig. 5.15: Estructura A. Variación del N° de pisos. Carga axial y armadura longitudinal constante

En este caso se conserva la armadura longitudinal y se hace una variación proporcional al número de pisos de la masa total del sistema (al igual que la carga axial), con respecto al caso base (19 pisos).

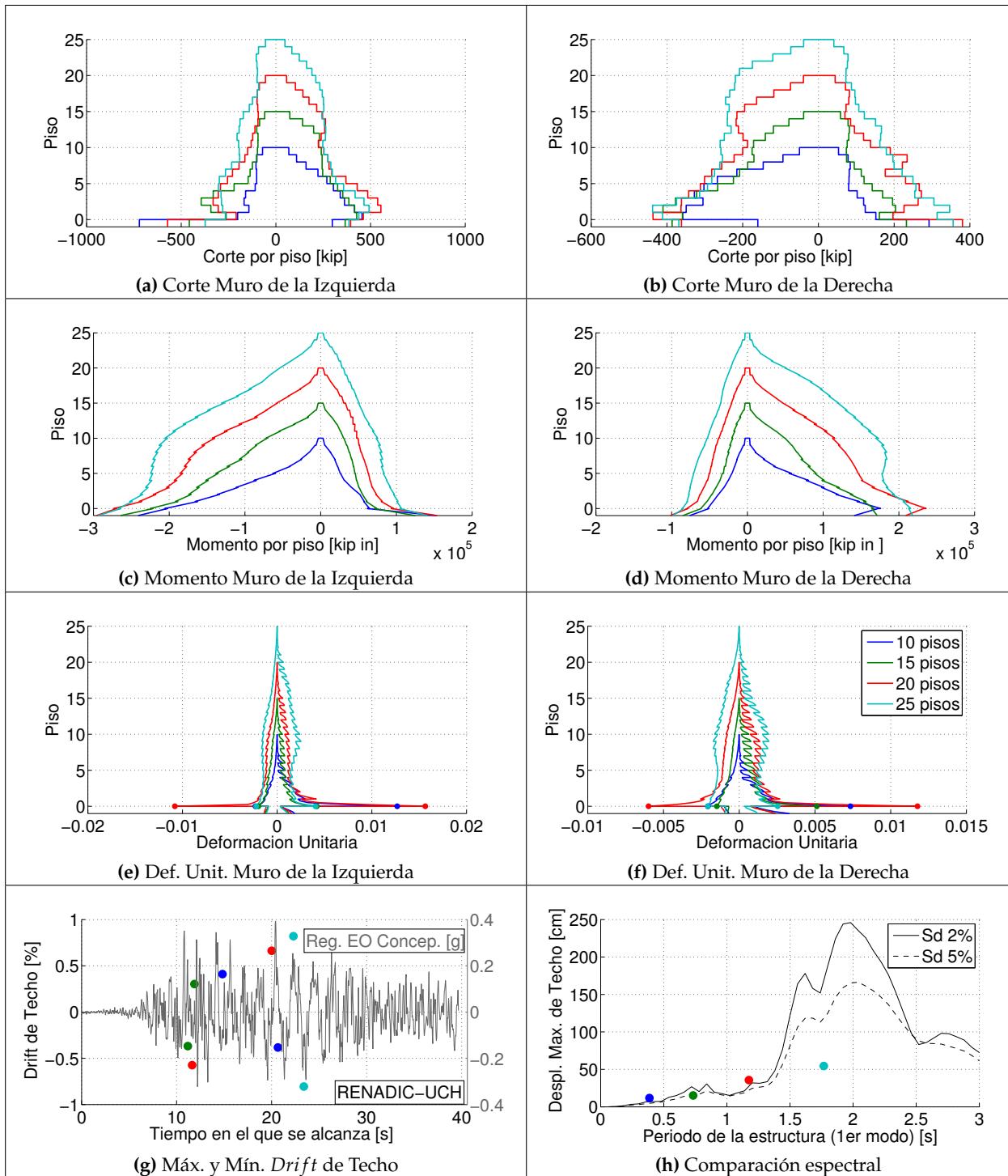


Fig. 5.16: Estructura A. Variación del N° de Pisos. Armadura longitudinal constante. Variación proporcional de la carga axial.

En este caso se conserva la carga axial del sistema y se hace una variación proporcional al número de pisos de la armadura longitudinal de cada sección transversal, con respecto al caso base (19 pisos).

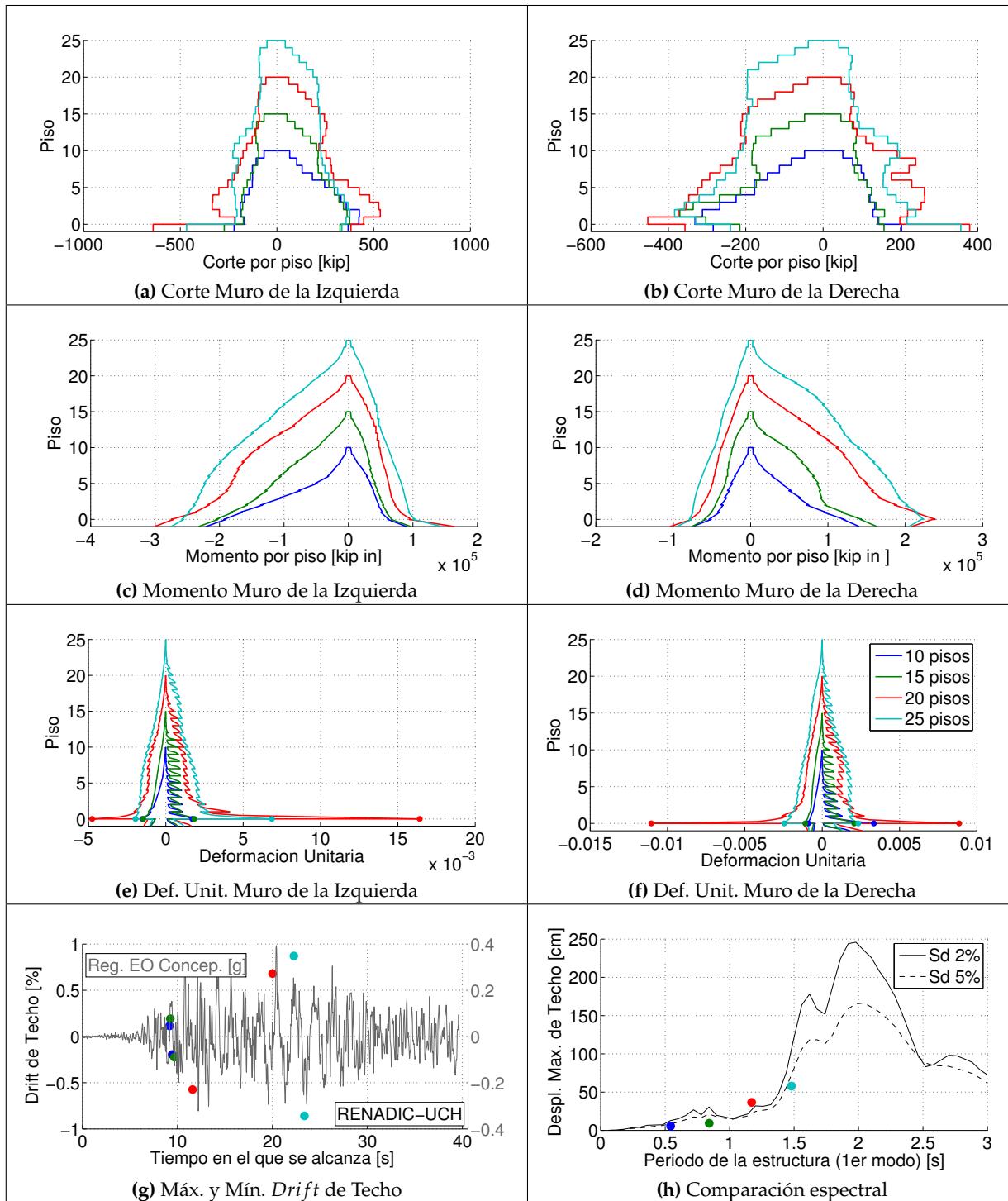


Fig. 5.17: Estructura A. Variación del N° de pisos. Carga axial constante. Variación proporcional de la armadura longitudinal.

En el caso final de la variación del número de pisos, se hace una variación proporcional con respecto al número de pisos tanto para la carga total del sistema como para la armadura longitudinal de los muros T.

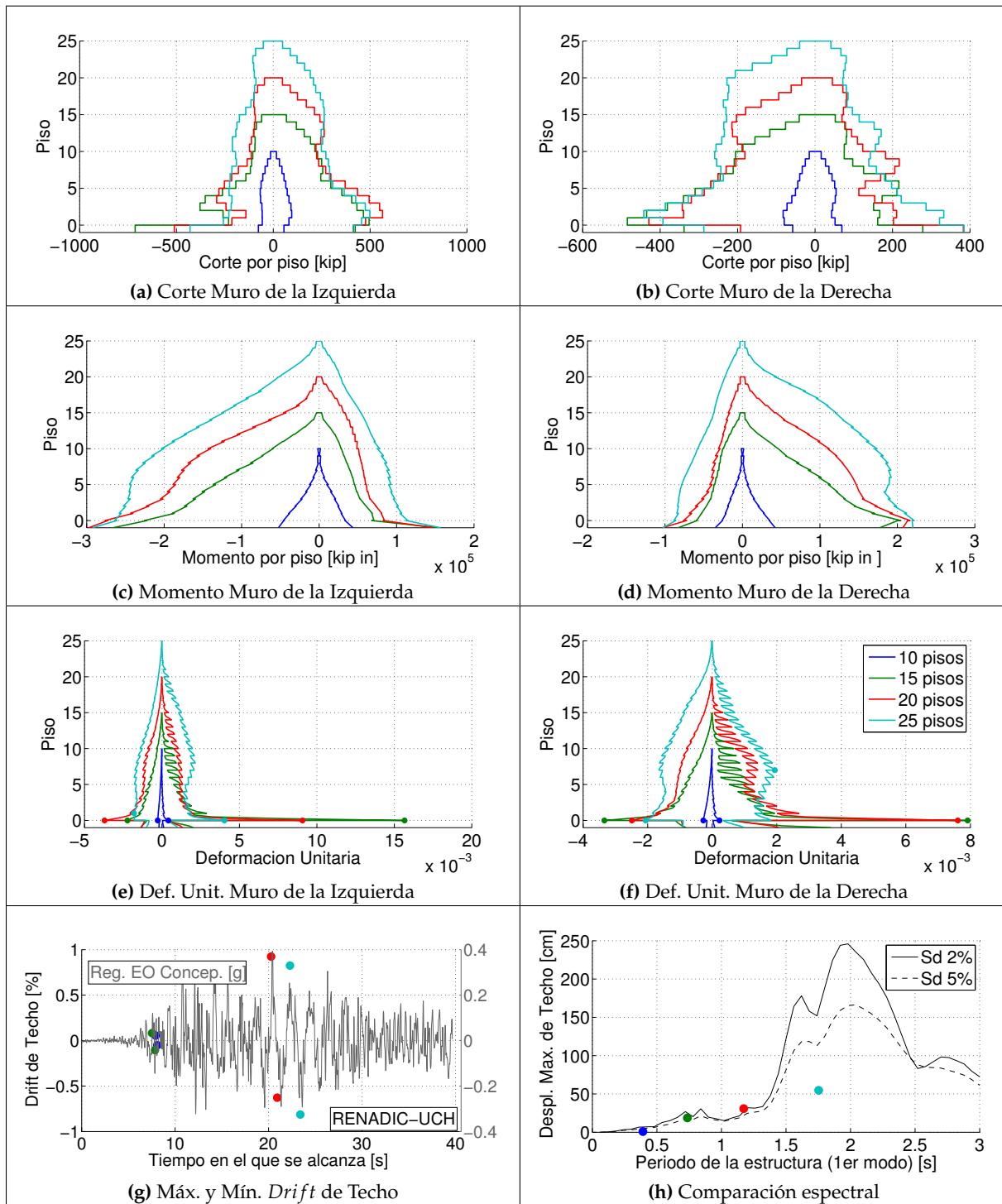


Fig. 5.18: Estructura A. Variación del N° de pisos. Variación proporcional de la carga axial y de la armadura longitudinal.

La variación del número de pisos realizada no permite establecer una clara correlación entre el nivel de daño, medido en términos de deformación unitaria en el extremo libre del alma, y el número de pisos. Sí se observa que pasando de 19 pisos (caso base) a 20 la diferencia no es significativa, pues se infiere daño en esta última, según se ve en la figura 5.15. En cuanto a las envolventes de corte por piso, éstas muestran distribuciones similares para las cuatro combinaciones en estudio. En relación a las envolventes de esfuerzos de flexión, de 15 pisos hacia arriba es posible distinguir una mayor influencia de los modos superiores.

Diferencias marcadas se observan principalmente cuando se comparan los niveles de desplazamiento de techo y el tiempo de análisis en el que ocurren. Para los cuatro casos la estructura A modelada en 25 pisos alcanza los mayores *drifts* cuando el análisis bordea los 20 segundos, a diferencia de cuando se tiene menor número de pisos, donde los desplazamientos máximos se observan bordeando los 12 segundos del análisis. Otro punto a considerar es que la disminución de armadura limita considerablemente un buen desempeño de las estructura A para los casos de 10 y 15 pisos, pues los análisis no son capaces de avanzar más allá de los 10 segundos.

En las comparaciones de los desplazamientos máximos de techo *versus* los espectros elásticos, en todos los casos salvo en el que se disminuye la armadura longitudinal para las estructuras más bajas, los desplazamientos dan cercanos a los exigidos a nivel espectral. Se observa la relación directa entre aumento del número de pisos y aumento de periodo natural de las estructuras. El cambio de armadura no produce un cambio importante a nivel del periodo.

Lo que influye más marcadamente es el cambio proporcional de la carga axial total, ya que cambia la masa en la misma proporción, donde se observa un aumento del 13 % de periodo natural para las estructuras más altas y una disminución en la misma proporción para las estructuras de 15 y 10 pisos (ver figura 5.19). Para la estructura más alta (25 pisos), el aumento del número de pisos parece afectar positivamente en la respuesta, pues en ninguno de los casos se logra apreciar daño, aunque los *drifts* de techo sean cercanos al 1 %. Para esta misma, el incremento del periodo natural debido al aumento de la carga axial no trae consigo un aumento en los desplazamientos máximos de techo alcanzados. Más aun, permanecen invariantes con respecto a la situación original, en donde tanto la carga axial como la masa de la estructura permanecían constantes.

El resultado anterior es significativo y de gran importancia, pues si se observan las curvas de demanda espectral, ya sea para 2 % o 5 % de amortiguamiento, las demandas de desplazamiento de techo del registro de Concepción para una estructura de periodo cercano a los dos segundos, sería mayor a un metro y medio, lo que en términos de *drift* equivaldría casi al 2,5 %. Este nivel de demanda no está considerado en los diseños que se desarrollan en la actualidad. Cualquier estructura que se vea sujeta a ese nivel de desplazamiento podría quedar severamente dañada si no posee un diseño adecuado que garantice tal nivel de ductilidad. Sin embargo, a través de estos resultados, es posible indicar que debido al inicio de plastificación en las secciones más bajas, para una estructura de 25 pisos, las demandas de desplazamiento de techo obtenidas a través del análisis tiempo-historia se reducen a las mitad de las demandas espectrales, por lo que garantizándose una ductilidad suficiente en el diseño, la estructura sería capaz de resistir satisfactoriamente un sismo de esta magnitud. Sin embargo, sería conveniente desarrollar modelos tridimensionales que

contemplan las aceleraciones verticales y otro tipo de fenómenos, para ampliar la validez de estos resultados.

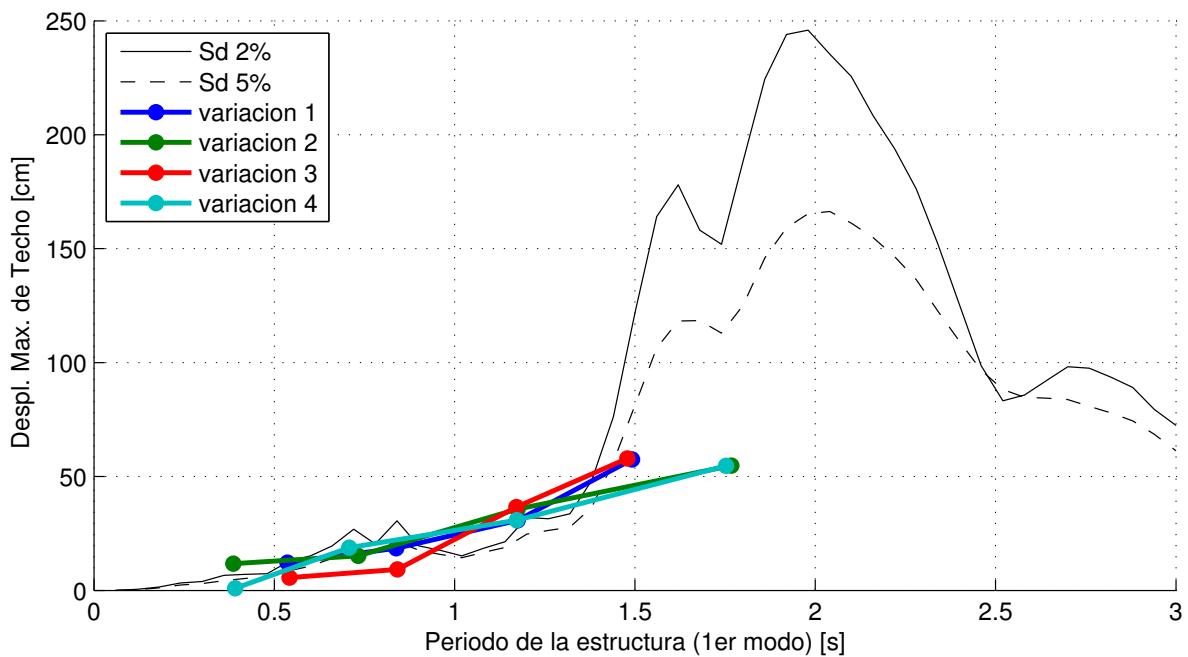


Fig. 5.19: Estructura A, Resultados de la Comparación Espectral para las Cuatro Variaciones Realizadas en el Estudio del Cambio de Número de Pisos

5.3.2. Carga axial y Confinamiento

En este estudio se varía la carga axial total y la masa total de la estructura. Se consideran 10 %, 15 % y 30 % de $f'c \cdot A_g$. El caso siguiente no considera confinamiento en el borde del alma.

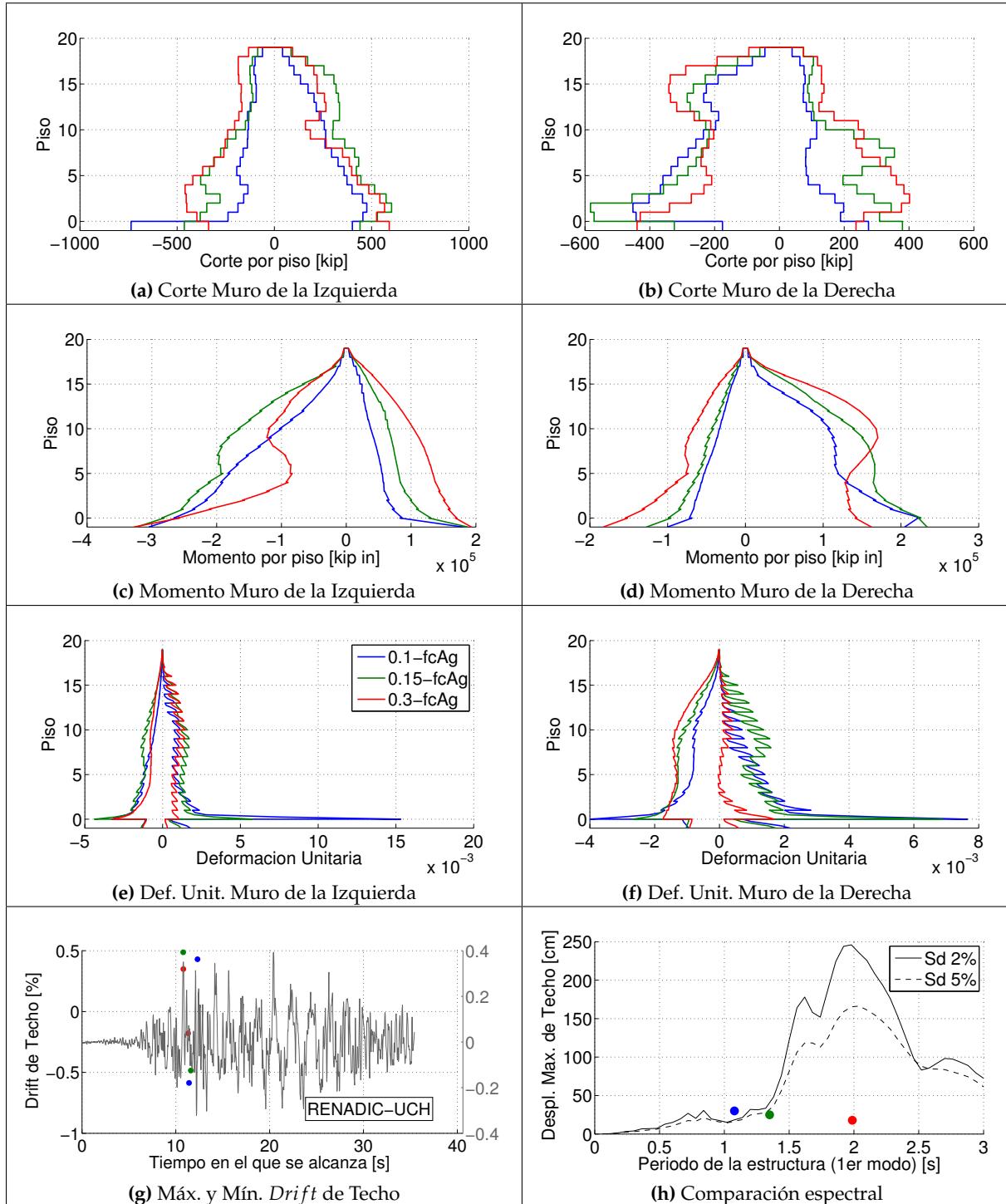


Fig. 5.20: Estructura A. Variación de la Carga Axial. Sin confinamiento

En este caso se considera un confinamiento equivalente al del ACI, distribuido en el 30 % del borde libre del alma de los muros en todas las secciones transversales.

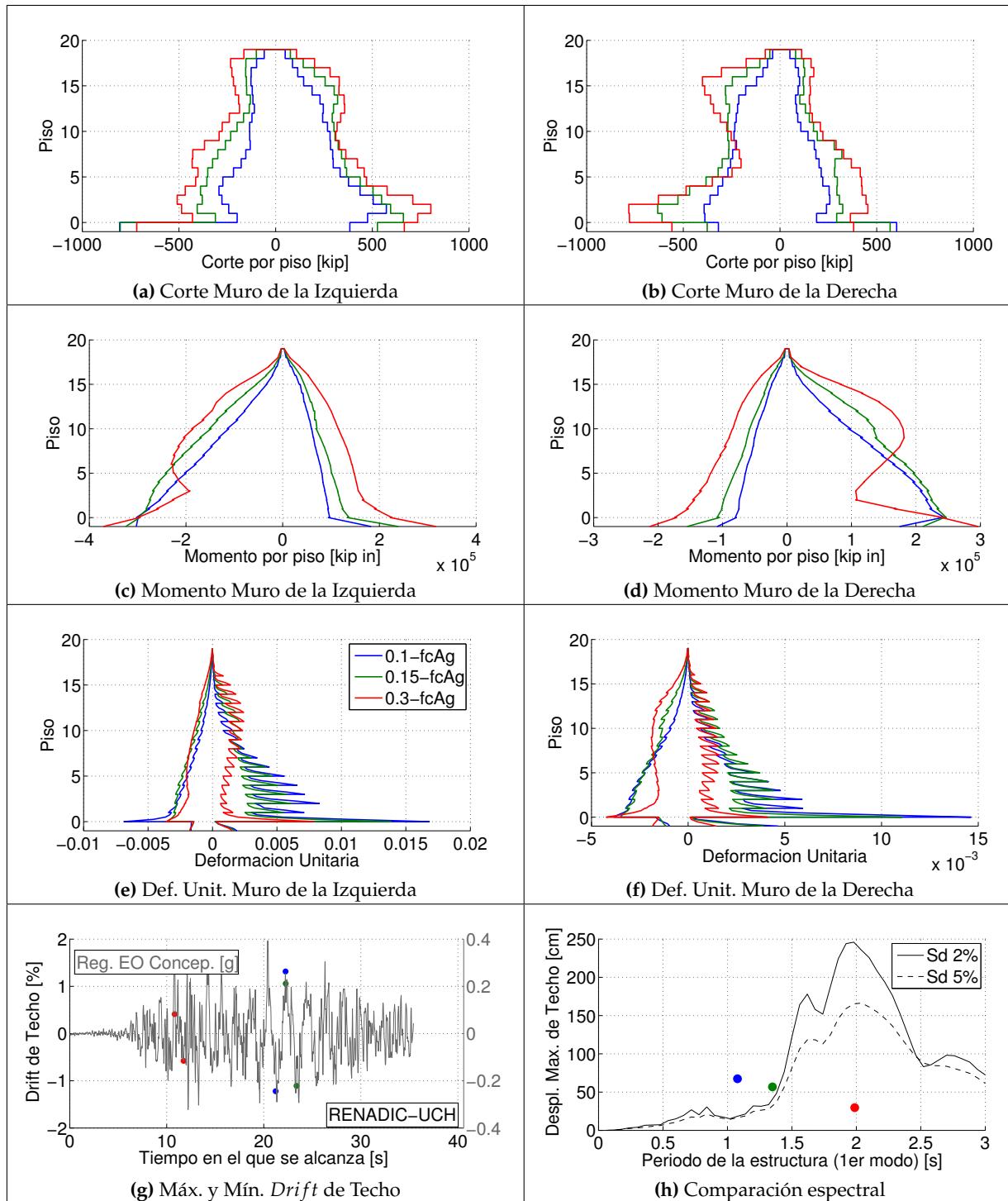


Fig. 5.21: Estructura A. Variación de la Carga Axial. Con confinamiento

El aumento de la carga axial sí tiene un impacto importante al evaluar el desempeño de esta estructura. Sea que se tenga o no confinamiento en el borde del alma, el aumento de la carga axial y de la masa sísmica flexibiliza la estructura, como se puede observar tanto en la figura 5.20h como en la 5.21h a través del aumento del periodo de la estructura. Para el caso sin confinamiento (figura 5.20) el aumento de la carga le quita ductilidad a la estructura, restringiéndose los desplazamientos máximos alcanzados, como se observa en la figura 5.20g. Una mejora importante se logra al confinar, siempre y cuando la carga axial por muro no se acerque al 30 % de $f'c \cdot Ag$.

De acuerdo a la gráfica 5.21, si bien las deformaciones unitarias son igualmente elevadas que en el caso sin confinamiento, estas se alcanzan para un tiempo mucho mayor del registro de aceleraciones, superior a los 20 segundos. Este es un resultado significativo, pues muestra que el confinar mejora la calidad de la estructura, permitiéndole alcanzar mayores *drifts* de techo, prácticamente el doble que en el caso sin confinamiento, para el mismo nivel de deformación unitaria en las secciones transversales más solicitadas. Esta realidad se reafirma al comparar las curvas envolventes obtenidas cuando se analiza hasta el mismo tiempo. De acuerdo a las figuras 5.20 y 5.21, las deformaciones unitarias de compresión en el borde libre del alma sobre el muro más solicitado (el de la izquierda) son un 70 % mayores cuando no se tiene confinamiento, para el mismo nivel de *drift* de techo. Se remarca nuevamente que esto solo se logra si la carga axial no se acerca al 30 % de $f'c \cdot Ag$, de acuerdo a los análisis realizados, pues aunque se tenga confinamiento, las deformaciones de compresión se incrementan si la carga axial total es del 30 % de $f'c \cdot Ag$ sobre cada muro.

Otro punto importante a tomar en cuenta, y que se ha observado en las curvas de momento, es el cambio en el perfil del diagrama cuando se incrementa la carga axial y la masa sísmica. Esto se puede ver tanto con o sin confinamiento de borde. Si bien la variación de los momentos máximos en la fibras más inferiores no es significativa, se observa una redistribución de los esfuerzos de momento en la altura, creciendo notoriamente en la vecindad del piso 10, para el caso de mayor carga axial. Antes de sobrepasar el 15 % de carga axial, la distribución de momentos con la altura es más bien triangular, sin embargo, para un 30 %, la distribución toma una forma completamente diferente. Esto da pie para un estudio más profundo de la influencia de la masa del sistema, cuando a través de análisis del tipo *pushover* se pretende estimar la respuesta de una estructura de gran altura y elevada carga axial. Da pie, a partir del diagrama de flexión, posicionar de forma razonable la carga lateral que generará un perfil tanto de deformaciones como de esfuerzos, que sea comparable con el que se obtenga de un análisis dinámico. Además, esto indica que en los pisos superiores se podrían llegar a sufrir daño similar al de los pisos inferiores.

5.3.3. Longitud de la Zona Confinada

Para este análisis se aplica la misma calidad de confinamiento en todos los modelos, haciendo una variación de la extensión de éste a lo largo del alma de los muros. Se comparan los casos 15 %, 30 % y 50 % del borde del alma con confinamiento. La carga axial es constante.

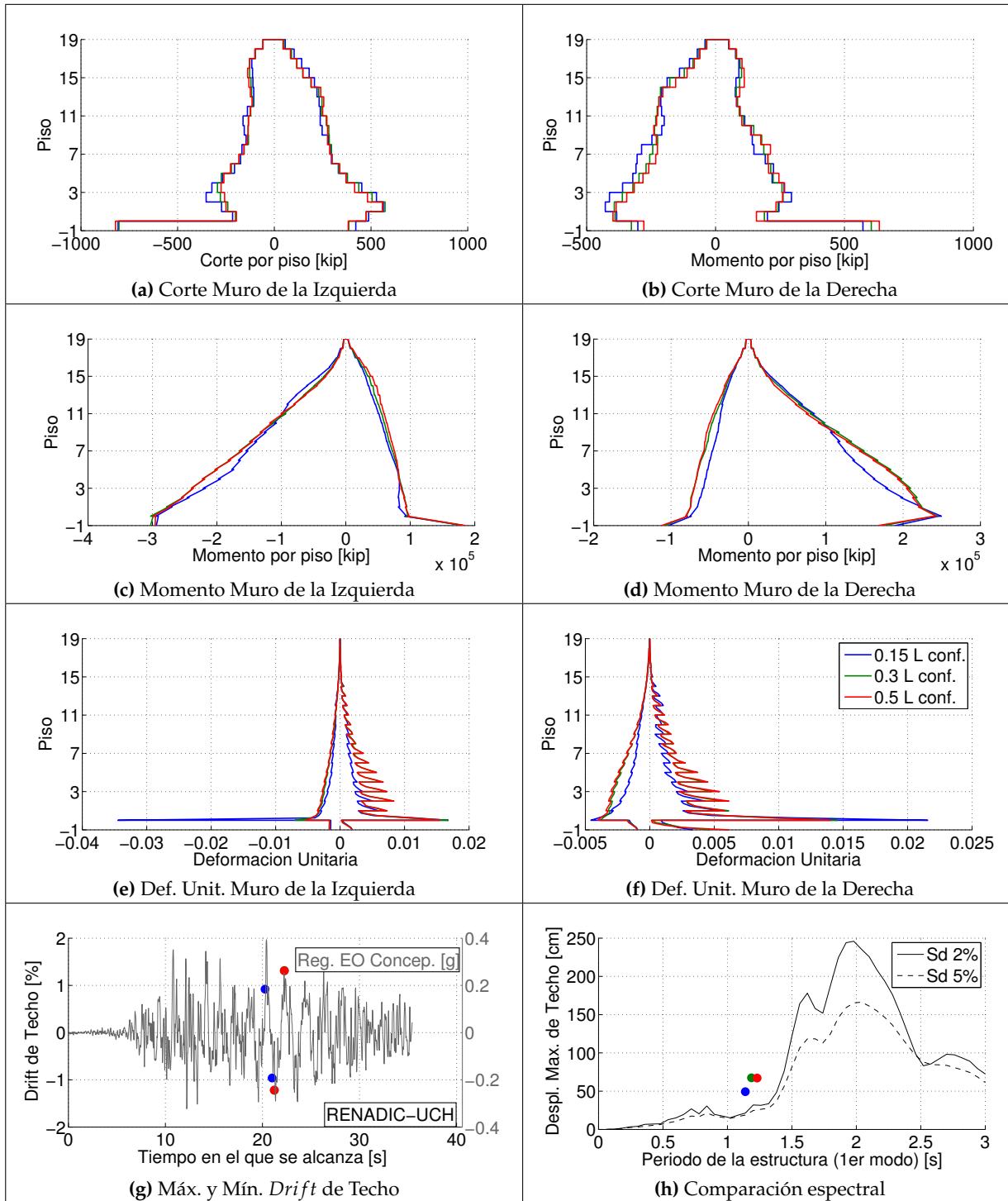


Fig. 5.22: Estructura A. Variación de la extensión de la zona con confinamiento

Confinar permite alcanzar mayores desplazamientos de techo sin perjudicar significativamente los niveles de deformación unitaria en las fibras más solicitadas por compresión. Esto se observa claramente en la figura 5.22. Sin embargo esto se hace más significativo cuando la zona con confinamiento no es inferior al 30 % del largo del alma, desde el borde. Todos los casos, esto es, cuando se confina el 15, 30 y 50 % del largo del alma, superan los 20 segundos del tiempo de análisis, con *drifts* de techo superiores al 1 %, y de hecho cercanos al 1.3 % para los dos últimos. En el caso en que solamente se confina el 15 % de la longitud, se alcanzan deformaciones excesivas, que se deben a que el análisis se detuvo luego de generarse daño importante en el extremo por compresión. Sin embargo, para los casos en que se confina desde un 30 % hacia arriba, los niveles de deformación en compresión (figuras 5.22e y 5.22f) bordean el 5 por mil, que no es significativamente elevado para los grandes desplazamientos de techo que se alcanzan.

Estos resultados permiten establecer claramente la importancia de un buen confinamiento en este tipo de configuración estructural. Los modelos en que se confinó más del 30 % del borde libre del alma, fueron capaces de resistir los 50 segundos de análisis sin sobrepasar los niveles de deformación unitaria mencionados anteriormente. Por otro lado, la figura 5.22h muestra que las estructuras fueron exigidas con desplazamientos de techo cercanos al doble de los demandados por las curvas espectrales. Sin embargo, en términos de *drift* de techo, estos son a lo más cercanos al 1,3 %, que son posibles de garantizar a través de un diseño dúctil sin un elevado costo en relación a la cantidad de armadura de confinamiento que se vea involucrada.

5.3.4. Variación del Tipo de Fundación y del Espesor de los Muros Perimetrales

En el siguiente caso se considera la condición empotrada (caso base) y la condición de apoyo flexible con constante de Balasto de 10 Kg/cm³.

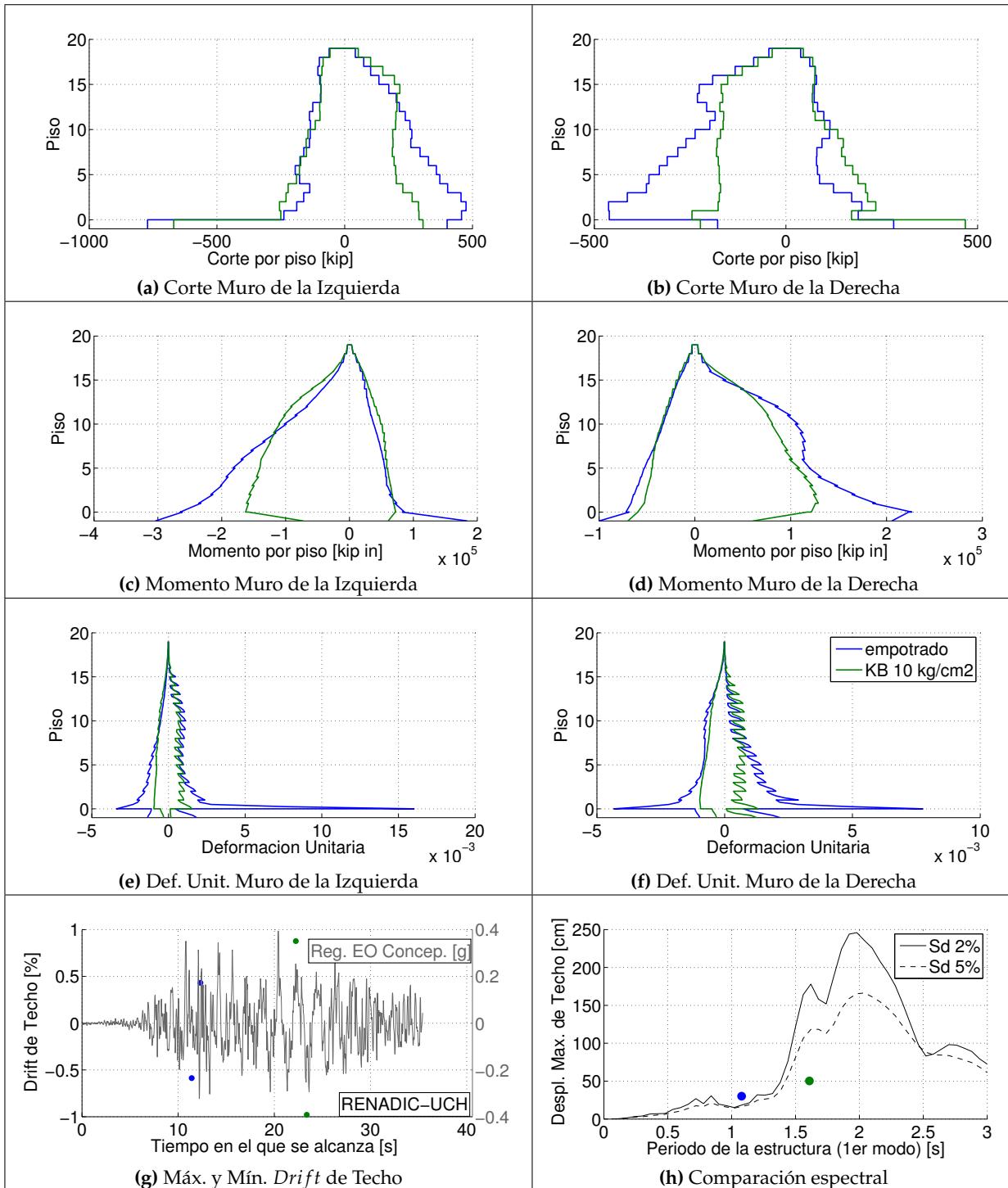


Fig. 5.23: Estructura A. Comparación entre fundación rígido y fundación flexible

En este caso se conserva siempre fundación empotrada. Se varía el espesor de los muros perimetrales en 40, 80 y 100 cm.

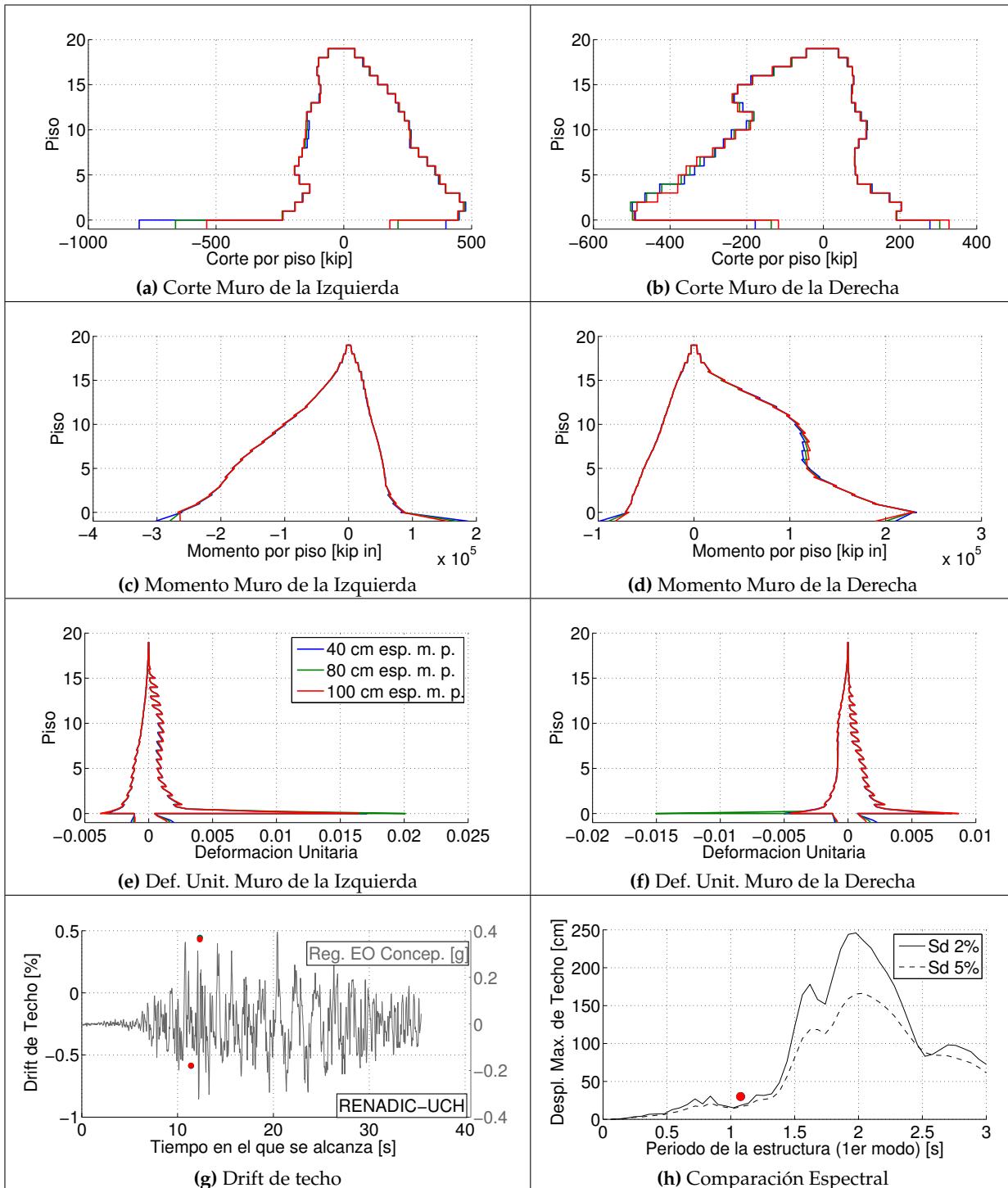


Fig. 5.24: Estructura A. Apoyo empotrado. Espesores de los muros perimetrales: 40, 80 y 100 cm

En este caso se conserva siempre fundación flexible con constante de Balasto igual a 10 Kg/cm³. Se varía el espesor de los muros perimetrales en 40, 80 y 100 cm.

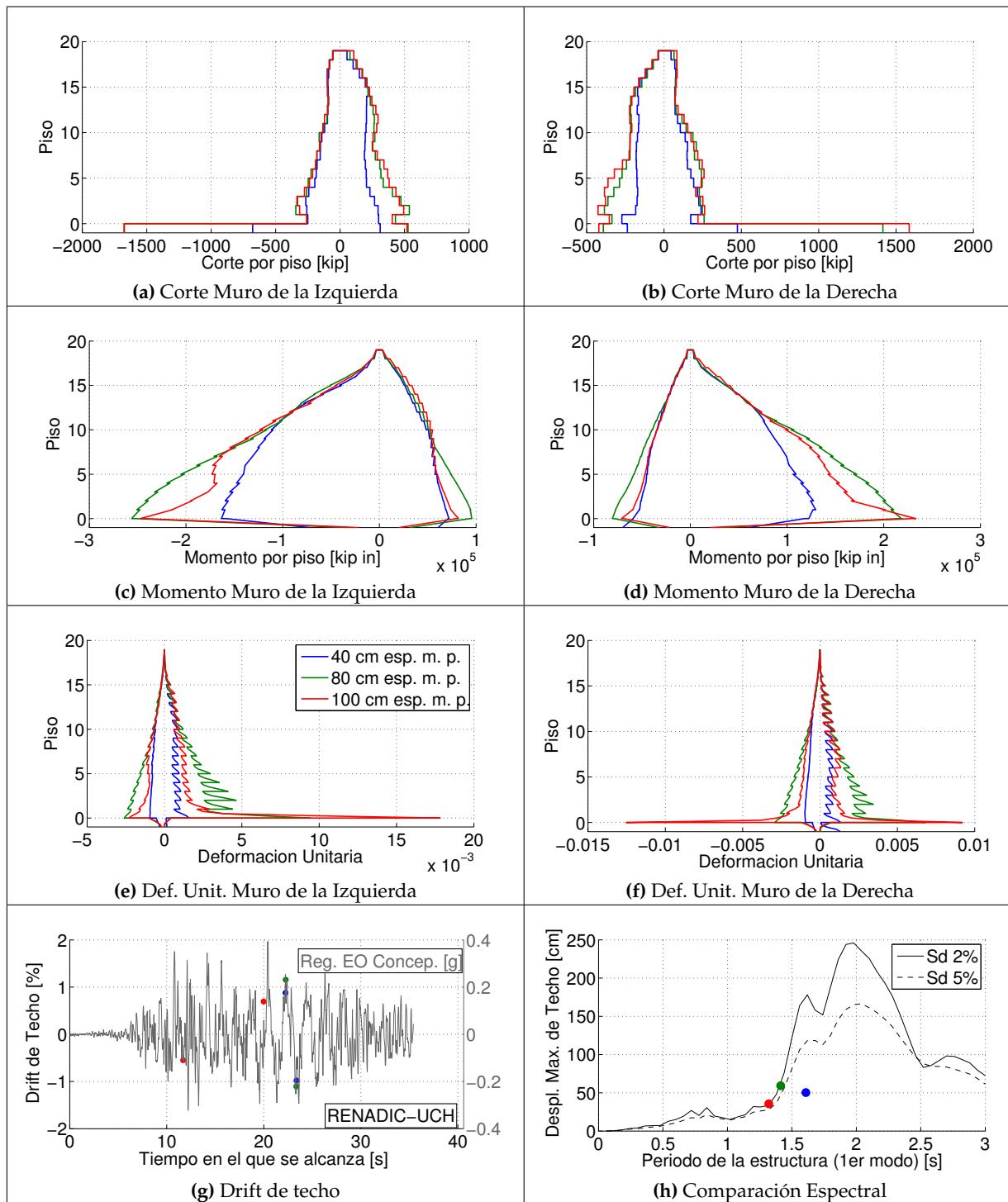


Fig. 5.25: Estructura A. Apoyo Flexible. Espesores de los muros perimetrales 40, 80 y 100 cm

El cambio en la condición de apoyo de la estructura es significativo. Para la condición flexible se consideró una constante de balasto de 10 Kg/cm³, mientras que para la condición rígida se empotraron los muros a nivel basal. De acuerdo a la figura 5.23, las exigencias de corte, flexión y deformaciones unitarias son menores cuando se considera una fundación flexible en vez de una fundación rígida. En cuanto a la envolventes de corte por muro, el izquierdo se exige menos que en la condición con empotramiento y por otro lado, el cambio abrupto observado en el muro de la derecha entre el subterráneo y el primer piso desaparece al cambiar la condición de apoyo. Esta disminución también se aprecia al evaluar las envolventes de momento y de deformación unitaria.

Sin embargo, a pesar de que existe una reducción general de los esfuerzos, es importante indicar que en el caso del corte, en este sí se ve un efecto de aumento en el subterráneo, ya que la flexibilidad de la fundación hace que el cambio de momento en ese único nivel sea importante, aumentando el corte. Esta situación podría asentarse en algunos casos e indicar una falla prematura en el subterráneo por corte o una disminución de la capacidad a flexión por la presencia del corte mismo.

En términos de *drift* de techo, la estructura con fundación flexible alcanza desplazamientos del orden del doble que el caso empotrado. Además, sobrepasa los valores *peaks* de aceleración del suelo sin incurrir en daño, como se observa en la figura 5.23g, donde es posible apreciar que los máximos desplazamientos de techo se alcanzan más allá de los 20 segundos de análisis. El periodo natural de la estructura también se ve afectado, tal como se observa en la figura 5.23h. Al cambiar a fundación flexible, el periodo se incrementa desde 1.1 a 1.6 segundos, es decir, la estructura a nivel global se vuelve más flexible.

El cambio de espesor de los muros influye en la ubicación del apoyo o restricción lateral que presenta la estructura. Esto no se ve de manera destacada cuando se considera fundación rígida. Sin embargo, cuando la fundación es flexible, el aumento en el espesor de los muros simula un empotramiento a nivel de la base del primer piso. Para espesores de 80 y 100 centímetros de los muros perimetrales, la disminución de las deformaciones unitarias en el borde libre del alma a nivel del primer piso desaparece. De acuerdo a la figura 5.25f, cuando el espesor de los muros perimetrales es de 100 [cm], las deformaciones unitarias crecen más allá del 1 %, que se traduciría en daño importante. La estructura se vuelve también más rígida, tal como se ve en la disminución del periodo según la figura 5.25h.

Otra incidencia importante del aumento del espesor de los muros perimetrales se observa en los máximos *drifts* alcanzados. De la figura 5.25g, se observa que para el mayor espesor, los máximos *drifts* se reducen a un valor cercano al 0.6 %, lo que se traduce también en menor flexibilidad y ductilidad de la estructura. Este resultado es interesante y permite dar paso a estudios más profundos en cuanto a cómo se considera la condición de apoyo en los modelos computacionales y la influencia de desacoplar el comportamiento de los muros perimetrales de la estructura misma, que fue modelado a través de los cambios de espesor de éstos.

5.3.5. Registro de Aceleraciones

Se consideran cuatro registros del informe RENADIC [2] de las estaciones ubicadas en Maipú, en el centro de Concepción y Santiago y en Viña del Mar. El caso siguiente presenta la respuesta sin confinamiento en el alma.

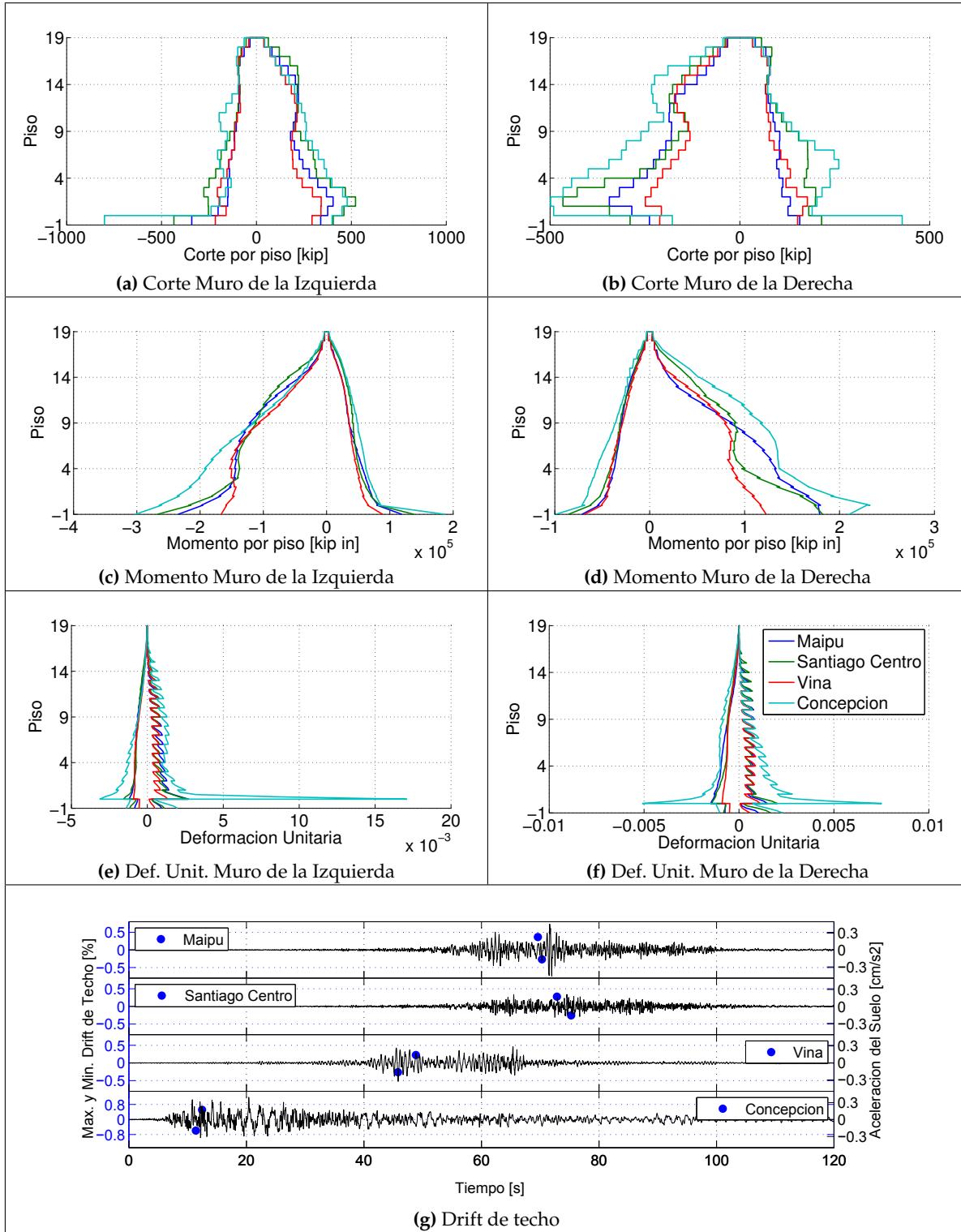


Fig. 5.26: Estructura A. Variación del registro de aceleraciones. Sin Confinamiento

Para los mismos registros anteriores, se presenta la respuesta cuando se considera confinamiento en el borde de los muros. En este caso la calidad del confinamiento corresponde a la del ACI, distribuido en el 50 % del borde del alma de cada sección transversal.

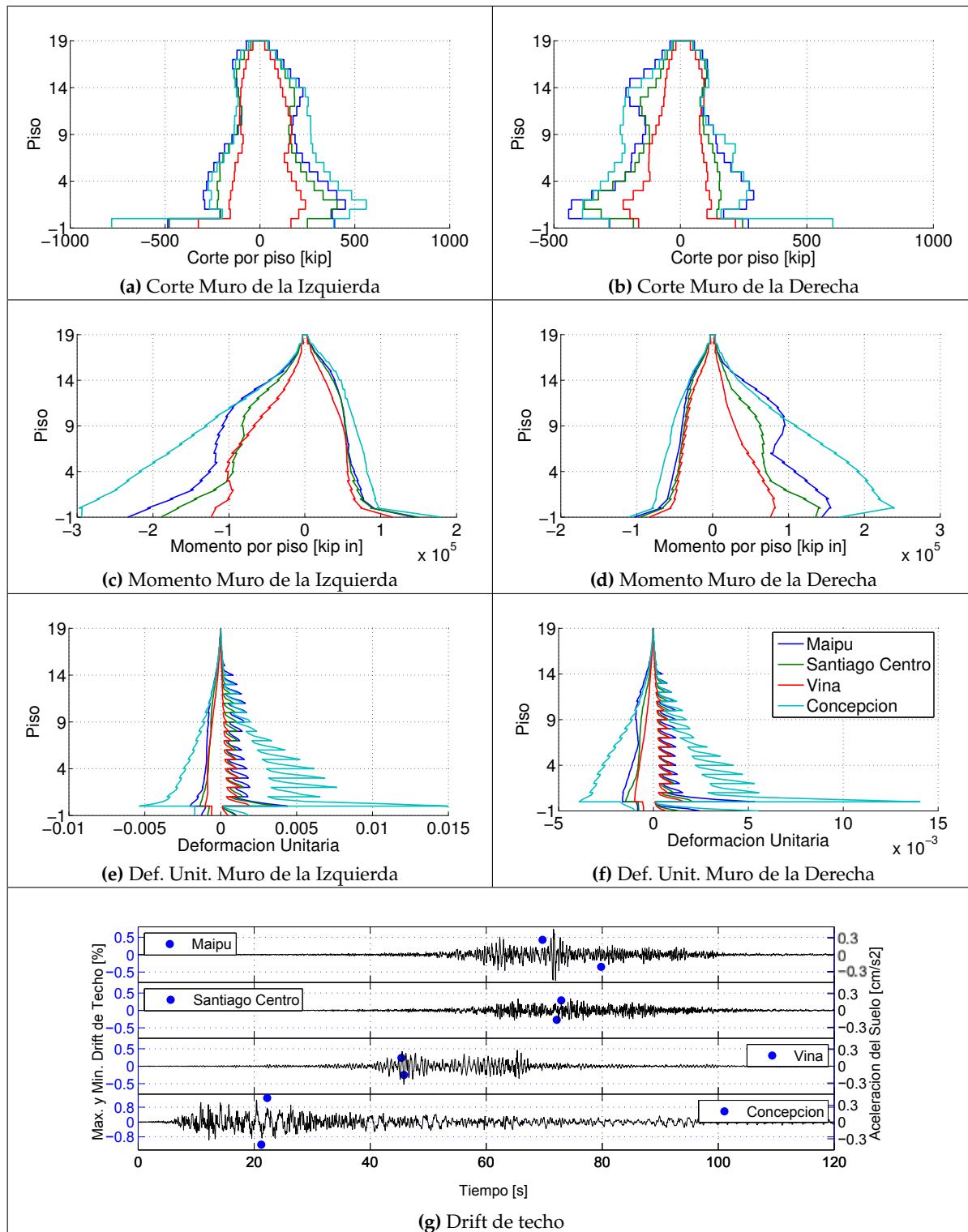


Fig. 5.27: Estructura A. Variación del registro de aceleraciones. Con Confinamiento ACI, 50 % L alma

En base a los resultados presentados en las figuras 5.26 y 5.27 se puede establecer claramente que el registro de aceleraciones de mayor demanda es el de Concepción. Para el caso sin confinamiento (figura 5.26) las diferencias en términos de esfuerzos de corte y flexión no es tan marcada. Se observan menores demandas por flexión para el registro de Viña de Mar, incrementándose para el registro de Santiago Centro, luego Maipú y finalmente Concepción.

Donde sí es posible distinguir diferencias significativas es en las deformaciones unitarias en el borde libre del alma de los muros. Por el lado de la compresión, las secciones más solicitadas para los otros registros no superan el 2 por mil de deformación. Esto también se observa en la figura 5.27, donde la estructura fue modelada con confinamiento equivalente al del ACI que fue extendido en el 50 % de la longitud del alma de los muros, desde el borde. La influencia positiva del confinamiento se observa principalmente para los registros de Maipú y Concepción, donde la estructura es capaz de superar las mayores demandas de aceleración basal sin incurrir en grandes deformaciones unitarias.

Es necesario resaltar, nuevamente, que la estructura A corresponde a una estructura diseñada para el suelo de Santiago. Ésta, en la realidad, sí presentó daño y sin embargo, a través de estos resultados, no queda establecido. No obstante, los modelos acá realizados son simplificados. No se incorporó degradación por efecto del esfuerzo de corte. Tampoco se consideraron las otras componentes sísmicas involucradas y fenómenos asociados al comportamiento dinámico del suelo de fundación. Sin embargo, en resumen para el estudio realizado, los modelos permitieron ilustrar daño para el sismo mayor y destacar la importancia del confinamiento y otras variables que serán discutidas al final de este trabajo.

5.4. Estudio Paramétrico Estructura B

A continuación, se presentan gráficamente los resultados obtenidos para cada uno de los casos en estudio de la estructura B. Para cada uno de los casos se presentan cinco gráficos. El primero corresponde a los cortes máximos que se obtuvieron para los muros en estudio. El segundo a los momentos entre piso; el tercero a las deformaciones máximas alcanzadas en cada sección transversal en la altura. El cuarto a una comparación de los *drift* de techo máximos alcanzados y el quinto, a la comparación de los desplazamientos de techo con las demandas de desplazamiento en términos espectrales.

5.4.1. Variación del número de pisos

La figuras que siguen corresponden a la comparación de la respuesta para 10, 15, 20 y 25 pisos. En el caso siguiente se mantiene constante la carga axial total y la armadura longitudinal.

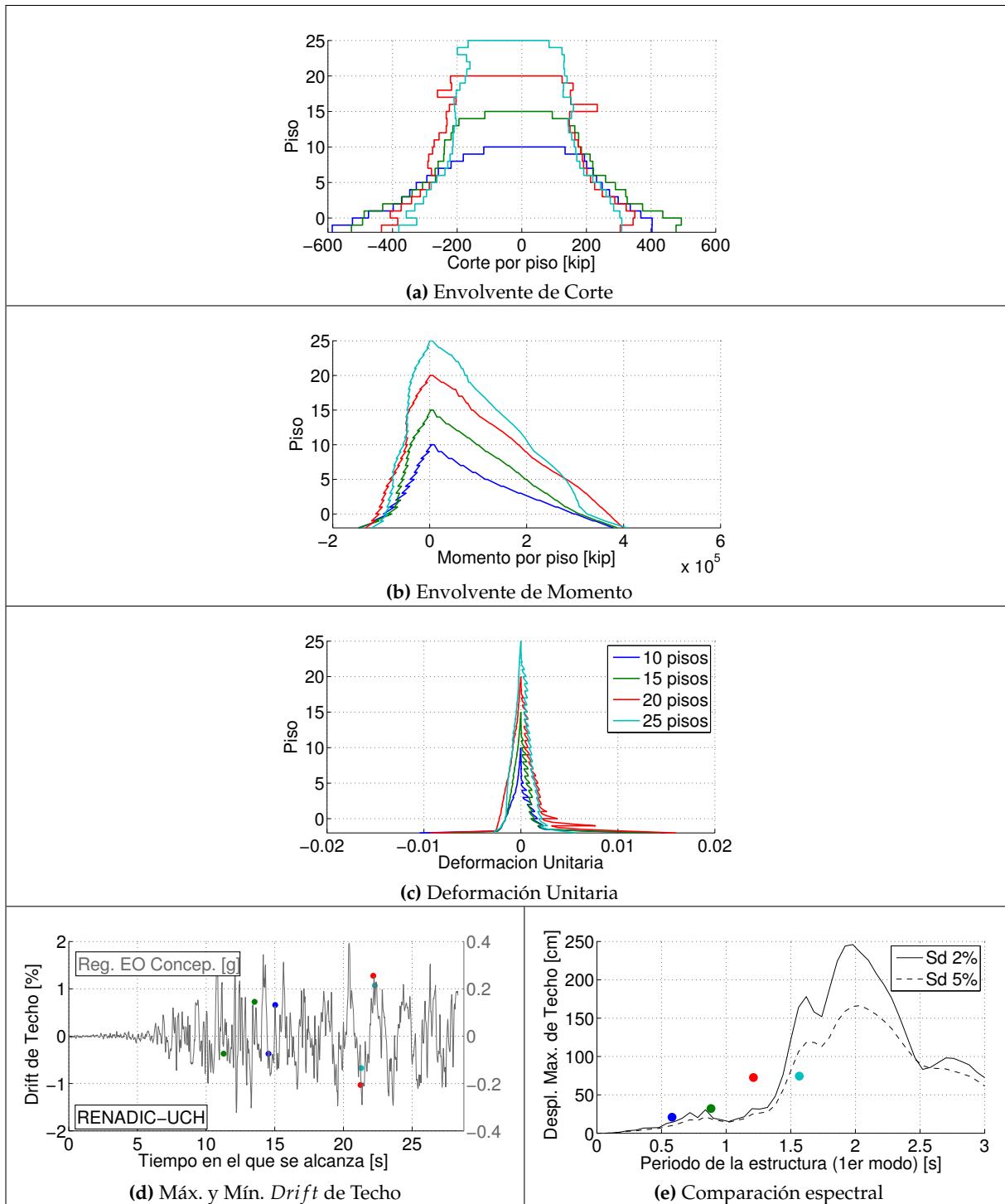


Fig. 5.28: Estructura B. Var. del N° de pisos. Carga axial total y armadura longitudinal cte.

En este caso se conserva la armadura longitudinal y se hace una variación proporcional al número de pisos de la masa total del sistema, con respecto al caso base (18 pisos).

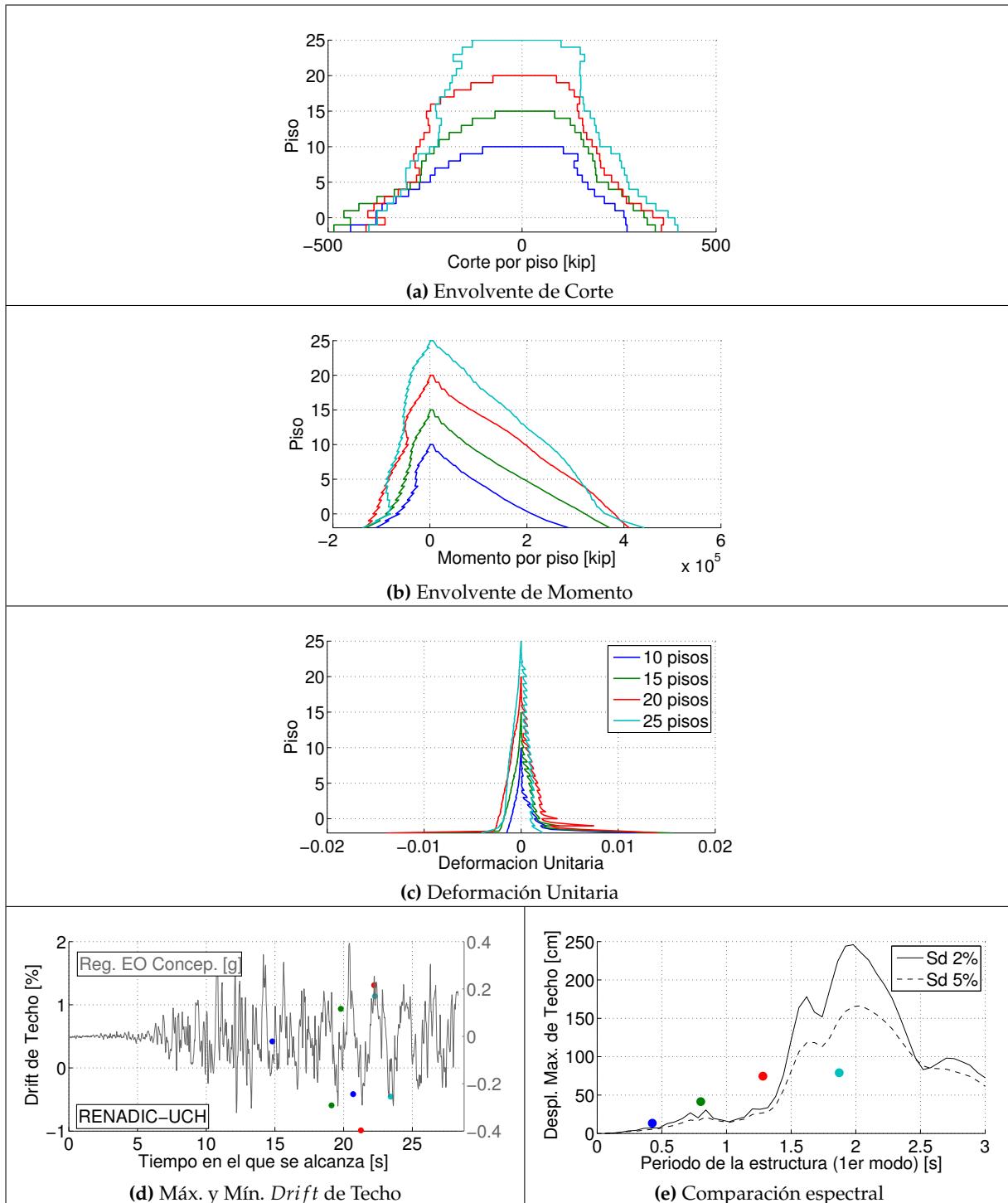


Fig. 5.29: Estructura B. Var. del N° de pisos. Armadura longitudinal cte. Variación proporcional de la carga axial total

En este caso se conserva la carga axial del sistema y se hace una variación proporcional al número de pisos de la armadura longitudinal de cada sección transversal, con respecto al caso base (18 pisos).

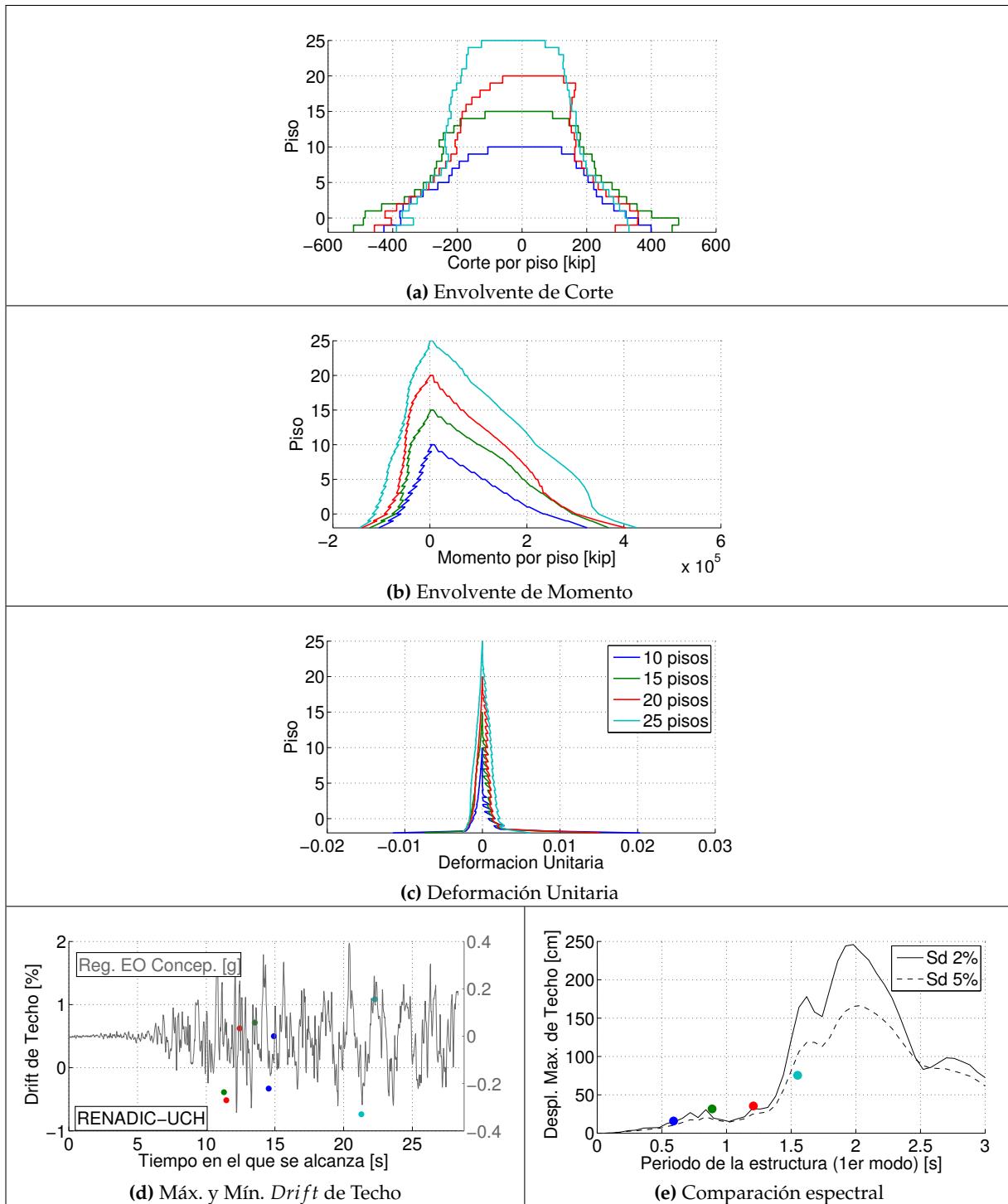


Fig. 5.30: Estructura B. Var. del N° de pisos. Carga axial total constante. Armadura longitudinal proporcional al n° de pisos.

En el caso final de la variación del número de pisos, se hace una variación proporcional con respecto al número de pisos tanto para la carga total del sistema como para la armadura longitudinal de los muros T.

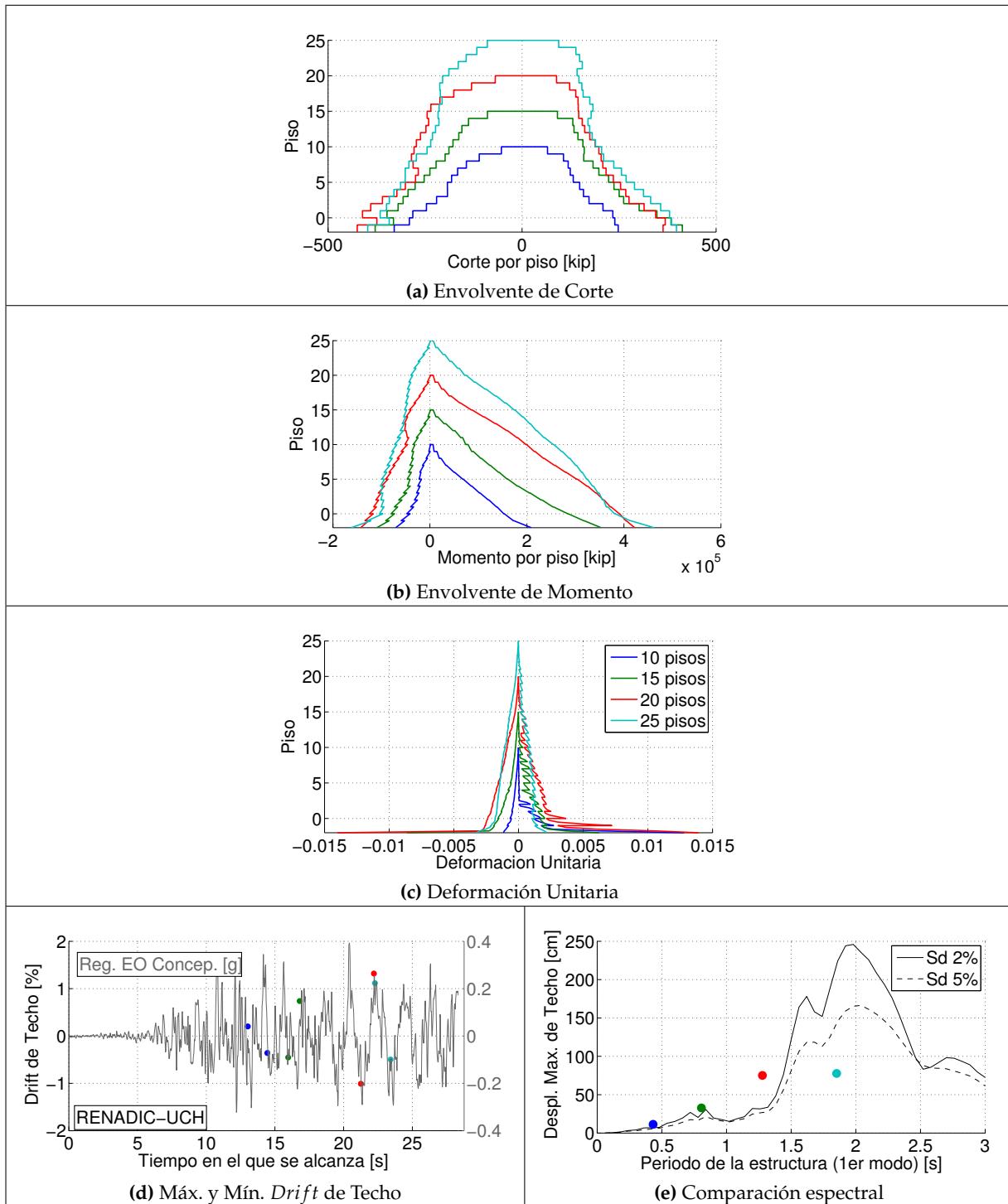


Fig. 5.31: Estructura B. Var. del N° de pisos. Variación proporcional de la carga axial total y de la armadura longitudinal

Al igual que para la estructura A, se confeccionaron cuatro modelos, de 10, 15, 20 y 25 pisos y se evaluó la respuesta de éstos para un análisis tiempo-historia con el registro Este-Oeste de Concepción. Para los cuatro modelos se realizaron cuatro combinaciones. En dos de ellas se mantuvo constante la armadura longitudinal, pero se modificó proporcionalmente la masa del sistema y de la carga axial, mientras que en los otros dos se mantuvieron constantes la carga axial y la masa, pero se modificó proporcionalmente la armadura longitudinal en función del número de pisos. Para las cuatro combinaciones es posible observar que la respuesta no está controlada por el corte, puesto que este nunca sobrepasó la capacidad de las secciones, como se observa desde la figura 5.28 a la 5.31 a través de las envolventes.

Para el caso en que se conservan tanto la armadura como la carga axial, se observa que las estructuras, para los distintos números de pisos, alcanzan al menos la fluencia en flexión, como se ilustra en la figura 5.28b. En cuanto a la evaluación del daño, la figura 5.28c muestra con claridad que de 20 pisos hacia abajo los modelos prácticamente alcanzan el 1 % de deformación en compresión en la fibra más solicitada. Ahora, en relación con los máximos *drifts* de techo, se observa una directa proporción entre el número de pisos y los *drifts* máximos alcanzados. Adicionalmente, tal como se visualiza en la figura 5.28e, la diferencia en términos del periodo natural da cuenta del aumento de la flexibilidad de las estructuras al aumentar el número de pisos.

En el caso en que se mantiene la armadura longitudinal, pero se aumenta proporcionalmente la carga axial y la masa total, se distingue una variación en términos del periodo, con un aumento del orden del 20 % para la estructura de 25 pisos y una disminución, en menor proporción, para las estructuras de 10 y 15 pisos. Lo anterior se ilustra conjuntamente en la figura 5.32, siendo las curvas verde y celeste los casos en que se aumentó la carga axial y la masa con respecto al caso base (estructura de 18 pisos). Se observa, a partir de la figura 5.29c, que la disminución del peso de las estructuras favorece el desempeño de la estructura de menor altura, pues el nivel de deformaciones en compresión en el extremo sin confinamiento del alma es inferior al 3 por mil. Esto no se aprecia para las estructuras de 15 y 20 pisos, pues el cambio de masa en términos absolutos no es significativo. Sin embargo, el aumento de peso de la estructura de 25 pisos no afecta su desempeño, ya que no se observan deformaciones en compresión superiores al 5 por mil.

De acuerdo a la figura 5.30, el cambio de armadura tiene un efecto negativo en la respuesta las estructuras de menor altura, es decir, las de 10 y 15 pisos. Debido también a que no se modifica la carga axial total, estas estructuras responden con daño significativo, con deformaciones en compresión cercanas al 1 %. Por otro lado, para las estructuras de 20 y 25 pisos, el aumento de armadura las favorece, pues no se observan deformaciones elevadas en compresión, según la figura 5.29c. Para el último caso en estudio (figura 5.31), donde se varían en proporción al número de pisos tanto la armadura como la carga axial, no influye en mayores cambios en la respuesta de las estructuras más bajas, pero nuevamente eleva a deformaciones en compresión altas a la estructura de 20 pisos. Sin embargo, cuando la estructura se modela en 25 pisos, la estructura responde sin daño. Este resultado es significativo, pues dice que sin importar el nivel de confinamiento, una estructura más flexible, que en este caso es de gran altura, de periodo cercano a los 2 segundos, permite desplazamientos de techo mayores tanto en términos absolutos como de *drift*, sin correr

riesgo de caer en deformaciones que se puedan traducir en daño severo sobre la estructura, al menos para el sismo de análisis.

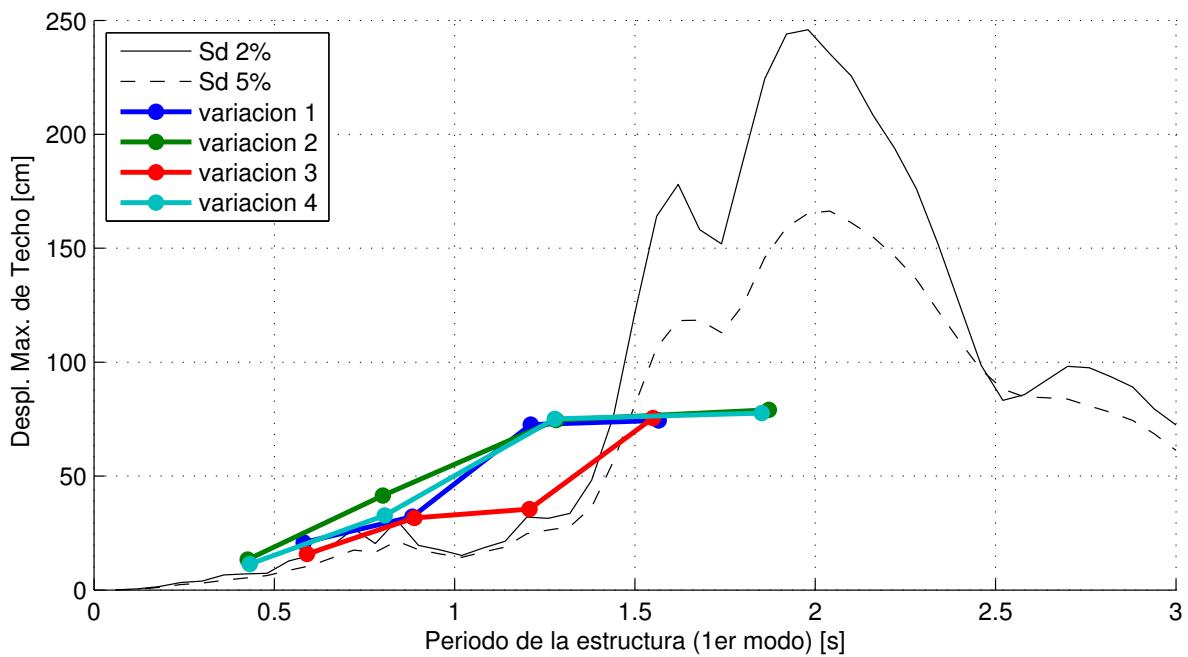


Fig. 5.32: Estructura B, Resultados de la Comparación Espectral para las Cuatro Variaciones Realizadas en el Estudio del Cambio de Número de Pisos.

5.4.2. Carga axial y confinamiento

En este estudio de varía la carga axial y la masa total de la estructura. Se consideran 10 %, 15 % y 30 % de $f'c \cdot Ag$. El caso siguiente no considera confinamiento en el borde del alma.

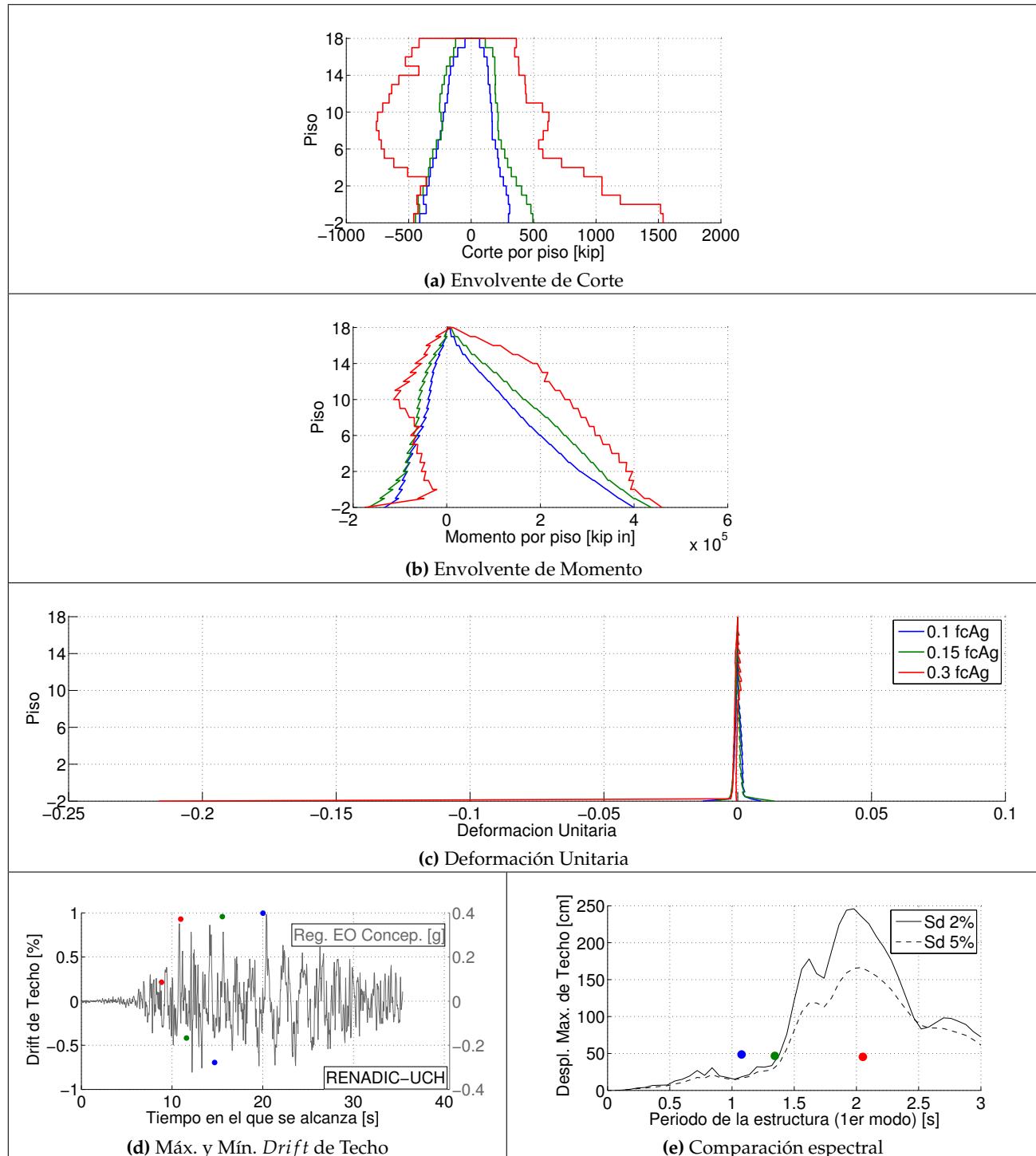


Fig. 5.33: Estructura B. Variación de la carga axial. Sin confinamiento

En este caso sí se considera un confinamiento equivalente al del ACI, distribuido en el 30 % del borde libre del alma de los muros en todas las secciones transversales.

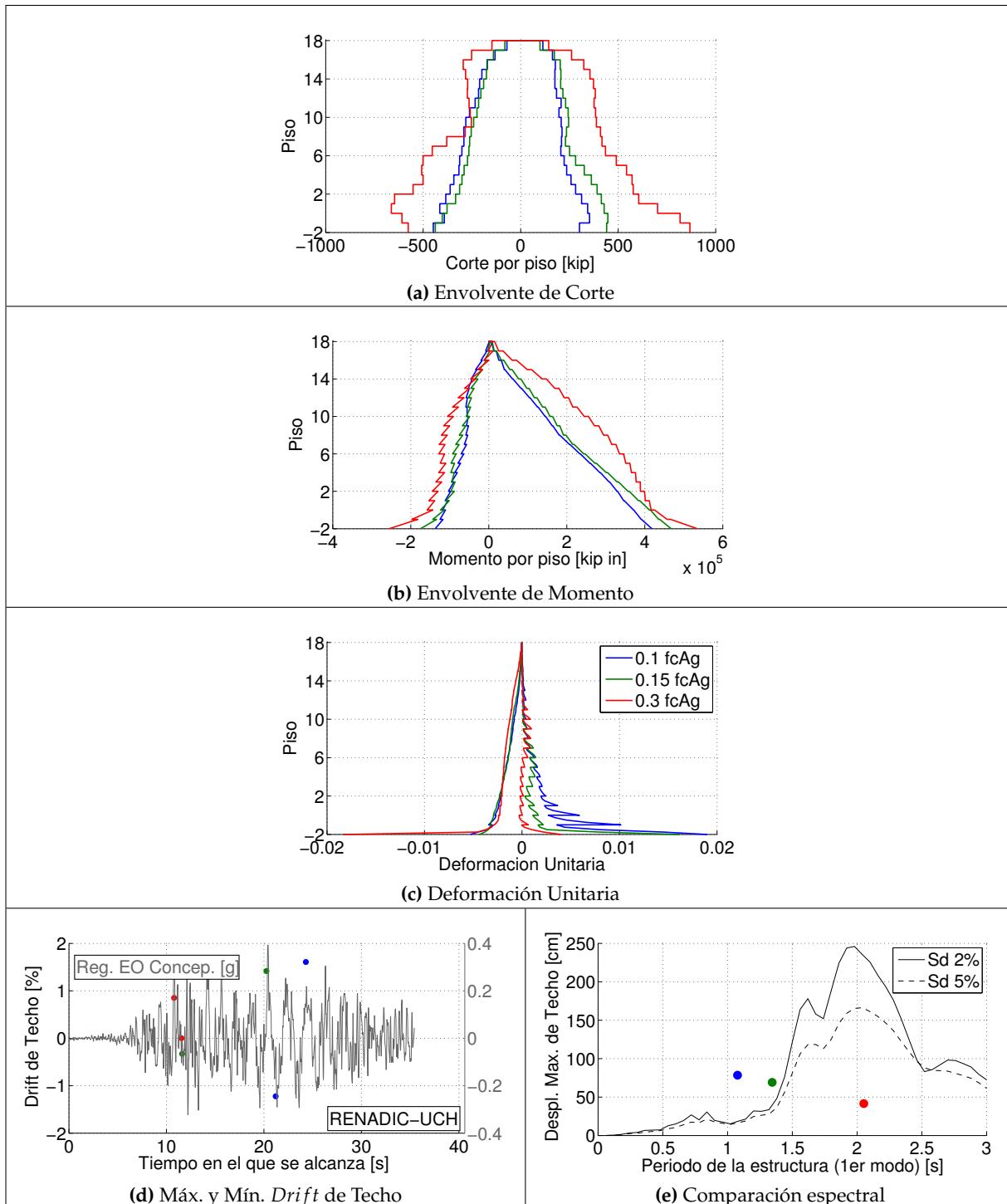


Fig. 5.34: Estructura B. Variación de la carga axial. Con confinamiento

Al igual que para la estructura A, el aumento de la carga axial sí tiene un impacto importante al evaluar el desempeño de esta otra configuración estructural. Sea que exista o no confinamiento en el borde del alma, el aumento de la carga axial flexibiliza la estructura, como se puede observar tanto en la figura 5.32e como en la 5.34e, a través del aumento del periodo de la estructura. En cuanto a la influencia del corte en la respuesta, el aumento a 30 % $f_c \cdot A_g$ de la carga axial se traduce en esfuerzos de corte mayores a la capacidad de las secciones. Ésto, producto del aumento de la capacidad en flexión asociado, en parte, al aumento de la carga axial.

Para ese mismo nivel de carga y para el caso sin confinamiento, las deformaciones de compresión en el extremo libre son altísimas, y prácticamente no hay deformaciones de tracción, lo que permite establecer que la estructura se carga en la dirección en que es más débil y no es capaz de recuperar en parte la geometría inicial, cuando no se aplican cargas sobre la estructura. Ahora bien, tanto para el caso base (carga axial total igual al 10 % de $f_c \cdot A_g$), como para la estructura con 15 % de $f_c \cdot A_g$, las deformaciones en compresión superan el 1 %, valor que se traduce en daño significativo, y esto apesar de que los máximos *drifts* de techo no superen el 1 %.

Cuando sí se tiene confinamiento, la respuesta de la estructura mejora considerablemente, salvo en el caso en que la carga axial es máxima. En base a la figura 5.34d es posible distinguir mayores desplazamientos de techo que en el caso sin confinamiento y que se alcanzan para tiempos mayores, donde la estructura fue mayormente solicitada. Sin embargo, si se analiza los niveles de deformación en compresión en la fibra más solicitada cuando la carga axial no supera el 15 % de $f_c \cdot A_g$, éstas no sobrepasan el 5 por mil, pese a las altas demandas dinámicas a las que fue sometida la estructura. Este es un resultado significativo y que nuevamente ilustra, al igual que en el caso de la estructura A, la importancia del confinamiento y la necesidad de bajas cargas axiales, pues permite alcanzar mayores desplazamientos a nivel de techo (figura 5.34e), sin incurrir en daño importante en las secciones transversales que sufren la mayor solicitud.

5.4.3. Longitud de la Zona Confinada

Para este análisis se aplica la misma calidad de confinamiento en todos los modelos, haciendo una variación de la extensión de éste a lo largo del alma de los muros. Se comparan los casos 15 %, 30 % y 50 % del borde del alma con confinamiento. La carga axial es constante.

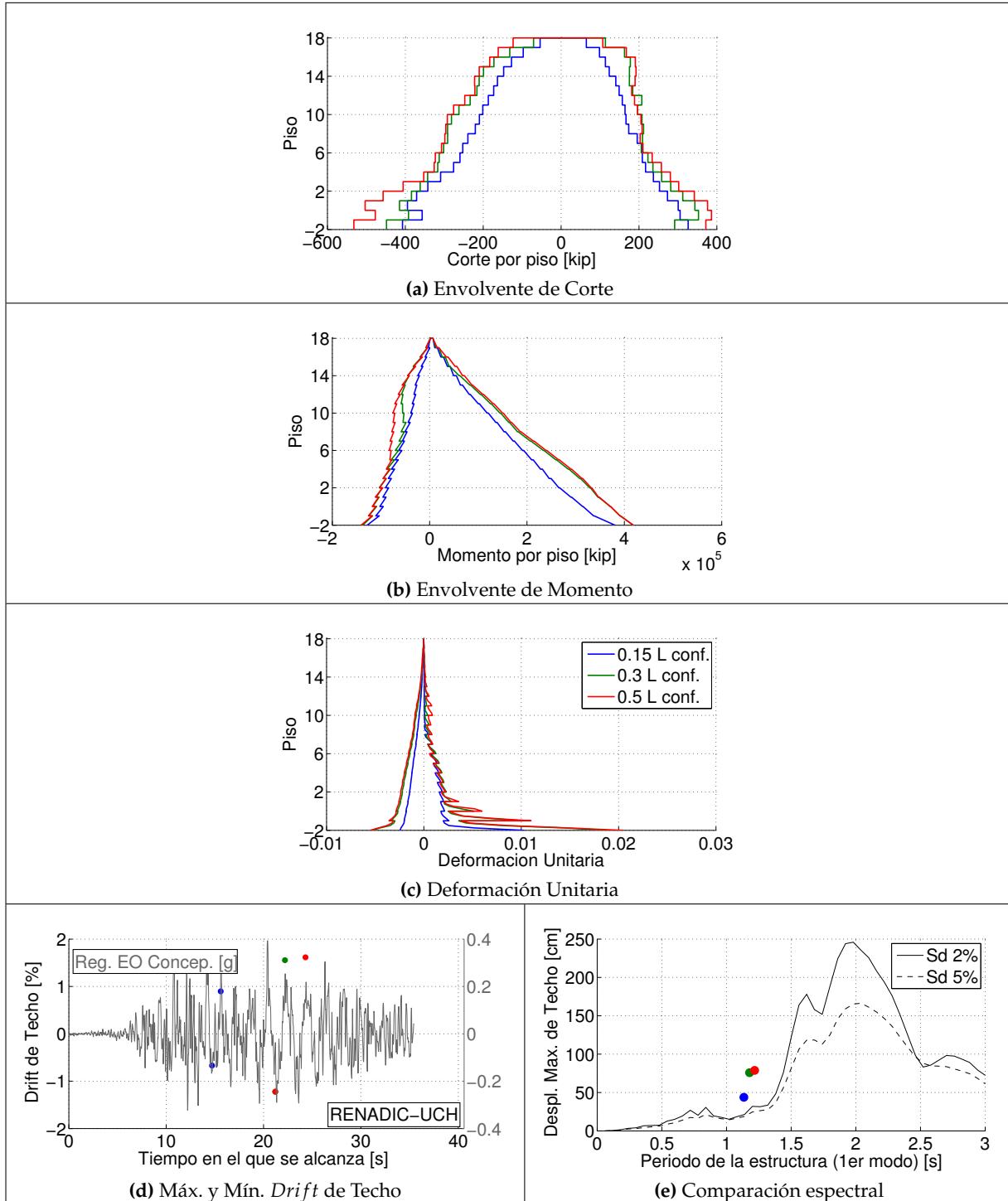


Fig. 5.35: Estructura B. Variación de la longitud de la zona con confinamiento

Al igual que para la estructura A, confinar permite alcanzar mayores desplazamientos de techo y resistir satisfactoriamente mayores demandas sísmicas sin perjudicar significativamente los niveles de deformación unitaria en las fibras más exigidas por compresión. Esto se observa claramente en la figura 5.35, cuando se confina un 30 y un 50 % de la longitud del alma desde el borde.

A diferencia del caso sin confinamiento (caso base ilustrado en la sección 5.2, figura 5.12), la estructura es capaz de resistir completamente el análisis dinámico, pese a las altas demandas del registro de Concepción. Los mayores *drifts* de techo se alcanzan más allá de los 20 segundos de análisis (30 % y 50 % de L. confinado) y superan el 1 %, tal como se observa en la figura 5.35d. Sin embargo, estos mayores desplazamientos no afectan en la degradación por compresión de las fibras más solicitadas, tal como se ve en la figura 5.35c, donde las máximas deformaciones por compresión no sobrepasan el 5 por mil.

En la comparación a nivel espectral (figura 5.35e), nuevamente se observa que los desplazamientos máximos alcanzados superan la demanda elástica, prácticamente en el doble. Sin embargo, esos niveles de demanda de desplazamiento de techo, evaluados en términos de *drift*, alcanzan a lo más un 1,6 %. Sin bien son elevados, se puede garantizar que la estructura sea capaz de resistirlos, tal como en el caso de la estructura A, sin incurrir en un coste elevado de diseño por efecto de la armadura de confinamiento de borde. Ésto, pues solo es necesaria en los primeros pisos, siempre y cuando la carga axial y la masa del sistema no sea elevada, como se vio en el punto anterior.

Estos resultados permiten reafirmar la importancia de un buen confinamiento, esto en términos de cantidad y espaciamiento, así como también en términos de la extensión de este en la zona más vulnerable, pues en base a estos estudios, la estructura es capaz de resistir las altas aceleraciones del registro sísmico sin verse afectada notoriamente su integridad estructural.

5.4.4. Tipo de Fundación y espesor muro perimetral

En el siguiente caso se considera la condición empotrada (caso base) y la condición de apoyo flexible con constante de Balasto de 10 Kg/cm³.

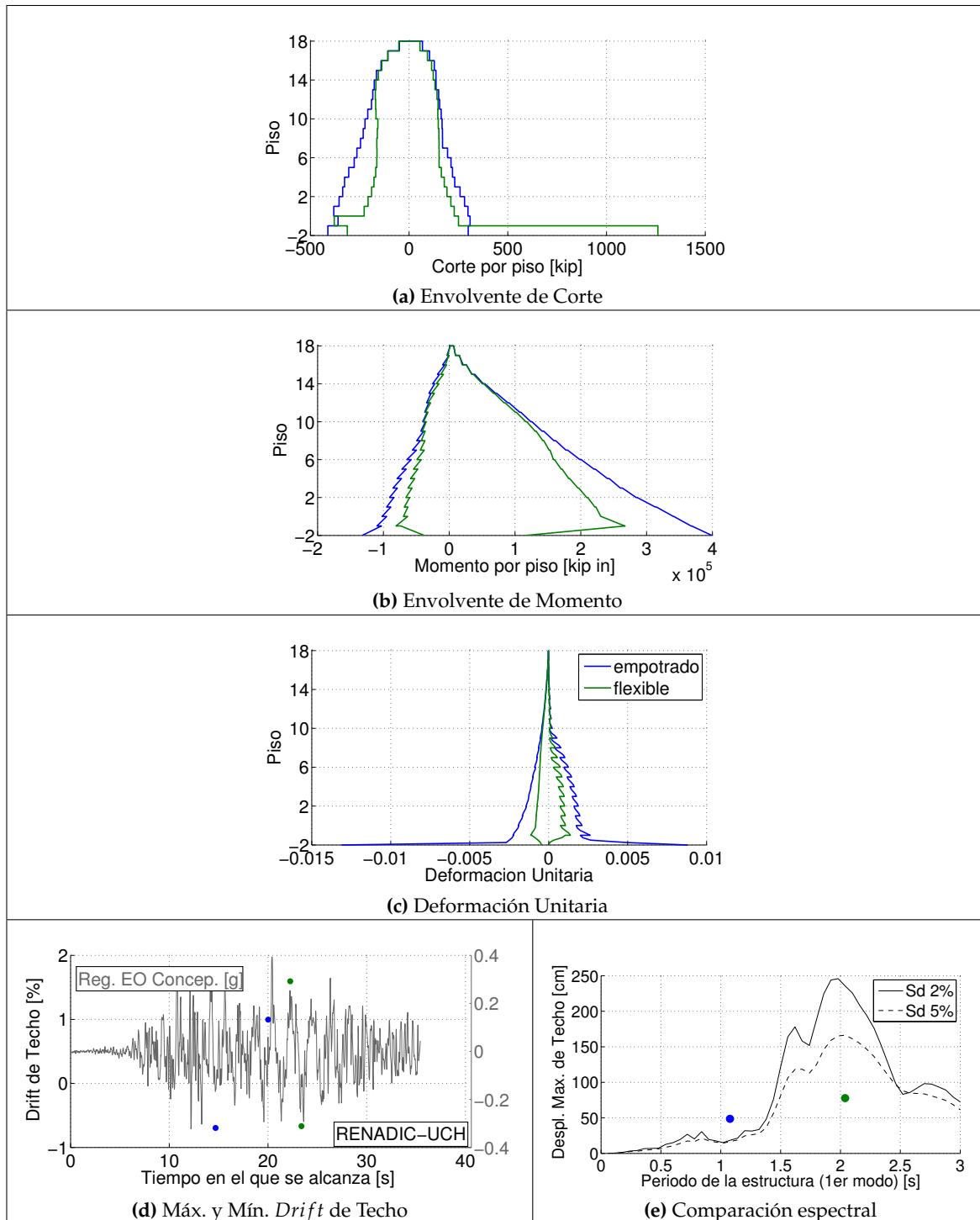


Fig. 5.36: Estructura B. Comparación entre fundación rígida y fundación flexible

En este caso se conserva siempre fundación empotrada. Se varía el espesor de los muros perimetrales en 40, 80 y 100 cm.

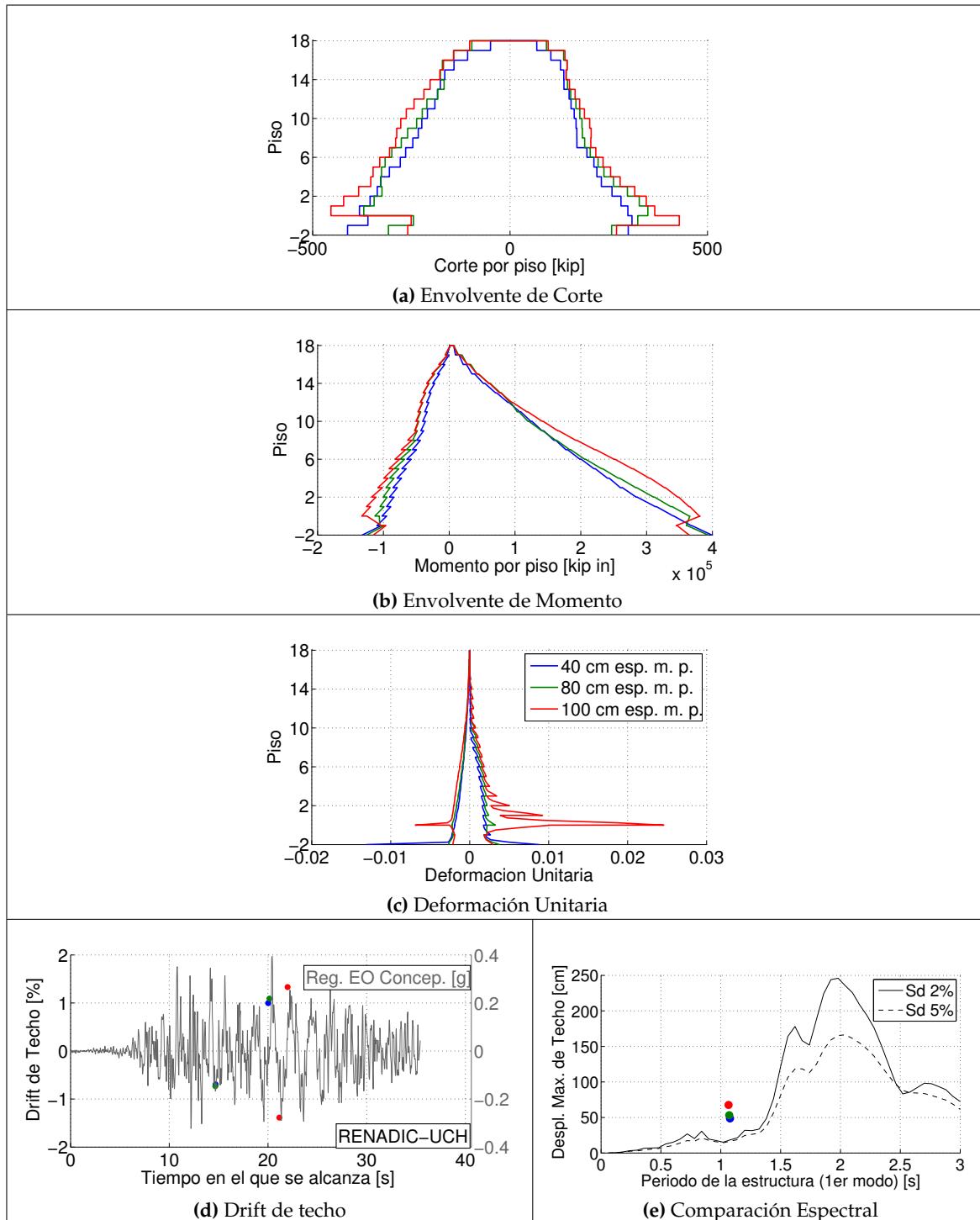


Fig. 5.37: Estructura B. Fundación Rígida. Variación del espesor de los muros perimetrales

En este caso se conserva siempre fundación flexible con constante de Balasto igual a 10 Kg/cm³. Se varía el espesor de los muros perimetrales en 40, 80 y 100 cm.

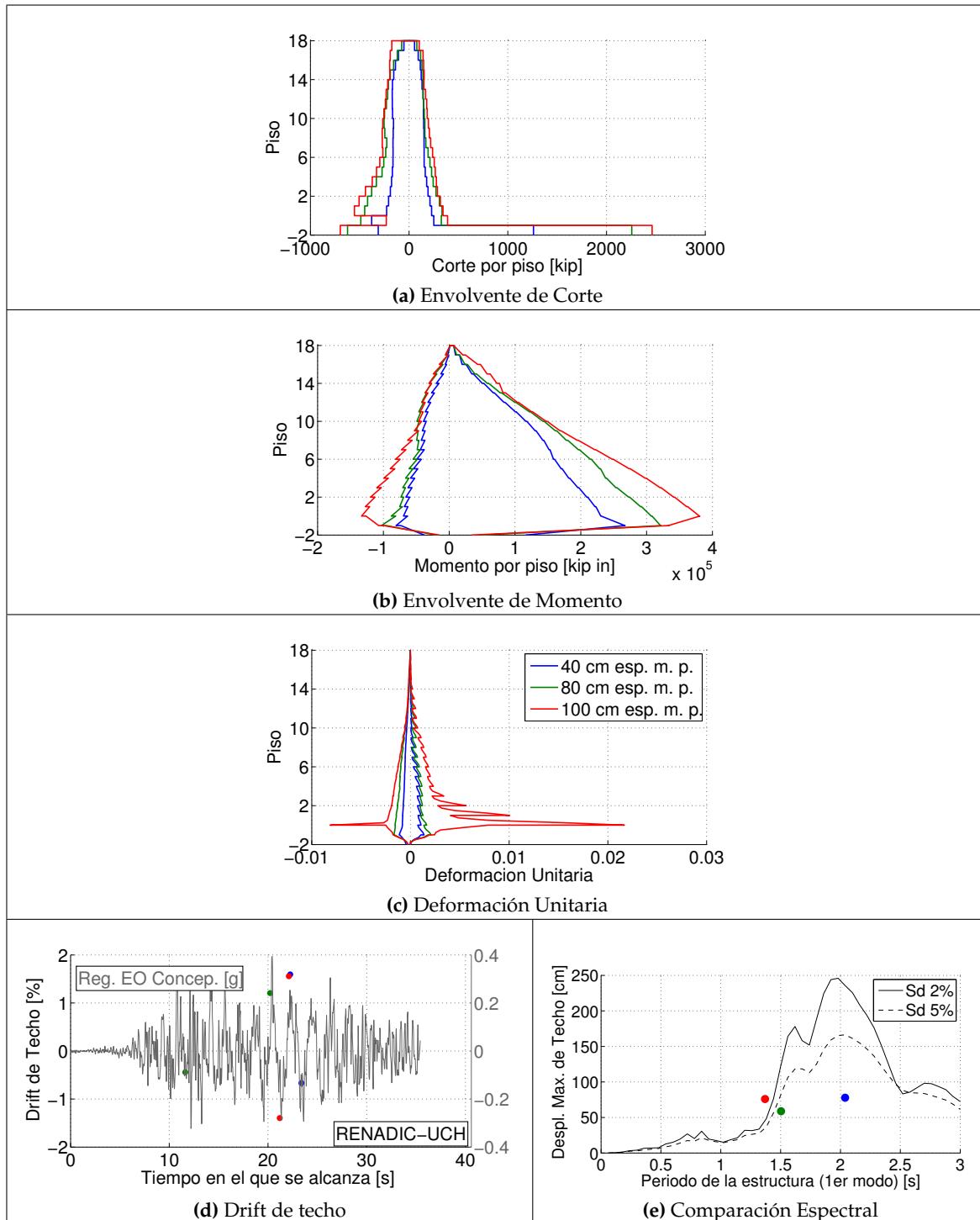


Fig. 5.38: Estructura B, Fundación Flexible. Variación del espesor de los muros perimetrales

A partir de la figura 5.36, es posible comparar la respuesta, para el caso de la estructura B, entre considerar una fundación rígida y una fundación flexible. De la gráfica de envolventes de corte de la misma figura (a), se observa un aumento notorio del esfuerzo de corte a nivel del segundo subterráneo, por sobre la capacidad (ver figura 5.10) al tener un apoyo flexible. Esto se debe a que el esfuerzo de flexión debe disminuir violentamente desde el primer al segundo subterráneo, dado el giro al que está sujeta la estructura a nivel basal. Sin embargo, esos mayores esfuerzos de corte no son representativos de la realidad, pues en observaciones en terreno, no se distinguieron ni siquiera fisuras de corte en el segundo subterráneo, sino que este se concentró (notoriamente como daño por flexo-compresión y no por corte) en el primer subterráneo.

Por otro lado, en cuanto a las deformaciones unitarias tanto de compresión como de tracción en la base del muro, para la fibra más extrema del alma cuando se tiene apoyo flexible, éstas disminuyen considerablemente en comparación con la condición de empotramiento a nivel basal. En cuanto a las demandas de desplazamiento de techo, la figura 5.36e ilustra un considerable aumento en el periodo de la estructura. Nuevamente, tal como se vio para la estructura A, el desplazamiento máximo de techo obtenido a través del análisis tiempo-historia está por debajo de la demanda elástica-espectral.

Lo que sí es significativo, y que se ilustra en las figuras 5.35 y 5.38, es la influencia del espesor de los muros perimetrales en la respuesta del sistema. Como se mencionó previamente, el aumento del espesor de los muros se llevó a cabo para simular, de manera equivalente, la restricción al desplazamiento lateral a la altura de las losas de los subterráneos, que puede llegar a ejercer la tierra que descansa sobre los muros perimetrales. Los modelos que más se acercan a lo observado en la realidad (daño por flexo-compresión en los muros del primer subterráneo) son los casos en que a los muros perimetrales se les dio un espesor de 100 cm. Este espesor simula prácticamente un apoyo fijo a nivel de las losas. Esta condición, ya sea que se tenga una fundación rígida o una flexible, eleva la zona de daño desde el segundo subterráneo hacia la interfaz del primer piso y primer subterráneo, siendo esto lo más cercano al daño real observado. Por esta razón, estos resultados entregan un aporte significativo a la hora de diseñar, pues las losas podrían llegar a fijar el desplazamiento lateral en los primeros niveles solo por un desfase de su respuesta ante la acción sísmica, con respecto al movimiento de los muros centrales del edificio.

5.4.5. Registro de Aceleraciones

Se consideraron los mismos registros que para la estructura A. El caso siguiente presenta la respuesta sin confinamiento en el alma para los cuatro registros involucrados.

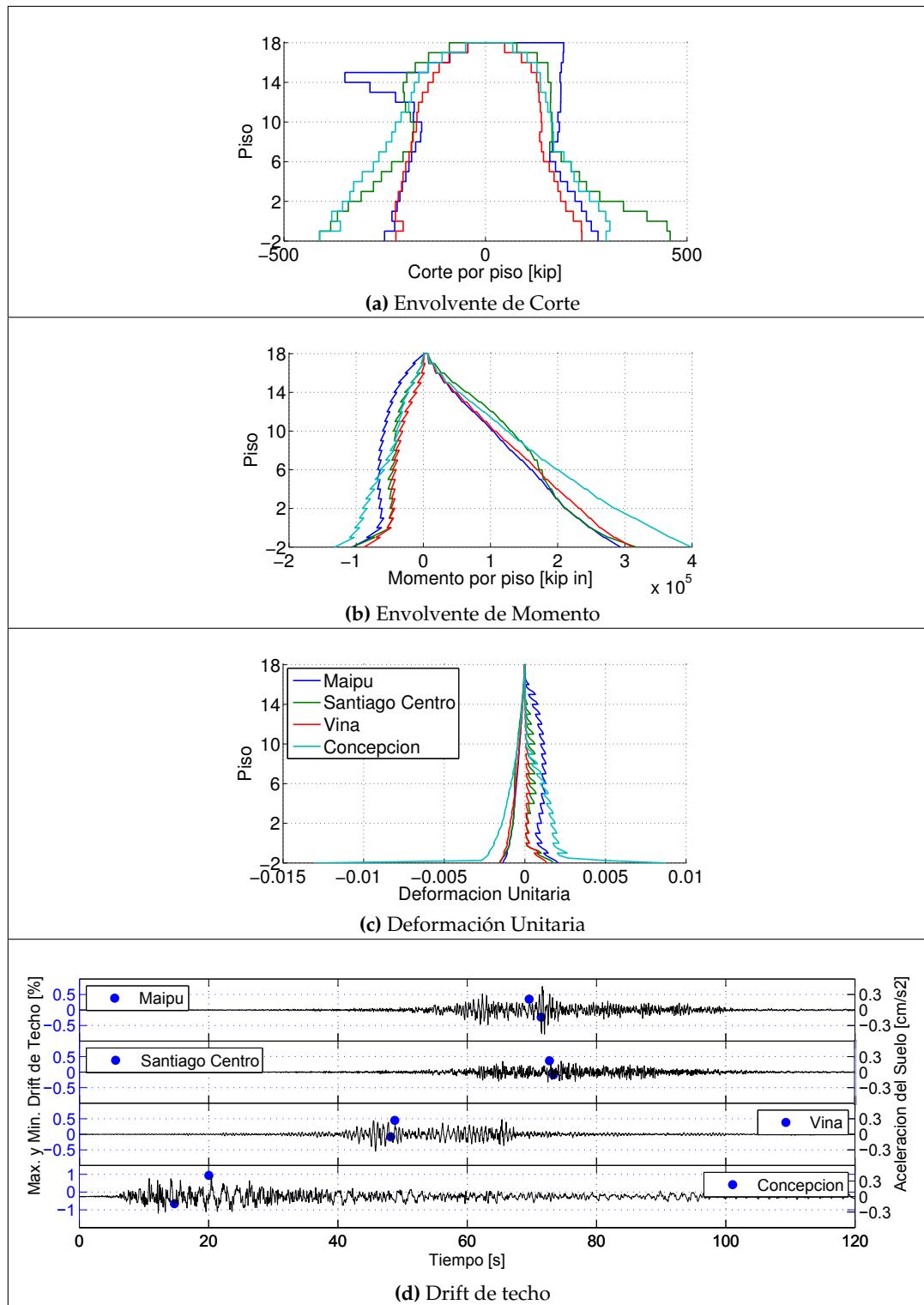


Fig. 5.39: Estructura B. Comparación de respuesta para distintos registros. Sin confinamiento

Para los mismos registros anteriores, se presenta la respuesta cuando se considera confinamiento en el borde de los muros. En este caso la calidad del confinamiento corresponde a la del ACI, distribuido en el 50 % del borde del alma de cada sección transversal.

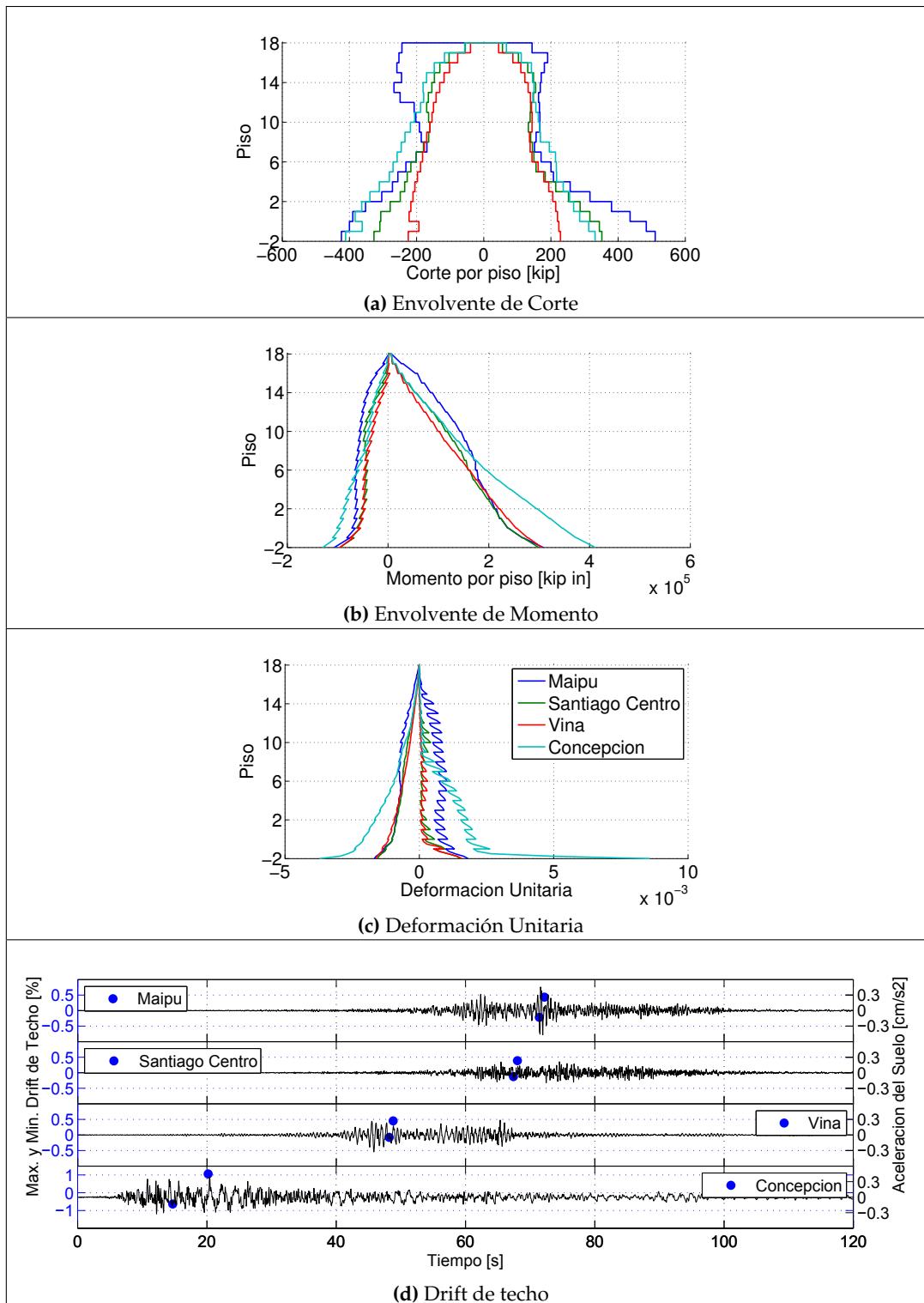


Fig. 5.40: Estructura B. Comparación de respuesta para distintos registros. Con confinamiento

El cambio en el registro sísmico no tiene mayor impacto en la respuesta, salvo para el registro de Concepción, donde el confinamiento, como ya se mostró a través de gráficas anteriores, mejora notablemente el desempeño de este tipo de configuración estructural. Nuevamente es necesario resaltar, al igual que para la estructura A, que la estructura B corresponde a un diseño para la ciudad de Santiago y no para el suelo de Concepción. Sin embargo, se permite afirmar nuevamente la relevancia del confinamiento en términos de desempeño para una misma solicitud.

Comentarios Finales del Capítulo

Este capítulo presentó los resultados que se obtuvieron tanto para las estructuras base (A y B), como para los estudios paramétricos que se llevaron a cabo. En el capítulo que sigue se discuten estos resultados y se presentan las conclusiones relevantes que se obtuvieron a través de la realización de este estudio.

Capítulo 6.

Conclusiones y Comentarios Finales

Este trabajo de título consistió en modelar cierto tipo de daño estructural, observado en edificios habitacionales de hormigón armado, producto del terremoto de Chile del 27 de Febrero de 2010. El daño en estudio se caracterizó por una grieta horizontal concentrada a nivel de primer subterráneo o de primer piso, desarrollada a lo largo de las almas de los muros de sección transversal T. Dada la regularidad de la geometría de este tipo de edificios, se modelaron dos tipologías estructurales base (A y B), correspondientes a dos ejes sismo-resistentes presentes en dos edificios de la Región Metropolitana, que sufrieron el daño mencionado. Estas estructuras se modelaron a través de modelos de fibra y fueron sometidas a análisis tiempo-historia en una sola dirección, haciendo uso de registros de aceleraciones obtenidos durante el terremoto [2]. La modelación de las estructuras base permitió reproducir de manera razonable el daño observado. No de manera exacta, pero sí de manera representativa con respecto a lo observado en la realidad. Posteriormente, se llevó a cabo un estudio paramétrico, donde se modificaron diferentes variables relativas al diseño, para evaluar posibles mejoras en términos del desempeño de este tipo estructuras frente a acciones sísmicas severas. Este estudio permitió concluir aspectos de significativa importancia, que serán discutidos más adelante.

Para poder construir modelos adecuados, se realizó previamente una calibración basada en ensayos de muros esbeltos de sección rectangular y T, sometidos a carga lateral cíclica, pero estática [14]. Esta calibración se encuentra descrita en el capítulo 3. Para esta calibración, fue necesario definir las curvas tensión-deformación del acero y del hormigón. En cuanto al acero, no se modeló de manera aislada el pandeo de las barras longitudinales de borde entre estribos, ya que la pérdida de integridad estructural por efecto del pandeo quedó incorporada de manera indirecta a través del nivel de confinamiento del hormigón.

Los resultados obtenidos de la calibración resultaron comparables con las mediciones registradas en los ensayados. Se estimaron deformaciones unitarias razonablemente similares, con variaciones de no más allá del 15 % con respecto a las que fueron obtenidas a través de las mediciones realizadas en los ensayos. Para la misma etapa de calibración, se efectuaron variaciones en el diseño de los modelos de los muros ensayados, destacándose la influencia del confinamiento y del nivel de carga axial en la respuesta. Por ejemplo, una mayor extensión de la zona confinada (cercana al 30 % del alma de los muros), al menos para análisis de carga lateral estática, garantiza

una mayor ductilidad, sin perder significativamente la integridad estructural de los muros. Por otro lado, valores excesivos de carga axial (30 % de $f'_c \cdot A_g$ en la sección más baja) se traducen en un leve aumento de la capacidad a carga lateral (30 % aproximadamente), pero la ductilidad se ve fuertemente afectada, reduciéndose significativamente al alcanzar un 0,8 % de *drift* de techo.

Gracias a la calibración, fue posible confeccionar los modelos de las tipologías en estudio de manera razonable. Estas tipologías se componen esencialmente de muros de sección T, similares en cuanto a esbeltez al muro de sección T ensayado y que fue con respecto al cual se realizó la calibración de este tipo de sección. Los materiales fueron modelados a través de curvas tensión-deformación no lineales y a través de elementos uniaxiales de plasticidad distribuida no linealmente, de modo de garantizar concentración de deformaciones similares a las observadas debido al terremoto. Las tipologías base no se modelaron solamente como muros aislados en la altura, sino que se contemplaron adicionalmente las losas de acoplamiento existentes en los pasillos centrales, los muros perimetrales de los subterráneos y las losas que conectan estos muros con los edificios en sí. Tanto las losas como los muros perimetrales se modelaron como elementos elásticos lineales, pues no era de interés para este estudio evaluar el daño en estos elementos.

Los resultados de los análisis dinámicos permitieron simular el daño observado en este tipo de estructuras producto del terremoto. El daño se cuantificó a través de las deformaciones unitarias registradas para cada uno de los muros de sección T. Este daño fue estimado de manera razonable, es decir, se obtuvieron, para las secciones más solicitadas del borde del alma de los muros, deformaciones unitarias de compresión superiores al 5 por mil, que reflejan inicio de daño importante, como desprendimiento completo del hormigón perimetral y por ende, una disminución significativa de la calidad del confinamiento de borde, si es que existiese.

Sin embargo, si bien los modelos de las tipologías base reprodujeron de manera adecuada el nivel de daño, no se estimó de manera precisa la ubicación de éste. Por ejemplo, para ambas estructuras, el daño observado en la realidad se ubicaba principalmente en los muros del primer subterráneo, mientras que según los modelos base, para la estructura A, las mayores deformaciones unitarias se concentraron en el primer piso, y para la estructura B, estas se concentraron en el segundo subterráneo. Si bien esta es una diferencia importante, no es significativa si toma en cuenta el grado de simplificación al que fueron llevados los modelos con respecto a las estructuras reales. Y esto no tan solo en términos de modelación estructural, sino también en cuanto a que los modelos fueron sometidos a análisis tiempo-historia en una sola dirección. Es por esto que estos resultados se consideraron válidos y, por ende, se procedió a realizar diferentes variaciones paramétricas en cuanto al diseño, para evaluar el cambio en la respuesta de las estructuras.

Los análisis paramétricos realizados consideraron variaciones en el número de pisos; distintos niveles de carga axial y de cuantía de confinamiento; variaciones en la extensión de la zona con confinamiento a lo largo del alma de los muros; y distintos tipos de fundaciones, modelados a través de apoyos empotrados o con resortes, en conjunto con variaciones en el espesor de los muros perimetrales presentes en este tipo de edificios.

La variación del número de pisos trajo consigo resultados significativos al momento de comparar los desplazamientos máximos de techo con las curvas espectrales de desplazamiento para

un 2 % y un 5 % de amortiguamiento. Estas últimas fueron amplificadas en un factor 1.5, para que resultasen comparables para estructuras de más de 10 pisos. Para el registro utilizado, esto es, el registro Este-Oeste del centro de la ciudad de Concepción, los resultados obtenidos validan la hipótesis de igual desplazamiento elástico e inelástico para la tipología A, cuando ésta no supere un periodo de 1,5 segundos. Sin embargo, cuando por efecto del incremento proporcional de la masa y de la carga axial al que fue sujeto el modelo de 25 pisos en una de las variaciones realizadas, se incrementó el periodo de esta de 1,5 a 1,8 segundos (para el estado no fisurado), la hipótesis dejó de ser válida.

El hecho de que la hipótesis de igual desplazamiento elástico e inelástico deje de ser válida para el caso anterior, es de gran importancia. Esto pues, para una estructura de este tipo, con un periodo de 1,8 segundos en la condición no fisurada, las demandas espectrales de desplazamiento de techo con un 2 % de amortiguamiento, serían cercanas a 1,5 metros, lo que llevado a *drift*, equivaldría aproximadamente a 2,5 % (edificio de 25 pisos con altura entrepiso de 2,5 metros). Es difícil que una estructura con un diseño común sea capaz de resistir tal nivel de demandas de desplazamiento. Sin embargo, como se observó a partir de los análisis, la estructura fue capaz de resistir completamente todo el análisis, sin sobrepasar deformaciones de compresión superiores al 3 por mil, es decir, prácticamente sin daño. Cabe destacar que esta estructura no llevaba confinamiento de borde, lo que sugiere algún tipo de consideración extra a la hora de estimar la cantidad de confinamiento requerido, a través de las metodologías actuales de diseño para los muros más bajos, cuando se trate de estructuras de este tipo y de 25 pisos, al menos para el sismo de análisis. Es necesario resaltar que tales demandas de desplazamiento sólo se mantendrían si la estructura se mantiene elástica, dado que se trata de una zona de monofrecuencia espectral. Si la estructura se ve sujeta a un mínimo cambio de rigidez, se sale de resonancia y por ende tales desplazamientos dejan de ser exigidos.

La variación de la carga axial y del confinamiento de borde acarreó también conclusiones interesantes. Una de ellas es que se destaca la importancia del confinamiento de borde de muros para este tipo de estructuras, cuando el número de pisos sea cercano a los 20. La importancia de este no radica principalmente, al menos para las tipologías y el registro sísmico considerados, en garantizar que los muros inferiores no estén afectos a daño, pues, como se observó en los resultados de los análisis, para ambas tipologías se obtuvieron deformaciones unitarias de compresión cercanas al 5 por mil, ya sea que se tuviese o no confinamiento de borde. Éste cobra importancia a la hora de evaluar la ductilidad de las estructuras una vez que se alcancen deformaciones unitarias de compresión elevadas en las fibras más solicitadas. Para el sismo de análisis, cuando no se tuvo confinamiento, tanto la estructura A como la estructura B, no fueron capaces de resistir las zonas de mayor energía del registro. Sin embargo, al existir un confinamiento adecuado, esto es, el confinamiento recomendado por el código ACI318-2005 extendido en un 30 % del alma de los muros desde el borde, sí son capaces de resistir las zonas de mayor energía.

Cabe destacar que la efectividad del confinamiento se tuvo solo si la carga axial no era relativamente elevada, con respecto a los valores que se sugieren para efectos de diseño en la actualidad. Para la estructura A, cuando la carga axial se elevó a un 30 % de $f'c \cdot Ag$ en la sección más baja, la

estructura alcanzó deformaciones cercanas al 5 por mil en la fibra más comprimida, pero no fue capaz de resistir más allá de los 12 segundos del registro, ya sea que se tuviese o no confinamiento de borde. Algo similar sucedió para la tipología B, pues en esta las deformaciones unitarias en la base del muro se elevaron de manera significativa. Se concluye entonces que un buen confinamiento mejora notablemente el desempeño de este tipo de estructuras, siempre y cuando el nivel de carga axial no sea demasiado elevado, con respecto a los estándares actuales sujetados (no más allá del 15 % de $f'c \cdot Ag$). Finalmente, otro punto a destacar de este análisis, es la aparición modos adicionales en la respuesta cuando la carga axial y la masa del sistema es elevada. Esto, tal como se ve en las envolventes de momento, podría provocar daño similar al de los primeros pisos en pisos superiores.

Por otro lado, la importancia de la extensión de la longitud confinada del borde de los muros y del confinamiento mismo, radica en el favorecimiento de la ductilidad de este tipo de estructuras. Esto se ve reflejado tanto en los análisis estáticos realizados en la etapa de calibración, como en los análisis tiempo-historia realizados sobre las tipologías. Para la estructura A, no se observó una marcada diferencia al confinar un 30 % o un 50 % de los muros, pues las respuestas tanto en términos de desplazamiento de techo como en cuanto a deformaciones unitarias fueron prácticamente las mismas. Algo similar se obtuvo del análisis dinámico de la estructura B. En ninguno de estos dos casos, esto es, confinando un 30 % o un 50 % del largo de los muros, se alcanzaron deformaciones unitarias de compresión superiores al 5 por mil en las fibras más solicitadas, y fueron capaces de resistir completamente las partes mayor energía del registro. Sin embargo, se aprecia claramente que para estas estructuras y para el sismo en estudio, el confinar con una cuantía adecuada solamente el 15 % del borde libre de los muros no garantiza una respuesta satisfactoria. Esto, pues para la estructura A, el muro de la derecha alcanzó deformaciones unitarias de compresión mayores al 3 %¹.

El cambio del tipo de fundaciones y del espesor de muros perimetrales influyó directamente en la zona donde se concentró el daño, radicando allí la importancia de la realización de este análisis. Tanto para la estructura A como para la estructura B, la flexibilización de la base redujo notablemente las deformaciones a nivel basal cuando los muros perimetrales fueron modelados con un espesor de 40 cm. Se infiere en este caso, que las estructuras prácticamente se rotularon en la base, de ahí el aumento considerable del periodo elástico de estas estructuras (de 1,2 a 1,7 segundos para la estructura A, y de 1,2 a 2,1 segundos para la estructura B) y el aumento violento del esfuerzo de corte a nivel basal debido a la reducción abrupta de los esfuerzos de flexión. Sin embargo, a través del aumento del espesor de los muros perimetrales, y en el caso extremo, en que el espesor fue aumentado a 100 cm, la flexibilización de la base pierde su efecto sobre la zona de concentración de deformaciones unitarias, pues ahora éstas se trasladaron hacia arriba, ubicándose en las zonas cercanas a los encuentros de las losas de los subterráneos con la estructura central. Dado el nivel de restricción al desplazamiento lateral ejercido por estas losas a nivel de subterráneo, los muros centrales en estudio se ven obligados a desplazar su punto de apoyo a los pisos superiores,

¹Estos niveles de deformación unitaria obtenidos de los análisis son solo referenciales una vez que supera el 5 por mil de deformación, pues en la práctica, se sabe que a través del ensayo de un elemento de hormigón, tal nivel de deformaciones es imposible.

específicamente a nivel de primer piso. Gracias a esta variación paramétrica, fue posible obtener resultados más cercanos al daño real observado en este tipo de estructuras, como es el caso de la estructura B, en la cual el daño se concentró en los muros del primer subterráneo.

Así, se concluyen los comentarios asociados a las variaciones paramétricas realizadas. Los análisis que se llevaron a cabo con distintos registros sirven para ilustrar la mayor demanda sísmica ejercida por el registro de Concepción considerado, y la vez, mostrar nuevamente que un buen confinamiento y un nivel de carga axial adecuado, garantizan un desempeño saludable de este tipo de estructuras.

En fin, los objetivos de este trabajo de título fueron conseguidos. Se pudo modelar de manera simplificada, pero a su vez consistente, la falla de flexo-compresión que afectó a muros esbeltos de sección T, presentes en edificios habitacionales de hormigón armado, producto del terremoto de Chile del 2010. En términos específicos, se definieron las tipologías estructurales y sus dimensiones de manera apropiada. Las propiedades mecánicas y el comportamiento uniaxial de los materiales involucrados se establecieron sobre la base de ensayos sobre muros de sección T presentes en la literatura. Se realizaron los análisis paramétricos que permitieron ilustrar la importancia del confinamiento y del nivel de carga axial. Además, se estableció que es importante considerar como variables adicionales en el diseño, la influencia de la carga lateral ejercida por los muros perimetrales a través de las losas de subterráneo en la respuesta dinámica, así como también el tipo de apoyo que se considere, ya sea este empotrado o flexible, pues los esfuerzos y las deformaciones obtenidas pueden variar significativamente entre un caso y otro.

Se sugiere la continuidad de este tipo de estudios. Dentro de estos está el considerar efectos tridimensionales, ya sea por el lado de la demanda sísmica o a través de la implementación adecuada de modelos que contemplen la influencia del corte en la capacidad de las estructuras. También se sugiere evaluar el desempeño de estas mismas tipologías, pero considerando posibles fallas de los elementos estructurales de acople, como las losas.

Bibliografía

- [1] Astroza, M., Cabezas, F., Moroni, M., Massone, L., Ruiz, S., Parra, E., Cordero, F., and Mottadelli, A. (2010). Intensidades Sísmicas en el Área de Daños del Terremoto del 27 de Febrero de 2010. *Santiago: Univ. of Chile.*
- [2] Boroschek, R., Soto, P., and León, R. (2010). *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.
- [3] Chang, G. and Mander, J. (1994). Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns: Part 2: Evaluation of seismic demand. *Technical Report.*
- [4] Chopra, A. (1995). *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering.* Prentice Hall Upper Saddle River, New Jersey:.
- [5] Coleman, J. and Spacone, E. (1999). Localization issues in force-based frame elements. *Journal of Structural Engineering*, 127(11):1257.
- [6] Estay, C. (2008). *Características de Muros de Hormigón Armado Diseñados en Chile.* Santiago: Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil.
- [7] Gomes, A. and Appleton, J. (1997). Nonlinear cyclic stress-strain relationship of reinforcing bars including buckling. *Engineering Structures*, 19(10):822–826.
- [8] Menegotto, M. and Pinto, P. (1973). Method of Analysis for Cyclically Loaded RC Plane Frames, Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force and Bending. In *Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads.*
- [9] Monti, G. and Nuti, C. (1992). Nonlinear cyclic behavior of reinforcing bars including buckling. *Journal of Structural Engineering*, 118:3268.
- [10] Orakcal, K., Massone, L., Wallace, J., and Center, P. E. E. R. (2006). *Analytical modeling of reinforced concrete walls for predicting flexural and coupled-shear-flexural responses.* Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.
- [11] Orakcal, K. and Wallace, J. (2006). Flexural modeling of reinforced concrete walls - experimental verification. *ACI structural journal*, 103(2).

- [12] Saatcioglu, M. and Razvi, S. (1992). Strength and ductility of confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 118(6):1590–1607.
- [13] Taucer, F., Spacone, E., Filippou, F., University of California, B. E. E. R. C., of Transportation, C. D., and (US), N. S. F. (1991). *A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures*. Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California.
- [14] Thomsen IV, J. and Wallace, J. (2004). Displacement-Based Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls - Experimental Verification. *Journal of Structural Engineering*, 130:618.

Capítulo 7.

Anexos

Tabla 7.1: Propiedades de los materiales calibrados por Orakcal [1]

		Concrete in tension			No. 3 reinforcing bar in compression			No. 2 reinforcing bar in compression				
	Parameter	t MPa	ε_t	E_c GPa	ε_{cr}	r	σ_y MPa	E_0 GPa	b	σ_y MPa	E_0 GPa	b
Concrete in compression		2.03	0.00008	31.03	∞	1.2	434	200	0.02	448	200	0.02
No. 3 reinforcing bar in tension												
No. 2 reinforcing bar in tension												
		RW2			TW2			TW2			Web (confined)	
Material	Parameter	Boundary (confined)	Web (unconfined)	Flange (confined)	Flange (unconfined)	Flange-web intersection (confined)	Flange-web intersection (unconfined)	Web (unconfined)	Web (unconfined)	Web (unconfined)	Web (confined)	Web (confined)
Concrete in compression	f'_c , MPa	47.6	42.8	43.9	42.8	43.9	43.9	42.8	42.8	42.8	57.1	57.1
No. 3 reinforcing bar in tension	ε'_c	0.0033	0.0021	0.0024	0.0021	0.0024	0.0024	0.0021	0.0021	0.0021	0.0056	0.0056
No. 2 reinforcing bar in tension	E_σ GPa	31.03	31.03	31.03	31.03	31.03	31.03	31.03	31.03	31.03	31.03	31.03
No. 3 reinforcing bar in tension	ε_{cr}	0.0037	0.0022	0.0025	0.0022	0.0025	0.0025	0.0022	0.0022	0.0022	0.0073	0.0073
No. 2 reinforcing bar in tension	r	1.90	7.00	3.80	7.00	3.80	3.80	7.00	7.00	7.00	1.45	1.45
No. 3 reinforcing bar in tension	σ_y MPa	395	—	395	—	395	—	395	—	395	387	387
No. 2 reinforcing bar in tension	E_σ GPa	200	—	200	—	200	—	200	—	200	200	200
No. 3 reinforcing bar in tension	b	0.0185	—	0.0185	—	0.0185	—	0.0185	—	0.0185	—	0.02
No. 2 reinforcing bar in tension	σ_y MPa	—	336	—	336	—	336	—	356	—	356	—
No. 3 reinforcing bar in tension	E_σ GPa	—	200	—	200	—	200	—	200	—	200	—
No. 2 reinforcing bar in tension	b	—	0.0350	—	0.0350	—	0.0350	—	0.0295	—	0.0295	—

Propiedades Mecánicas de los Elementos de acoplamiento

Muros Perimetrales

Estos fueron modelados como elementos elástico lineal, para los cuales solo se consideró el módulo de elasticidad del hormigón, que quedó establecido en 25 GPa.

Losas

Las losas fueron modeladas como elementos de comportamiento elasto-plástico en flexión. Se modelaron axialmente indeformables. Para las losas de espesor igual a 15 cm, el momento plástico, es decir, el momento máximo para el cual las secciones se ven afectas a plastificación, se fijó en 112.98 kN·m, al alcanzar una curvatura de 0.0197/m. Para las losas de espesor igual a 18 cm, el momento plástico se fijó en 176.93 kN·m, al alcanzar una curvatura de 0.0157/m.