



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE

ESCUELA DE INGENIERIA

EFFECTO DE LA RIGIDEZ EN EL DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS ESTRUCTURADOS CON MUROS DE HORMIGÓN ARMADO

MANUEL ANTONIO CANDO LOACHAMIN

Tesis para optar al grado de
Doctor en Ciencias de la Ingeniería

Profesor Supervisor:
MATÍAS HUBE

Santiago de Chile, noviembre 2020

©2020, Manuel Antonio Cando Loachamín



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

EFFECTO DE LA RIGIDEZ EN EL DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS ESTRUCTURADOS CON MUROS DE HORMIGÓN ARMADO

MANUEL ANTONIO CANDO LOACHAMIN

Tesis presentada a la Comisión integrada por los profesores:

MATÍAS HUBE

DocuSigned by:

Matías Hube G.

383F6A89C14E4EC...

DocuSigned by:

ROSITA JÜNEMANN

Rosita Jünemann

565EB228B91849A...

DocuSigned by:

DIEGO LÓPEZ-GARCÍA

Diego López-García

7170C26055AA4D4...

DocuSigned by:

PABLO PARRA

Pablo Parra Torres

7773685C39F441E...

DocuSigned by:

CARLOS ARTETA

Carlos Arteta

7C1231BF69964D0...

DocuSigned by:

JUAN DE DIOS ORTÚZAR

Juan de Dios Ortúzar

376BE4D3F7A24BE...

Para completar las exigencias del grado de Doctor en Ciencias de la Ingeniería.

Santiago de Chile, noviembre 2020

DEDICATORIA

A mi amado padre y a mi querido hijo Antonio.

AGRADECIMIENTOS

Me gustaría agradecer a mi Supervisor, el profesor Matías Hube, por compartirme sus conocimientos a lo largo de estos años. Estoy profundamente agradecido por su tutoría cuidadosa y reflexiva, por su inquebrantable apoyo a mi trabajo y por brindarme su tiempo para las reuniones de avance de mi tesis.

Mi gratitud al profesor Pablo Parra por ayudarme con su valioso conocimiento y por su participación continua en esta investigación. Así también, por su colaboración conjunta con la Profesora Carolina Magna en la estimación de la amenaza para la zona central de Chile.

Mi agradecimiento al profesor Carlos Arteta por hacer factible mi pasantía de investigación en la Universidad del Norte, en Barranquilla, Colombia. Su amplio conocimiento en el análisis no lineal de estructuras fue fundamental para mejorar el algoritmo para el análisis dinámico incremental.

Gracias también a los miembros de mi Comité de Tesis, por sus perspicaces discusiones y recomendaciones, las cuales mejoraron el trabajo final.

Este trabajo ha sido posible gracias al financiamiento de la Secretaría de Educación, Ciencia, Tecnología e Innovación del Ecuador (SENESCYT) bajo el “Programa de Becas para Doctorado (PhD) para Docentes de Universidades y Escuelas Politécnicas” y gracias al financiamiento del proyecto Fondecyt # 1171062 y del Centro de Investigación para la Gestión Integrada del Riesgo de Desastres (CIGIDEN), ANID/FONDAP/15110017.

Mi agradecimiento especial a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, de la cual me honró de ser su profesor, por la licencia que me otorgó.

Un agradecimiento especial a mi hermano, Luis, por su apoyo incondicional a mis estudios y por la gran motivación que me brindó para conseguir el grado de Doctor. A mi padre por su esfuerzo a lo largo de su vida para darme una educación. Lastimosamente, mi padre no pudo ver finalizado este proyecto. Sin embargo, su bendición siempre estuvo presente.

Finalmente, mi más profunda gratitud a mi mejor amiga, mi esposa Jimena. Gracias, mi amor por tu aliento y apoyo a lo largo de estos años. Te agradezco mucho el esfuerzo que hiciste

para viajar a Chile y formar nuestro hogar allá. A mi hijo, Antonio, por ser la motivación de mi vida cada día. Gracias por existir y por llenar de alegría nuestro hogar. ¡Te quiero mucho!

TABLA DE CONTENIDO

DEDICATORIA.....	iii
AGRADECIMIENTOS.....	iv
ÍNDICE DE TABLAS.....	ix
ÍNDICE DE FIGURAS	xii
RESUMEN	xviii
ABSTRACT	xx
1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Hipótesis	4
1.3 Objetivos.....	4
1.4 Metodología.....	5
1.5 Organización de la tesis	6
2 REVISIÓN DE MODELOS ANALÍTICOS DE MUROS Y SELECCIÓN DEL MODELO PARA ESTE ESTUDIO.....	8
2.1 Introducción.....	8
2.2 Descripción de los modelos analíticos.....	8
2.3 Muros experimentales.....	11
2.4 Implementación de los modelos analíticos en OpenSees	15
2.5 Comparación de los resultados analíticos y experimentales.....	20
3 DEFINICIÓN DE LOS EDIFICIOS DE ESTUDIO Y DISEÑO	27
3.1 Introducción.....	27
3.2 Características de los edificios residenciales en Chile.....	27

3.3	Definición de los edificios de estudio.....	29
3.4	Cargas aplicadas y análisis estructural de los edificios de estudio	30
3.5	Dimensionamiento de los muros estructurales de los edificios de estudio	33
4	MODELACIÓN ANALÍTICA.....	38
4.1	Introducción	38
4.2	Descripción del modelo	38
4.3	Modelación de los materiales.....	41
4.4	Modelación de los muros estructurales.....	45
4.5	Definición del colapso	48
5	EFFECTO DE LA RIGIDEZ EN LA SEGURIDAD SÍSMICA	50
5.1	Introducción	50
5.2	Efecto de la rigidez en la sobrerresistencia y ductilidad de desplazamiento	50
5.3	Efecto de la rigidez en las curvas de fragilidad	57
5.3.1	Comportamiento sísmico del edificio B2	57
5.3.2	Análisis dinámico incremental (IDA).....	61
5.3.3	Curvas de fragilidad.....	63
5.4	Efecto de la rigidez en la tasa anual media	67
5.4.1	Análisis probabilístico de la amenaza sísmica	67
5.4.2	Tasa anual media	68
5.5	Impacto del confinamiento en el riesgo estructural	70
5.6	Estudio de sensibilidad de la estimación del período y su impacto en la selección de la curva de amenaza	79
6	EFFECTO DE LA RIGIDEZ EN LAS PÉRDIDAS ECONOMICAS.....	84
6.1	Introducción	84
6.2	Metodología del PEER	84

6.3	Costos de construcción	90
6.3.1	Costos de un edificio residencial tipo.....	90
6.3.2	Costos de los edificios de estudio.....	94
6.4	Análisis de amenaza, estructural, de daño y de pérdida para los edificios de estudio 95	
6.4.1	Análisis de amenaza	96
6.4.2	Análisis estructural	96
6.4.3	Análisis de daño.....	101
6.4.4	Análisis de pérdida	108
6.5	Efecto de la rigidez en la pérdida económica por ciclo de vida.....	121
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	127
7.1	Sumario y conclusiones	127
7.2	Recomendaciones para futuras investigaciones.....	130
	REFERENCIAS	132
	ANEXO A: DATOS PARA ESPECÍMENES W1, TW2 Y NTW1	142
A1.	Discretización de la sección transversal	142
A2.	Parámetros para los modelos del material	146
	ANEXO B: CÓDIGO EN OPENSEES PARA SIMULAR LOS MUROS CON EL MVLEM	148
	ANEXO C: CÓDIGO EN OPENSEES PARA EL IDA DEL EDIFICIO B2.....	166
	ANEXO D: DEFORMACIONES UNITARIAS MÁXIMAS EN LOS EDIFICIOS B1, B3 Y B4.....	186
	ANEXO E: PARÁMETROS ESTADÍSTICOS DE LOS <i>EDP</i> DE CADA GRUPO DE DAÑO.....	188

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Propiedades de los materiales del muro WSH6	12
Tabla 2.2. Propiedades de los materiales muro W1	13
Tabla 2.3. Propiedades de los materiales muro TW2	13
Tabla 2.4. Propiedades de los materiales muro NTW1	14
Tabla 2.5. Definición de los parámetros para el material ConcreteCM	19
Tabla 2.6. Parámetros del ConcreteCM para el muro WSH6	19
Tabla 2.7. Parámetros del SteelMPF para el muro WSH6	20
Tabla 3.1. Características dinámicas y factores de reducción de resistencia.	32
Tabla 3.2. Refuerzo longitudinal de los elementos de borde para los cuatro edificios estudiados.	34
Tabla 3.3. Verificación al corte de los muros del edificio B2 en el primer piso. Unidades: MN, m.....	37
Tabla 4.1. Parámetros del material Concrete 02 para el hormigón no confinado y confinado de los muros. Unidades MPa.	43
Tabla 4.2. Parámetros del material Hysteretic para el acero de refuerzo de los muros. Los esfuerzos están en MPa.....	45
Tabla 5.1. Resumen de resultados del pushover para los cuatro edificios de estudio	51
Tabla 5.2. Registros sísmicos seleccionados para los cuatro edificios de estudio.	62
Tabla 5.3. Parámetros de las curvas de fragilidad y medidas de desempeño.	66
Tabla 5.4. Tasa anual media y probabilidad en 50 años para los cuatro edificios de estudio en los estados límites LS y colapso.	70
Tabla 5.5. Parámetros del material Concrete 02 para el hormigón no confinado y confinado de los muros de los edificios B1C y B2C. Unidades en MPa.	73
Tabla 5.6. Parámetros del material Hysteretic para el acero de refuerzo de los muros de los edificios B1C y B2C. Unidades de los esfuerzos en MPa.....	73
Tabla 5.7. Resumen de resultados del pushover para los edificios de estudio.	75
Tabla 5.8. Valores de los períodos fundamentales considerados para el estudio de sensibilidad.	80

Tabla 5.9. Valores de probabilidad de excedencia en 50 años para dos valores de período fundamental: T_1 (original) y T_1^* (menor que el original).....	83
Tabla 6.1. Cuadro de superficie del edificio tipo.	90
Tabla 6.2. Costo de varias partidas en el edificio residencial tipo.	94
Tabla 6.3. Costos de construcción de los edificios de estudio.	95
Tabla 6.4. Resumen de las propiedades de los 66 muros experimentales del FEMA P-58/BD-3.8.9 [79].....	102
Tabla 6.5. Parámetros de las funciones de fragilidad para muros esbeltos de HA según el FEMA P-58/BD-3.8.9 [79].	103
Tabla 6.6. Parámetros estadísticos de las funciones de fragilidad para vigas sin ductilidad (losas de entrepiso de los edificios de estudio) según el FEMA P-58/BD-3.8.6 [80].	104
Tabla 6.7. Parámetros estadísticos de las funciones de fragilidad para tabiques con conexión completa según el FEMA P-58/BD-3.9.2 [81].	106
Tabla 6.8. Parámetros estadísticos de las funciones de fragilidad para ventanas corredizas según Aslani y Miranda [76].	107
Tabla 6.9. Costo de construcción y costo de reparación de un muro estructural.	110
Tabla 6.10. Parámetros estadísticos de las funciones de pérdida normalizadas desarrolladas para los muros estructurales de los edificios de estudio.	113
Tabla 6.11. Costo de construcción y costo de reparación de una losa de entrepiso.	114
Tabla 6.12. Parámetros estadísticos de las funciones de pérdida normalizadas desarrolladas para las losas de entrepiso de los edificios de estudio.	116
Tabla 6.13. Costo de construcción y costo de reparación de un tabique de yeso-cartón. ..	117
Tabla 6.14. Parámetros estadísticos de las funciones de pérdida normalizadas desarrolladas para tabiques de yeso-cartón de los edificios de estudio.	118
Tabla 6.15. Parámetros estadísticos de las funciones de pérdida normalizadas para ventanas corredizas según [94].	119
Tabla 6.16. Costo de reemplazo y parámetros estadísticos de las funciones de pérdida normalizadas para el caso del colapso de los edificios de estudio.	120
Tabla 6.17. Pérdidas económicas predichas en los edificios de estudio.....	122
Tabla 6.18. Valores de desagregación de las pérdidas económicas.	124

Tabla 6.19. Valores de pseudo aceleración en el período fundamental de los edificios B1 y B4 obtenidos del espectro promedio y del estudio de amenaza sísmica.	126
---	-----

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1. Elemento MVLEM (desde Orakcal et al. [25]).	9
Figura 2-2. Elemento SFI_MVLEM (desde Kolozvari et al. [31]).	10
Figura 2-3.Elemento viga-columna basado en fuerzas (desde Lowes et al. [33]).	11
Figura 2-4. Detalles del armado del muro WSH6 (dimensiones en mm) (desde Dazio et al. [36]).	12
Figura 2-5. Detalles del armado del muro W1 (dimensiones en mm) (desde Alarcón et al. [35]).	13
Figura 2-6. Detalles del armado del muro TW2 (desde Thomsen y Wallace [38]).	14
Figura 2-7. Detalles del armado del muro NTW1 (desde Brueggen [39]): (a) Sección en el primer piso; (b) Sección del segundo al cuarto piso.	15
Figura 2-8. Espécimen de muro típico: (a) Sistema físico; (b) Muro idealizado con el MVLEM y el SFI-MVLEM; (c) Muro idealizado con el FBC (adaptado desde Pugh et al. [7]).	16
Figura 2-9. Discretización de la sección transversal del muro WSH6 en 5 macrofibras para el MVLEM y el SFI-MVLEM.	17
Figura 2-10. Discretización en fibras de la sección del muro WSH6 para el FBE. Rojo: fibras hormigón confinado. Verde: fibras hormigón no confinado. Círculos: fibras de acero.	18
Figura 2-11. Comparación relación carga-desplazamiento experimental versus analítica para el muro WSH6 [36]: (a) MVELM; (b) SFI-MVLEM; (c) FBE.	22
Figura 2-12. Comparación relación carga-desplazamiento experimental versus analítica para el muro W1 [35]: (a) MVLEM; (b) SFI-MVLEM; (c) FBE.	23
Figura 2-13. Comparación relación carga-desplazamiento experimental versus analítica para el muro TW2 [26]: (a) MVLEM; (b) SFI-MVLEM; (c) FBE.	24
Figura 2-14. Comparación relación carga-desplazamiento experimental versus analítica para el muro NTW1 [39]: (a) MVLEM; (b) SFI-MVLEM.	25
Figura 3-1. Planta típica y fotografía de un edificio de muros de HA en Chile (desde Jünemann et al. [4]).	27
Figura 3-2. Densidad de muros en el primer piso (desde Massone et al. [2]).	28

Figura 3-3. Espesor promedio de muros en edificios dañados durante el sismo de Maule 2010 (desde Jünemann et al. [20]).....	29
Figura 3-4. Vista en planta de los cuatro edificios de estudio: (a) B1; (b) B2; (c) B3 y (d) B4 (dimensiones en metros).....	30
Figura 3-5. Perfiles verticales de respuesta máxima para el edificio B2 desde el análisis modal espectral en dirección transversal: (a) desplazamiento lateral (δ) normalizado por la altura (H) del edificio; (b) deformación de entrepiso (Δ); (c) cortante de entrepiso (V) normalizado por el peso sísmico (W).	32
Figura 3-6. Detalle de los elementos de borde y alma para el edificio B2, pisos 1 a 3. (a) elemento de borde ordinario en muros rectangulares, ejes 1 y 6; (b) elemento de borde especial en el borde externo del alma de los muros T, ejes 2 y 5; (c) elemento de borde ordinario en la intersección alma-ala de los muros T, ejes 2 y 5; (d) elemento de borde ordinario en el ala de los muros T, ejes 2 y 5; (e) elemento especial de borde en los muros rectangulares, ejes 3 y 4.....	35
Figura 3-7. Diagramas de interacción momento-carga axial para los muros del edificio B2 en el primer piso: (a) Muros en ejes 1 y 6; (b) muros T en ejes 2 y 5, sismo en dirección transversal; (c) muros T en ejes 2 y 5, sismo en dirección longitudinal; (d) muros en ejes 3 y 4. T y B representan combinaciones de carga última en la cabeza y pie del muro, respectivamente.	36
Figura 4-1. Modelo analítico de los dos primeros pisos del edificio B2.	40
Figura 4-2. Momentos de flexión en la losa del primer piso bajo carga sísmica en la dirección transversal. Modelo elástico en ETABS del edificio B2. Líneas blancas horizontales delimitan el acho de losa efectivo usado en cada eje (cada cuadrado representa 500 mm).	40
Figura 4-3. Curva esfuerzo-deformación unitaria del hormigón para los muros del edificio B2. UC significa hormigón no confinado y CC significa hormigón confinado.	42
Figura 4-4. Curva esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo en tensión o compresión para los muros del edificio B2. US significa acero en hormigón no confinado y CS significa acero en hormigón confinado.....	44
Figura 4-5. Discretización en fibras de la sección transversal de los muros en el edificio B2: (a) muros rectangulares en los eje 1 y 6; (b) muros T en los eje 2 y 5; (c) muros rectangulares en los eje 3 y 4.	47

Figura 5-1. Relaciones fuerza-desplazamiento para los cuatro edificios de estudio.	51
Figura 5-2. Relación fuerza-desplazamiento real e idealizada para el edificio B2.	52
Figura 5-3. Deformaciones unitarias en 12 macrofibras de borde de los muros del edificio B2, obtenidas del análisis estático no lineal hasta una deformación relativa de techo del 3.0%.	54
Figura 5-4. Esfuerzos del hormigón en 12 macrofibras de borde de los muros del edificio B2, obtenidas del análisis estático no lineal hasta una deformación relativa de techo del 3.0%.	55
.Figura 5-5. Esfuerzos del acero en 12 macrofibras de borde de los muros del edificio B2, obtenidas del análisis estático no lineal hasta una deformación relativa de techo del 3.0%.	56
Figura 5-6. Deformación de techo versus tiempo para el edificio B2 sujeto al movimiento del terreno seleccionado.	57
Figura 5-7. Perfiles verticales de respuesta máxima para el edificio B2 sujeto al movimiento del terreno seleccionado: (a) desplazamiento lateral (δ) normalizado por la altura (H) del edificio ; (b) deformación de entrepiso (Δ); (c) deformación de entrepiso tangencial (Δ_T). F representa fluencia y C colapso.	59
Figura 5-8. Perfiles verticales de respuestas máximas para el edificio B2 sujeto al movimiento del terreno seleccionado: (a) cortante de piso (V) normalizado por el peso (W); (b) deformación unitaria (ϵ) de tensión/compresión en las macrofibras del borde.	59
Figura 5-9. Historia de respuesta de la deformación unitaria en 12 macrofibras de borde de los muros en el edificio B2 sujeto al movimiento del terreno seleccionado.	61
Figura 5-10. Espectro de respuesta del grupo de registros de movimiento del terreno y espectro de diseño elástico del edificio B2.	62
Figura 5-11. Curvas IDA para los cuatro edificios de estudio y la identificación de los puntos de colapso: (a) B1; (b) B2; (c) B3; (d) B4.	63
Figura 5-12. Funciones de distribución acumulada empíricas y teóricas para los estados límites de LS y colapso del edificio B2: (a) LS; (b) colapso.	65
Figura 5-13. Curvas de fragilidad para los cuatro edificios de estudio en dos estados límites: a) LS; b) Colapso.	66
Figura 5-14. Curvas de amenaza sísmica para los cuatro edificios de estudio.	68

Figura 5-15. Detalles de los elementos de borde en los edificios B1C y B2C, pisos 1 a 3: (a) SBE en el edificio B1C, ejes 1 y 6; (b) SBE en el edificio B1C, ejes 3 y 4; (c) SBE en el edificio B2C, ejes 1 y 6.....	71
Figura 5-16. Curvas esfuerzo-deformación unitaria usadas para los muros de los edificios B1C y B2C: (a) Hormigón en compresión, UC: hormigón no confinado; (b) Acero de refuerzo en tensión o compresión, US acero en hormigón no confinado.	72
Figura 5-17. Curvas pushover para los cuatro edificios de estudio. C significa confinado todos los muros de los pisos 1 a 3.	75
Figura 5-18. Comparación de las deformaciones unitarias en 12 macrofibras de borde de los muros de los edificios B2 y B2C, obtenidas del análisis estático no lineal hasta una deformación relativa de techo del 3.0%.	77
Figura 5-19. Comparación de los esfuerzos del hormigón en 12 macrofibras de borde de los muros de los edificios B2 y B2C, obtenidas del análisis estático no lineal hasta una deformación relativa de techo del 3.0%.	78
Figura 5-20. Comparación de los esfuerzos del acero en 12 macrofibras de borde de los muros de los edificios B2 y B2C, obtenidas del análisis estático no lineal hasta una deformación relativa de techo del 3.0%.....	79
Figura 5-21. Efecto del período fundamental en la amenaza sísmica: (a) edificio B1; (b) edificio B2; (c) edificio B3; (d) edificio B4. El color azul indica períodos agrietados y el rojo períodos no agrietados.	81
Figura 5-22. Curvas de fragilidad obtenidas para una pseudo aceleración espectral en el período T_1 *: (a) LS; (b) Colapso.	82
Figura 6-1. Etapas de análisis de la metodología del PEER (desde [17]).	85
Figura 6-2. Determinación de la probabilidad de un DM desde las funciones de fragilidad (desde [17]).....	88
Figura 6-3. Costo relativo de cada partida del edificio tipo.	92
Figura 6-4. Desglose de la partida “Obra gruesa” del edificio tipo.....	92
Figura 6-5. Desglose de la partida “Terminaciones” del edificio tipo.	93
Figura 6-6. Valores de POE de IM (a) y probabilidad de IM (b) en un año para los edificios de estudio (considerando valores desde 0.05g a 0.75g).	96

Figura 6-7. Procedimiento para obtener la función de densidad de probabilidad $p(MTIDR IMm)$ para el grupo de daño muros estructurales del edificio B2, en una $Sa(T1)=0.3g$: (a) valores de MTIDR para $IMm = Sa(T1)=0.3g$; (b) función de densidad de probabilidad $p^*(MTIDR IM)$ para variable continua; (c) función de densidad de probabilidad $p(MTIDR IM)$ para variable discreta. Para que se vean mejor los gráficos, en el eje x se muestra hasta un MTIDR de 0.012, sin embargo, para el análisis el MTIDR considerado fue de 0.04.	98
Figura 6-8. Función de densidad de probabilidades de MTIDR para los muros estructurales de los edificios: a) B1; b) B2; c) B3 y d) B4. Para que se vean mejor las curvas se graficó hasta un MTIDR de 0.02, sin embargo, para el análisis el MTIDR considerado fue de 0.04.	99
Figura 6-9. Función de densidad de probabilidades de MIDR para los grupos de daño losas, tabiques y ventanas de los edificios: a) B1; b) B2; c) B3 y d) B4.	100
Figura 6-10. Probabilidades de colapso y no colapso para los edificios de estudio. Colapso con línea continua. No colapso con línea entrecortada.	101
Figura 6-11. Curvas de fragilidad (a) y probabilidad de estar en cada uno de los estados de daño (b) para los muros estructurales de los edificios de estudio.	103
Figura 6-12. Curvas de fragilidad (a) y probabilidad de estar en cada uno de los estados de daño (b) para vigas sin ductilidad (losas de entrepiso de los edificios de estudio).	105
Figura 6-13. Curvas de fragilidad (a) y probabilidad de estar en cada uno de los estados de daño (b) para los tabiques de los edificios de estudio.	106
Figura 6-14. Curvas de fragilidad (a) y probabilidad de estar en cada uno de los estados de daño (b) para las ventanas de los edificios de estudio.	107
Figura 6-15. Funciones de pérdida (a) y funciones de densidad de probabilidad (b) normalizadas para los muros estructurales de los edificios de estudio.	113
Figura 6-16. Funciones de pérdida (a) y funciones de densidad de probabilidad (b) normalizadas para las losas de entrepiso de los edificios de estudio.	116
Figura 6-17. Funciones de pérdida (a) y funciones de densidad de probabilidad (b) normalizadas para los tabiques de los edificios de estudio.	119
Figura 6-18. Funciones de pérdida (a) y funciones de densidad de probabilidad (b) normalizadas para las ventanas de los edificios de estudios.	120

Figura 6-19. Función de pérdida normalizada (a) y función de densidad de probabilidad (b) para el caso del colapso del edificio B2.	121
Figura 6-20. Efecto de la rigidez de los edificios en la pérdida anual esperada.....	122
Figura 6-21. Pérdida anual esperada en edificios B1 y B4: (a) Variación de la EAL con el incremento de la IM; (b) Desagregación de la EAL en pérdidas en diferentes niveles de IM.	123
Figura 6-22. Desagregación de la EAL en pérdidas debidas al no colapso y pérdidas debidas al colapso de los edificios.	124
Figura 6-23. Desagregación de la EAL en las pérdidas debidas a cada grupo de daño.	125
Figura 6-24. Función de densidad de probabilidades de MTIDR, para valores de $S_a(T1)$ desde 0.05g a 0.75g, correspondientes a los muros estructurales del edificio B2. Para que se vean mejor las curvas se graficó hasta un MTIDR de 0.02, sin embargo, para el análisis el valor máximo de MTIDR considerado fue de 0.04.	125

RESUMEN

Los edificios de muros estructurales de hormigón armado (HA) han sido construidos ampliamente en regiones sísmicas sobre todo el mundo. Observaciones en pasados sismos han mostrado que los edificios de muros de HA generalmente se desempeñan bien en términos de seguridad estructural. Por ejemplo, durante el sismo de Maule de 2010 en Chile, ocho personas murieron en edificios modernos, solo un edificio con muros estructurales colapsó, mientras que pocos fueron severamente dañados. La evidencia empírica parece indicar que el uso de una gran densidad de muros, y por lo tanto de una gran rigidez lateral, ha contribuido al buen desempeño reportado posterior a terremotos de gran magnitud. Sin embargo, no se han identificado estudios analíticos que cuantifiquen el efecto de la rigidez en el desempeño sísmico de estos edificios, en términos de la seguridad de colapso y las pérdidas monetarias. El objetivo de esta investigación es evaluar el efecto de la rigidez en el desempeño sísmico de edificios residenciales con muros de hormigón armado diseñados según las regulaciones Chilenas actuales, incluyendo el DS60 y DS61. Específicamente, la tesis se focaliza en evaluar el efecto de la rigidez en la sobrerresistencia, ductilidad de desplazamiento, fragilidad para los estados límites de seguridad de la vida (LS) y colapso, probabilidad de alcanzar estos dos estados límites en 50 años. Adicionalmente, se estima la pérdida anual espera (EAL) y el valor presente (PV) de la pérdida en 50 años. El desempeño sísmico es evaluado para un grupo de cuatro arquetipos de edificios residenciales de 20 pisos con muros estructurales localizados en Santiago. Los muros fueron modelados usando el modelo de elemento de varias líneas verticales (MVLEM) con materiales histeréticos inelásticos para los elementos verticales, y un comportamiento a corte elástico y lineal. Análisis estáticos no lineales fueron considerados para estimar la sobrerresistencia de los edificios y la ductilidad de desplazamiento. Adicionalmente, análisis dinámicos incrementales (IDAs) fueron ejecutados para estimar las curvas de fragilidad, las probabilidades de excedencia de los estados límites de LS y colapso dada cierta medida de intensidad, y los coeficientes de margen de LS y colapso. Un análisis probabilístico de la amenaza sísmica (PSHA), el cual consideró la sismicidad de la zona central de Chile, fue utilizado para estimar la probabilidad de alcanzar los dos estados límites en 50 años. En este estudio, la EAL y el PV asociados a los costos de reparación y reemplazo de los edificios se

usaron como medidas de pérdida económica. Para el cálculo de la EAL se usó la metodología desarrollada por el Pacific Earthquake Engineering Center (PEER), la cual integra cuatro análisis: análisis de amenaza, análisis estructural, análisis de daño, y análisis de pérdida. En el análisis de amenaza, la probabilidad que ocurra una cierta medida de intensidad de movimiento del terreno se determinó usando los resultados del PSHA. En el análisis estructural, las distribuciones de probabilidad de los parámetros de demanda ingenieril de los edificios de estudio se obtuvieron desde los IDAs. En el análisis de daño, la probabilidad que un componente esté en cierto estado de daño se calculó usando funciones de fragilidad existentes. Por último, en el análisis de pérdida, la pérdida ocasionada en cada componente se describió probabilísticamente mediante funciones de pérdida. Estas funciones se desarrollaron estimando el costo de reparación de los componentes susceptibles a daño. Los resultados de esta investigación muestran que cuando la rigidez se incrementa la probabilidad de alcanzar el estado límite LS en 50 años disminuye. Contra intuitivamente, la probabilidad de colapso en 50 años aumenta cuando la rigidez se incrementa, debido a la amenaza sísmica considerada y a los requerimientos de diseño. El análisis probabilístico de pérdida económica muestra que cuando la rigidez del edificio aumenta la EAL también aumenta. Esto implica que desde el punto de vista económico, los edificios más rígidos son más vulnerables que los edificios más flexibles. Este encuentro igualmente contra intuitivo es el resultado de la mayor amenaza sísmica de los edificios más rígidos y del esfuerzo de corte mínimo requerido por el DS61. Adicionalmente, se encontró que los valores de EAL y PV en 50 años para los cuatro edificios de estudio, no superan el 0.31% y 8.07% del costo total de construcción de los edificios. Estas pérdidas monetarias son relativamente bajas, lo que es consistente con el buen desempeño sísmico mostrado por los edificios de muros de hormigón armado.

ABSTRACT

Reinforced concrete (RC) shear wall buildings have been extensively constructed in seismic regions all over the world. Observations from past earthquakes have shown that RC shear wall buildings generally perform well in terms of structural safety. For instance, during the 2010 Maule earthquake in Chile, eight people died in modern buildings, only one high-rise building collapsed, while very few others were severely damaged. Empirical evidence suggests that the use of a large wall density, and therefore a large lateral stiffness, has contributed to the remarkable performance for these buildings following large earthquakes. However, no analytical studies have been identified that quantify the influence of the stiffness on the seismic performance of these buildings in terms of collapse safety and monetary losses. The goal of this research is to evaluate the effect of stiffness on the seismic performance of residential shear wall buildings designed according to current Chilean regulations, including the DS60 and DS61. Specifically, the thesis focuses on evaluating the effect of the stiffness on the overstrength and displacement ductility, the fragility for life safety limit state (LS) and collapse, the probability of reaching these two limit states in 50 years, and the expected annual loss (EAL) and present value (PV) of economic loss in 50 years. The seismic performance is assessed for a group of four 20-story shear wall buildings, representative of Chilean residential archetypes. Walls were modeled using the multiple vertical line element model (MVLEM) with inelastic hysteretic materials for the vertical elements, and a linear-elastic shear behavior. Nonlinear static analyses were considered to estimate building overstrength and displacement ductility, while incremental dynamic analyses (IDAs) were performed to estimate fragility curves, probability of exceedance of LS and collapse limit states given a certain intensity measure, and the collapse and LS margin ratios. A probabilistic seismic hazard analysis (PSHA), which considered the seismicity of Chile central zone, was performed to estimate the probability of achieving the two limits states in 50 years. In this study, the EAL and PV were used as measures of economic loss. For the calculation of this EAL, the methodology developed at the Pacific Earthquake Engineering Center (PEER) was used, which integrates four analyses: hazard analysis, structural analysis, damage analysis, and loss analysis. In the hazard analysis, the probability of a specific ground motion intensity measure occurring was determined using the PSHA

results. In the structural analysis, the probability distributions of the engineering demand parameters of the study buildings were obtained from the IDAs. In the damage analysis, existing fragility functions were used to calculate the probability that a component is at certain damage state. Finally, in the loss analysis, the economic loss caused in each component was described probabilistically using loss functions. These functions were developed by calculating estimates of the repair cost of the components susceptible to damage. The research outcomes show that when the stiffness increases, the probability of reaching the LS limit state in 50 years decreases. Counterintuitively, the probability of collapse in 50 years increases as the stiffness increases, due to the considered seismic hazard and the design requirements. Probabilistic economic loss analysis shows that when the building stiffness increases, the EAL also increase, which shows that, from an economic viewpoint, the most rigid buildings are more vulnerable than most flexible buildings. Additionally, it was found that EAL and PV values for the four study buildings do not exceed 0.3% and 8.1% of the total construction cost of the buildings. These monetary losses are relatively small, which is consistent with the good earthquake performance of the RC shear wall buildings.

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Los edificios de muros estructurales de hormigón armado (HA) han sido construidos extensivamente en muchos países propensos a sismos y regiones en todo el mundo [1]. El sistema resistente a carga vertical y lateral de estos edificios son los muros de HA. En Chile, este sistema estructural es ampliamente usado en edificios residenciales de más de 4 pisos [2,3]. Tales edificios típicamente incluyen una gran cantidad de muros, con relación de área de la sección transversal a área en planta del piso (densidad de muros) de aproximadamente 3% en cada dirección principal [2,4]. La gran cantidad de muros provee una alta resistencia y rigidez a tales edificios, y ha demostrado en el pasado que proporcionan un adecuado margen de seguridad contra el daño excesivo o colapso [5].

Observaciones desde pasados sismos como aquellos en Nueva Zelanda en 2010 y 2011, y Chile en 1985 y 2010, han mostrado que los edificios de muros de HA generalmente se desempeñan bien en términos de seguridad estructural. De hecho, el número de muertos causados por el colapso de edificios en estos sismo fue relativamente bajo. Solo un edificio con muros estructurales colapso después del sismo de Maule ($M_w=8.8$) de 2010, mientras que pocos fueron severamente dañados, y la mayoría fueron subsecuentemente reparados [2,6]. En el sismo de Valparaíso ($M_s=7.8$) de 1985, alrededor de 400 edificios de muros estructurales de HA en Viña del Mar fueron sometidos a un movimiento fuerte, y la mayoría experimentó poco o ningún daño [7].

La evidencia empírica parece indicar que el uso de una gran densidad de muros, y por lo tanto de una gran rigidez lateral, ha contribuido al buen desempeño reportado posterior a terremotos de gran magnitud, tales como los mencionados. Sin embargo, no se han identificado estudios analíticos que cuantifiquen el efecto de la rigidez en el desempeño sísmico de estos edificios, en términos de la seguridad de colapso y las pérdidas monetarias esperadas en un cierto tiempo, y de este modo estimar la influencia real de la densidad de muros en el buen desempeño de estos edificios.

Recientes investigaciones han contribuido al estado del arte en el tema descrito. En el campo de la seguridad de colapso sísmico, Araya-Letelier et al. [8] evaluaron el riesgo de colapso de un edificio de oficinas de 16 pisos en Chile, compuesto por dos muros C centrales y un pórtico perimetral. El edificio se modeló usando el programa comercial PERFORM-3D [9], y análisis dinámicos incrementales (IDAs, por sus siglas en Inglés) se usaron para obtener la curva de fragilidad y la tasa anual media de colapso. Valores de tasa anual media de colapso y probabilidad de colapso en 50 años de 2.61×10^{-5} y 0.13, respectivamente, fueron encontrados. Dabaghi et al. [10] estudiaron el efecto de variar el número de pisos, la longitud de los muros estructurales, la longitud de los elementos de borde y el espaciamiento del refuerzo transversal en los elementos de borde sobre la fragilidad de colapso de edificios con muros estructurales aislados de 4 a 12 pisos. En esta investigación los muros se modelaron usando el modelo de elemento de varias líneas verticales con iteración flexión-corte (SFI-MVLEM) [11], implementado en el programa OpenSees [12], y las curvas de fragilidad se calcularon usando IDAs. En particular, los autores encontraron que cuando la longitud de los muros se incrementa, la capacidad de colapso mediana se incrementa y la probabilidad de colapso en determinada intensidad sísmica decrece. Gogus y Wallace [13] analizaron el desempeño sísmico de 20 arquetipos de edificios con muros estructurales aislados especiales y 20 arquetipos de edificios con muros estructurales aislados ordinarios de diferentes alturas, categorías de diseño y niveles de carga axial. Los muros se modelaron usando el elemento viga-columna basado en desplazamientos implementado en OpenSees [12]. Análisis estáticos no lineales e IDAs se condujeron para obtener el factor de sobrerresistencia del sistema, ductilidad, capacidad de colapso media y relación de margen de colapso de cada arquetipo de edificio. Factores de sobrerresistencia de 3.0 se obtuvieron tanto para los arquetipos con muros especiales como para los arquetipos con muros ordinarios. Un aspecto importante de esta investigación fue la identificación de varios modos de falla que necesitan ser evaluados a través del procesamiento de los resultados del IDA.

En el campo de la estimación de las pérdidas económicas, metodologías basadas en la ingeniería sísmica basada en el desempeño, como la desarrollada por el Pacific Earthquake Engineering Center (PEER) [14–17] se han usado en investigaciones para calcular pérdidas. Varios estudios han contribuido al cuerpo de la literatura en este campo. Por ejemplo, Goulet et al. [18] evaluaron el desempeño sísmico de un edificio de pórticos de HA de 4 pisos.

Utilizando ocho arquetipos del edificio se estudió el efecto del tipo de pórtico, la resistencia de diseño de las vigas y la relación columna fuerte-viga débil en el desempeño sísmico. El desempeño se cuantificó en términos de pérdida económica y seguridad de colapso. La pérdida económica asociada a los costos de reparación se determinó usando la metodología del PEER y los resultados se presentaron en términos de la pérdida anual esperada (EAL, por sus siglas en Inglés). Los autores encontraron que la EAL para las diferentes variantes de diseño del edificio varió entre el 0.6% y el 1.1% del valor de reemplazo, y además, las pérdidas económicas fueron dominadas por el costo de reparación de las particiones. Ramírez et al. [19] evaluaron el costo esperado de reparación del daño sísmico de un grupo de edificios de oficinas de 1 a 20 pisos estructurados con pórticos de HA. Mediante 30 arquetipos se estudió el efecto de variaciones en el diseño estructural y algunas disposiciones del código de diseño como columna fuerte-viga débil y la variación del factor de reducción de resistencia (factor R) en la pérdida económica. Las pérdidas económicas asociadas con la reparación se calcularon usando la metodología del PEER. Como medida de pérdida se usó la pérdida esperada en el sismo de diseño (DBE, por sus siglas en Inglés), la EAL y el valor presente de las pérdidas por ciclo de vida (PV, por sus siglas en Inglés). Los autores encontraron que las pérdidas económicas debidas al costo de reparación del daño sísmico varían significativamente dependiendo de la altura del edificio y de los parámetros de diseño estructural. En particular, la EAL para el grupo de 30 arquetipos estudiados varió desde 0.5% al 1.3% del valor de reemplazo, y el PV de las pérdidas en 50 años basado en una tasa de descuento del 3%, varió entre el 12% y el 34% del costo de reemplazo. Günay y Mosalam [17] en su artículo de la metodología de la ingeniería sísmica basada en el desempeño, calcularon la probabilidad de excedencia (POE, por sus siglas en Inglés) en 50 años de cierta cantidad de pérdida económica (curva de pérdida) para el edificio de laboratorios de la Universidad de California en Berkeley. Este edificio tiene 6 pisos y está estructurado con un pórtico espacial de HA para resistir las cargas gravitacionales y muros acoplados para resistir las cargas laterales. El piso consiste en una placa plana aligerada (waffle slab) con partes sólidas que actúan como vigas integrales entre las columnas y como vigas de acople entre los muros. La curva de pérdida fue obtenida usando la metodología del PEER, y la POE de una pérdida dada fue adoptada como medida de pérdida económica. En este artículo, la explicación de la metodología del PEER de una manera simplificada facilita su apreciación

e implementación computacional. Kolozvari et al. [20] estudiaron el efecto de usar tres enfoques de modelación diferentes para muros de HA en la estimación de las pérdidas económicas de un edificio residencial con muros de HA de 5 pisos. Las pérdidas económicas se obtuvieron para tres niveles de amenaza sísmica correspondientes a 50%, 10% y 2% en 50 años de POE en 50 años. Los autores utilizaron el programa PACT desarrollado por el FEMA P-58 [21], el cual usa simulaciones de Monte Carlo para estimar las pérdidas.

1.2 Hipótesis

Las dos hipótesis que guían esta investigación son las siguientes:

1. El grado de rigidez lateral afecta la seguridad sísmica de edificios de muros de hormigón armado.
2. El grado de rigidez lateral afecta las pérdidas económicas de edificios de muros de hormigón armado.

1.3 Objetivos

El objetivo general de esta tesis es evaluar el efecto de la rigidez en la seguridad sísmica y en las pérdidas monetarias de edificios residenciales de muros de HA diseñados de acuerdo con las regulaciones Chilenas, incluyendo el DS60 [22] y el DS61 [23]. Los objetivos específicos de este estudio son:

1. Evaluar el efecto de la rigidez en la sobrerresistencia y ductilidad de desplazamiento.
2. Evaluar el efecto de la rigidez en las curvas de fragilidad para dos estados límite.
3. Evaluar el efecto de la rigidez en la probabilidad de alcanzar los dos estados límite en 50 años.
4. Evaluar el efecto de la rigidez en la pérdida anual esperada y el valor presente de la pérdida en 50 años.

El primer estado límite corresponde al estado límite de seguridad de la vida (LS, por sus siglas en Inglés) el cual está relacionado con el daño. El segundo estado límite corresponde al colapso del edificio. Mientras que los códigos de construcción actuales protegen la seguridad de la vida de los ocupantes del edificio durante grandes sismos, ellos no mitigan la cantidad de daño y las pérdidas económicas resultantes debido al cierre del edificio o debidas

a los costos de reparación. Sin embargo, hay evidencia que la sociedad está optando por estructuras con menos daño para reducir la interrupción y pérdidas económicas [24]. Por lo tanto, analizar el estado límite LS de edificios de muros estructurales como un medio de estimar el daño es considerado relevante.

1.4 Metodología

El desempeño sísmico es evaluado para un grupo de cuatro arquetipos de edificios de 20 pisos con muros estructurales, representativos de edificios residenciales Chilenos, específicamente diseñados para esta investigación. Los muros fueron modelados usando el modelo de elemento de varias líneas verticales (MVLEM) [25]. El MVLEM ha demostrado ser un enfoque de modelación efectivo para la predicción de la respuesta a flexión de muros de HA esbeltos [26]. Los muros de este estudio tienen una relación de aspecto altura/longitud mayor que 2.0, de aquí que una respuesta controlada por flexión es esperada. Un modelo estructural no lineal fue desarrollado para cada edificio usando el programa OpenSees [12] para determinar su respuesta sísmica. Análisis estáticos no lineales fueron considerados para determinar la sobrerresistencia y ductilidad de desplazamiento de los edificios, mientras que IDAs fueron ejecutados para estimar las curvas de fragilidad para los dos niveles de daño. Los análisis dinámicos no lineales fueron conducidos usando un grupo de diez sismos de subducción con dos componentes obtenidos desde pasados sismos Chilenos. Un análisis probabilístico de la amenaza sísmica (PSHA, por sus siglas en Inglés), el cual consideró la sismicidad de la zona central de Chile, fue ejecutado para determinar la probabilidad de alcanzar los estados límites de LS y colapso en 50 años.

Para el cálculo de la pérdida económica causada por el daño sísmico en los edificios se usó la metodología del PEER la que considera cuatro análisis: análisis de amenaza, análisis estructural, análisis de daño y análisis de pérdida. En el análisis de amenaza los resultados del PSHA se usaron para determinar la probabilidad de que ocurra una medida de intensidad de movimiento del terreno particular en el sitio de emplazamiento de los edificios. En el análisis estructural los resultados de los IDAs se emplearon para calcular estimativos probabilísticos de la respuesta estructural para distintos niveles de intensidad. En el análisis de daño, para describir probabilísticamente el daño de los componentes de los edificios, se usaron funciones de fragilidad. Estas funciones se obtuvieron desde investigaciones

experimentales reportadas en el FEMA P-58/BD-3.8.9 [27] . Finalmente, en el análisis de pérdida, la pérdida ocasionada en cada componente se describió probabilísticamente mediante funciones de pérdida. Estas funciones se desarrollaron calculando estimativos del costo de reparación de componentes. Los resultados de las pérdidas se presentan en términos de la EAL y el PV de la pérdida en 50 años. Estas medidas proveen una imagen completa de la pérdida económica en los edificios porque consideran todos los posibles niveles de intensidades de movimiento del terreno y sus correspondientes probabilidades de ocurrencia.

1.5 Organización de la tesis

Esta disertación está dividida en seis capítulos. El capítulo 2 presenta una revisión de tres modelos macroscópicos encontrados en la literatura científica para simular el comportamiento sísmico no lineal de muros estructurales de HA. Adicionalmente, se evalúan las ventajas y desventajas de cada modelo con el fin de seleccionar un modelo para los análisis dinámicos incrementales de esta investigación.

En el capítulo 3 se define la configuración de los edificios de estudio que se utilizan para investigar el efecto de la rigidez en el desempeño sísmico. Adicionalmente, en este capítulo se muestran los períodos de vibración de cada edificio y resultados del análisis modal espectral. Finalmente, en este capítulo se muestran los resultados del diseño final de los muros estructurales de los edificios.

El capítulo 4 empieza describiendo el modelo analítico de los edificios implementado en OpenSees [12] para simular su comportamiento sísmico no lineal. Posteriormente, se describe la modelación del hormigón y del acero usando materiales uniaxiales, y la modelación de los muros estructurales usando el MVLEM. El capítulo termina con la definición de colapso de un edificio, la cual es necesaria para dar por concluido los análisis estáticos no lineales y los IDAs.

El capítulo 5 empieza presentando el efecto de la rigidez de los edificios en la sobrerresistencia y ductilidad de desplazamiento. El capítulo contiene un análisis sísmico detallado del edificio B2, con el fin de validar el modelo analítico de los edificios desarrollado en el capítulo 4. El edificio B2 se caracteriza por tener muros rectangulares y muros T como parte del sistema resistente a cargas verticales y laterales, además posee muros con una

variada relación de aspecto (relación alto a longitud del muro), entre 8.0 y 14.9. El capítulo finaliza presentando el efecto de la rigidez de los edificios en la fragilidad y en las probabilidades de alcanzar los estados límites de LS y colapso en 50 años. Para el cálculo estas probabilidades, en este capítulo se muestran las curvas de amenaza sísmica obtenidas desde el PSHA.

En el capítulo 6 se estudia el efecto de la rigidez de los edificios en las pérdidas económicas ocasionadas por los sismos. El capítulo empieza describiendo la metodología del PEER para el cálculo de las pérdidas económicas. Luego, se aborda cada etapa de la metodología del PEER, con el fin de describir probabilísticamente la amenaza sísmica, la respuesta estructural, el daño ocasionado, y las pérdidas económicas generadas.

Finalmente, en el capítulo 7 se resumen las principales conclusiones de esta disertación. Adicionalmente, se entregan recomendaciones para futuras investigaciones.

2 REVISIÓN DE MODELOS ANALÍTICOS DE MUROS Y SELECCIÓN DEL MODELO PARA ESTE ESTUDIO

2.1 Introducción

En este capítulo se revisan tres modelos macroscópicos encontrados en la literatura científica para simular el comportamiento sísmico no lineal de muros estructurales de HA. Adicionalmente, se evalúan las ventajas y desventajas de cada modelo con el fin de seleccionar un modelo para los análisis dinámicos incrementales de este trabajo. Los modelos considerados son los de: i) Multiple Vertical Line Element Model (MVLEM) [25], ii) Shear-Flexure Interaction Multiple Vertical Line Element Model (SFI-MVLEM) [11], y iii) Force-Based Beam-Column Element (FBE) [28,29]. Para evaluar estos modelos se compara su habilidad de reproducir la respuesta experimental de ensayos de cuatro muros disponibles en la literatura.

2.2 Descripción de los modelos analíticos

En el MVLEM, la respuesta a flexo-compresión del muro es simulada por una serie de elementos uniaxiales (macrofibras) conectados por brazos rígidos en los extremos superior e inferior (Figura 2-1). Los dos elementos exteriores (con rigidez axial k_1 y k_n) representan la rigidez axial de los elementos de borde, mientras que los elementos interiores (con rigidez axial k_2, \dots, k_{n-1}) representan la rigidez axial del alma del muro. La rotación relativa entre el extremo rígido superior e inferior del modelo está concentrada en el centro de rotación del elemento, definido a una altura ch , donde h es la altura del elemento. El parámetro c , varía entre 0 y 1, y se determina según la distribución de curvatura esperada a lo largo de la altura del muro. Un valor de $c=0.4$ fue recomendado por Vulcano et al. [30] basado en la comparación de la respuesta del modelo con resultados experimentales de especímenes de muros rectangulares aislados ensayados bajo carga monotónica y cíclica. El comportamiento al corte del modelo es simulado con un resorte horizontal ubicado a una altura ch , cuyo comportamiento es definido con una relación fuerza-desplazamiento. Ya que los comportamientos de flexión y corte son descritos independientemente, el modelo no contempla acoplamiento entre estas respuestas. Las relaciones fuerza-desplazamiento para

los elementos uniaxiales del modelo analítico son definidas de acuerdo con las relaciones constitutivas esfuerzo-deformación para el hormigón y el acero de refuerzo.

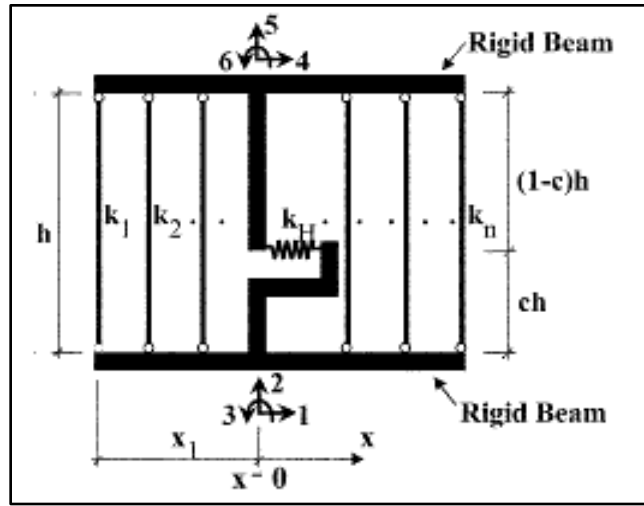


Figura 2-1. Elemento MVLEM (desde Orakcal et al. [25]).

En el SFI-MVLEM se reemplaza cada elemento uniaxial del MVLEM por un elemento panel de HA (macrofibra) sujeto a acciones de membrana (Figura 2-2). Por lo tanto, el acoplamiento entre la deformación de corte y axial se logra a nivel de cada panel, lo cual permite además que el acoplamiento de la flexión y el corte se consiga a nivel del elemento. Para cada panel de HA la deformación axial $\varepsilon_{y,j}$ y la deformación de corte $\gamma_{xy,j}$ son obtenidas a partir de los desplazamientos en los grados de libertad $\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_6$. La deformación axial $\varepsilon_{x,j}$ se halla adicionando grados de libertad horizontales $\delta_{x,j}$ en cada panel de HA, y considerando que el esfuerzo axial $\sigma_{x,j}$, resultante de la contribución del hormigón y del acero, es igual a cero. El comportamiento del panel de HA es descrito por el modelo del ángulo de puntal fijo (fixed-strut-angle-model) e incluye un mecanismo de resistencia al corte a lo largo de la grieta que considera la trabazón del agregado y la acción de dovela del refuerzo [11]. Similar al MVLEM, la respuesta a flexión es obtenida por medio de las deformaciones axiales de los elementos panel de HA. La rotación relativa entre el extremo rígido superior e inferior del modelo ocurre a una altura ch . Adicionalmente, la deformación por corte del modelo es obtenida a través de la deformación por corte de los paneles individuales y ocurre también a una altura ch .

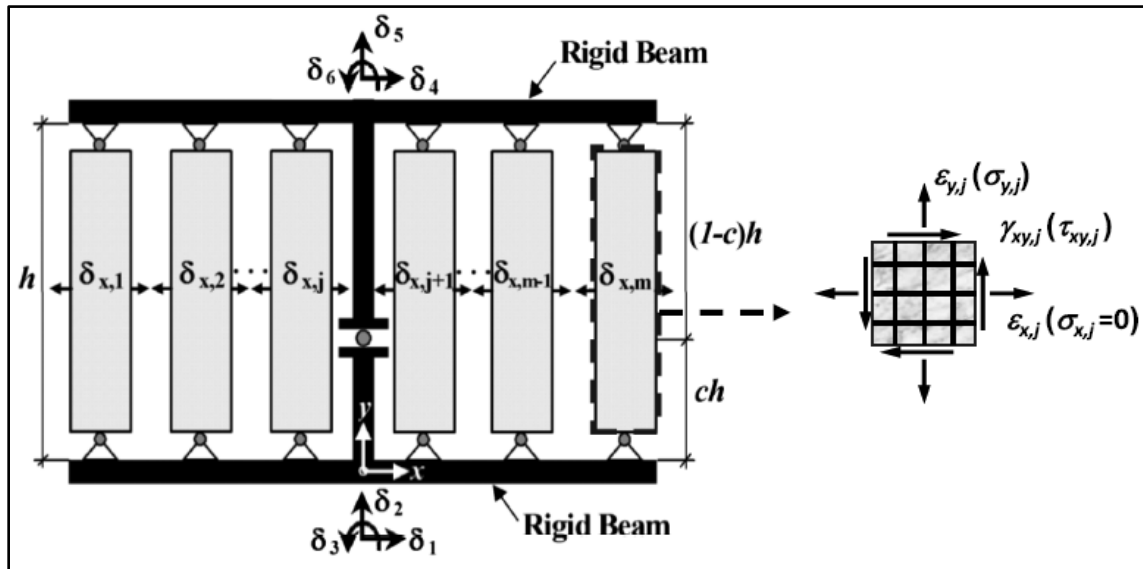


Figura 2-2. Elemento SFI_MVLEM (desde Kolozvari et al. [31]).

El FBE es un modelo de fibras que utiliza el elemento viga-columna basado en fuerzas para simular la respuesta no lineal de muros de HA. En este modelo, un muro es dividido en un número discreto de secciones transversales, que están ubicadas en los puntos de integración del esquema numérico usado a lo alto del muro (Figura 2-3). Cada sección transversal es subdividida en fibras, que representan al hormigón y las barras de refuerzo vertical del muro. La respuesta a flexión, por lo tanto, es simulada por el comportamiento axial de las fibras, junto con la suposición que las secciones planas permanecen planas. La respuesta a corte se obtiene incorporando un modelo fuerza de corte-deformación a nivel de la sección mediante el procedimiento propuesto por Marini y Spacone (2006). Aunque el comportamiento a flexión y corte están agregados al elemento basado en fuerzas, no existe interacción a nivel de la sección o del elemento [32].

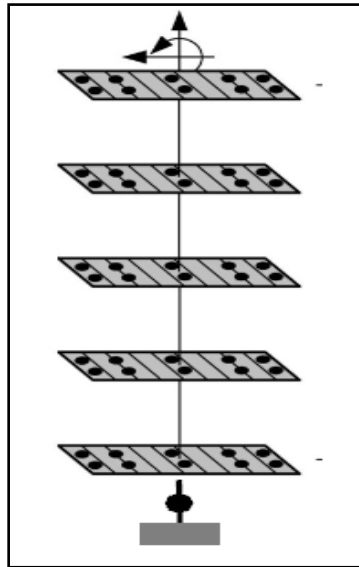


Figura 2-3.Elemento viga-columna basado en fuerzas (desde Lowes et al. [33]).

2.3 Muros experimentales

Los tres modelos macroscópicos descritos anteriormente fueron usados para simular la respuesta de cuatro muros de HA ensayados por diferentes investigadores. Se incluyen dos muros rectangulares (WSH6 y W1) y dos muros T (TW2 y NTW1). Estos cuatro muros tienen una relación de aspecto (shear-span-to-depth ratio, M/Vl_w) mayor a 2.0, por lo que son muros esbeltos y su comportamiento está controlado normalmente por flexión [34]. Los muros WSH6 y W1 se seleccionaron porque son muros rectangulares con diferente grado de confinamiento. Mientras que el muro WSH6 es un muro confinado, el muro W1 es un muro sin confinamiento, el cual es representativo de las características de los muros de edificios dañados durante el sismo de Maule del 2010 en Chile [35]. Los muros T se seleccionaron porque ambos son muros confinados, y porque fue posible obtener los datos de carga-deformación de los ensayos.

El muro WSH6, ensayado por Dazio et al. [36], es un muro rectangular con confinamiento de borde. El muro fue sometido a una carga axial constante de $0.11f'_cA_g$, donde f'_c es la resistencia a compresión del hormigón y A_g es el área de la sección transversal del muro, y a una historia de desplazamiento cíclica horizontal aplicada en la parte superior por dos actuadores hidráulicos conectados en serie. Las dimensiones del muro fueron de 4.52 m de alto, 2 m de ancho y 0.15 m de espesor. El muro tuvo una relación de aspecto de 2.26. Las

propiedades de los materiales se resumen en la Tabla 2-1, Dazio et al. [36] no reportan el valor del módulo de elasticidad del acero (E_s). La Figura 2-4 muestra una vista en planta con el armado del espécimen.

Tabla 2.1. Propiedades de los materiales del muro WSH6

Hormigón en compresión		Acero de refuerzo			
		$\phi 12$	$\phi 8$	$\phi 6$	$\phi 4$
f'_c (MPa)	E_c (GPa)	f_y (MPa)	f_y (MPa)	f_y (MPa)	f_y (MPa)
45.6	36.9	576.0	583.7	518.9	562.2

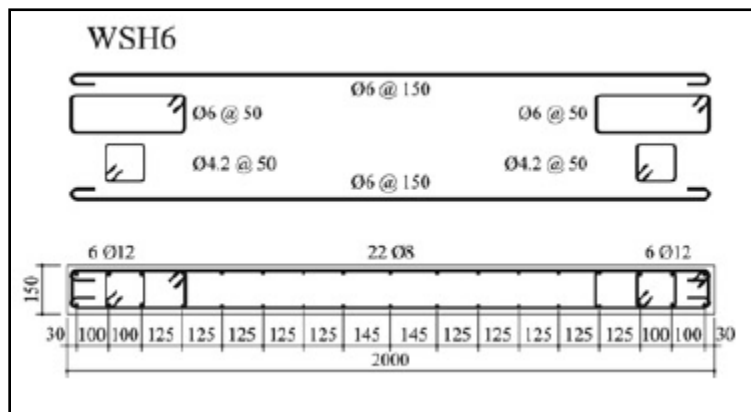


Figura 2-4. Detalles del armado del muro WSH6 (dimensiones en mm) (desde Dazio et al. [36]).

El muro W1 ensayado por Alarcón et al. [35] es un muro rectangular sin confinamiento de borde que fue sujeto a una carga vertical constante de $0.15f'_cA_g$ y a una historia de desplazamiento cíclica lateral aplicada en la parte superior mediante un actuador. Las dimensiones del espécimen fueron 1.75 m de alto, 0.7 m de ancho y 0.1 m de espesor. El muro tuvo una relación de aspecto de 2.50. Las propiedades de los materiales se resumen en la Tabla 2-2. Todos los aceros fueron del tipo A630-420H (tensión de fluencia nominal $f_y=420$ MPa), excepto las varillas de diámetro $\Phi 5$ que eran de acero AT560-500H (tensión de fluencia nominal $f_y=500$ MPa). No se midió el valor del módulo de elasticidad del acero para las varillas $\Phi 5$. La Figura 2-5 muestra una vista en planta con el armado del espécimen.

Tabla 2.2. Propiedades de los materiales muro W1

Hormigón en compresión		Acero de refuerzo							
		$\phi 10$			$\phi 8$			$\phi 5$	
f'_c (MPa)	E_c (GPa)	f_y (MPa)	E_s (GPa)	b	f_y (MPa)	E_s (GPa)	b	f_y (MPa)	E_s (GPa)
27.4	32.7	469.2	224.7	0.0242	445.6	225.8	0.0183	608.9	-

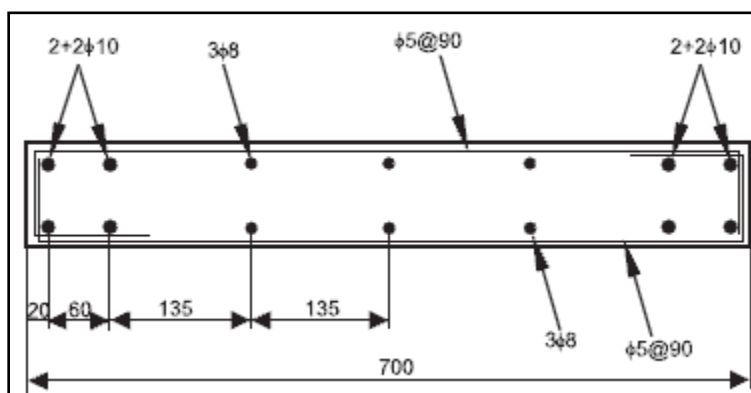


Figura 2-5. Detalles del armado del muro W1 (dimensiones en mm) (desde Alarcón et al. [35]).

El muro TW2 ensayado por Thomsen y Wallace [37] es un muro T con confinamiento de borde en el alma, en los extremos de las alas y en la intersección del alma con el ala. La carga axial aplicada fue de $0.07f'_cA_g$ y se mantuvo constante durante el ensayo. Los desplazamientos laterales cíclicos fueron aplicados en dirección del alma del muro usando un actuador hidráulico horizontal. Las dimensiones del espécimen fueron 3.66 m de alto y 0.102 m de espesor, con una longitud del ala y alma de 1.22 m. La relación de aspecto fue de 3.00. La Tabla 2-3 resume las propiedades mecánicas de los materiales y la Figura 2-6 muestra el detalle del acero de refuerzo en la base del muro.

Tabla 2.3. Propiedades de los materiales muro TW2

Hormigón en compresión		Acero de refuerzo					
		#3 ($\phi 9.5$)		#2 ($\phi 6.4$)		$\phi 4.8$	
f'_c (MPa)	E_c (GPa)	f_y (MPa)	E_s (GPa)	f_y (MPa)	E_s (GPa)	f_y (MPa)	E_s (GPa)
42.8	-	434.0	200.0	448.0	200.0	434.0	200.0

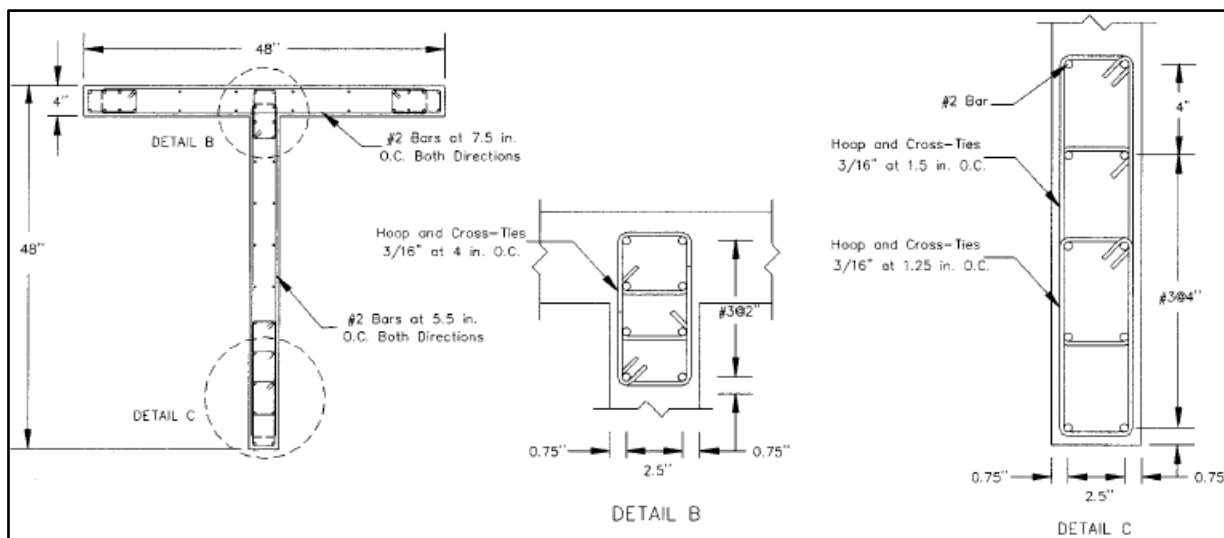


Figura 2-6. Detalles del armado del muro TW2 (desde Thomsen y Wallace [38]).

Por último, el muro NTW1 ensayado por Brueggen [39] es un muro T en voladizo con confinamiento de borde en el alma y en los extremos del ala. El muro fue sometido en su parte superior a una carga cíclica lateral y a un momento proporcional a la fuerza de corte medida. Una fuerza axial de 829.7 kN se mantuvo constante a través del ensayo, lo que representa $0.03f'_cA_g$. La historia de carga aplicada a este muro fue en cada dirección ortogonal y en varias direcciones inclinadas. Sin embargo, para este estudio únicamente se consideró la carga aplicada en la dirección del alma del muro. Las dimensiones del muro fueron 7.32 m de altura, 2.29 m de longitud del alma, 1.83 m de longitud del ala y 0.15 m de espesor. La relación de aspecto del muro fue de 3.47. Las propiedades de los materiales se indican en la Tabla 2-4 y la Figura 2-7 muestra el detalle del armado del refuerzo del muro.

Tabla 2.4. Propiedades de los materiales muro NTW1

Hormigón en compresión		Acero de refuerzo					
		#6 ($\phi 19.1$)		#5 ($\phi 15.9$)		#3 ($\phi 9.5$)	
f'_c (MPa)	E_c (GPa)	f_y (MPa)	E_s (GPa)	f_y (MPa)	E_s (GPa)	f_y (MPa)	E_s (GPa)
50.06	-	438.51	197.88	434.37	193.05	502.63	200

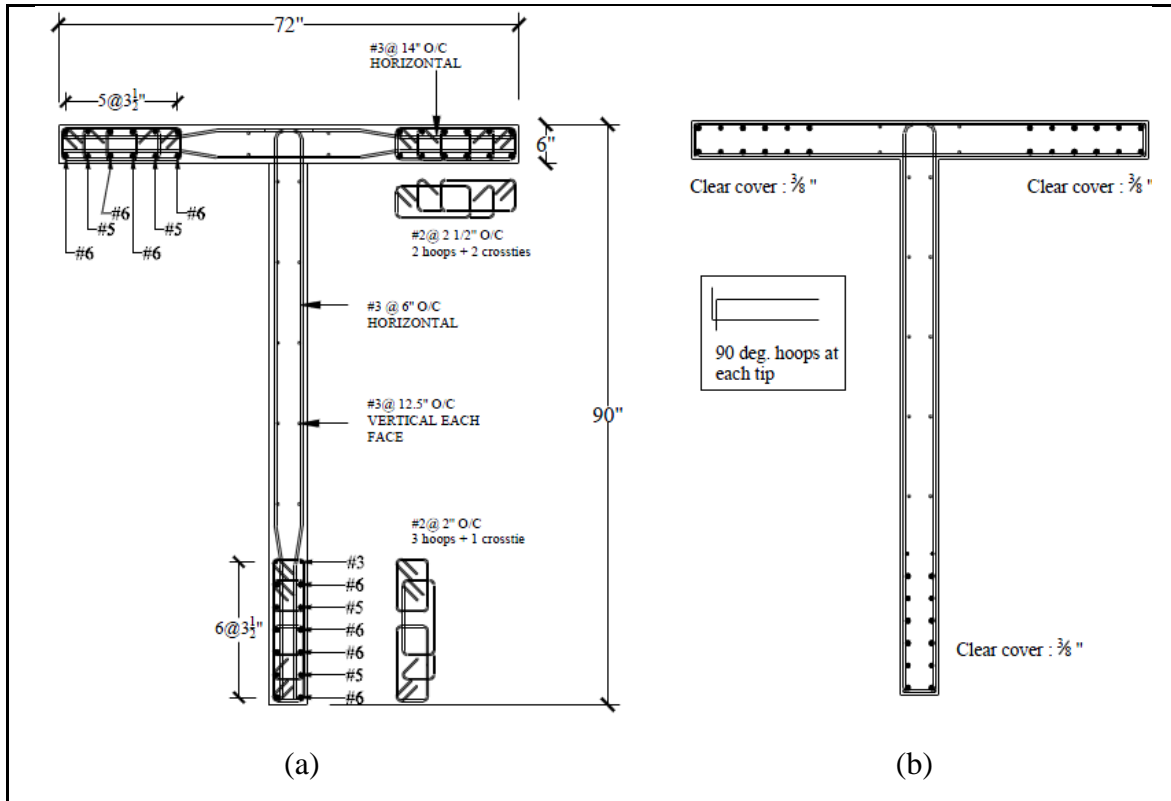


Figura 2-7. Detalles del armado del muro NTW1 (desde Brueggen [39]): (a) Sección en el primer piso; (b) Sección del segundo al cuarto piso.

2.4 Implementación de los modelos analíticos en OpenSees

Los cuatro muros experimentales seleccionados en la sección anterior se modelaron en la plataforma OpenSees [12] utilizando los modelos analíticos descritos en la sección 2.1. Cada muro se empotró en el nivel de la interfase del muro y la base de hormigón armado. La altura de cada muro se consideró desde el nivel del empotramiento hasta el punto de aplicación de la carga lateral (h_w en la Figura 2-8a).

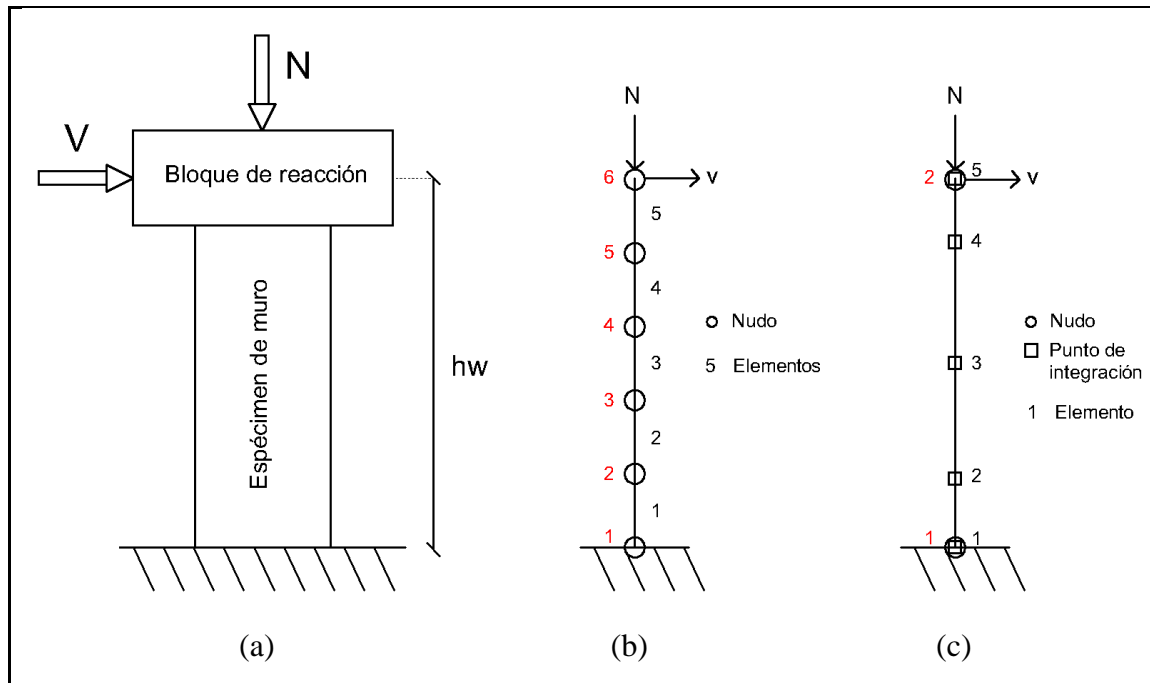


Figura 2-8. Espécimen de muro típico: (a) Sistema físico; (b) Muro idealizado con el MVLEM y el SFI-MVLEM; (c) Muro idealizado con el FBC (adaptado desde Pugh et al. [7]).

Para simular los muros con el MVLEM, éstos se discretizaron utilizando cinco elementos en altura (Figura 2-8b). El comportamiento al corte se modeló utilizando una relación fuerza de corte-deformación elástica lineal, con el valor del módulo de corte efectivo $G_{eff} = 0.1G = 0.04E$, donde G es el módulo de corte y E es el módulo de elasticidad del hormigón [34,40]. Lowes et al. [40] utilizando datos experimentales de 60 muros planos, con relaciones de aspecto (alto a longitud) desde 1.0 a 3.1, concluyeron que un modelo de corte lineal con un $G_{eff} = 0.1G$, predice, en promedio, la rigidez en la fluencia y el desplazamiento en la fluencia de muros de hormigón con un alto nivel de exactitud, y da un estimativo conservador del desplazamiento último.

Para simular los muros con el SFI-MVLEM, cada muro se discretizó en cinco elementos, al igual que para el MVLEM. Como el SFI-MVLEM considera la interacción flexión-corte, no requiere incluir un resorte horizontal para simular el comportamiento al corte (Figura 2-8b).

Finalmente, para simular los muros con el FBE, los cuatro muros se discretizaron empleando un solo elemento en la altura. Para la integración en la altura del elemento, se utilizó el método de integración de Gauss-Lobatto con cinco puntos de integración para los

especímenes WSH6, W1, NTW1, y ocho puntos de integración para el espécimen TW2 (Figura 2-8c). Se aumentó el número de puntos de integración para el TW2 para mejorar la exactitud de la respuesta del muro. El comportamiento al corte de cada elemento fue incorporado a nivel de la sección transversal utilizando el comando “sectionAggregator” de OpenSees.

Para ambos MVLEM y SFI-MVLEM, la sección transversal de los especímenes WSH1, W1, TW1 y NTW1 se dividió en 5, 7, 19 y 24 macrofibras, respectivamente. Orakcal et al. [41] recomiendan usar al menos una macrofibra para representar cada cabezal del muro y al menos dos macrofibras para representar el alma del muro. La Figura 2-9 muestra la discretización empleada con el ancho de cada macrofibra para el muro rectangular WSH6. En el Anexo A se detallan las discretizaciones de las secciones transversales para los tres muros restantes.

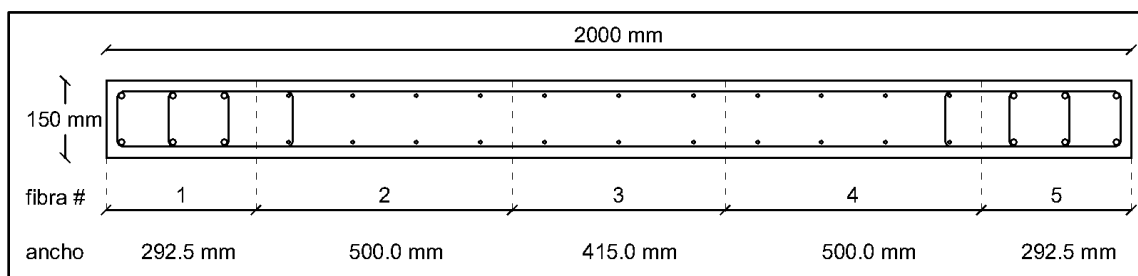


Figura 2-9. Discretización de la sección transversal del muro WSH6 en 5 macrofibras para el MVLEM y el SFI-MVLEM.

Para el FBE la sección transversal de cada muro se dividió en un número finito de fibras. Para generar las fibras se usó el comando “sectionFiber” de OpenSees con las opciones “patch” y “layer” para las fibras que representan el hormigón y el acero de refuerzo, respectivamente. La Figura 2-10 muestra la discretización en fibras de la sección transversal del muro WSH6, donde se utilizaron 32 fibras para representar el hormigón confinado de cada borde especial del muro y un ancho de fibras proporcional en la región del alma. Pugh [32] concluyó que usar 32 fibras a lo largo del elemento de borde es suficientemente refinado para permitir una simulación precisa y convergente de la respuesta cíclica. Por lo tanto, el número total de fibras de hormigón y acero utilizado para discretizar la sección del muro WSH6 fue de 195 y 34, respectivamente. La discretización de la sección transversal de los otros muros se muestra en el anexo A.

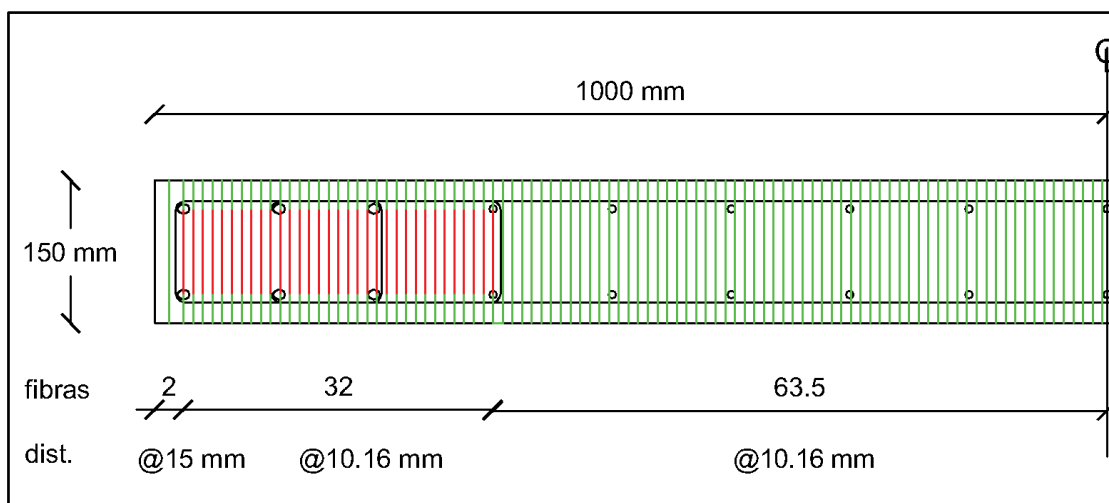


Figura 2-10. Discretización en fibras de la sección del muro WSH6 para el FBE. Rojo: fibras hormigón confinado. Verde: fibras hormigón no confinado. Círculos: fibras de acero.

El material uniaxial “ConcreteCM” de OpenSees se usó para simular el comportamiento cíclico del hormigón de los cuatro muros experimentales en los tres modelos analíticos. Este material es una implementación del modelo de Chang y Mander [42] con curvas de carga y descarga más refinadas. La envolvente monotónica del hormigón confinado y no confinado en este material es definida por: La resistencia a la compresión del hormigón f'_c , la deformación del hormigón en la resistencia a compresión máxima ϵ'_c , el módulo de elasticidad del hormigón E_c , la resistencia a la tensión del hormigón f_t , la deformación del hormigón en la resistencia a la tensión máxima ϵ_t , el factor que define la deformación en la cual empieza la línea recta en la rama descendente a compresión $x_{cr}^- = \frac{\epsilon_{cr}^-}{\epsilon'_c}$, el factor que define la deformación en la cual empieza la línea recta en la rama descendente a tensión $x_{cr}^+ = \frac{\epsilon_{cr}^+}{\epsilon_t}$, los parámetros de forma r_c y r_t que definen la forma de las curvas esfuerzo-deformación monotónicas a compresión y tensión, respectivamente, y el parámetro “gap” que controla la forma de la curva esfuerzo-deformación de descarga en tensión, en el sitio de esfuerzo cero. La Tabla 2-5 muestra como fueron definidos los parámetros para el ConcreteCM para ambos hormigón confinado y no confinado. El valor de 0.00008 fue seleccionado para la deformación unitaria del hormigón en la resistencia a tensión como es sugerido por Belarbi y Hsu [43] en base a ensayos de paneles de HA. El parámetro de forma en tensión de 1.2 se utilizó de acuerdo con las recomendaciones de Orakcal et al. [26] y Kolozvari et al. [31] para que la envolvente en tensión se ajuste a la curva propuesta por

Belarbi y Hsu [43] que considera el efecto de la rigidización del hormigón en tensión. Un valor grande del factor x_{cr}^+ se empleó porque la rigidización a tensión fue considerada. El valor del factor x_{cr}^- se seleccionó de acuerdo con la recomendación de Kolozvari et al. [44]. Finalmente, un valor de gap igual a 1 se usó para obtener menor “pinching” en las curvas carga-deformación de los muros. Los parámetros del ConcreteCM usados para el espécimen de muro WSH6 se muestran en la Tabla 2-6. En el Anexo se detallan los parámetros usados para los tres muros restantes.

Tabla 2.5. Definición de los parámetros para el material ConcreteCM

Parámetro	No confinado	Confinado
f'_c	Valor medido en el momento del ensayo o a los 28 días	Valor obtenido con el modelo de Mander et al. [45] (f'_{cc})
ϵ'_c	Ec. 3-44 Ch. y Mander [42]	Ec. 3-44 usando f'_{cc}
E_c	Ec. 3-43 Ch. y Mander [42] o valor medido en cada ensayo	Ec. 3-43 usando f'_{cc}
f_t	Ec. 3-85 Ch. y Mander [42]	Igual a no confinado
ϵ_t	0.00008	0.00008
x_{cr}^-	1.015	1.030
x_{cr}^+	10000	10000
r_c	Ec. 3-45 Ch. y Mander [42]	Ec. 3-45 usando f'_{cc}
r_t	1.2	1.2
gap	1	1

Tabla 2.6. Parámetros del ConcreteCM para el muro WSH6

Parámetro	WSH6	
	Hormigón no confinado (Alma)	Hormigón confinado (Cabezal)
f'_c (MPa)	45.6	57.0
ϵ'_c	0.00225	0.00507
E_c (MPa)	36900.00	37347.96
f_t (MPa)	2.23	2.23
ϵ_t	0.00008	0.00008
x_{cr}^-	1.015	1.030
x_{cr}^+	10000	10000
r_c	6.87	9.06
r_t	1.2	1.2
gap	1	1

El material uniaxial “SteelMPF” de OpenSees se usó para simular el comportamiento cíclico del acero de los cuatro muros experimentales en los tres modelos analíticos. Este material es una implementación del modelo propuesto por Menegotto y Pinto [46] y extendido por Filippou et al. [47]. La envolvente monotónica del acero en este material es definida por: Las

resistencias a la fluencia en tensión f_{yp} y compresión f_{yn} , el módulo tangente inicial E_0 , las relaciones de endurecimiento en tensión b_p y compresión b_n , los parámetros que describen las características de degradación de la rigidez cíclica (R_o, cR_1, cR_2) y los parámetros que consideran el endurecimiento por deformación isotrópico en compresión (a_1 y a_2) y en tensión (a_3 y a_4). La resistencia a la fluencia, el módulo tangente inicial y la relación de endurecimiento fueron tomados de las propiedades de los materiales reportadas en los ensayos. Cuando no se reportaba E_0 se empleó un valor de 200 GPa. Los valores de $R_o = 20$, $cR_1 = 0.925$, y $cR_2 = 0.15$ propuestos por Menegotto y Pinto [46] fueron usados para los parámetros que definen la degradación de rigidez cíclica. Finalmente, para los parámetros relacionados con el endurecimiento por deformación isotrópico se usaron los valores por defecto de OpenSees ($a_1 = a_3 = 0.0$ y $a_2 = a_4 = 1.0$). La Tabla 2-7 muestra los parámetros del SteelMPF usados para el espécimen de muro WSH6. En el Anexo A se detallan los valores de los parámetros usados para los tres muros restantes.

Tabla 2.7. Parámetros del SteelMPF para el muro WSH6

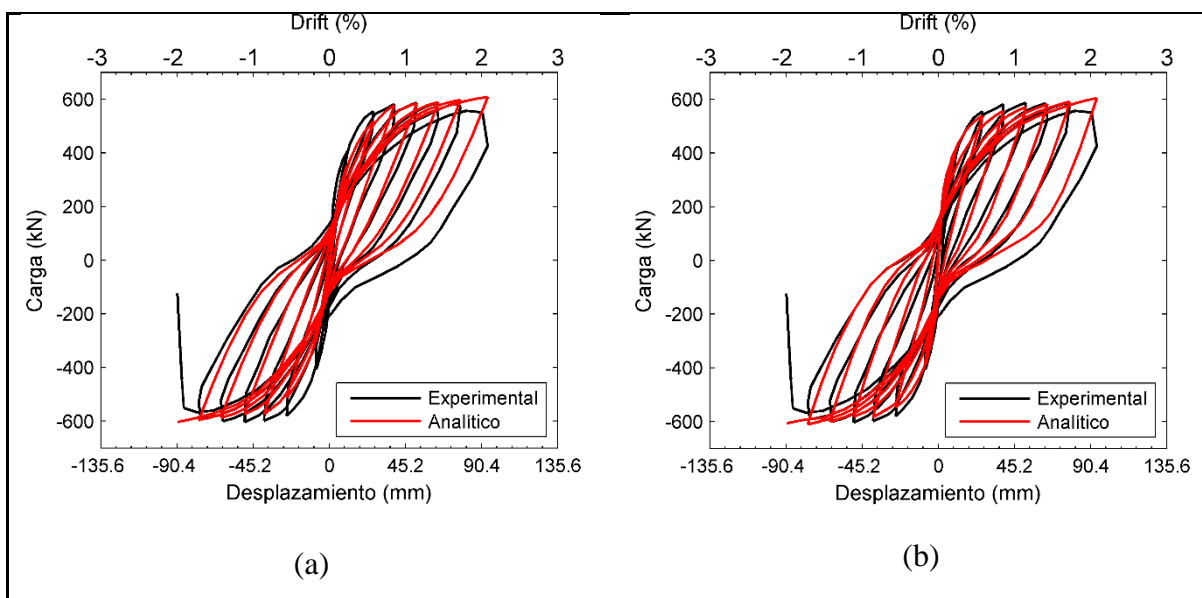
Parámetro	Barra de refuerzo	
	$\phi 12$	$\phi 8$
$f_{yp} = f_{yn}$ (MPa)	576.0	583.7
E_0 (MPa)	200	200
$b_p = b_n$	0.01	0.01

2.5 Comparación de los resultados analíticos y experimentales

En esta sección se compara la relación carga-desplazamiento experimental y analítica con el objeto de evaluar la habilidad de los tres modelos descritos anteriormente para reproducir la respuesta cíclica de los cuatro muros considerados. La relación carga-desplazamiento analítica se obtuvo aplicando al modelo primero la carga axial reportada en los ensayos. La carga axial se aplicó gradualmente usando un incremento del factor de carga de 0.1 (10 % de la carga axial) usando el integrador de control de carga “LoadControl” hasta que la carga completa sea aplicada. En el análisis se utilizó el algoritmo de solución de Newton-Raphson con el test de convergencia “NormDispIncr” con una tolerancia de $1e-5$ y un número máximo de interacciones de 10. El test NormDispIncr utiliza la norma del vector de incremento de desplazamiento para determinar si la convergencia ha sido alcanzada. Una vez aplicada la carga de gravedad, ésta se mantuvo constante y el “pseudo-tiempo” se ajustó a cero.

Posteriormente se aplicó al modelo la historia de desplazamiento horizontal registrada en el ensayo utilizando el integrador de control de desplazamiento “DisplacementControl”, con un incremento de desplazamiento igual al incremento de desplazamiento registrado en el ensayo. Cuando la convergencia en el desplazamiento no fue lograda se probaron tres algoritmos adicionales de solución: el algoritmo de Newton con rigidez inicial, el algoritmo de Broyden, y el algoritmo de Newton con búsqueda de línea [12]. El análisis fue declarado fallido si después de intentar los tres algoritmos adicionales no se lograba convergencia en la solución.

La Figura 2-11 compara la relación carga-desplazamiento experimental y analítica para el muro rectangular WSH6 utilizando los tres modelos macroscópicos descritos. EL anexo B muestra el código de OpenSees utilizado para el modelo MVLEM. La figura muestra que los tres macro modelos capturan la respuesta razonablemente bien, sin embargo, los modelos sobreestiman levemente el pinching. Adicionalmente, el SFI-MVLEM y el FBE muestran mejor coincidencia en la forma de los lazos de histéresis que el MVLEM. La degradación de la capacidad de carga lateral y de la rigidez lateral del muro que se presenta a un desplazamiento lateral de aproximadamente 95 mm no es capturada por los tres modelos. Probablemente, esto se debe a que en los modelos no se incluyó el mecanismo de falla asociado con el pandeo del acero de refuerzo. En el ensayo, la falla del muro WSH6 fue causada por el aplastamiento del hormigón de la zona de compresión y el pandeo de las barras longitudinales [36].



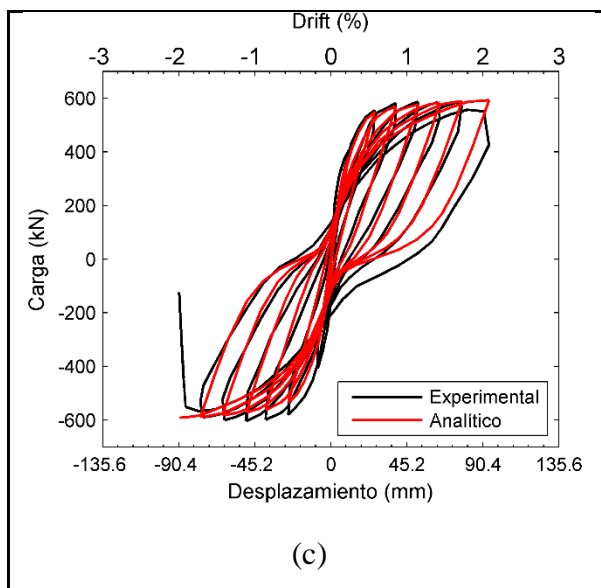


Figura 2-11. Comparación relación carga-desplazamiento experimental versus analítica para el muro WSH6 [36]: (a) MVELM; (b) SFI-MVLEM; (c) FBE.

La Figura 2-12 compara la relación carga-desplazamiento experimental y analítica para el muro rectangular W1 utilizando los tres modelos macroscópicos descritos. El anexo B muestra el código de OpenSees utilizado para simular el muro con el MVLEM. El MVLEM es el que mejor reproduce la respuesta cíclica, incluyendo la degradación de rigidez, la forma de la curva de histéresis y el pinching. La mayor rigidez inicial del muro mostrada por EL SFI-MVLEM y el FBE puede ser atribuida a la incertidumbre en la calibración de los parámetros cíclicos de la relación esfuerzo-deformación del acero y a los parámetros asociados con la resistencia a la tensión del hormigón.

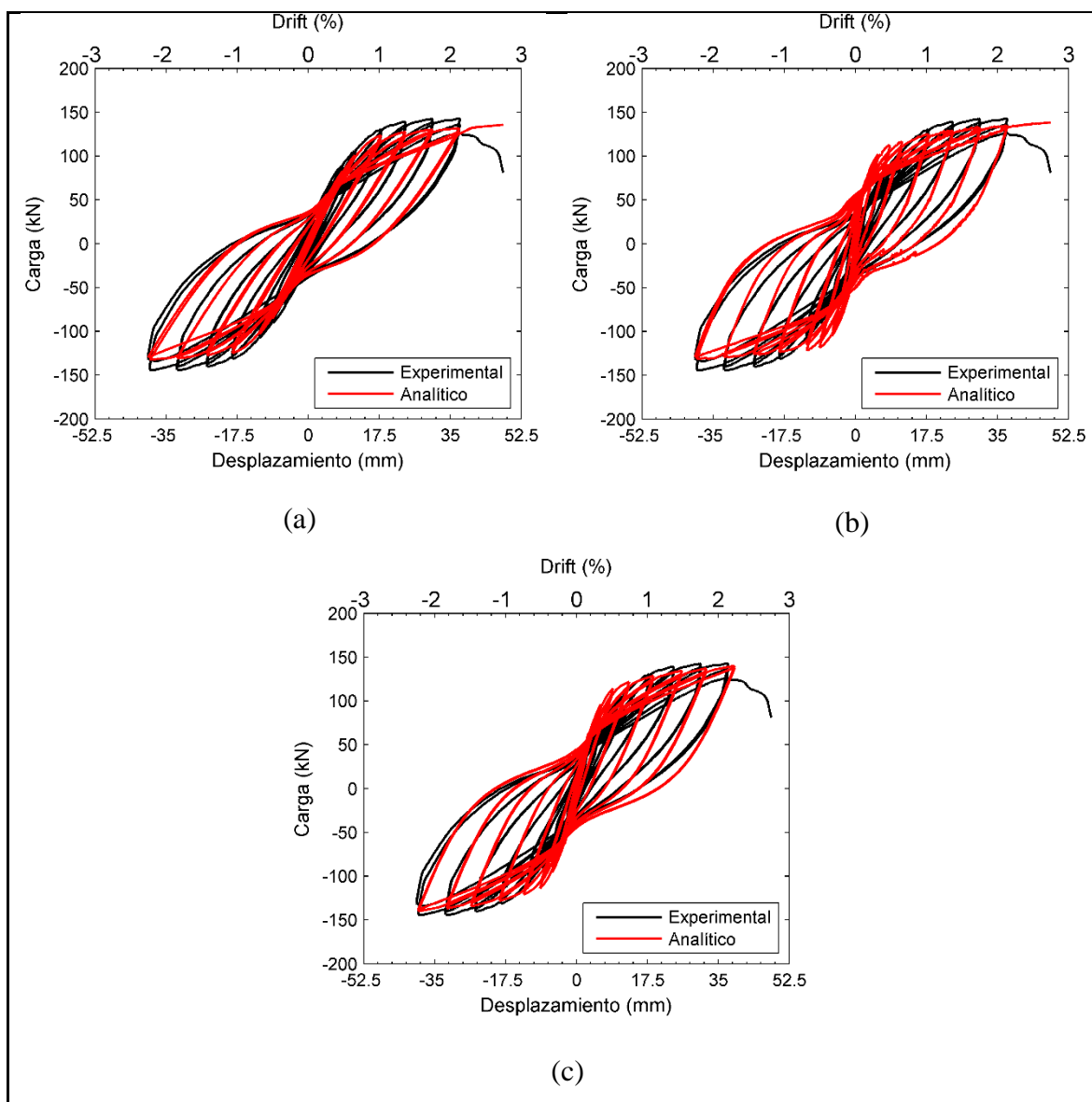


Figura 2-12. Comparación relación carga-desplazamiento experimental versus analítica para el muro W1 [35]:
(a) MVLEM; (b) SFI-MVLEM; (c) FBE.

La Figura 2-13 compara la relación carga-desplazamiento experimental y analítica para el muro rectangular TW2 utilizando los tres modelos macroscópicos descritos. El anexo B muestra el código de OpenSees utilizado para simular el muro con el MVLEM. Los tres modelos predicen bien la capacidad de carga lateral cuando el ala está en compresión (desplazamiento positivo en la Figura 2-13). Sin embargo, cuando el ala está en tensión, los tres modelos sobrestiman la capacidad de carga lateral del muro. Lo anterior se debe principalmente a la deformación unitaria uniforme a lo largo del ala que es impuesta por la hipótesis de secciones planas permanecen planas en los modelos analíticos. Además, el FBE

predice una importante pérdida de capacidad de carga lateral para un desplazamiento negativo de aproximadamente 80 mm, la cual difiere significativamente de la respuesta experimental. Los otros modelos no presentan esta pérdida de resistencia. Para mejorar la exactitud de la respuesta del muro usando el FBE, se utilizó en este caso un elemento con ocho puntos de integración en el alto.

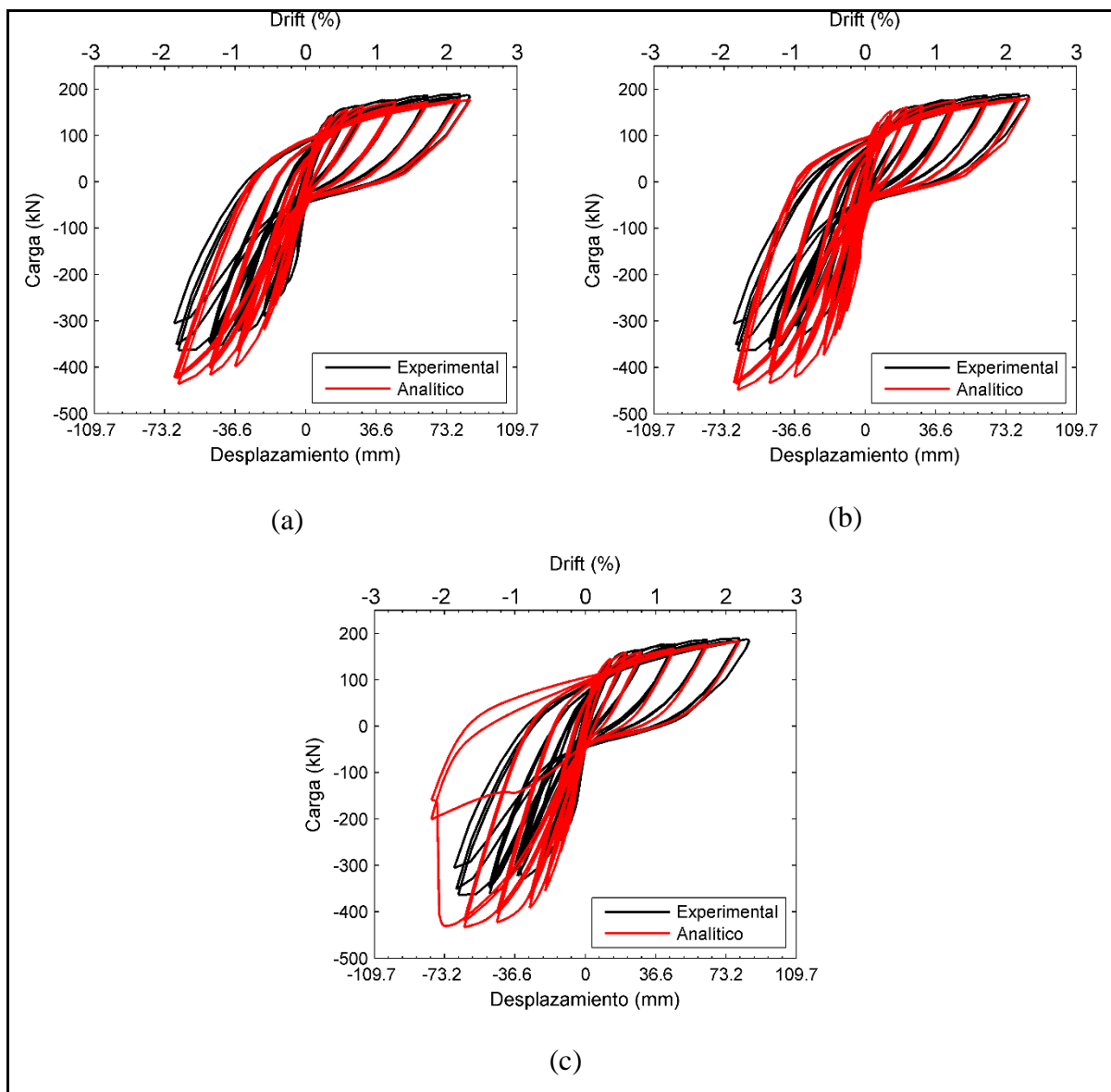


Figura 2-13. Comparación relación carga-desplazamiento experimental versus analítica para el muro TW2 [26]: (a) MVLEM; (b) SFI-MVLEM; (c) FBE.

Finalmente, la Figura 2-14 compara la relación carga-desplazamiento experimental y analítica para el muro rectangular NTW1 utilizado el MVLEM y el FBE. El anexo B muestra

el código de OpenSees utilizado para simular el muro con el MVLEM. No se indica los resultados para el SFI-MVLEM debido a que no se obtuvo convergencia en la simulación de este muro. El SFI-MVLEM dejó de converger en una etapa inicial del análisis, a un desplazamiento de -0.0191 m, el cual representa aproximadamente el 18% de la historia de desplazamiento horizontal registrada en el ensayo. La Figura 2-14 muestra que el MVLEM y el FBE predicen razonablemente bien la respuesta cíclica del muro incluyendo la degradación de rigidez y la forma de la curva de histéresis. La degradación de la capacidad de carga lateral del muro que ocurre a aproximadamente -150 mm no es representada por los modelos analíticos. Posiblemente, esto se debe a que los modelos no consideran el pandeo de las barras de refuerzo. En el ensayo, cuando se discontinuó la carga del espécimen en la dirección del alma, a un 2% de deformación de entrepiso, se observó un visible aplastamiento del núcleo de hormigón y pandeo de las barras de refuerzo en el borde del alma [39].

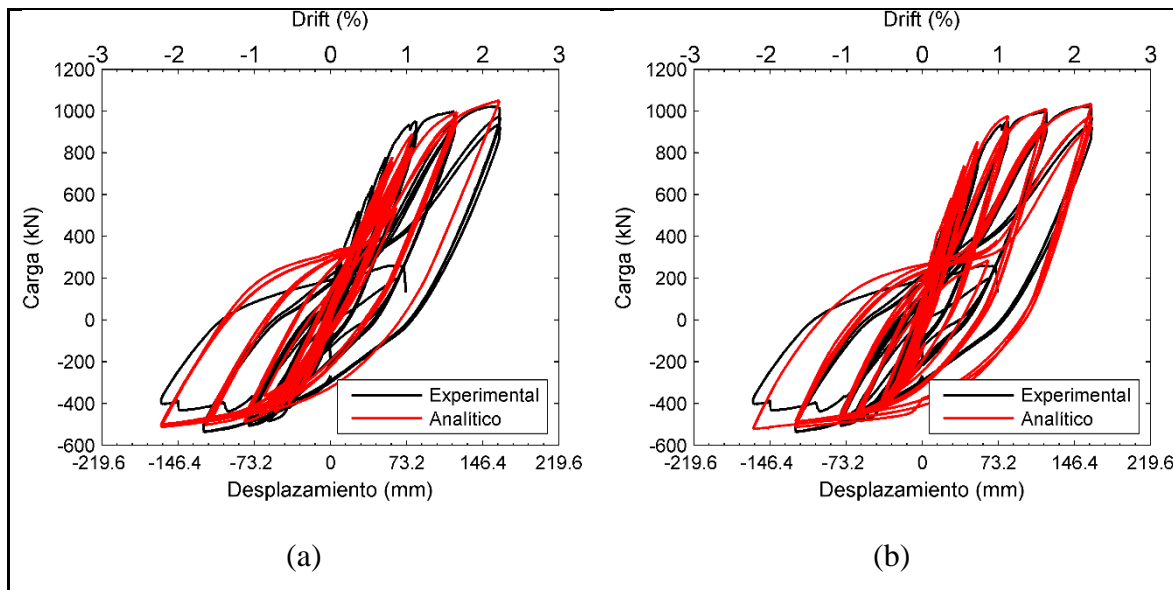


Figura 2-14. Comparación relación carga-desplazamiento experimental versus analítica para el muro NTW1 [39]: (a) MVLEM; (b) SFI-MVLEM.

De las simulaciones realizadas considerando los tres modelos analíticos y los cuatro muros experimentales se desprenden las siguientes conclusiones:

- El MVLEM fue muy robusto numéricamente. No presentó problemas de convergencia para ninguno de los muros estudiados.

- El SFI-MVLEM al incluir el efecto de la interacción flexión-corte demandó mayor esfuerzo computacional comparado con el MVLEM y el FBE donde la flexión y el corte están desacoplados. Adicionalmente, el modelo SFI-MVLEM presentó problemas de convergencia en el muro NTW1. En consecuencia, el SFI-MVLEM fue identificado como el modelo menos robusto numéricamente de los modelos comparados.
- El FBE fue robusto numéricamente. Sin embargo, la relación carga-deformación obtenida para el muro W1 no fue tan exacta como la obtenida con el MVLEM. Adicionalmente, para el muro TW2 fue necesario aumentar a ocho puntos de integración para obtener una solución comparable a las de los otros modelos. El aumento de los puntos de integración demanda un mayor esfuerzo computacional y posibles problemas de convergencia.
- Debido al análisis descrito anteriormente, se seleccionó el MVLEM para simular la respuesta estructural de edificios de muros en esta investigación. Adicionalmente, los edificios que se utiliza para estudiar las pérdidas económicas (ver capítulo 3) tiene muros estructurales esbeltos con una relación de aspecto mayor a 2, por lo que se espera que la interacción flexión-corte sea despreciable y por lo tanto el MVLEM debiese ser adecuado para representar el comportamiento sísmico de los muros de los edificios.

Una desventaja de los modelos macroscópicos examinados, como se ha implementado en el presente trabajo, es que no pueden identificar el modo de falla que causa el mecanismo de pérdida de capacidad de carga lateral del muro. Fallas en el muro del tipo aplastamiento del hormigón y pandeo del acero longitudinal (CB), pandeo seguido de ruptura del acero longitudinal (BR), o ruptura del acero longitudinal (R) no pueden ser predichas por lo modelos analíticos debido a que los modelos no consideran el pandeo, ruptura o fatiga de las barras de refuerzo.

3 DEFINICIÓN DE LOS EDIFICIOS DE ESTUDIO Y DISEÑO

3.1 Introducción

En este capítulo se definen los cuatro edificios de estudio que se utilizan para investigar el efecto de la rigidez en la seguridad sísmica y en las pérdidas económicas por ciclo de vida. También, se muestra los resultados del análisis modal espectral de cada edificio, y el diseño final de sus muros.

3.2 Características de los edificios residenciales en Chile

Los edificios residenciales en Chile favorecen el uso de muros estructurales como sistema resistente a carga vertical y lateral. Las configuraciones en planta son en su mayoría rectangulares y se caracterizan por poseer muros longitudinales en los corredores y muros transversales a los mismos (Figura 3-1) [2,4,48,49]. Con frecuencia, los muros en cada dirección principal se conectan para formar secciones transversales de forma T, L o C.

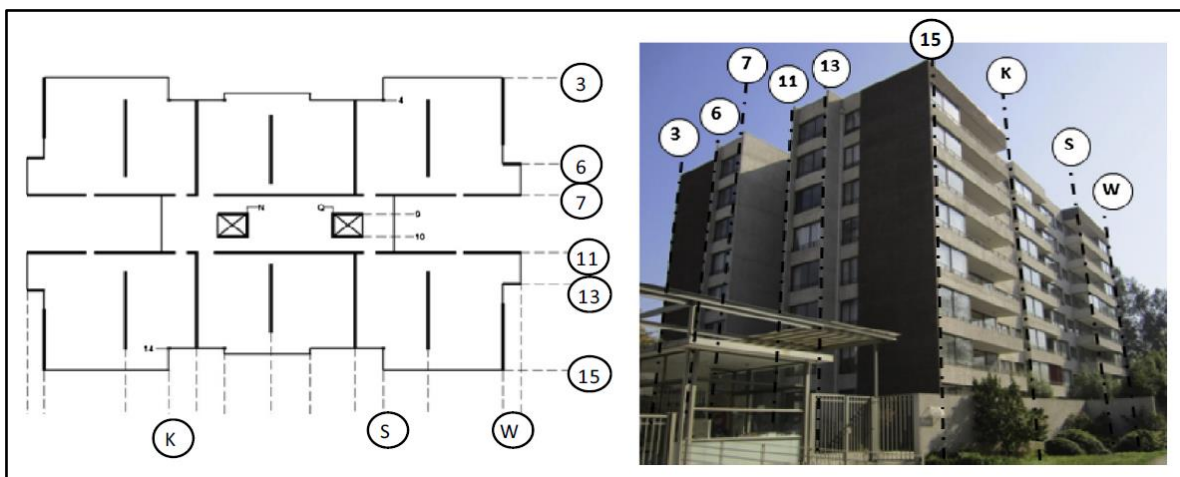


Figura 3-1. Planta típica y fotografía de un edificio de muros de HA en Chile (desde Jünemann et al. [4])

La densidad de muros se define como la relación entre el área de la sección transversal de muros y el área en planta del piso. La densidad de muros de los edificios residenciales en Chile es en promedio aproximadamente 3% en cada dirección principal [2,4]. Como se puede observar en la Figura 3-2, este índice se ha mantenido aproximadamente constante a través

de los años. La gran densidad de muros presente en los edificios Chilenos les proporciona una alta rigidez lateral y resistencia.

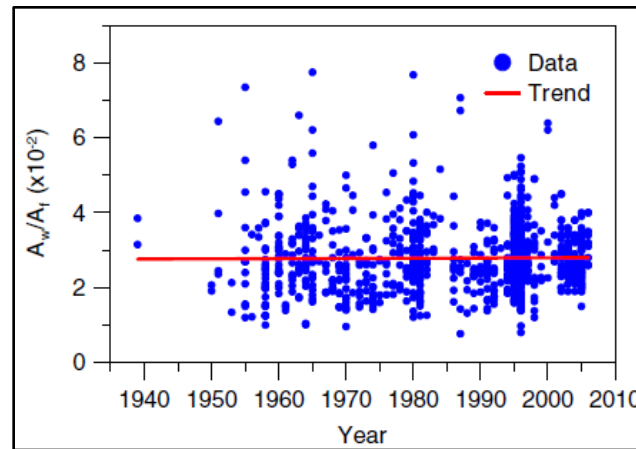


Figura 3-2. Densidad de muros en el primer piso (desde Massone et al. [2]).

En Chile, los edificios residenciales con muros estructurales se construyen de pequeña altura (3-9 pisos de alto), mediana altura (10-24 pisos de alto), y gran altura (mayor que 24 pisos) [3]. En una muestra de 36 edificios dañados durante el sismo de Maule de 2010 [4] la altura de los edificios fue entre 8 y 26 pisos, mientras que en tres edificios analizados por Ugalde y López-García [50], los cuales no sufrieron daño durante el sismo de Maule de 2010, la altura fue de 5, 17 y 26 pisos.

El espesor de los muros utilizados en los edificios residenciales Chilenos varía ampliamente. La Figura 3-3 muestra el espesor de 36 edificios residenciales entre 8 y 26 pisos dañados durante el sismo de Maule de 2010. Como se puede observar, los espesores varían de 15 cm a 28 cm, con una media de aproximadamente de 20 cm. Cabe notar que, el uso de un espesor pequeño en los muros limita su capacidad de ductilidad y dificulta la apropiada colocación del refuerzo [4], por lo que el decreto DS 60 [22] recomienda un espesor mínimo 30 cm, cuando el muro requiere confinamiento.

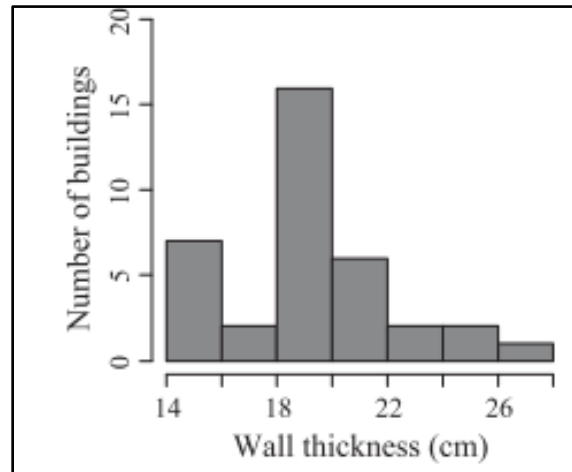


Figura 3-3. Espesor promedio de muros en edificios dañados durante el sismo de Maule 2010 (desde Jünemann et al. [20]).

Los sistemas de entrepiso consisten en losas planas de hormigón armado con claros del orden de 5 a 8 m y con espesores de 14 a 18 cm apoyadas en los muros estructurales y en vigas de antepecho en el perímetro [51,52]. Las alturas de entrepiso son usualmente del orden de 3 m o menos.

3.3 Definición de los edificios de estudio

Considerando las características típicas de los edificios residenciales en Chile mencionadas en la sección anterior, se definieron para este estudio cuatro arquetipos de edificios de 20 pisos representativos de edificios residenciales de moderada altura en Santiago. La Figura 3-4 muestra una vista en planta de los edificios. La densidad de muros en la dirección transversal es de 4.8, 4.2, 3.9 y 2.7% para los edificios B1, B2, B3 y B4, respectivamente. La densidad de muros en la dirección longitudinal es igual a 2.8%, y es invariante entre los edificios ya que su comportamiento estructural en la dirección longitudinal no se consideró en este estudio. Los diferentes valores de densidad de muros en dirección transversal son el resultado de variar la longitud de los muros. Adicionalmente, muros T fueron considerados en los ejes 2 y 5 de los edificios B1 y B2 para incrementar la rigidez lateral, y porque los muros T son comunes en edificios residenciales en Chile. Los cuatro edificios tienen idénticas dimensiones en planta y una altura de entrepiso constante de 2.6 m. El espesor de los muros fue definido como 300 mm y el espesor de las losas como 160 mm. Estos valores se mantuvieron constantes en cada piso de todos los edificios. Las propiedades mecánicas

nominales del hormigón y del acero son $f'_c=25$ MPa (resistencia a compresión del hormigón) y $f_y=420$ MPa (resistencia a la fluencia del acero de refuerzo).

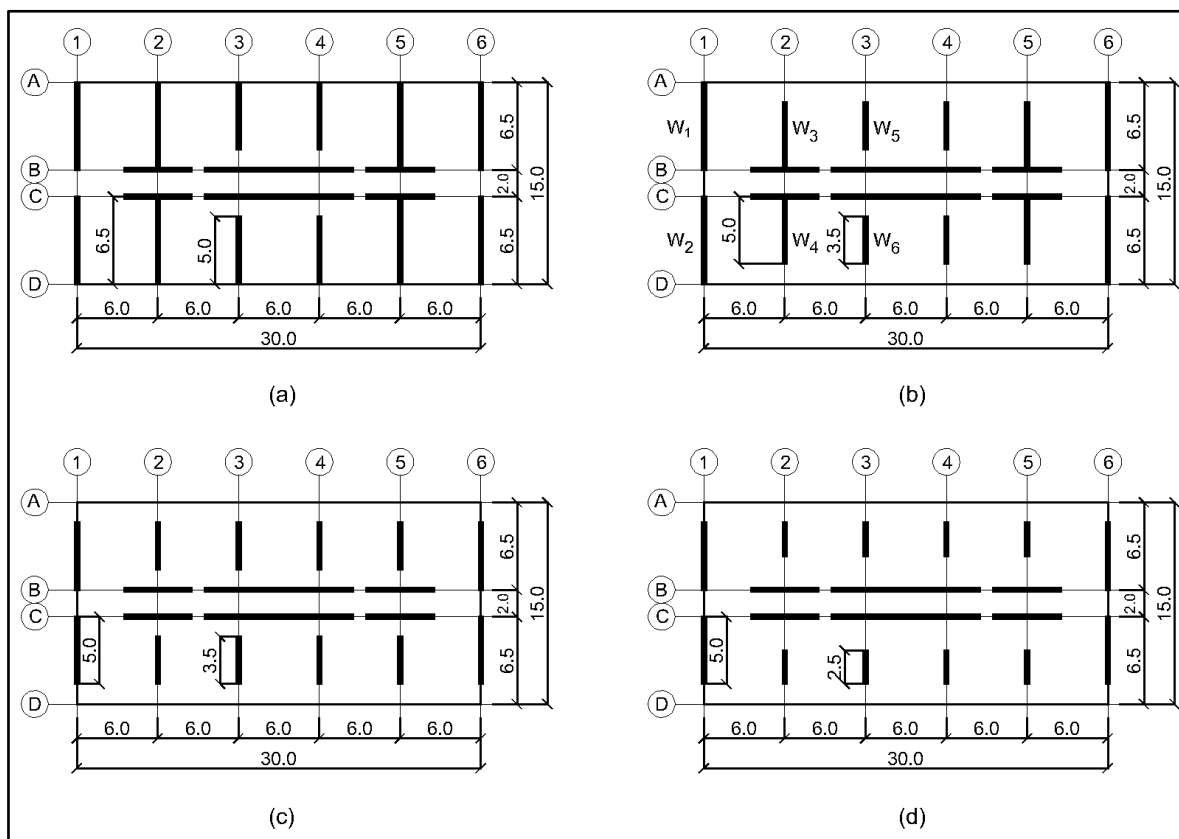


Figura 3-4. Vista en planta de los cuatro edificios de estudio: (a) B1; (b) B2; (c) B3 y (d) B4 (dimensiones en metros).

3.4 Cargas aplicadas y análisis estructural de los edificios de estudio

Los edificios fueron diseñados considerando las cargas muerta, viva y sísmica. Las cargas muertas incluyeron el peso propio de los elementos, terminados de piso (1.25 kPa), mampostería (0.60 kPa) y terminados de muros (1 kPa). Una carga viva de 2.0 kPa fue considerada, según la NCh1537 [53]. Por simplicidad, ninguna carga adicional se aplicó en áreas comunes ni tampoco se redujo la carga en el nivel del techo. Las cargas sísmicas se calcularon considerando que los edificios están ubicados en Santiago y empleando el espectro de diseño especificado por el DS61 [23]. Para la definición del espectro de diseño se usó una categoría de ocupación II (con un factor de importancia 1.0), una zona sísmica 2 ($A_o = 0.3g$), y un tipo de suelo C ($S=1.5$, $T_o=0.4g$, $T'=0.45$, $n=1.4$, $p=1.6$). Diferentes espectros de diseño

se usaron para cada edificio debido a que el factor de reducción de resistencia R^* depende del período del modo fundamental [23,54].

Las fuerzas sísmicas de diseño de los edificios se obtuvieron mediante un análisis modal espectral según el DS61 [23]. Para este propósito, un modelo tridimensional empotrado en la base de cada edificio se generó en el programa comercial ETABS [55]. Los muros y las losas se modelaron usando elementos shell y una restricción de diafragma rígido se usó en cada entrepiso. Se usó una relación de amortiguamiento respecto al crítico del 5% y la respuesta máxima se calculó usando el método CQC (Complete quadratic combination) [56]. Se incluyó los modos necesarios para que la suma de la masa equivalente sea mayor o igual al 90% de la masa total. Para el cálculo de la masa sísmica se consideró la carga muerta más un 25% de la carga viva, de acuerdo con la recomendación de la NCh433-96 [54] para edificios residenciales. Como es común en la práctica de la ingeniería en Chile, el modelo consideró inercias brutas para todos los miembros estructurales.

La Tabla 3-1 muestra el período fundamental no agrietado (T) de los edificios en la dirección transversal obtenido desde ETABS [55]. Estos valores del período fundamental se usaron para el análisis modal espectral. Como era de esperarse el período fundamental se incrementa cuando la densidad de muros disminuye. En particular el período del edificio B4 fue 75% mayor que el del edificio B1. La Tabla 3-1 también resumen la relación H/T , donde $H=52.0$ m es la altura de los edificios. La relación H/T ha sido ampliamente usada en Chile como medida de la rigidez del edificio [1,4,57]. Según esta relación, los edificios B1 y B2 son clasificados como “edificios de rigidez normal” (H/T entre 40-70 m/s), mientras que los edificios B3 y B4 son clasificados como “edificios flexibles” (H/T entre 20-40 m/s).

El factor de reducción de resistencia R^* y el factor de reducción de resistencia efectivo R_e^* son también mostrados en la Tabla 3-1. El factor de reducción de resistencia efectivo se requirió en este caso para todos los edificios para cumplir con el cortante en la base mínimo ($V/W=5.25\%$) requerido por el DS61 [23], el cual depende de la zona sísmica y del tipo de suelo. Como se puede observar, cuando la densidad de muros decrece el factor de reducción de resistencia efectivo también decrece. Por ejemplo, el R_e^* del edificio B4 es 47.7% más pequeño que el del edificio B1. El DS61 [23] también estipula un cortante en la base máximo el cual no controló el diseño de los edificios. Se debe notar que no fue posible incluir el efecto

de la disminución del cortante de diseño en la base en el desempeño sísmico, porque el cortante mínimo se usó para el diseño de todos los edificios. Asimismo, la Tabla 3-1 presenta la deformación de entrepiso máxima (Δ), la cual es estimada con el espectro reducido. Se puede observar que la deformación de entrepiso máxima de los cuatro edificios de estudio no excede el límite de 0.002 requerido por la norma de diseño sísmica Chilena NCh433 [54].

Tabla 3.1. Características dinámicas y factores de reducción de resistencia.

Edificio	T (s)	H/T (m/s)	R^* -	R_e^* -	V/W (%)	Δ (‰)
B1	1.01	51.3	8.67	5.80	5.25	0.66
B2	1.22	42.5	9.09	4.66	5.25	0.87
B3	1.54	33.9	9.55	3.92	5.25	1.17
B4	1.77	29.4	9.81	3.51	5.25	1.43

La Figura 3-5 muestra los perfiles verticales de desplazamiento lateral máximo, deformación de entrepiso máxima, y cortante de piso máximo para el edificio B2 resultantes del análisis modal espectral en la dirección transversal. Como es evidente en la Figura 3-5a el edificio B2 tiene la deformada típica asociada a estructuras gobernadas por flexión o predominantemente en voladizo.

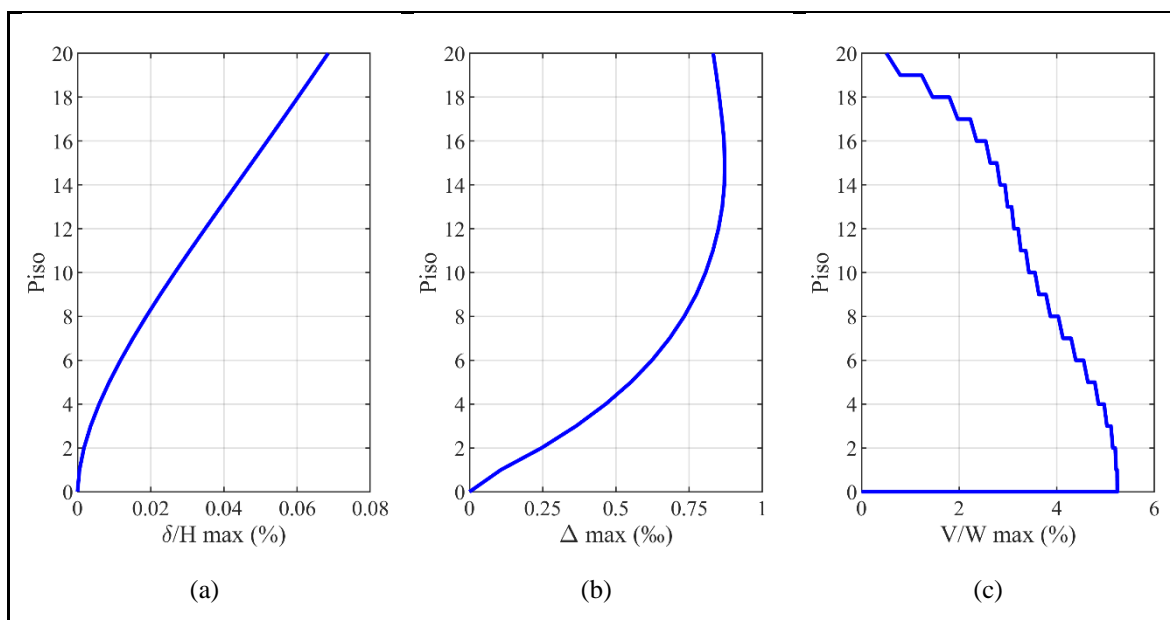


Figura 3-5. Perfiles verticales de respuesta máxima para el edificio B2 desde el análisis modal espectral en dirección transversal: (a) desplazamiento lateral (δ) normalizado por la altura (H) del edificio; (b) deformación de entrepiso (Δ); (c) cortante de entrepiso (V) normalizado por el peso sísmico (W).

3.5 Dimensionamiento de los muros estructurales de los edificios de estudio

Los muros de los edificios se diseñaron según el DS60 [22], el cual toma como norma al ACI 318S-08 [58] con algunas modificaciones. El diseño fue limitado a la dirección corta de los edificios. Las losas de entrepiso no se diseñaron y se asumió que éstas se comportan de forma lineal-elástica. Los elementos de borde especial (SBEs) son requeridos por el DS60 [22] cuando la demanda de deformación unitaria en compresión es mayor que la capacidad del hormigón no confinado (0.003). Adicionalmente, cuando un SBE es requerido, el espesor del SBE debe ser al menos 300 mm. Un factor de 1.4 se usó para la carga sísmica de diseño, como especifica la NCh433 [54].

La Tabla 3-2 resumen el refuerzo vertical en los elementos de borde obtenido del proceso de dimensionamiento. En los muros rectangulares y muros T, dos capas de refuerzo distribuido vertical $\phi 10@200$ mm fue suficiente para flexión. El refuerzo vertical en los elementos de borde fue mantenido constante cada seis pisos. Los elementos de borde especial se requirieron únicamente en los primeros pisos de ciertos muros. El edificio B1 requirió SBEs solo en el borde libre del alma de los muros T en los ejes 2 y 5. El edificio B2 en el borde libre del alma de los muros T en los ejes 2 y 5, y en los muros rectangulares de los ejes 3 y 4. Los edificios B3 y B4 requirieron SBEs en todos los muros. Los SBEs se extendieron verticalmente hasta el tercer piso para los edificios B1 y B2, y hasta el segundo piso para los edificios B3 y B4. Un elemento de borde ordinario se proporcionó en los otros pisos. Dos capas de refuerzo distribuido horizontal $\phi 10@200$ mm se requirió para resistir la demanda de fuerza de corte para todos los muros. La Figura 3-6 muestra los detalles del refuerzo en los elementos de borde y en el alma de los muros del edificio B2 para los pisos 1 a 3. La Figura 3-6a corresponde a los muros rectangulares en los ejes 1 y 6, las Figuras 3-6b-d corresponden al alma, la intersección alma-ala, y al ala de los muros T en los ejes 2 y 5, respectivamente, y la Figura 3-6e corresponde a los muros rectangulares en los ejes 3 y 4.

Tabla 3.2. Refuerzo longitudinal de los elementos de borde para los cuatro edificios estudiados.

Edificio	Piso	Muros eje 1	Muros eje 2		Muros eje 3
			Alma	Ala y ala-alma	
B1	1-6	10 ϕ 12	15 ϕ 18	10 ϕ 18	8 ϕ 12
	7-12	10 ϕ 12	10 ϕ 16	10 ϕ 16	8 ϕ 12
	13-20	10 ϕ 12	10 ϕ 12	10 ϕ 12	8 ϕ 12
B2	1-6	10 ϕ 16	27 ϕ 18	10 ϕ 18	10 ϕ 16
	7-12	10 ϕ 16	18 ϕ 18	10 ϕ 18	8 ϕ 16
	13-20	10 ϕ 12	18 ϕ 12	10 ϕ 12	8 ϕ 12
B3	1-6	10 ϕ 22	10 ϕ 22	-	12 ϕ 18
	7-12	8 ϕ 18	8 ϕ 18	-	10 ϕ 16
	13-20	8 ϕ 12	8 ϕ 12	-	10 ϕ 12
B4	1-6	10 ϕ 28	10 ϕ 28	-	12 ϕ 16
	7-12	8 ϕ 22	8 ϕ 12	-	10 ϕ 12
	13-20	8 ϕ 12	8 ϕ 12	-	10 ϕ 12

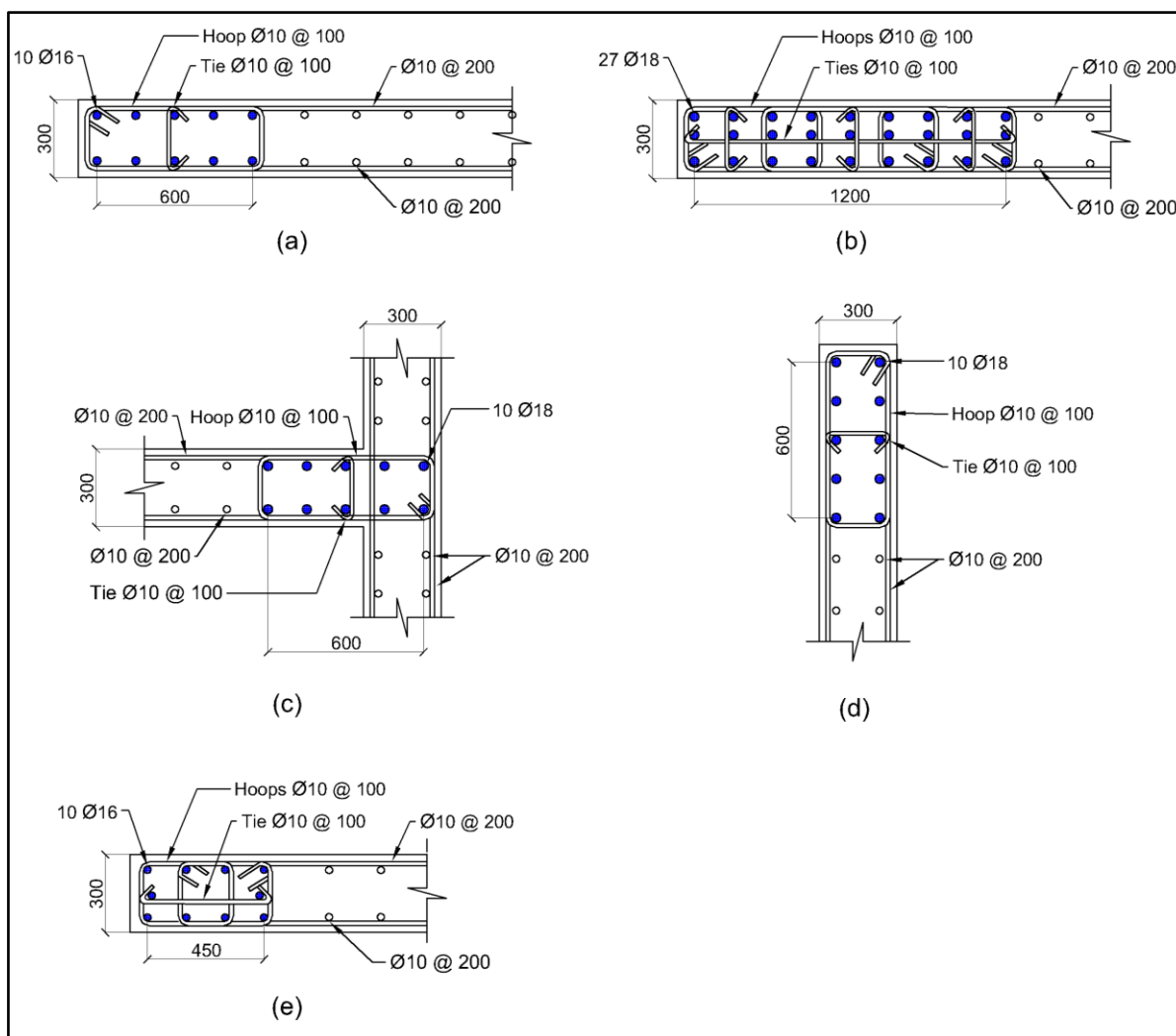


Figura 3-6. Detalle de los elementos de borde y alma para el edificio B2, pisos 1 a 3. (a) elemento de borde ordinario en muros rectangulares, ejes 1 y 6; (b) elemento de borde especial en el borde externo del alma de los muros T, ejes 2 y 5; (c) elemento de borde ordinario en la intersección alma-ala de los muros T, ejes 2 y 5; (d) elemento de borde ordinario en el ala de los muros T, ejes 2 y 5; (e) elemento especial de borde en los muros rectangulares, ejes 3 y 4.

La Figura 3-7 muestra los diagramas de interacción para los muros del edificio B2 en la base del primer piso junto con las combinaciones de momento y carga axial mayoradas en la cabeza y pie de los muros. Se puede observar que las secciones transversales de los muros son adecuadas para flexo-compresión. La Tabla 3-3 muestra la verificación al corte de los muros del edificio B2 en la base del primer piso. Ya que estos muros tienen una relación de aspecto (h/l_w , donde h es la altura del muro y l_w es la longitud del muro) mayor que 2.0, para calcular el cortante de diseño ϕV_n se usó la ecuación: $\phi V_n = \phi A_{cv}(0.17\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$ del ACI318S-08 [58], donde: ϕ es el factor de reducción de resistencia (igual a 0.6), A_{cv} es el

área bruta de la sección de hormigón limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza de corte considerada, ρ_t es la cuantía del área de refuerzo transversal, y las propiedades mecánicas nominales del hormigón y del acero son $f'_c=25$ MPa y $f_y=420$ MPa. En la tabla se muestra además las fuerzas cortantes mayoradas en la base de cada muro debidas a carga gravitacional y sísmica. El refuerzo a corte para los muros consistió en dos capas de refuerzo distribuido horizontal $\phi 10@200$ mm. Se puede observar en la tabla que las secciones de los muros son adecuadas para resistir las fuerzas cortantes aplicadas en la base.

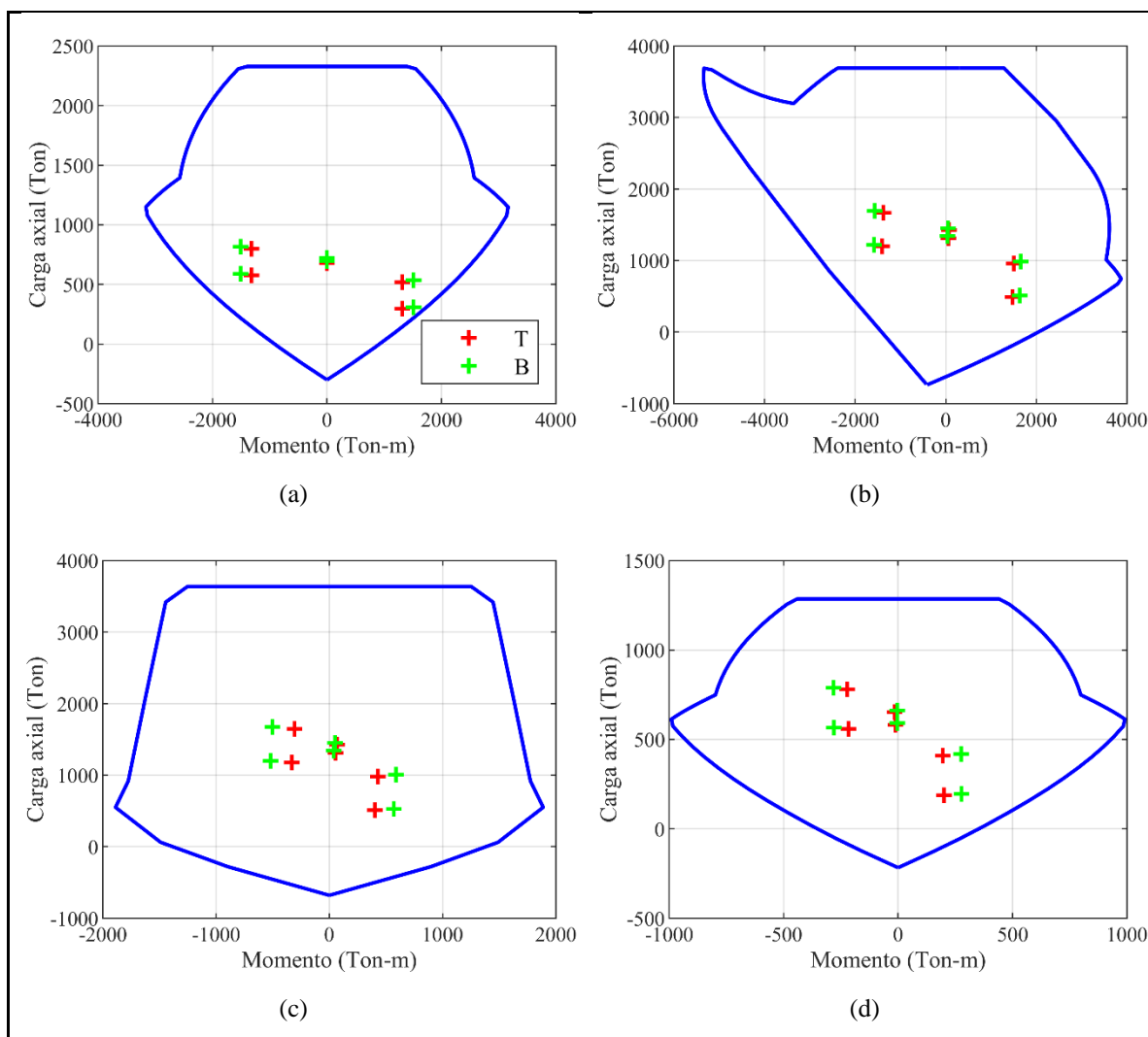


Figura 3-7. Diagramas de interacción momento-carga axial para los muros del edificio B2 en el primer piso: (a) Muros en ejes 1 y 6; (b) muros T en ejes 2 y 5, sismo en dirección transversal; (c) muros T en ejes 2 y 5, sismo en dirección longitudinal; (d) muros en ejes 3 y 4. T y B representan combinaciones de carga última en la cabeza y pie del muro, respectivamente.

Tabla 3.3. Verificación al corte de los muros del edificio B2 en el primer piso. Unidades: MN, m.

Parám.	Muros Ejes 1 y 6	Muros T (alma) Ejes 2 y 5	Muros T (ala) Ejes 2 y 5	Muros Ejes 3 y 4
t_w	0.3	0.3	0.3	0.3
l_w	6.5	5.15	5.0	3.5
A_{cv}	1.95	1.55	1.50	1.05
ρ_t	0.00262	0.00262	0.00262	0.00262
V_n	3.80	3.01	2.93	2.05
ϕV_n	2.3	1.8	1.8	1.2
V_u	0.78	0.77	0.74	0.32
$V_u/\phi V_n$	0.34	0.42	0.42	0.26

4 MODELACIÓN ANALÍTICA

4.1 Introducción

En esta sección se describe los modelos analíticos usados para simular el comportamiento sísmico de los edificios estudiados usando el modelo de muro MVLEM. Además, se explica el criterio de colapso usado para indicar que el edificio ha fallado.

4.2 Descripción del modelo

OpenSees [12] fue considerado como la plataforma para el análisis no lineal para esta investigación. Debido a las características de simetría y regularidad de los edificios, el efecto de torsión fue despreciado [59] y cada edificio fue representado por un modelo en dos dimensiones (2D). La simetría también permitió modelar la mitad de cada edificio (esto es, solo los ejes 1, 2 y 3 de la Figura 3-4). La Figura 4-1 muestra el modelo analítico de los dos primeros pisos del edificio B2. El modelo en OpenSees corresponde a un modelo plano que considera los ejes 1, 2 y 3 unidos por una restricción de diafragma rígido (EqualDOF) en los niveles de piso para imponer iguales desplazamientos horizontales en estos niveles. El eje 1 comprende dos muros rectangulares acoplados, el eje 2 comprende dos muros T acoplados, y el eje 4 comprende cuatro muros rectangulares acoplados. Los dos muros externos del eje 3 están orientados en dirección transversal del edificio y los otros dos están orientados en la dirección longitudinal. Los muros de los ejes 1, 2 y 3 en la dirección transversal son muros esbeltos y se modelaron usando el MVLEM (Orakcal et al. [25]). Los muros longitudinales del eje 3 se asumieron que tienen comportamiento elástico-lineal y se modelaron usando elementos viga-columna elásticos con rigidez reducida para considerar el agrietamiento. Una rigidez a flexión efectiva de $0.7E_cI_g$ se usó según las recomendaciones del TBI [60], donde E_c es el módulo de elasticidad del hormigón y I_g es el momento de inercia bruto de la sección transversal del muro.

Las losas de acoplamiento se modelaron con elementos viga-columna elásticos asumiendo un ancho efectivo [61]. Extremos rígidos se consideraron en los nudos losa-muro. Una rigidez a flexión efectiva de $0.25E_cI_g$ se usó para los elementos viga-columna de la losa, según

recomienda el ACI 318S-14 [62], donde I_g es el momento de inercia de la sección de losa efectiva. Diferentes anchos de losa efectivos en cada eje de muro se usaron para calcular I_g . Para el eje 1 se consideró un ancho de losa efectivo de un cuarto del ancho del corredor según la recomendación de Moehle [61]. Para los ejes 2 y 3, los anchos de losa se determinaron basados en la distribución de momentos a flexión en la losa bajo carga sísmica. La Figura 4-2 muestra los momentos de flexión en la losa del primer piso para el edificio B2, obtenidos desde un modelo elástico en ETABS [55] cuando el edificio se somete a carga sísmica en la dirección transversal. Como se puede notar los momentos máximos (color amarillo) se concentran en un ancho de aproximadamente 6 m y 2 m, para el eje 2 y 3, respectivamente. Estos valores se usaron como anchos efectivos para las losas en los ejes 2 y 3 del edificio B2. Los anchos efectivos calculados en los ejes 1, 2 y 3 están delimitados con líneas blancas horizontales en la Figura 4-2. Un enfoque igual se siguió para las otras estructuras. Para el edificio B1 los anchos efectivos resultaron iguales a los del edificio B2, mientras que para los edificios B3 y B4 los anchos efectivos en los ejes 1, 2, y 3 fueron 0.5 m, 2.0 m y 2.0 m, respectivamente.

La masa sísmica de los edificios en cada nivel, y las cargas gravitacionales tributarias para cada muro, se obtuvieron desde un modelo del edificio en ETABS [55]. La carga muerta más el 25% de la carga viva se consideraron como masa sísmica y carga gravitacional, siguiendo las recomendaciones del NIST [48]. La masa sísmica asignada en cada modelo corresponde a la mitad de la masa sísmica total de cada edificio, debido a que los modelos analíticos representan la mitad del sistema resistente a carga lateral.

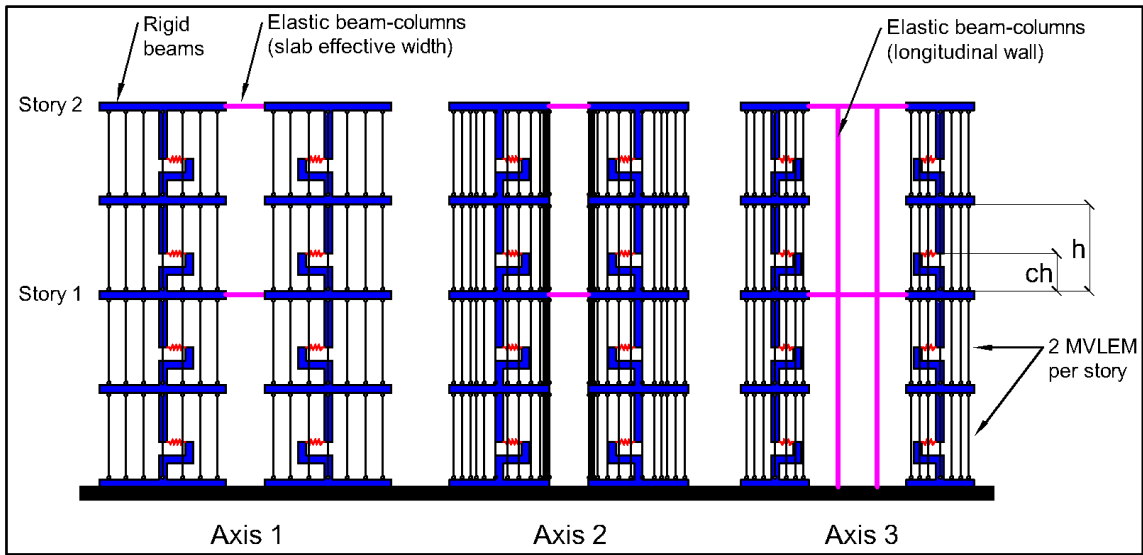


Figura 4-1. Modelo analítico de los dos primeros pisos del edificio B2.

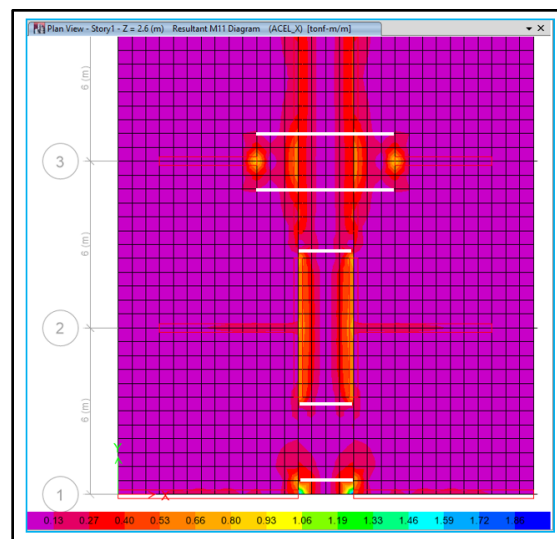


Figura 4-2. Momentos de flexión en la losa del primer piso bajo carga sísmica en la dirección transversal. Modelo elástico en ETABS del edificio B2. Líneas blancas horizontales delimitan el ancho de losa efectivo usado en cada eje (cada cuadrado representa 500 mm).

Vale la pena mencionar que en el modelo analítico, cuando los dos muros acoplados se desplazan lateralmente debido a carga sísmica se producen momentos flectores en los elementos elasticBeamColumn que representan a las losas de acoplamiento. Estos momentos flectores generan fuerzas de corte en la losa, que luego se transmiten como fuerzas axiales a los muros. Por tanto, el modelo propuesto es capaz de simular cambios en las cargas axiales en los muros debido a cargas laterales. Es importante notar que la fuerza axial en los muros

depende de la rigidez del sistema de acoplamiento [63]. A mayor rigidez del sistema de acoplamiento, mayores son las fuerzas inducidas a cortante vertical en los elementos elasticBeamColumn y mayor es la fuerza axial en los muros. Adicionalmente, las fuerzas axiales en los muros se espera que sean afectadas por el tipo de elemento que se utilice para modelar las losas de acoplamiento, por ejemplo, elasticBeamColumn, Displacement-Based Beam-Column Element o Force-Based Beam-Column Element. Los dos últimos elementos consideran un comportamiento no lineal del hormigón y del acero de refuerzo de las losas de acoplamiento, lo que influirá en las fuerzas axiales que se transmitirán a los muros.

4.3 Modelación de los materiales

La respuesta cíclica del hormigón confinado y no confinado se definió usando el modelo de Yassin [64] el cual es implementado en OpenSees como *Concrete02*. Para el hormigón no confinado los parámetros del modelo se especificaron como: una resistencia a la compresión esperada f_{pc} de 31.87 MPa, como es recomendado por el TBI [60], una deformación unitaria del hormigón en la resistencia máxima e_{psc0} de 0.0024, la cual da un módulo del hormigón inicial (E_o) igual al definido por el ACI 318S-14 [62], una resistencia al aplastamiento del hormigón f_{pcu} igual a $0.2f_{pc}$ y una deformación unitaria del hormigón en la resistencia al aplastamiento e_{psu} de 0.008, según la recomendación de Pugh et al. [34]. Los parámetros para el hormigón confinado f_{pc} y e_{psc0} se determinaron usando el modelo de Saatcioglu y Razvi [65], considerando el área, configuración y espaciamiento del refuerzo transversal. Los parámetros restantes (f_{pcu} and e_{psu}) se asumieron igual a $0.2f_{pc}$ y a la deformación de compresión ϵ_{20} del modelo de Saatcioglu and Razvi [65], respectivamente, como es recomendado por Pugh et al. [34]. La relación entre la pendiente de descarga y la pendiente inicial λ se seleccionó igual a 0.1. La resistencia a la tensión del hormigón f_t se definió como $0.33\sqrt{f'_c}$ MPa, como es recomendado por Wong et al. [66] y la rigidez de ablandamiento en tensión E_{ts} se definió como $0.05E_o$, como es recomendado por Yassin [64]. La figura 4-3 muestra la curva esfuerzo-deformación del hormigón en compresión usada para los muros en el edificio B2. La Tabla 4-1 resume los parámetros utilizados para simular el hormigón no confinado y confinado de los muros.

Vale la pena mencionar que el estudio validación experimental del MVLEM presentado por Orakcal y Wallace [26] indica que los resultados analíticos producidos usando el *ConcreteCM* coinciden mucho mejor con los resultados experimentales, que los producidos con el *Concrete02*. Sin embargo, problemas de convergencia fueron encontrados con el *ConcreteCM* al correr los IDAs de los edificios de estudio, por lo que el modelo *ConcreteCM* (del capítulo 2) no se usó más en el resto de la investigación.

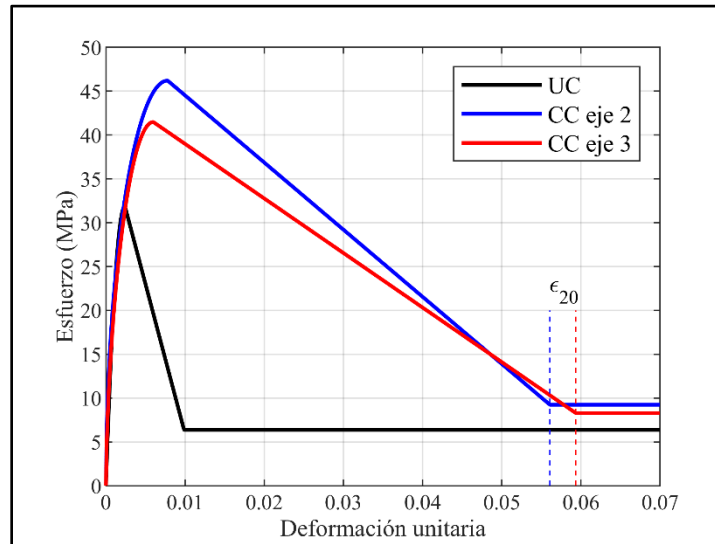


Figura 4-3. Curva esfuerzo-deformación unitaria del hormigón para los muros del edificio B2. UC significa hormigón no confinado y CC significa hormigón confinado.

Tabla 4.1. Parámetros del material Concrete 02 para el hormigón no confinado y confinado de los muros.
Unidades MPa.

Parám.	Hormigón no confinado (Todos los edificios)	Hormigón confinado						
		B1	B2	B3	B3	B3	B4	
		Ejes 2 y 5	Ejes 2 y 5	Ejes 3 y 4	Ejes 1 y 6	Ejes 2 a 5	Ejes 1 y 6	Ejes 2 a 5
f_{pc}	-31.872	-43.465	-46.203	-41.481	-41.474	-43.465	-41.466	-43.816
e_{psc0}	-0.0024	-0.00673	-0.0078	-0.00599	-0.00599	-0.00673	-0.00598	-0.00686
f_{pcu}	-6.374	-8.693	-9.241	-8.296	-8.295	-8.693	-8.293	-8.763
e_{psU}	-0.008	-0.0596	-0.0561	-0.0593	-0.0582	-0.0596	-0.0572	-0.0646
λ	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
f_t	1.863	1.863	1.863	1.863	1.863	1.863	1.863	1.863
E_{ts}	1326.699	1326.699	1326.699	1326.699	1326.699	1326.699	1326.699	1326.699

La respuesta cíclica del acero de refuerzo fue modelada con el material Hysteretic de OpenSees [12] con un factor de pinching de fuerza-deformación y rigidez de descarga degradada basada en la ductilidad. Una resistencia a la fluencia esperada de 481.90 MPa se usó como es recomendado por el TBI [60]. Un valor de deformación unitaria de 0.05 se seleccionó para la ruptura para considerar la fatiga por carga cíclica, como es recomendado por Gogus y Wallace [13]. Un valor de deformación unitaria de compresión de 0.008 para el hormigón no confinado o la deformación unitaria ϵ_{20} del modelo de Saatcioglu y Razvi [65] para el hormigón confinado se seleccionó para la falla debido a pandeo del acero de tensión, como es recomendado por Pugh et al. [34]. La Figura 4-4 muestra la curva esfuerzo-deformación unitaria del acero en tensión y en compresión usada para los muros del edificio B2. La Tabla 4-2 resume los parámetros utilizados para simular el acero de refuerzo de los muros. En la tabla los pares (s1p, e1p), (s2p, e2p) y (s3p, e3p) son el esfuerzo y deformación unitaria del acero en el primero, segundo y tercer punto de la curva en dirección positiva, respectivamente. De igual manera, los pares (s1n, e1n), (s2n, e2n) y (s3n, e3n) son el esfuerzo y deformación unitaria del acero, pero en dirección negativa. Para los parámetros restantes del material Hysteretic: factor de pinching para deformación unitaria (pinchx), factor de pinching para esfuerzo (pinchy), daño debido a ductilidad (damage1), y daño debido a

energía (damage2) se usó los valores por defecto que recomienda OpenSees [12]. Vale la pena mencionar que las deformaciones unitarias de ruptura y pandeo del acero e_{2p} y e_{2n} , respectivamente, son diferentes conforme al comportamiento del acero considerado en este estudio (ver Figura 4-4).

En el capítulo 2 se usó para simular el comportamiento del acero el material SteelMPF y los modelos analíticos de los muros no incluyeron la simulación del pandeo o ruptura del acero de refuerzo. Sin embargo, para los edificios de estudio, con el fin de definir cuando se alcanza su colapso estructural, se incluyó en el modelo la simulación del pandeo y ruptura de las barras de refuerzo de los muros. La implementación de estos modos de falla del acero fue más conveniente con el material Hysteretic que con el material SteelMPF, ya que el primero permite ingresar una resistencia residual del acero, después de alcanzar la resistencia máxima, lo que mejoró la convergencia de los IDAs. Por lo tanto, el material SteelMPF (del capítulo 2) no se usó más en el resto de la investigación.

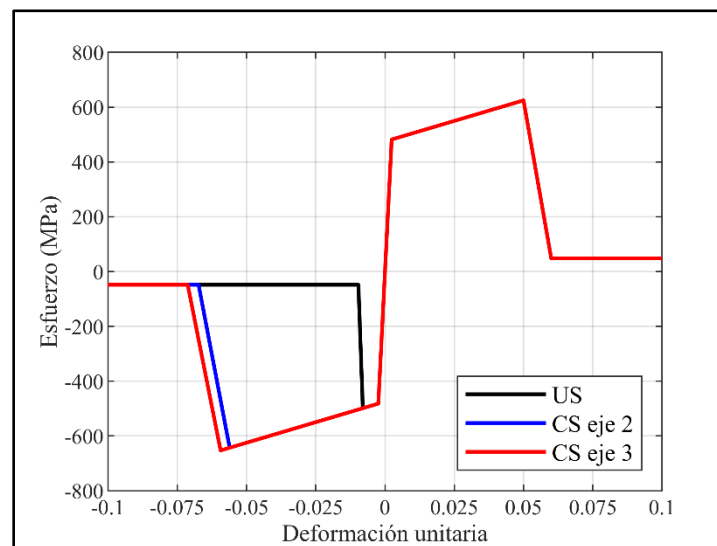


Figura 4-4. Curva esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo en tensión o compresión para los muros del edificio B2. US significa acero en hormigón no confinado y CS significa acero en hormigón confinado.

Tabla 4.2. Parámetros del material Hysteretic para el acero de refuerzo de los muros. Los esfuerzos están en MPa.

Parám.	Acero en h.	Acero en hormigón confinado						
	no conf. (Todos los edificios)	B1	B2	B3	B3	B4	B4	
s1p	481.899	481.899	481.899	481.899	481.899	481.899	481.899	481.899
e1p	0.00241	0.00241	0.00241	0.00241	0.00241	0.00241	0.00241	0.00241
s2p	624.671	624.671	624.671	624.671	624.671	624.671	624.671	624.671
e2p	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
s3p	48.190	48.190	48.190	48.190	48.190	48.190	48.190	48.190
e3p	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06
s1n	-481.899	-481.899	-481.899	-481.899	-481.899	-481.899	-481.899	-481.899
e1n	-0.00241	-0.00241	-0.00241	-0.00241	-0.00241	-0.00241	-0.00241	-0.00241
s2n	-498.671	-656.471	-642.881	-652.691	-649.361	-653.471	-646.151	-668.351
e2n	-0.008	-0.0596	-0.0561	-0.0593	-0.0582	-0.0596	-0.0572	-0.0646
s3n	-48.190	-48.190	-48.190	-48.190	-48.190	-48.190	-48.190	-48.190
e3n	-0.0096	-0.0715	-0.0673	-0.0712	-0.0699	-0.0715	-0.0686	-0.0775

4.4 Modelación de los muros estructurales

Hay una amplia variedad de modelos que han sido usados para simular el comportamiento no lineal de muros de hormigón armado [67,68]. Estos incluyen modelos de plasticidad concentrada, modelos de fibras (por ejemplo, Taucer et al. [69], Vásquez et al. [29]), modelos de elemento de varias líneas verticales (por ejemplo, Orakcal et al. [25], Kolozvari et al. [11]) y modelos más complejos tales como el modelo de armadura (por ejemplo, Lu and Panagiotou [70], Arteta et al. [71]) o el modelo de elementos finitos (por ejemplo, Rojas et al. [72]). En este estudio, los muros de los cuatro edificios se caracterizaron por ser muros esbeltos con relaciones de aspecto mayores que 2.0. Por lo tanto, ellos son muros controlados por flexión, donde el corte no afecta significativamente a la respuesta estructural. En consecuencia, el comportamiento no lineal de cada muro fue simulado usando el MVLEM sin interacción flexión-corte desarrollado por Orakcal et al. [25].

Para la discretización de los muros a lo largo de la altura, es conveniente que la altura del elemento sea cercana a la longitud de articulación plástica esperada de los muros [73]. Basado en este criterio y considerando una longitud de articulación plástica igual a $0.5L_w$ [73], donde L_w es la longitud del muro, dos elementos MVLEM por piso fueron usados para todos los muros, como se muestra en la Figura 4-1 para el edificio B2. Para la discretización de los muros a lo largo de la longitud, es conveniente tener al menos una macrofibra exterior para representar cada elemento de borde, y al menos dos macrofibras interiores para representar el panel central [41]. De acuerdo con este criterio, entre 7 y 11 macrofibras se usaron para la discretización de la sección transversal de los muros rectangulares, mientras que para los muros T entre 19 y 20 macrofibras fueron usadas. El número de macrofibras depende de la longitud de los muros y los elementos de borde. Un mayor número de macrofibras se asignó para el ala de los muros T porque se espera que el eje neutro esté dentro del ala cuando el ala está sujeta a compresión. La Figura 4-5 muestra la discretización de la sección transversal de los muros rectangulares de los ejes 1 y 3, y del muro T del eje 2 en el edificio B2. El número de fibras es considerado adecuado para describir las secciones transversales de los muros. Un valor de 0.4 fue escogido para el parámetro c que define el centro de rotación relativo para cada elemento muro, acorde la recomendación de Vulcano et al. [30] y Orakcal y Wallace [26].

Siguiendo las recomendaciones de Lowes et al. [40], Pugh et al. [34] y el NIST [67], el comportamiento a corte de los muros se modeló usando una relación elástica-lineal, con el valor del módulo de corte efectivo $G_{eff} = 0.1G_c = 0.04E_c$ en la región de articulación plástica y $G_{eff} = 1.0G_c = 0.4E_c$ en otras regiones. Para la definición de G_{eff} , la región de articulación plástica de los muros se asumió que ocurre en el primer piso para todos los muros.

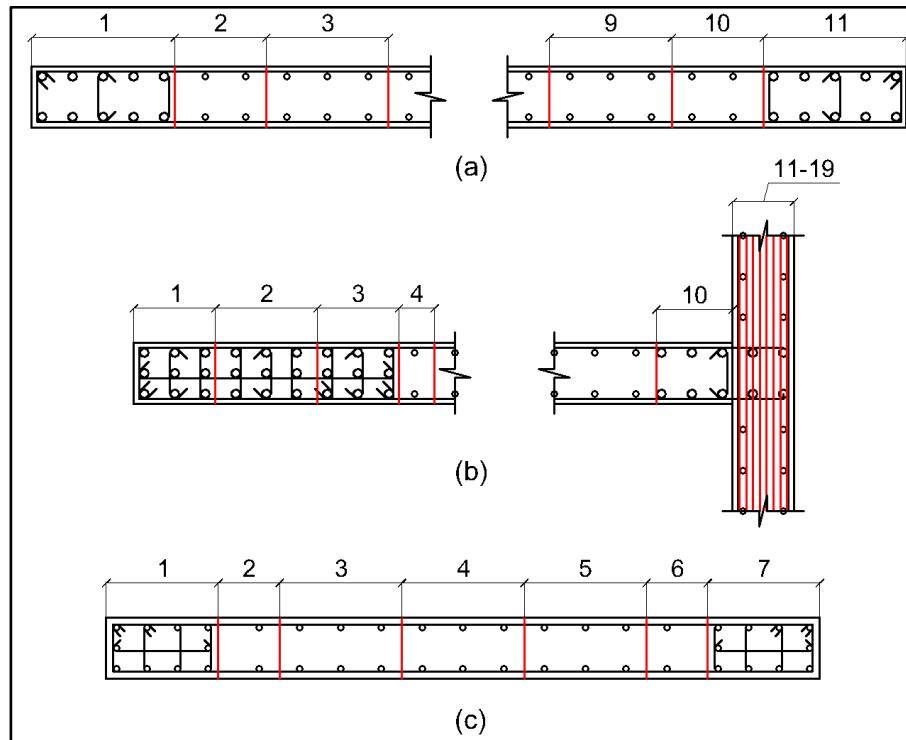


Figura 4-5. Discretización en fibras de la sección transversal de los muros en el edificio B2: (a) muros rectangulares en los eje 1 y 6; (b) muros T en los eje 2 y 5; (c) muros rectangulares en los eje 3 y 4.

El modelo numérico de OpenSees fue validado con dos especímenes de muros aislados: el muro rectangular WSH6 probado por Dazio et al. [36] y el muro T TW2 probado por Thomsen and Wallace [38]. La respuesta carga- deformación predicha por el MVLEM fue razonablemente buena cuando se comparó con los resultados de los ensayos. Vale la pena mencionar que en el estudio de la modelación de muros de HA, Orakcal y Wallace [26] compararon las deformaciones unitarias predichas y medidas para el muro TW2. Ellos encontraron que el MVLEM subestima las deformaciones unitarias en compresión porque el modelo no considera la interacción flexión-corte y sobreestima las deformaciones de tensión cuando el ala está en tensión porque el modelo no puede capturar la variación de las deformaciones unitarias longitudinales a lo largo del ala del muro. Se espera que este inconveniente con las deformaciones unitarias no afecte significativamente la respuesta de los muros T de los edificios B1 y B2 porque: 1) los muros T de los edificios B1 y B2 son muy esbeltos, con relaciones de aspecto (h/l_w , donde h es la altura del muro y l_w es la longitud del muro) de 8.0 y 10.4, respectivamente, por lo tanto la interacción flexión-corte será baja, y 2) Las deformaciones unitarias máximas en los muros son usadas para la verificación del colapso, cuando el ala del muro T está en tensión. En el muro TW2, las

deformaciones unitarias de tensión medidas en el ensayo fueron máximas en la intersección ala-alma y menores hacia los extremos del ala, mientras que la deformación unitaria de tensión predicha por el modelo de Orakcal y Wallace [26] fue uniforme en toda el ala. La diferencia entre la deformación unitaria a tensión predicha y la deformación unitaria a tensión máxima medida en el ala fue 16% para un 2.0% de deformación de entrepiso, lo cual se considera como una diferencia razonable.

4.5 Definición del colapso

La definición del colapso puede ser expresada en términos de diferentes cantidades de respuesta, tanto locales (por ejemplo, fuerzas en elementos) y globales (deformación de cubierta o deformación de entrepiso). El colapso implica que la estructura es incapaz de mantener la carga de gravedad [74]. Generalmente, el colapso ocurre si los elementos que resisten carga vertical fallan debido a un exceso de alguna deformación admisible. El colapso puede también ser causado por inestabilidad dinámica lateral. La inestabilidad dinámica ocurre cuando un pequeño incremento en la intensidad de movimiento del terreno causa un gran incremento en los desplazamientos laterales del edificio. La investigación de Dabaghi et al. [10] ha mostrado que la inestabilidad dinámica no es suficiente para identificar el colapso de un edificio con muros estructurales, y que parámetros de respuesta locales y globales deben ser usados para considerar los modos de falla no simulados. En este estudio, el colapso de un edificio ocurre cuando una de las siguientes condiciones es satisfecha: i) ocurre inestabilidad dinámica, ii) 50% de los muros fallan en un piso del edificio, debido a pandeo o fractura del acero, o debido a aplastamiento del hormigón, y iii) los muros del edificio fallan debido a carga axial. Esta última falla se asume que ocurre cuando la deformación relativa de techo alcanza el 5%. En la evaluación de la seguridad sísmica edificios de muros de hormigón armado, Gogus y Wallace [13], usando un modelo desarrollado para predecir la falla axial para machones de muros reforzados levemente estimaron diferentes valores de deformación relativa de techo de falla a carga axial según el número de pisos de un edificio. Una deformación relativa de 5% encontraron que causa la falla axial a los muros de edificios de más de 4 pisos. Aunque el criterio de falla a carga axial de los muros es fácil de revisar, sin embargo, la deformación relativa de techo puede también estar asociada a una pérdida de la capacidad de carga lateral. Por lo que, usar la carga axial de los muros o la deformación

unitaria axial en el centroide podría ser una manera alternativa para revisar la falla axial de los muros.

Las fallas en los muros debido a pandeo, fractura del acero o aplastamiento del hormigón se resumen como sigue:

- Fractura del acero de refuerzo: La deformación unitaria en tensión usada para definir la ruptura del acero de refuerzo en una macrofibra se tomó como 0.05 según recomendaciones de Gogus y Wallace [13] y Parra y Moehle [75], para tomar en cuenta la fatiga a bajo ciclaje. El valor de 0.05 se seleccionó considerando que los muros se diseñaron y detallaron para comportamiento dúctil.
- Pandeo del acero de refuerzo y aplastamiento del hormigón: Para un muro con hormigón confinado, ambos el pandeo del acero de refuerzo y el aplastamiento del hormigón se asumieron que ocurren cuando la deformación unitaria a compresión en una macrofibra alcanza la deformación unitaria de aplastamiento del hormigón, la cual se tomó como ϵ_{20} del modelo de Saatcioglu y Razvi [65], acorde a Pugh et al. [34] (ver Figura 4-3). Los valores de ϵ_{20} de los muros para todos los edificios variaron desde 0.0561 a 0.0646 (ver Tabla 4-1). Para muros no confinados, la deformación unitaria de aplastamiento se tomó como 0.008, como es recomendado por Pugh et al. [34]. Vale la pena mencionar que el pandeo del acero de refuerzo y el aplastamiento del hormigón ocurren al mismo tiempo en el modelo analítico debido a: i) una macrofibra incluye ambos acero y hormigón y ii) ambas fallas son asumidas que ocurren en ϵ_{20} .

5 EFECTO DE LA RIGIDEZ EN LA SEGURIDAD SÍSMICA

5.1 Introducción

En este capítulo se evalúa el efecto de la rigidez en la sobrerresistencia y capacidad de ductilidad de desplazamiento, fragilidad, y la probabilidad de colapso en 50 años. La seguridad sísmica se cuantifica para dos estados límites: el de seguridad de la vida y el colapso.

5.2 Efecto de la rigidez en la sobrerresistencia y ductilidad de desplazamiento

El efecto de la rigidez en el factor de sobrerresistencia (Ω_o) y la ductilidad de desplazamiento (μ) de los edificios se evalúa con un análisis estático no lineal, también conocido como análisis pushover. El factor de sobrerresistencia se define como la relación entre la capacidad de cortante en la base máximo V_{max} y el cortante en la base de diseño V_u ($\Omega_o = V_{max}/V_u$). La ductilidad de desplazamiento se define como la relación entre la deformación de techo última Δ_u y la deformación de techo de fluencia Δ_y ($\mu = \Delta_u/\Delta_y$). La carga gravitacional considerada para el análisis fue la carga muerta más el 25% de la carga viva, según el NIST [48]. Los análisis estáticos no lineales se ejecutaron usando la distribución de fuerza lateral definida en el ASCE/SEI 41-06 [76], la cual es proporcional al producto de la masa de entrepiso y a la forma modal fundamental de cada edificio. La Figura 5-1 muestra la relación fuerza-desplazamiento para los cuatro edificios. La figura muestra también el punto donde el colapso es predicho, acorde al criterio de colapso definido en la sección anterior. Este punto define la deformación de techo última para cada edificio. Par los cuatro edificios de estudio, la condición ii) de este criterio fue la que causó el colapso. Esta condición implica que el 50% de los muros han fallado en un piso del edificio, debido a pandeo o fractura del acero, o debido a aplastamiento del hormigón. El punto de fluencia también se muestra en la Figura 5-1. Este punto se define como la deformación de techo para la cual se identifica la primera fluencia en algún muro. La Tabla 5-1 resume los resultados del análisis estático no lineal.

La Figura 5-1 y la Tabla 5-1 muestran que cuando la rigidez decrece, el factor de sobrerresistencia disminuye. Esta disminución se explica en parte por la eliminación de los muros T en los edificios con rigidez más pequeña (B3 y B4). Si se compara los edificios con

el mismo tipo de muros, la sobrerresistencia muestra una reducción modesta. Por ejemplo, si los edificios B1 con muros T y B4 con muros rectangulares se comparan, la sobrerresistencia decrece en 20.7%. Sin embargo, si los edificios B1 y B2 (los cuales tienen muros T) se comparan, la sobrerresistencia decrece levemente en 3.4%. Asimismo, si los edificios B3 y B4 (los cuales tienen muros rectangulares) se comparan, la sobrerresistencia decrece en 6.6%. Valores de ductilidad de desplazamiento (μ) mayores que 4.0 se obtuvieron para todos los edificios. Se observa que la ductilidad de desplazamiento se incrementa cuando la rigidez decrece. Por ejemplo, la ductilidad de desplazamiento del edificios B4 es 34.1% mayor que la del edificio B1. Este aumento en la ductilidad de los edificios más flexibles se explica por: 1) la reducción en la longitud de los muros requerida para reducir la rigidez, la cual mejora la capacidad de rotación de los elementos, y 2) los muros de estos edificios tienen elementos especiales, los cuales mejoran su capacidad de rotación a flexo-compresión.

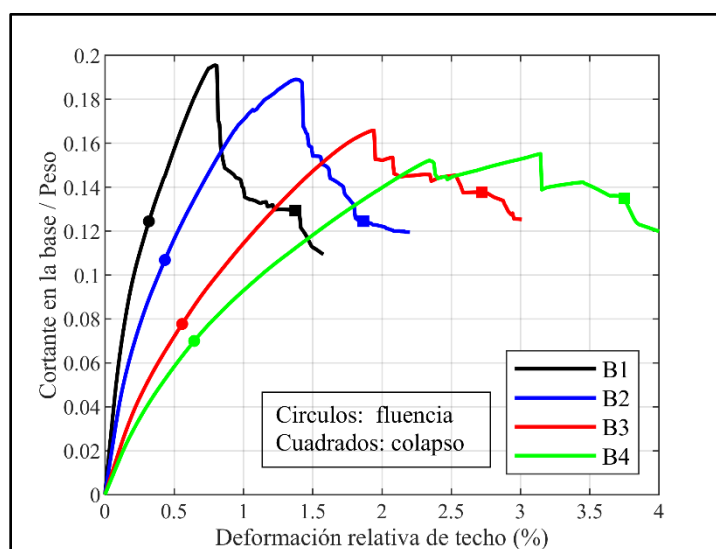


Figura 5-1. Relaciones fuerza-desplazamiento para los cuatro edificios de estudio.

Tabla 5.1. Resumen de resultados del pushover para los cuatro edificios de estudio

Edificio	V_u/W (%)	V_y/W (%)	V_{max}/W (%)	Ω_o -	Δ_y (%)	Δ_u (%)	μ -	μ^* -
B1	7.35	12.44	19.55	2.66	0.317	1.375	4.34	1.39
B2	7.35	10.69	18.91	2.57	0.433	1.865	4.31	1.52
B3	7.35	7.77	16.58	2.26	0.558	2.721	4.88	1.37
B4	7.35	7.00	15.52	2.11	0.644	3.750	5.82	1.63

Debido a que la ductilidad de desplazamiento se ve afectada por la definición utilizada para establecer las deformaciones Δ_y y Δ_u , la Tabla 5-1 muestra, una segunda ductilidad de desplazamiento (μ^*) para cada edificio. Esta ductilidad se calcula considerando: i) Δ_y como la deformación correspondiente al punto de fluencia de un sistema elásto-plástico equivalente con rigidez reducida calculada como la rigidez secante en el 75% de la carga lateral máxima del sistema real [74,77], y ii) Δ_u como la deformación correspondiente a la deformación post-peak cuando la capacidad de carga ha sufrido una reducción del 10% [74,77]. La Figura 5-2 muestra la relación idealizada fuerza-desplazamiento resultante junto con los puntos de cedencia y colapso para el caso del edificio B2. Comparando con las definiciones iniciales para Δ_y y Δ_u , estas últimas consideran para el cálculo de Δ_y una mayor reducción en la rigidez estructural, debido al agrietamiento en el rango elástico, y para el cálculo de Δ_u solo una pequeña disminución en la capacidad de carga.

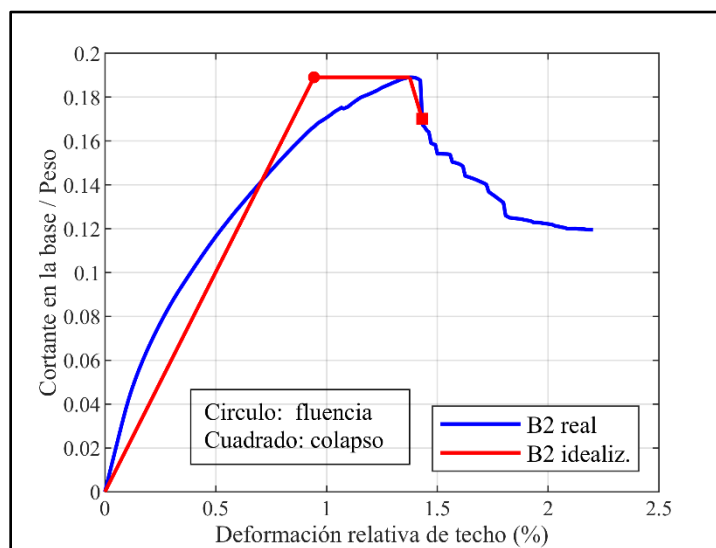


Figura 5-2. Relación fuerza-desplazamiento real e idealizada para el edificio B2.

Se puede observar en la Tabla 5-1 que los nuevos valores de ductilidad de desplazamiento (μ^*) son significativamente menores que los calculados originalmente, indicando que los edificios de estudio tienen poca ductilidad, a pesar de cumplir con las disposiciones del código DS60 [22]. Dos razones podrían explicar la poca ductilidad de los edificios de estudio. La primera razón es porque los edificios de estudio tienen una gran reserva de resistencia contra las cargas laterales, la cual llevó a un comportamiento no dúctil (frágil) y redujo su capacidad de deformación. Los edificios de estudio tienen una gran reserva de resistencia por

las siguientes razones: i) La resistencia esperada del hormigón es mayor que la resistencia especificada (por ejemplo, para los muros T confinados del edificio B2, la resistencia esperada fue 46.2 MPa, la cual es un 85% mayor que la resistencia especificada, 25 MPa), y ii) la acción de acoplamiento entre los muros y losas en cada nivel de piso a lo largo del corredor central, la cual tuvo un impacto significativo en el comportamiento sísmico, proporcionando resistencia adicional a expensas de reducir la ductilidad de desplazamiento de los edificios.

La segunda razón de la poca ductilidad está relacionada con la falla temprana de varios muros debido a una falta de confinamiento, y a un ancho insuficiente de los cabezales de los muros T. Las Figuras 5-3 a 5-5 muestran para el edificio B2, la variación de la deformación unitaria, el esfuerzo del acero y el esfuerzo del hormigón, respectivamente, en función de la deformación relativa de techo, en las fibras de borde de los elementos MVLEM, de cada muro en la planta baja. De acuerdo con el criterio de colapso de la sección 4-5 y la Tabla 5-1 el edificio B2 alcanza el colapso a una deformación relativa de techo de 1.87%. Debido a la falta de confinamiento del muro W2, este muro en la fibra 11 es el primero que supera la deformación máxima de compresión del hormigón no confinado (0.008) y por consiguiente falla por aplastamiento. Luego, al aumentar el desplazamiento lateral en el muro W1 en la fibra 1 se supera la deformación unitaria de ruptura del acero (0.05) y posteriormente en el muro W4 en la fibra 19 se supera la deformación máxima de compresión del hormigón (0.0561). La Figura 5-4 muestra que el muro W4 en la fibra 19 alcanza su resistencia máxima cerca del 1.5% de deformación relativa de techo y luego decae la resistencia rápidamente. Esta disminución de la resistencia del muro W4 provoca una caída súbita del esfuerzo del acero en los muros W4 fibra 1 y W6 fibra 1, como se puede ver en la Figura 5-5, lo cual a su vez produce una caída súbita de la curva pushover. Es probable que si el muro W4 en su borde libre tuviera un cabezal de mayor ancho (superior a 300 mm), no se produzcan las caídas súbitas de los esfuerzos del hormigón y del acero mencionadas, y aumente la ductilidad del edificio.

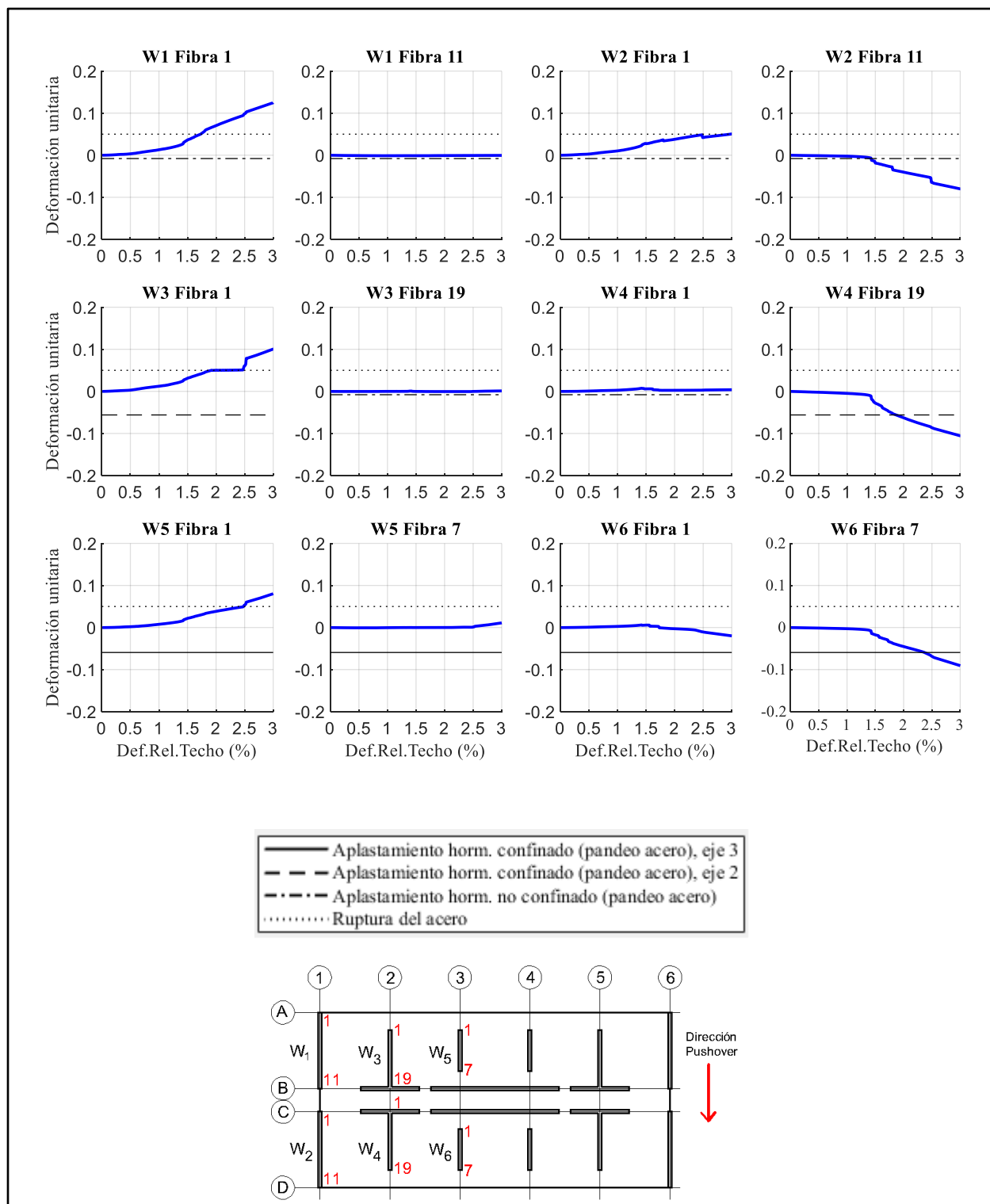


Figura 5-3. Deformaciones unitarias en 12 macrofibras de borde de los muros del edificio B2, obtenidas del análisis estático no lineal hasta una deformación relativa de techo del 3.0%.

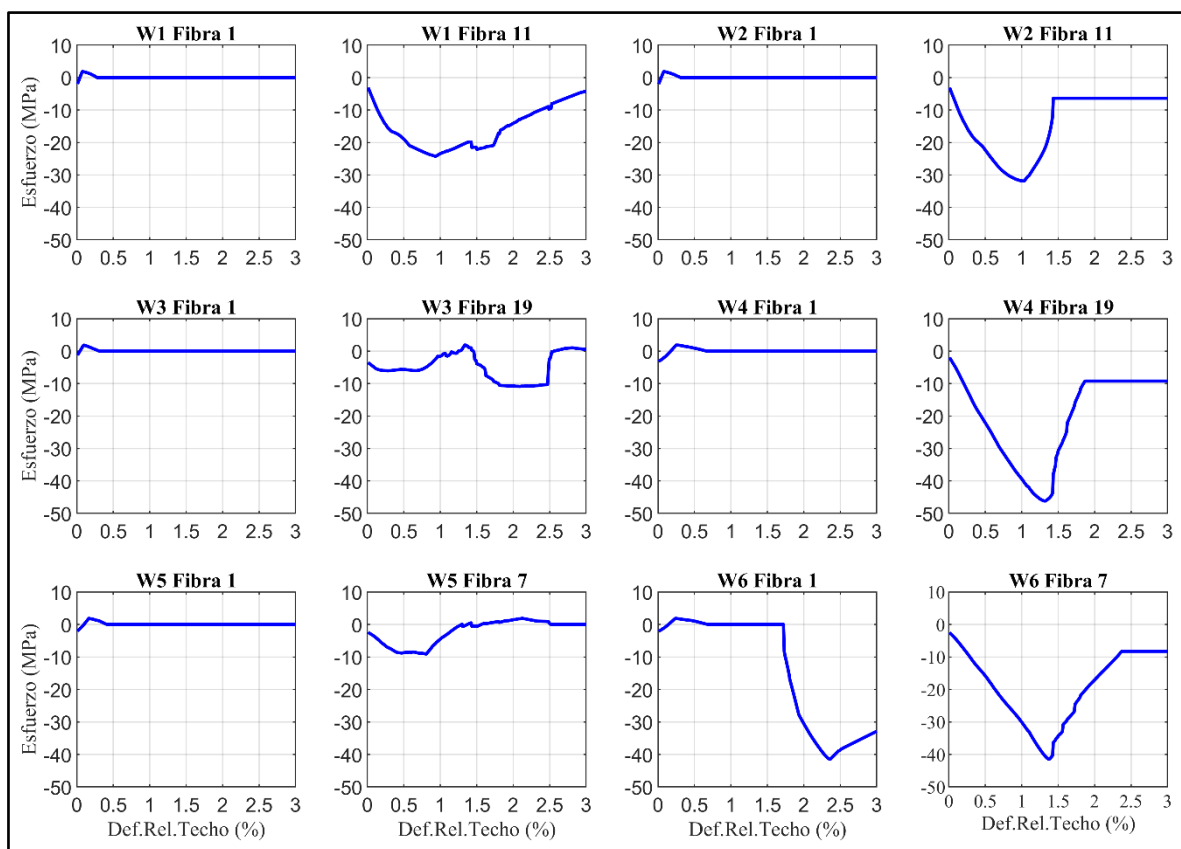
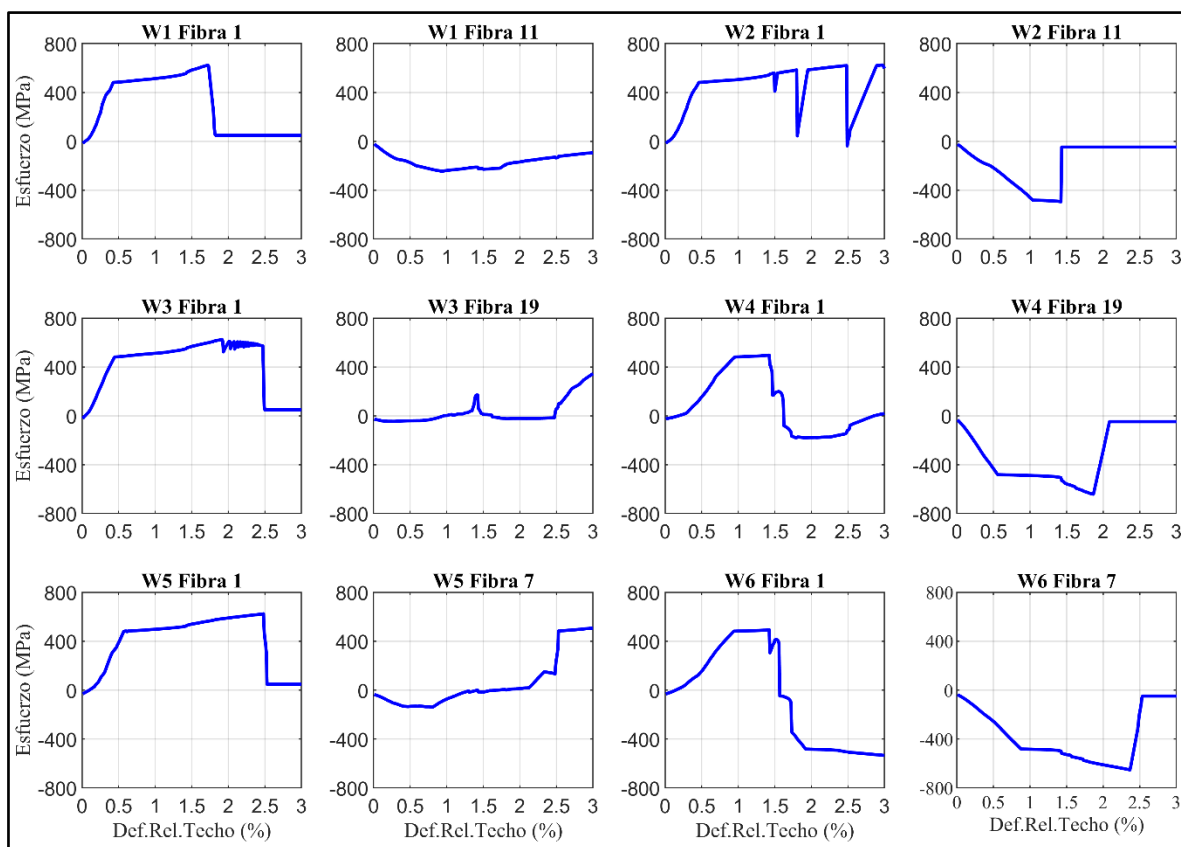


Figura 5-4. Esfuerzos del hormigón en 12 macrofibras de borde de los muros del edificio B2, obtenidas del análisis estático no lineal hasta una deformación relativa de techo del 3.0%.



.Figura 5-5. Esfuerzos del acero en 12 macrofibras de borde de los muros del edificio B2, obtenidas del análisis estático no lineal hasta una deformación relativa de techo del 3.0%.

5.3 Efecto de la rigidez en las curvas de fragilidad

Esta sección analiza el comportamiento sísmico del edificio B2 y muestra las curvas de fragilidad estimadas para los estados límites de LS y colapso.

5.3.1 Comportamiento sísmico del edificio B2

Para validar el modelo numérico, se muestra detalladamente la respuesta del edificio B2 sujeto a la componente NS registrada en la estación San Fernando durante el terremoto de Valparaíso. Se usó amortiguamiento de Rayleigh proporcional a la masa y a la rigidez tangencial, con una relación de amortiguamiento respecto al crítico igual al 2% en los períodos de $0.2T$ y $1.5T$, donde T es el período de vibración fundamental de cada estructura [48]. Las Figuras 5-6 a 5-8 muestran la respuesta estructural del edificio B2 para dos niveles de intensidad, los cuales llevan a la estructura a la fluencia y al colapso. La fluencia y el colapso ocurrieron para factores de escalamiento del movimiento del terreno resultantes en aceleraciones espectrales en el período fundamental igual a $S_a(T_1)=0.15g$ y $S_a(T_1)=0.55g$, respectivamente. La Figura 5-6 muestra la respuesta de la deformación de techo. Para el nivel de intensidad de fluencia, la deformación relativa de techo máxima es 0.33% y ocurre en 36.3 s. Para el nivel de intensidad asociado al colapso, las deformaciones de techo más grandes ocurren entre 20 y 30 s; la deformación de techo máxima es 1.8% y ocurre en 27.6 s.

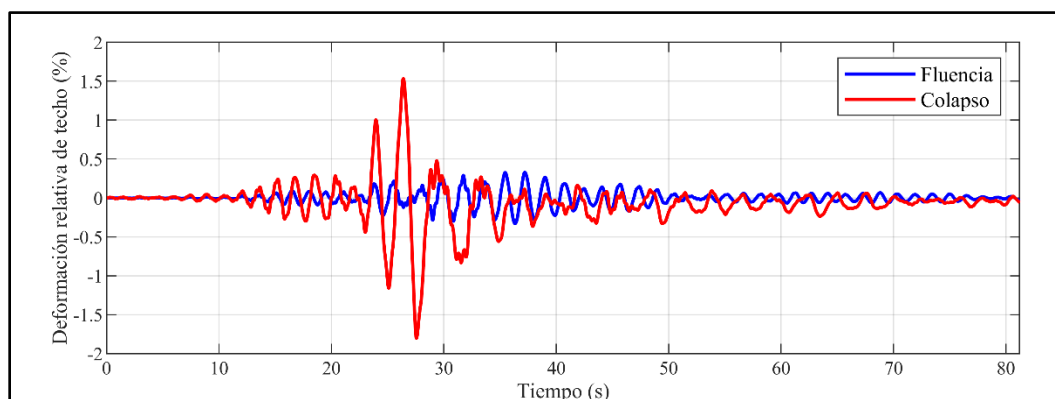


Figura 5-6. Deformación de techo versus tiempo para el edificio B2 sujeto al movimiento del terreno seleccionado.

La Figura 5-7 muestra los perfiles verticales de desplazamiento lateral máximo, deformación de entrepiso máxima y deformación de entrepiso tangencial máxima. En la fluencia, la respuesta en términos del desplazamiento lateral y deformación son muy similares cuando el edificio se deforma en las direcciones positiva o negativa. Sin embargo, en el colapso la respuesta esta sesgada hacia la dirección negativa. Adicionalmente, la Figura 5-7 muestra que la deformación de entrepiso es mayor en los pisos superiores. Sin embargo, vale la pena notar que tal deformación comprende dos componentes: i) una rotación de cuerpo rígido y ii) una deformación de piso. Cuando la deformación de entrepiso es calculada sin considerar la rotación de cuerpo rígido (esto es, cuando se calcula la deformación de entrepiso tangencial), la demanda de rotación llega a ser mayor en el primer piso, indicando que el daño se concentrará ahí (Figura 5-7c). La Figura 5-8 muestra los perfiles verticales de la fuerza cortante de piso máxima y la deformación unitaria longitudinal máxima en las macrofibras del borde del modelo analítico. La deformación unitaria longitudinal máxima es la mayor deformación unitaria obtenida en las macrofibras de borde de los MVLEM, ubicados en la misma altura, de todos los muros. En la fluencia, las mayores demandas de fuerza cortante son producidas cuando el edificio se deforma en la dirección positiva, mientras que en el colapso, las demandas son mayores en la dirección negativa, lo cual es consistente con el mayor desplazamiento observado en esa dirección. Finalmente, la Figura 5-8b muestra que las deformaciones unitarias máximas se concentran en el primer piso. Este resultado indica otra vez que el daño está concentrado en el primer piso, lo cual es consistente con los resultados de la deformación de entrepiso tangencial. Con el fin de identificar donde ocurre la plastificación en los demás edificios, en el apéndice D se muestra la deformación unitaria longitudinal máxima para los edificios B1, B3 y B4.

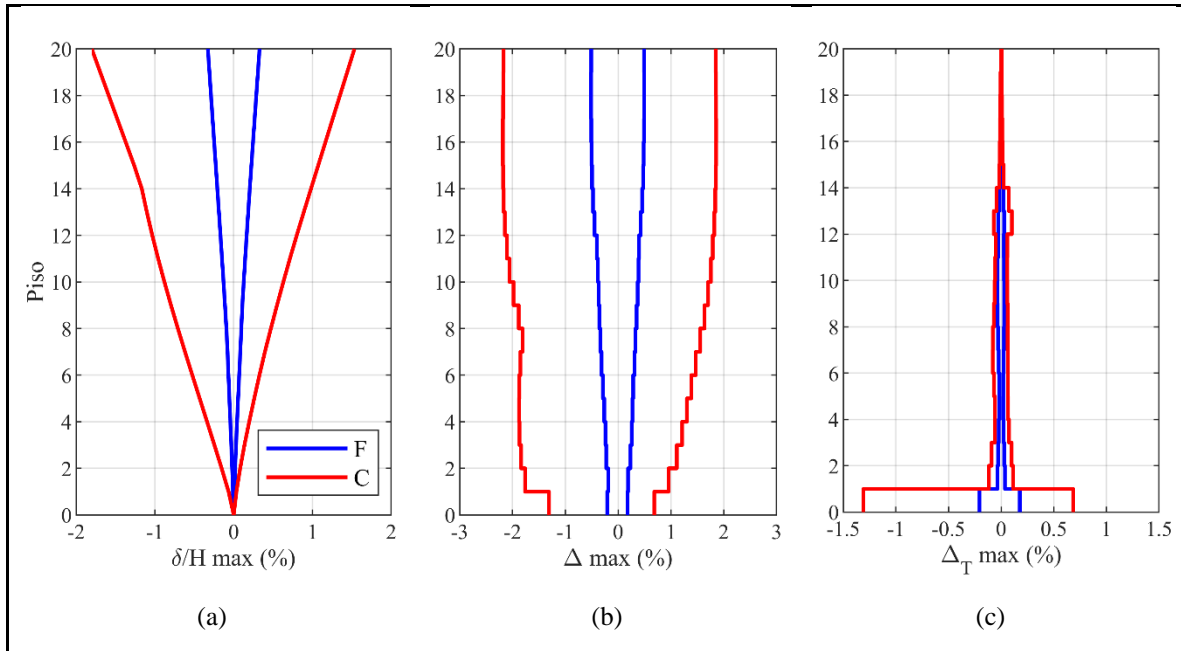


Figura 5-7. Perfiles verticales de respuesta máxima para el edificio B2 sujeto al movimiento del terreno seleccionado: (a) desplazamiento lateral (δ) normalizado por la altura (H) del edificio ; (b) deformación de entrepiso (Δ); (c) deformación de entrepiso tangencial (Δ_T). F representa fluencia y C colapso

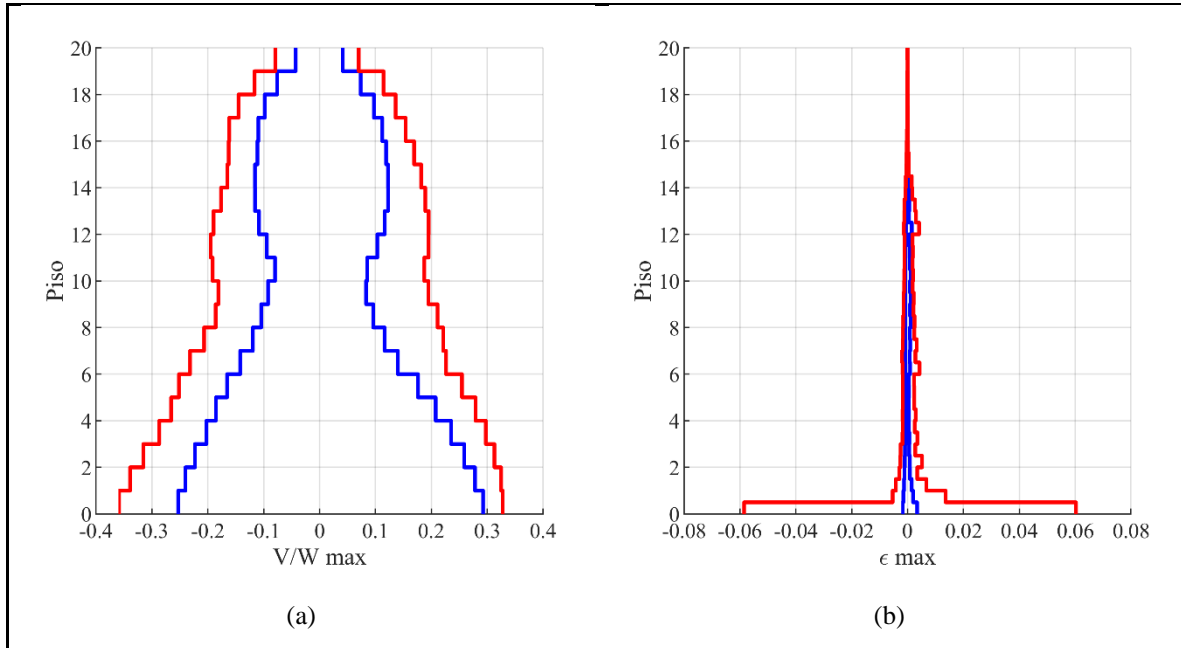
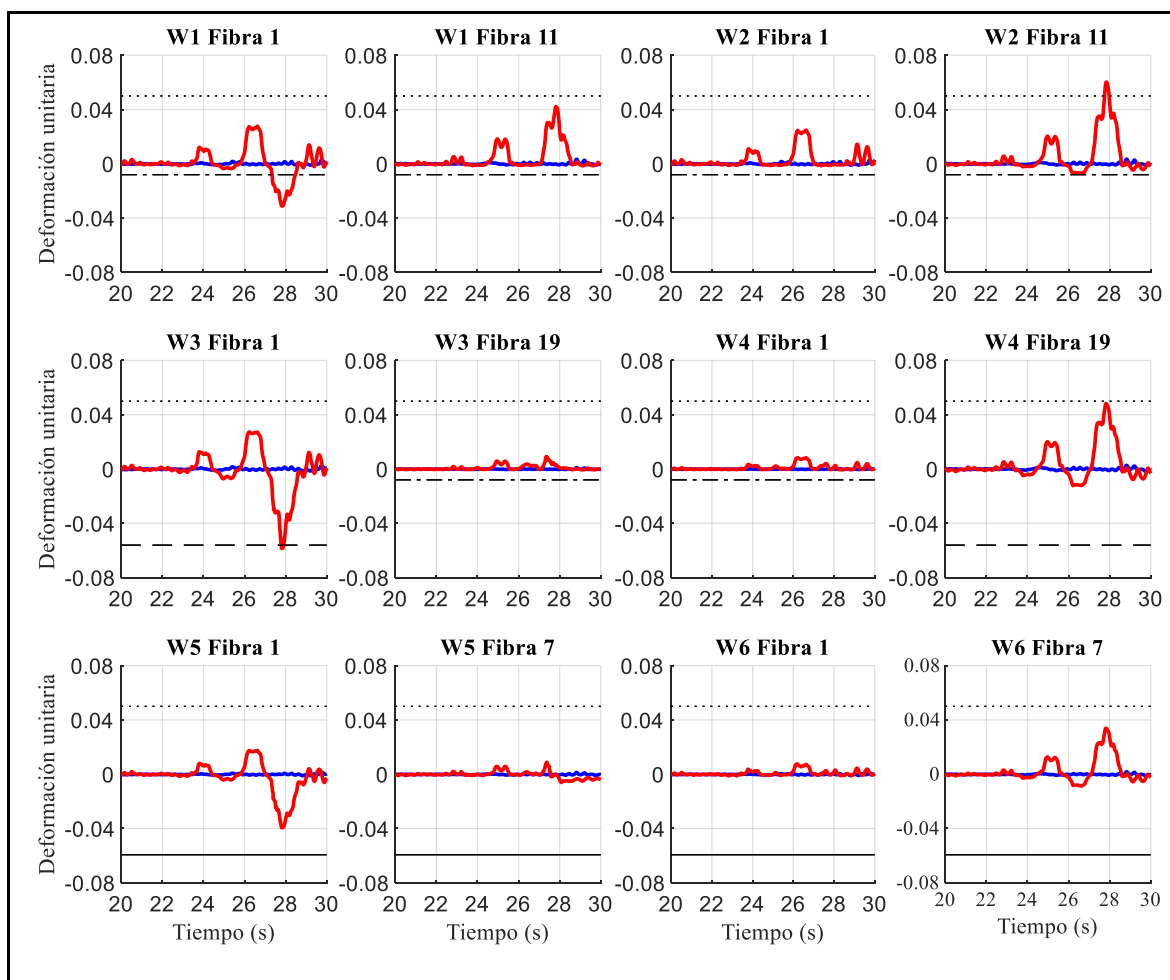


Figura 5-8. Perfiles verticales de respuestas máximas para el edificio B2 sujeto al movimiento del terreno seleccionado: (a) cortante de piso (V) normalizado por el peso (W); (b) deformación unitaria (ϵ) de tensión/compresión en las macrofibras del borde.

La Figura 5-9 presenta la historia de deformaciones unitarias desde 20 a 30 s en las fibras del borde de los elementos MVLEM de cada muro en el primer piso, para el registro seleccionado. En esta figura, W1 y W2 son los muros rectangulares superior e inferior del eje 1, W3 y W4 son los muros T superior e inferior del eje 2, y W5 y W6 son los muros rectangulares superior e inferior del eje 3. La numeración de las fibras de la sección transversal de los muros fue indicada en la Figura 4-5. Se nota que cuando el edificio se deforma en la dirección negativa, aproximadamente en 28 s: i) la deformación unitaria de compresión en la fibra 1 del muro W1 excede la deformación unitaria de aplastamiento para el hormigón no confinado (0.008), ii) la deformación unitaria de tensión en la fibra 11 del muro W2 excede la deformación de ruptura del acero (0.05), y iii) la deformación unitaria de compresión en la fibra 1 del muro W3 excede la deformación de aplastamiento del hormigón confinado (0.0593). Por lo tanto, tres muros fallan cuando el registro es escalado hasta $S_a(T_1)=0.55g$, por lo tanto el colapso se declara según el criterio presentado arriba.



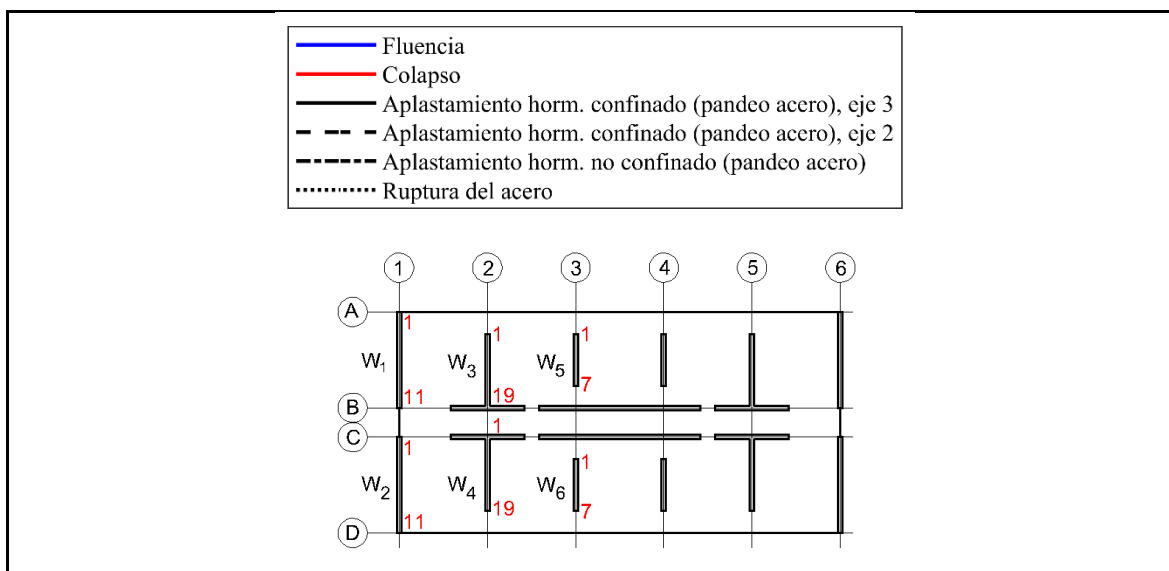


Figura 5-9. Historia de respuesta de la deformación unitaria en 12 macrofibras de borde de los muros en el edificio B2 sujeto al movimiento del terreno seleccionado.

5.3.2 Análisis dinámico incremental (IDA)

Con el fin de estimar las curvas de fragilidad de los edificios, se ejecutaron análisis dinámicos incrementales (IDAs) [78] para determinar el valor mínimo de la medida de intensidad (IM) que causa colapso. En este estudio, la pseudo aceleración espectral en el período fundamental de vibración $S_a(T_1)$ se escogió como la IM.

Los IDAs se condujeron usando 20 acelerogramas de diez registros de movimiento del terreno con dos componentes horizontales. Los registros se obtuvieron desde la base de datos de la Red Nacional de Acelerógrafos de la Universidad de Chile (RENADIC) y desde el Strong-Motion Virtual Data Center (VDC). El criterio de selección para los registros fue: tipo de fuente (subducción), magnitud de momento ($M_w > 6.5$), aceleración del terreno máxima ($PGA > 0.2g$), clase de sitio (tipo C según el DS 61 [23]) o tipo II según el NCh433 [54]), y distancia ($R > 10$ km). A veces, sin embargo, este criterio no se pudo satisfacer debido a que la base de datos es limitada para los registros Chilenos. La Tabla 5-2 muestra los registros seleccionados. La Figura 5-10 muestra los espectros de respuesta individuales y el espectro medio de las 20 componentes usadas, y la comparación con el espectro de diseño adoptado por el código para el edificio B2. Como se observa, el espectro de respuesta medio

encaja razonablemente bien con el espectro de diseño del código, con una aparente energía adicional en el rango de frecuencias altas.

Tabla 5.2. Registros sísmicos seleccionados para los cuatro edificios de estudio.

No.	Año	Mw	Sismo	Estación	Componente ¹	PGA ² (g)	Suelo ³
1	1985	7.8	Valparaiso	Melipilla	NS, EW	0.69, 0.53	II, -
2	1985	7.8	Valparaiso	San Fernando	NS, EW	0.34, 0.29	II, -
3	1997	6.8	Punitaqui	Illapel	L, T	0.27, 0.35	II, -
4	2001	8.4	Sur del Perú	Arica	NS, EW	0.21, 0.28	II, -
5	2001	8.4	Sur del Perú	Arica Costanera	L, T	0.34, 0.27	II, -
6	2005	7.9	Tarapaca	Iquique Plaza	L, T	0.24, 0.27	II, -
7	2005	7.9	Tarapaca	Poconchile	NS, EW	0.4, 0.32	II, -
8	2007	7.7	Tocopilla	Mejillones	NS, EW	0.42, 0.41	III, -
9	2010	8.8	Maule	Santiago Maipú	NS, EW	0.56, 0.49	-, C
10	2010	8.8	Maule	Hualañe	L, T	0.38, 0.45	II, C

¹Componente norte-sur, este-oeste, longitudinal o transversal

²PGA de la primera componente, PGA de la segunda componente

³Clase de suelo: NCH433-96, DS61

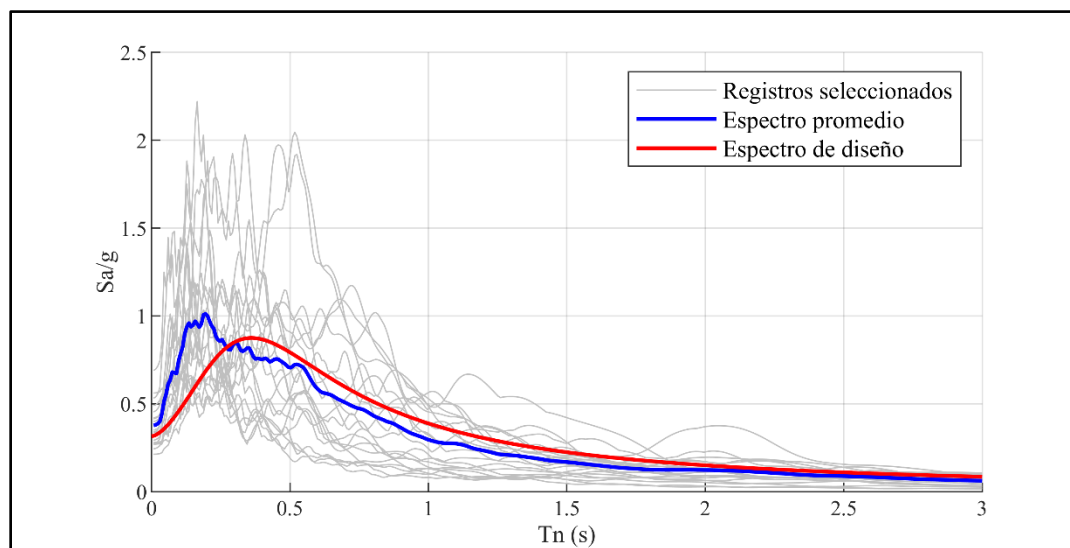


Figura 5-10. Espectro de respuesta del grupo de registros de movimiento del terreno y espectro de diseño elástico del edificio B2.

Los IDAs se condujeron incrementando las intensidades de movimiento del terreno gradualmente con incrementos de 0.05g para $S_a(T_1)$, hasta que el criterio de colapso sea satisfecho. La Figura 5-11 muestra las curvas IDA obtenidas para los cuatro edificios de estudio, junto con la identificación de los puntos de colapso. Para estos edificios, todos los

movimientos del terreno causaron colapso debido a la excedencia de los límites de deformación unitaria especificados.

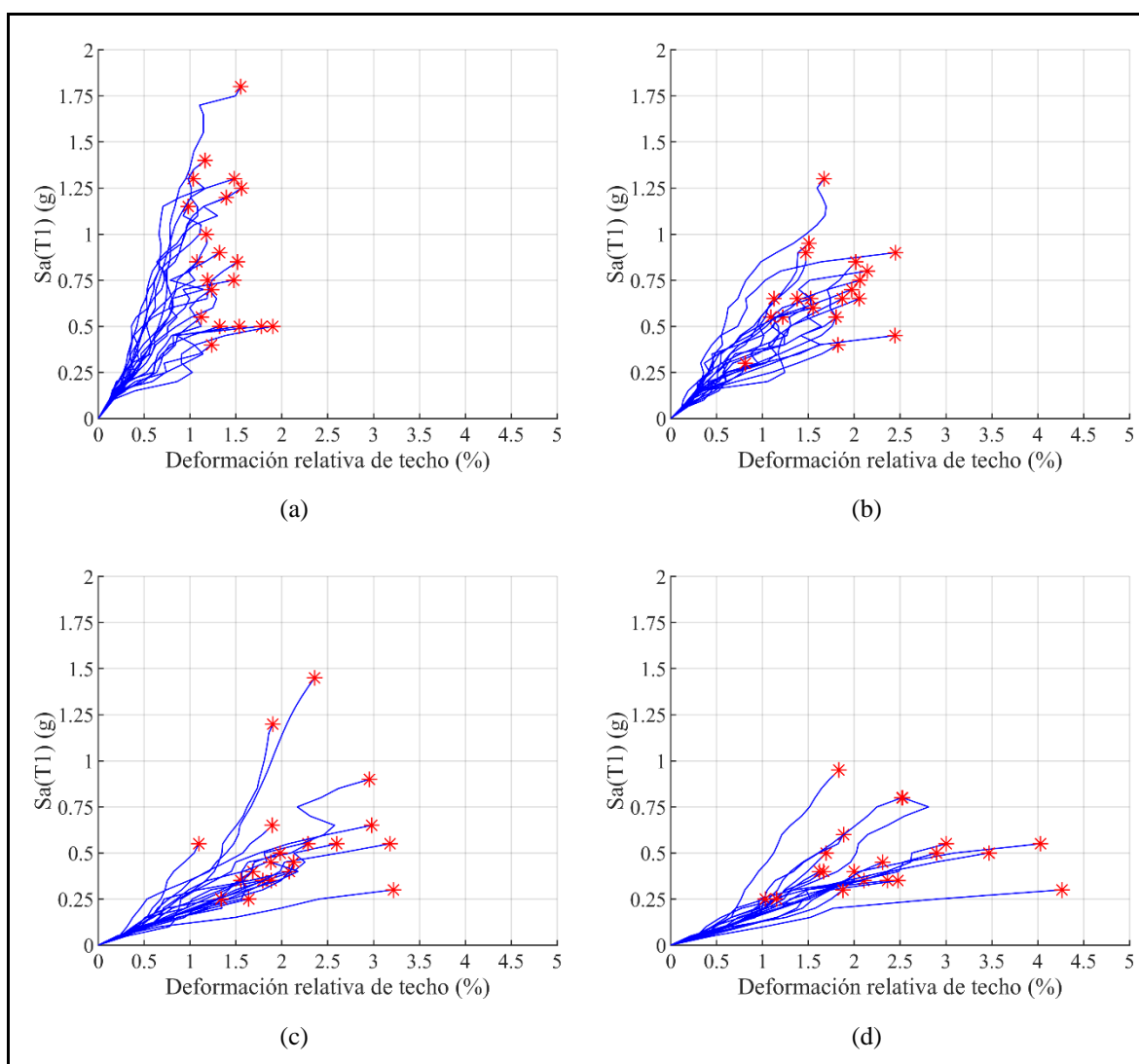


Figura 5-11. Curvas IDA para los cuatro edificios de estudio y la identificación de los puntos de colapso: (a) B1; (b) B2; (c) B3; (d) B4.

5.3.3 Curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad proveen la probabilidad que una estructura sobrepase un cierto estado de daño tal como la fluencia o el colapso, como una función de una IM. En este estudio, las curvas de fragilidad fueron estimadas para dos estados límites. El primer estado corresponde a el LS. Este estado límite incluye daño a los componentes estructurales, pero la estructura mantiene un margen contra el inicio del colapso. El estado límite LS es importante

para la sociedad, porque está relacionado con el control del daño y, por lo tanto, a las pérdidas económicas y resiliencia. Una deformación de techo de 0.8% se seleccionó para definir este límite en vez del 1.0% dado en el FEMA 356 [79], porque las simulaciones mostraron colapso para una deformación de techo mayor que 0.8%. El segundo estado límite está relacionado al colapso del edificio, el cual se definió en la sección 4.5.

Las simulaciones de los IDAs se usaron para determinar la probabilidad de alcanzar el estado límite LS y la probabilidad de colapso en una cierta IM., $P(LS|IM)$ y $P(C|IM)$, respectivamente. El gráfico de estas probabilidades corresponde a las curvas de fragilidad. A partir de las curvas de fragilidad, varias medidas para evaluar el desempeño pueden ser determinadas. En este estudio, el desempeño en el LS y en el colapso de los edificios se describió en términos de las siguientes medidas [80] :

- Coeficiente de margen: El coeficiente de margen de colapso (CMR) es la razón entre la intensidad de colapso mediana (χ_{S_a}) y la aceleración espectral en el período fundamental con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años ($Sa_{10/50}$). El coeficiente de margen de alcanzar el estado límite LS (LMR) fue obtenido mediante la razón entre la intensidad de LS mediana y $Sa_{10/50}$. Un valor grande del LMR o CMR indica una baja probabilidad de alcanzar el estado límite LS o el colapso, respectivamente, bajo un movimiento del terreno compatible con el nivel de diseño. Estos valores no son equivalentes a los que entrega el espectro de diseño mostrado en la Figura 5-10. Los valores de $Sa_{10/50}$ para cada edificio se obtuvieron desde las curvas de amenaza mostradas en la sección 5.4.1.
- Probabilidad condicionada en una intensidad sísmica: La probabilidad de alcanzar el estado límite LS en una intensidad de movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 10% de ser excedida en 50 años ($P(LS|Sa_{10/50})$) y la probabilidad de colapso en el mismo nivel de demanda ($P(C|Sa_{10/50})$) son obtenidas directamente desde las curvas de fragilidad. Estas medidas estiman el desempeño relativo a un movimiento del terreno compatible con el nivel de diseño.
- Tasa anual media y probabilidad en 50 años: Estas medidas son abordadas en la siguiente sección, porque un análisis de amenaza es requerido para su determinación.

La Figura 5-12 muestra las funciones de distribución acumulada (cdf, por sus siglas en Inglés) empíricas de los datos de $S_a(T_1)$ que causan los estados límites de LS y colapso para el edificio B2 junto con las cdf lognormal de ajuste a dichos datos empíricos. Se puede observar que para ambos estados límites, las cdf lognormal representan bastante bien a las cdf empíricas.

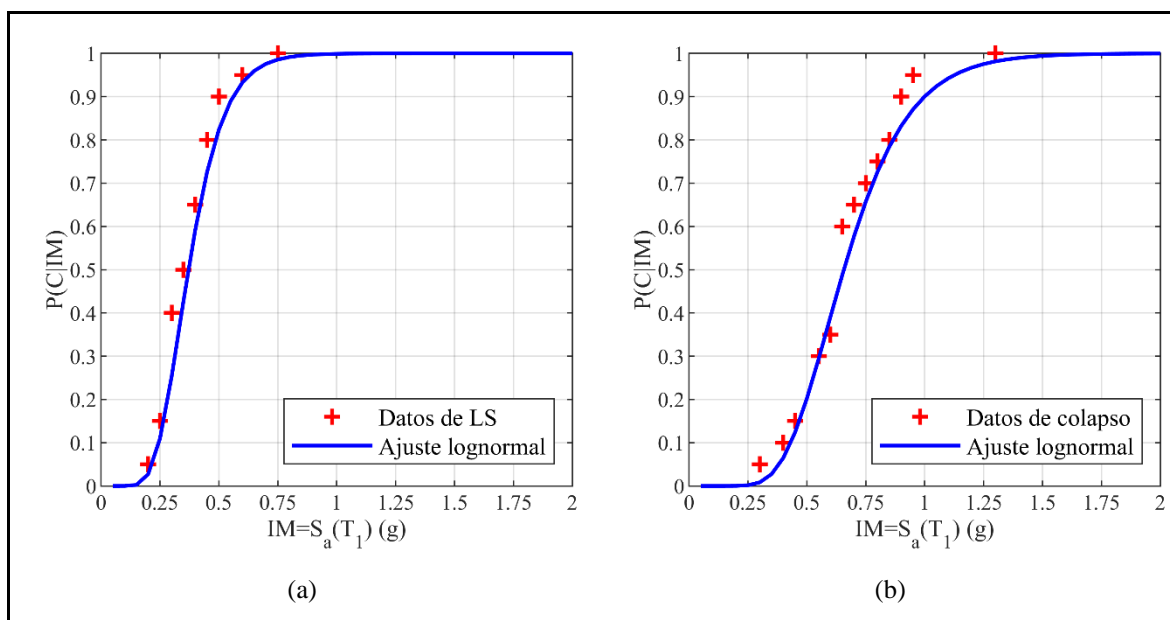


Figura 5-12. Funciones de distribución acumulada empíricas y teóricas para los estados límites de LS y colapso del edificio B2: (a) LS; (b) colapso.

La Figura 5-13 presenta las curvas de fragilidad para los cuatro edificios; la Tabla 5-3 resume los parámetros de las curvas de fragilidad (esto es, mediana χ_{S_a} y desviación estándar $\sigma_{\ln S_a}$) y las medidas de desempeño para los dos estados límites. Según la recomendación de Eads et al. [81], distribuciones lognormal se asumieron para las curvas de fragilidad. Para el estado límite LS, la Tabla 5-3 muestra que cuando la rigidez de los edificios aumenta, el LMR también aumenta. Por ejemplo, LMR del edificio B1 es 29.1% mayor que el del edificio B4. Además, la Tabla 5-3 muestra que cuando la rigidez de los edificios se incrementa la $P(LS|S_{a_{10/50}})$ disminuye. Por ejemplo, la $P(LS|S_{a_{10/50}})$ del edificio B4 es 1.7 veces más grande que la del edificio B1. Por lo tanto, ambas métricas indican que el edificio B4 es el más vulnerable a alcanzar el estado límite LS bajo el movimiento del terreno compatible con el nivel de diseño.

En el colapso, el valor del CMR indica que el edificio B1 es el más vulnerable al colapso bajo un movimiento del terreno compatible con el nivel de diseño, a pesar de su mayor intensidad de colapso mediana. Este hallazgo contra intuitivo puede ser atribuido a: i) el período más bajo del edificio B1 el cual resultó en una mayor $Sa_{10/50}$ y un menor CMR, ii) el confinamiento limitado de los muros del edificio B1 el cual resultó en una capacidad de ductilidad más baja, y iii) el cortante en la base mínimo requerido por el DS61 [23] el cual gobernó el diseño de los cuatro edificios. Si el cortante en la base mínimo no hubiera sido considerado, los edificios con períodos mayores hubieran tenido fuerzas sísmicas de diseño menores y una intensidad de colapso mediana más pequeña. Adicionalmente, se puede observar de la Tabla 5-3 que en general, cuando la rigidez de los edificios aumenta, la $P(C|Sa_{10/50})$ también aumenta. Este resultado indica otra vez que el edificio B1 es el más vulnerable al colapso, lo cual es consistente con el resultado del CMR.

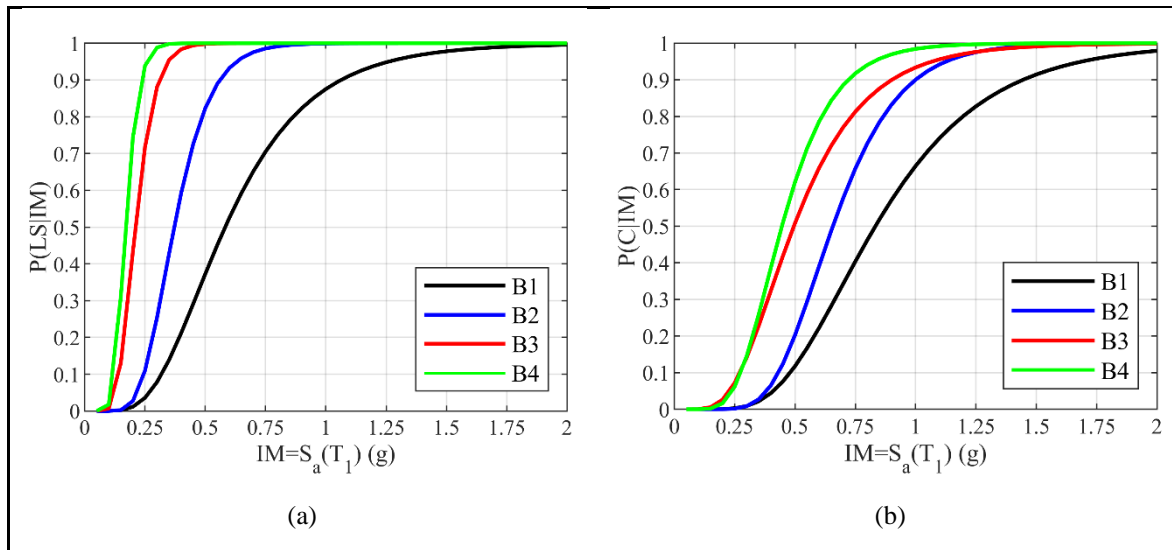


Figura 5-13. Curvas de fragilidad para los cuatro edificios de estudio en dos estados límites: a) LS; b) Colapso.

Tabla 5.3. Parámetros de las curvas de fragilidad y medidas de desempeño.

Edificio	$Sa_{10/50}$ (g)	Seguridad de la vida				Colapso			
		χ_{Sa} (g)	$\sigma_{\ln Sa}$ -	LMR -	$P(LS Sa_{10/50})$ (%)	χ_{Sa} (g)	$\sigma_{\ln Sa}$ -	CMR -	$P(C Sa_{10/50})$ (%)
B1	0.44	0.58	0.47	1.33	27.0	0.83	0.43	1.91	6.7
B2	0.32	0.37	0.32	1.16	32.9	0.66	0.33	2.04	1.6
B3	0.20	0.21	0.30	1.08	40.6	0.50	0.47	2.54	2.4
B4	0.17	0.17	0.25	1.03	45.5	0.45	0.37	2.68	0.7

5.4 Efecto de la rigidez en la tasa anual media

Con el fin de evaluar el efecto de la rigidez en el desempeño sísmico en los estados límites LS y colapso, la tasa anual media de excedencia y la probabilidad de excedencia en 50 años son estimadas. La estimación de la tasa anual media de excedencia se obtiene usando una curva de amenaza específica para el sitio, por lo que la siguiente sección presenta un análisis probabilístico de la amenaza sísmica ejecutado para la zona central de Chile.

5.4.1 Análisis probabilístico de la amenaza sísmica

La tasa anual media de excedencia de $S_a(T_1)$ se estimó por medio de una análisis probabilístico de amenaza sísmica (PSHA) usando el software R-CRISIS [82]. Chile está localizado a lo largo del borde de placa convergente entre las placas de Nazca y Sudamérica. El ambiente tectónico se caracteriza por una serie de mega sismos, con magnitudes $M_w \sim 8.0$ -8.5, tasas de convergencia de 68-80 mm/año, e intervalos de recurrencia de ~ 80 años [83]. Las fallas superficiales en el centro de Chile producen sismos menos frecuentes. Además, existe alta incertidumbre respecto a su tasa de actividad. Sin embargo, si ellas se activan, ellas podrían producir sismos destructivos [8]. Este estudio considera la ocurrencia de sismos de subducción para el análisis de amenaza.

La geometría y la relaciones magnitud-ocurrencia para las fallas se obtuvieron desde Martin [84]. La intensidad de movimiento del terreno en el sitio considerado se determinó usando las ecuaciones de predicción del movimiento del terreno (GMPEs) propuestas por Atkinson y Boore [85], Youngs et al. [86], Zhao et al. [87], Abrahamson et al. [88], Montalva et al. [89], y Idini et al. [90]. La incertidumbre epistémica para las GMPEs fue incluida en el árbol lógico asignando pesos de 0.05, 0.05, 0.1, 0.15, 0.3, y 0.35 para cada GMPE respectivamente. La Figura 5-14 presenta las curvas de amenaza para los períodos fundamentales de los edificios estudiados aquí, la cual muestra la tasa anual media de excedencia (λ_{S_a}) como función de $S_a(T_1)$ en el sitio. Los períodos usados para calcular estas curvas fueron 1.21 s, 1.51 s, 2.21 s y 2.48 s para los edificios B1, B2, B3 y B4, respectivamente. Estos períodos se obtuvieron considerando rigideces reducidas de las losas de acoplamiento y de los muros transversales, para tomar en cuenta el agrietamiento (ver sección 4.2). Se puede observar que la amenaza decrece desde el edificio B1 al B4, debido al alargamiento del período

fundamental promovido por la reducción de la rigidez. Para el sitio considerado, la aceleración espectral máxima de diseño se produce para un período de 0.35 s (Figura 5-10), de aquí que los períodos de los edificios B1 al B4 están asociados a una amenaza más baja.

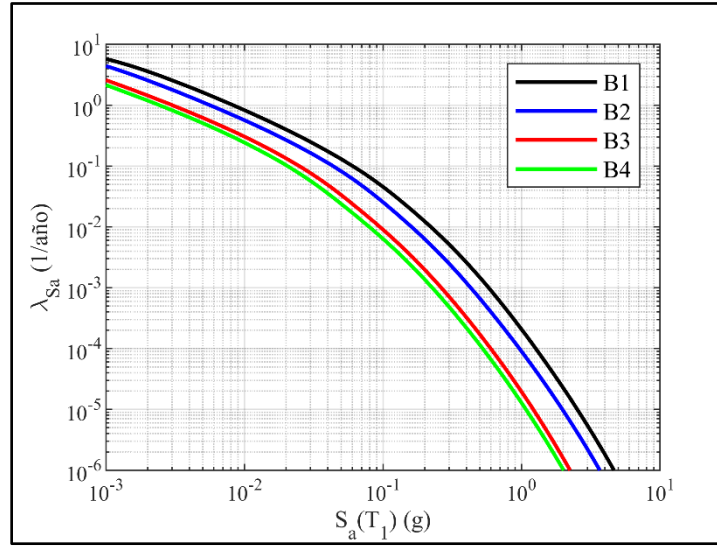


Figura 5-14. Curvas de amenaza sísmica para los cuatro edificios de estudio.

5.4.2 Tasa anual media

Según Eads et al. [81], el cálculo de la tasa anual media de colapso λ_c involucra la integración de la curva de fragilidad de colapso de cada edificio sobre la curva de amenaza sísmica correspondiente usando la siguiente ecuación:

$$\lambda_c = \int_0^{\infty} P(C|im) \cdot \left| \frac{d\lambda_{IM}(im)}{d(im)} \right| d(im) \quad 5-1$$

Donde $P(C|im)$ es la probabilidad que la estructura colapse cuando está sujeta a un sismo con intensidad im , y λ_{IM} es la tasa anual media de excedencia de la intensidad de movimiento del terreno im .

Si la ocurrencia de un sismo en el tiempo es asumida que sigue un proceso de Poisson, la probabilidad de colapso en t años puede ser calculado como sigue [81]:

$$P_c(en\ t\ años) = 1 - \exp(-\lambda_c t) \quad 5-2$$

La tasa anual media de alcanzar el estado límite LS λ_{LS} y la probabilidad de alcanzar el estado límite LS en t años P_{LS} se obtuvieron con las mismas ecuaciones, pero con la probabilidad que ocurra LS.

La Tabla 5-4 resume los valores estimados de la tasa anual media de excedencia y la probabilidad de excedencia en 50 años para los cuatro edificios de estudio en los estados límites LS y colapso (véase también Cando et al. 2020 [91]). Los resultados en la Tabla 5-4 muestran que la probabilidad de alcanzar el estado límite LS en 50 años se incrementa cuando la rigidez disminuye. Cuando la rigidez se incrementa, la demanda de desplazamiento disminuye, resultando en una menor deformación de techo y una menor probabilidad de alcanzar el estado límite LS.

Los edificios de estudio tienen una P_{LS} en 50 años de 8.9-11.1%, de aquí que el riesgo de alcanzar tal estado de daño es altamente probable. Como es definido en esta tesis, el estado límite LS implica daño significativo a la estructura. Por lo tanto, desde el punto de vista socioeconómico, el objetivo de limitar las pérdidas económicas no sería prevenido para los edificios de estudio. Se nota que según la Ecuación 1, la P_{LS} depende significativamente de la amenaza sísmica, así que el desempeño estimado en este estado límite es específico para el sitio seleccionado en este estudio.

En el colapso, la Tabla 5-4 muestra que cuando la rigidez disminuye, la probabilidad de colapso en 50 años también disminuye. Este resultado contra intuitivo fue ya observado con el CMR y es atribuido a similares causas, tales como: i) el menor período del edificio B1 resultó en una amenaza sísmica más grande y P_c , ii) el confinamiento limitado de los muros en el edificio B1 resultó en una ductilidad menor y una mayor P_c , y iii) el cortante en la base mínimo requerido por el DS61 [23] gobernó el diseño de los cuatro edificios de estudio. Otra vez, si el cortante en la base mínimo no habría sido considerado, los edificios con mayores períodos habrían tenido menores fuerzas sísmicas de diseño y una mayor P_c .

La λ_c de los edificios de estudio varía desde $2.7\text{e-}4$ a $6.9\text{e-}4$ colapsos por año. Este rango se traduce a una P_c en 50 años de 1.3 a 3.4%. Estas medidas son más altas que los valores de λ_c y P_c de $2.61\text{e-}5$ y 0.13%, respectivamente, obtenidos por Araya-Letelier et al. [8] para un edificio de oficinas con muros de corte de 16 pisos localizado en un suelo clase B en Chile.

Asimismo, los valores obtenidos de P_c para los edificios de estudio son mayores que el 1% de probabilidad de colapso en 50 años recomendado por el ASCE 7-10 [92]. Valores relativamente grandes de P_c en 50 años se obtuvieron en esta tesis probablemente a causa de: 1) una pequeña ductilidad de desplazamiento obtenida para los edificios de estudio (ver sección 5.2), 2) el uso de un suelo clase C para el sitio de emplazamiento de los edificios. El suelo clase C tiene una mayor λ_{s_a} que un suelo clase B y, por lo tanto, indujo mayores valores de P_c , 3) las curvas de amenaza utilizadas en este estudio que son distintas a las utilizadas por Araya-Letelier et al. [8] (lamentablemente en Chile aún no existen curvas de amenaza de aceptación general), y 4) distintas definiciones de colapso usadas. En el estudio de Araya-Letelier et al. [8] únicamente la inestabilidad dinámica (meseta de la curva IDA) fue usada para identificar el colapso.

Tabla 5.4. Tasa anual media y probabilidad en 50 años para los cuatro edificios de estudio en los estados límites LS y colapso.

Edificio	λ_{LS} * 10^{-3}	λ_C * 10^{-4}	P_{LS} (%)	P_C (%)
B1	1.9	6.9	8.9	3.4
B2	2.0	4.6	9.3	2.3
B3	2.2	3.8	10.5	1.9
B4	2.4	2.7	11.1	1.3

5.5 Impacto del confinamiento en el riesgo estructural

El diseño estructural de los edificios B1 y B2 exigió confinamiento en los pisos 1 al 3 solo en ciertos muros, mientras que el diseño de los edificios B3 y B4 requirió confinamiento en todos los muros de los pisos 1 y 2. Es posible que la falta de confinamiento en algunos muros de los edificios B1 y B2 afecte al desempeño sísmico de estos edificios. Para cuantificar el efecto del confinamiento, en esta sección se analizan los edificios B1 y B2 considerando todos los muros confinados desde el piso 1 al 3. En los restantes pisos, no se proporcionó confinamiento, como en los diseños originales. El desempeño sísmico de estos edificios se evalúa estimado la sobrerresistencia y la ductilidad de desplazamiento. No se estima la probabilidad de colapso en 50 años de estos edificios, debido a que la corrida de los IDAs es muy demandante computacionalmente y además porque no se observó un aumento significativo en la ductilidad de desplazamiento de los edificios al proporcionar

confinamiento en los muros originales. Por notación, los edificios B1 y B2 con confinamiento se designarán por B1C y B2C, respectivamente.

La Figura 5-15 muestra detalles de los SBEs incorporados en los muros rectangulares de los edificios B1C y B2C para los pisos 1 al 3. Estos muros se diseñaron anteriormente sin confinamiento. El armado de los muros T en ambos edificios se mantuvo igual, porque el confinamiento en estos muros si fue requerido originalmente. Para el edificio B1C, el refuerzo longitudinal de los elementos de borde consistió en $12\phi 12$ para los muros de los ejes 1 y 6 y $10\phi 12$ para los muros de los ejes 3 y 4, mientras que para el edificio B2C, dicho refuerzo consistió en $10\phi 16$ para los muros de los ejes 1 y 6. Este refuerzo se mantuvo constante para los seis primeros pisos. Para los restantes pisos, el refuerzo longitudinal fue el usado inicialmente (ver Tabla 3-2).

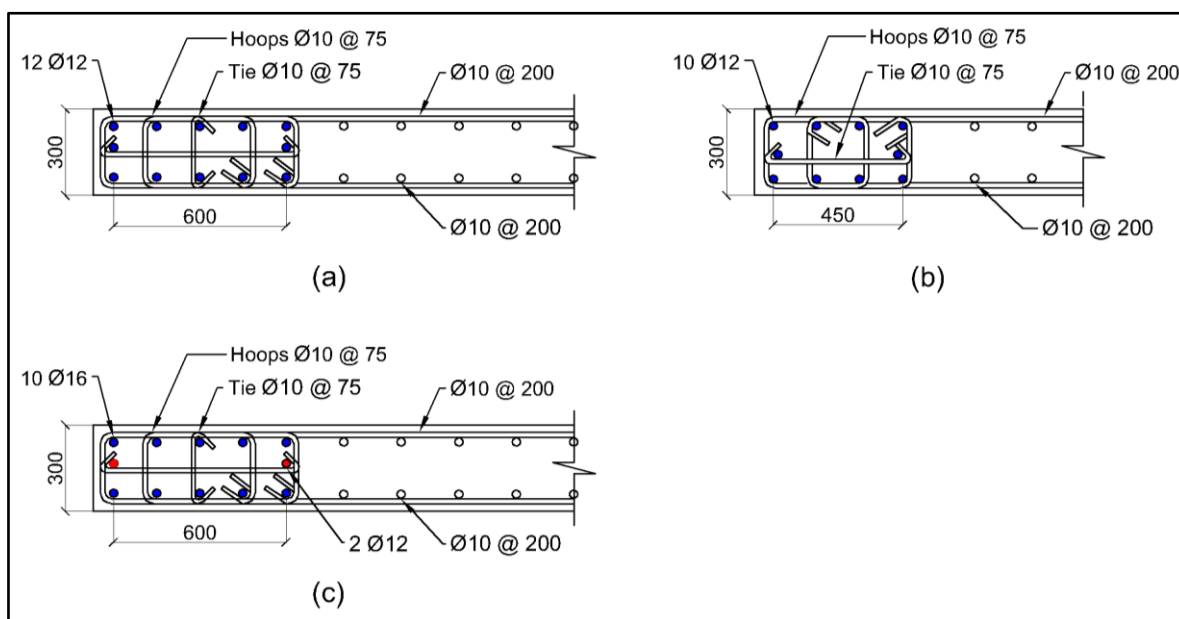


Figura 5-15. Detalles de los elementos de borde en los edificios B1C y B2C, pisos 1 a 3: (a) SBE en el edificio B1C, ejes 1 y 6; (b) SBE en el edificio B1C, ejes 3 y 4; (c) SBE en el edificio B2C, ejes 1 y 6.

La Figura 5-16 (a) muestra la curva esfuerzo-deformación unitaria del hormigón en compresión usada para los muros de los edificios B1C y B2C, y la Tabla 5-5 resume los parámetros utilizados para simular el hormigón no confinado y confinado de los muros. Se puede observar que los valores de deformación unitaria del hormigón ϵ_{20} de los muros confinados varían entre 0.0921 y 0.0949. Estas deformaciones unitarias resultaron bastante altas debido a que el requerimiento de separación entre estribos que exige el DS60 [22] de

$6d_b$, donde d_b es el diámetro de la varilla, gobernó el diseño y requirió una separación estrecha entre los estribos de 75 mm. La Figura 5-16 (b) muestra la curva esfuerzo-deformación unitaria del acero en tensión y compresión para los muros de los edificios B1C y B2C, mientras que la Tabla 5-6 muestra los parámetros utilizados para representar el acero de refuerzo. Se observa que el acero de refuerzo permanece sin pandearse hasta una deformación unitaria de compresión de aproximadamente 0.1.

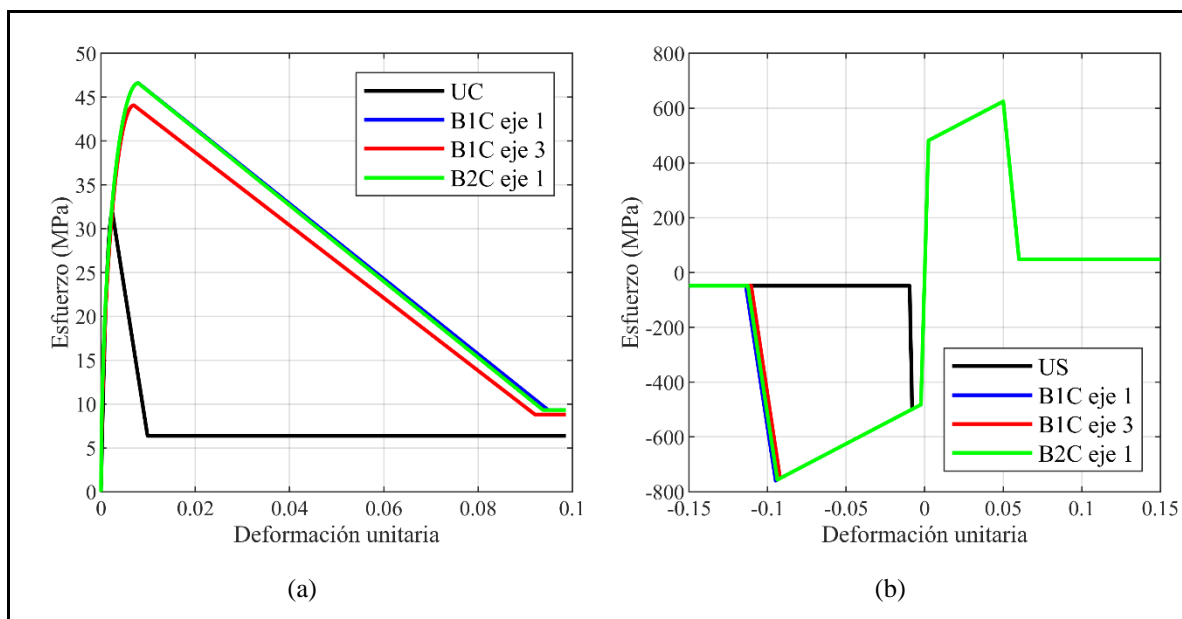


Figura 5-16. Curvas esfuerzo-deformación unitaria usadas para los muros de los edificios B1C y B2C: (a) Hormigón en compresión, UC: hormigón no confinado; (b) Acero de refuerzo en tensión o compresión, US acero en hormigón no confinado.

Tabla 5.5. Parámetros del material Concrete 02 para el hormigón no confinado y confinado de los muros de los edificios B1C y B2C. Unidades en MPa.

Parám.	Hormigón no confinado (Ambos edificios)	Hormigón confinado		
		B1C		B2C
		Ejes	Ejes	Ejes
		1 y 6	3 y 4	1 y 6
f_{pc}	-31.872	-46.613	-44.080	-46.599
e_{psc0}	-0.0024	-0.00791	-0.00696	-0.00790
f_{pcu}	-6.374	-9.323	-8.816	-9.320
e_{psU}	-0.008	-0.0949	-0.0921	-0.0938
λ	0.1	0.1	0.1	0.1
f_t	1.863	1.863	1.863	1.863
E_{ts}	1326.699	1326.699	1326.699	1326.699

Tabla 5.6. Parámetros del material Hysteretic para el acero de refuerzo de los muros de los edificios B1C y B2C. Unidades de los esfuerzos en MPa.

Parám.	Acero en hormigón no confinado (Ambos edificios)	Acero en hormigón confinado		
		B1		B2
		Ejes 1 y 6	Ejes 3 y 4	Ejes 1 y 6
$s1p$	481.899	481.899	481.899	481.899
$e1p$	0.00241	0.00241	0.00241	0.00241
$s2p$	624.671	624.671	624.671	624.671
$e2p$	0.05	0.05	0.05	0.05
$s3p$	48.190	48.190	48.190	48.190
$e3p$	0.06	0.06	0.06	0.06
$s1n$	-481.899	-481.899	-481.899	-481.899
$e1n$	-0.00241	-0.00241	-0.00241	-0.00241
$s2n$	-498.671	-759.251	-750.821	-756.011
$e2n$	-0.008	-0.0949	-0.0921	-0.0938
$s3n$	-48.190	-48.190	-48.190	-48.190
$e3n$	-0.0096	-0.114	-0.110	-0.0113

La Figura 5-17 compara la relación fuerza-desplazamiento, de los edificios B1 y B2 con confinamiento adicional. La figura muestra también el punto de fluencia y colapso, determinados según el criterio de colapso de la sección 4-5. La Tabla 5-7 resume los resultados de estas curvas. Los valores de la Tabla 5-7 y la Figura 5-17 muestran que el factor de sobrerresistencia de los edificios con confinamiento se incrementa marginalmente comparado con los edificios originales (0.4% para el edificio B1C y 2.3% para el edificio B2C). La explicación de esta observación se debe al ligero incremento de la resistencia máxima de los edificios B1C y B2C (0.5% para el edificio B1C y 2.2% para el edificio B2C). La resistencia máxima se incrementó ligeramente debido a que el refuerzo longitudinal de los elementos de borde aumento comparado con el diseño original. Fue necesario adicionar dos varillas longitudinales en los elementos de borde originales, para cumplir con el requerimiento de separación horizontal entre barras verticales soportadas lateralmente exigido por el DS60 [22]. Adicionalmente, se observa un aumento de la resistencia residual en los edificios con confinamiento. La Tabla 5-7 y la Figura 5-17 muestran también que la ductilidad de desplazamiento (μ) de los edificios con confinamiento es mayor que la ductilidad de los edificios iniciales (21.7% mayor para el edificio B1C y 12.5% mayor para el edificio B2C). La razón de esta observación se debe al aumento de la capacidad de deformación unitaria del hormigón (ver Figura 5-16 (a)) en los edificios B1C y B2C. Como referencia, en la Tabla 5-7 se muestran también los valores de la ductilidad μ^* .

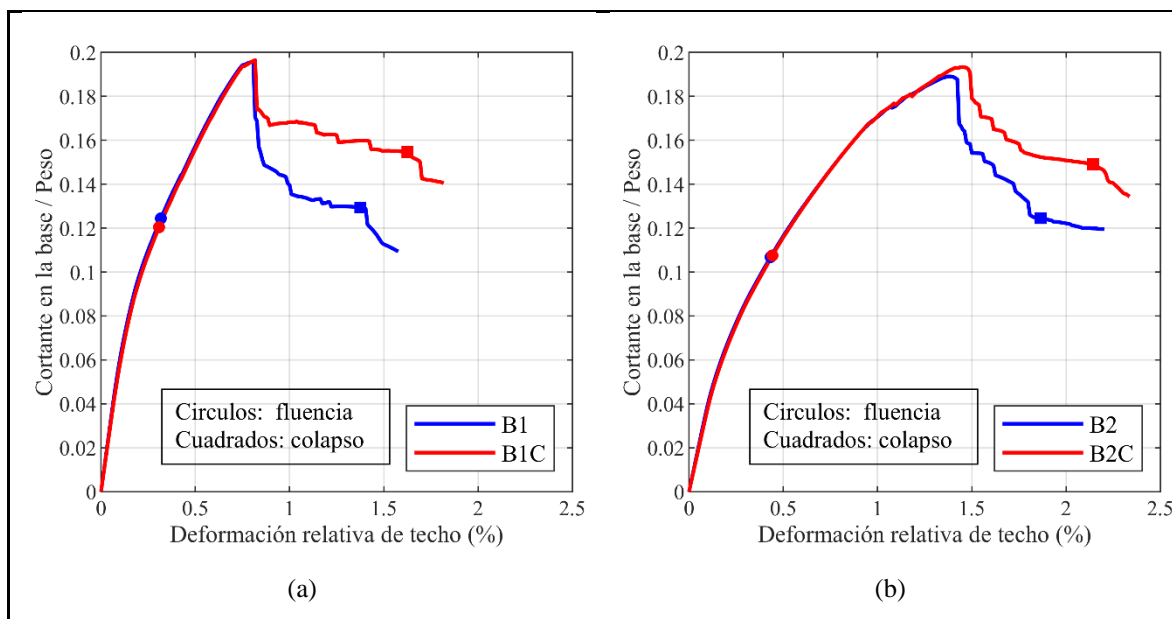


Figura 5-17. Curvas pushover para los cuatro edificios de estudio. C significa confinado todos los muros de los pisos 1 a 3.

Tabla 5.7. Resumen de resultados del pushover para los edificios de estudio.

Edificio	V_u/W (%)	V_y/W (%)	V_{max}/W (%)	Ω_o -	Δ_y (%)	Δ_u (%)	μ -	μ^* -
B1	7.35	12.44	19.55	2.66	0.317	1.375	4.34	1.39
B1C	7.35	12.04	19.65	2.67	0.308	1.625	5.28	1.38
B2	7.35	10.69	18.91	2.57	0.433	1.865	4.31	1.52
B2C	7.35	10.75	19.33	2.63	0.442	2.144	4.85	1.57

Vale la pena mencionar que la capacidad de deformación unitaria del hormigón en los muros confinados es muchísimo mayor que la deformación unitaria de los muros sin confinamiento (por ejemplo, para el muro rectangular del eje 1 del edificio B2, ε_{20} fue 0.008 y al adicionar el confinamiento esta deformación aumentó a 0.0938). Sin embargo, dicho aumento de la capacidad de deformación del hormigón no se tradujo en un aumento significativo de μ . Para investigar el poco incremento de la ductilidad de desplazamiento de los edificios con confinamiento, las Figuras 5-18 a 5-20 comparan para el caso de los edificios B2 y B2C, las deformaciones unitarias, los esfuerzos en el hormigón y los esfuerzos en el acero, respectivamente, obtenidos en 12 macrofibras externas de los elementos MVLEM de la planta baja cuando estos edificios se someten a un análisis estático no lineal, hasta una

deformación relativa de techo del 3.0%. De acuerdo con el criterio de colapso de la sección 4-5 y la Tabla 5-7, los edificios B2 y B2C fallan en una deformación relativa de techo del 1.87% y 2.14%, respectivamente. La Figura 5-18 muestra que el muro W1 es el que alcanza primero la falla, debido a que las deformaciones del acero en la fibra 1 superan la deformación de ruptura del acero (0.05). Posteriormente, al aumentar el desplazamiento lateral, en el muro W4 fibra 19 se supera la deformación máxima de compresión del hormigón (0.0561) y dicho muro T falla a compresión. La Figura 5-18 muestra que el confinamiento del muro W2 causó una disminución significativa de las deformaciones unitarias a compresión del hormigón en el edificio B2C. Estas deformaciones fueron mucho menores que la deformación unitaria del hormigón en la resistencia al aplastamiento del muro W2 (0.0938), por lo que este muro no falló a compresión, como fue el caso del muro original. La falla del muro W4 en la fibra 19 causó un cambio importante en la curva pushover. La Figura 5-19 muestra que el muro W4 en la fibra 19 alcanza su resistencia máxima cerca del 1.5% de deformación relativa de techo y luego decae la resistencia rápidamente. Esta disminución de la resistencia del muro W4 provocó una caída súbita del esfuerzo del acero en los muros W4 fibras 1 y W6 fibra 1, como se puede ver en la Figura 5-20, lo cual a su vez produjo una caída súbita de la curva pushover del edificio confinado. Se puede concluir que el confinamiento de los muros W1 y W2 no mejoró substancialmente la ductilidad de desplazamiento del edificio B2, y que la pérdida de resistencia para una deformación de entrepiso aproximada de 1.5% se explica por la falla a compresión de los muros W4 (muros T). Por lo que, para aumentar la ductilidad de desplazamiento de este edificio, es probable que sea necesario aumentar el ancho del cabezal de los muros T.

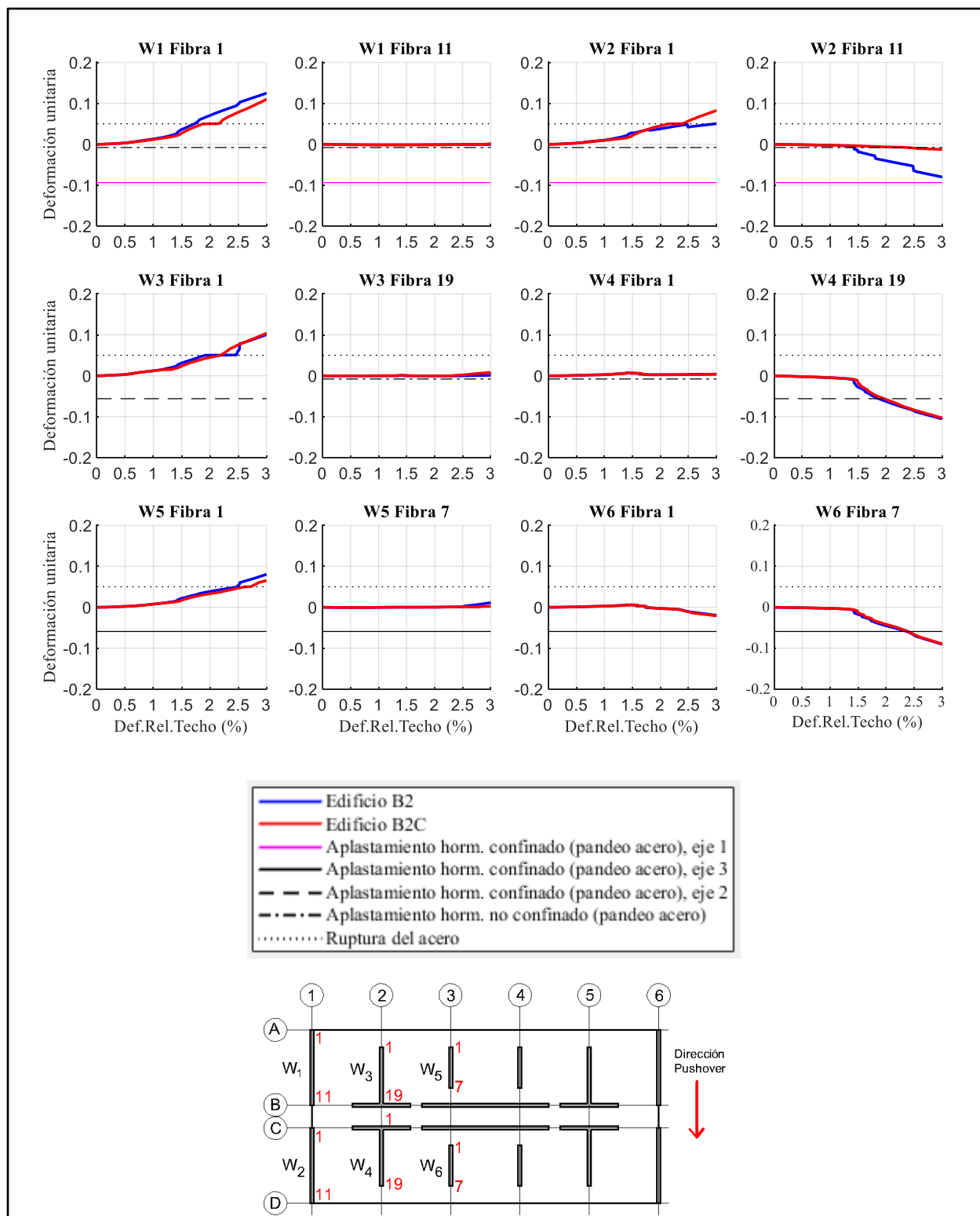


Figura 5-18. Comparación de las deformaciones unitarias en 12 macrofibras de borde de los muros de los edificios B2 y B2C, obtenidas del análisis estático no lineal hasta una deformación relativa de techo del 3.0%.

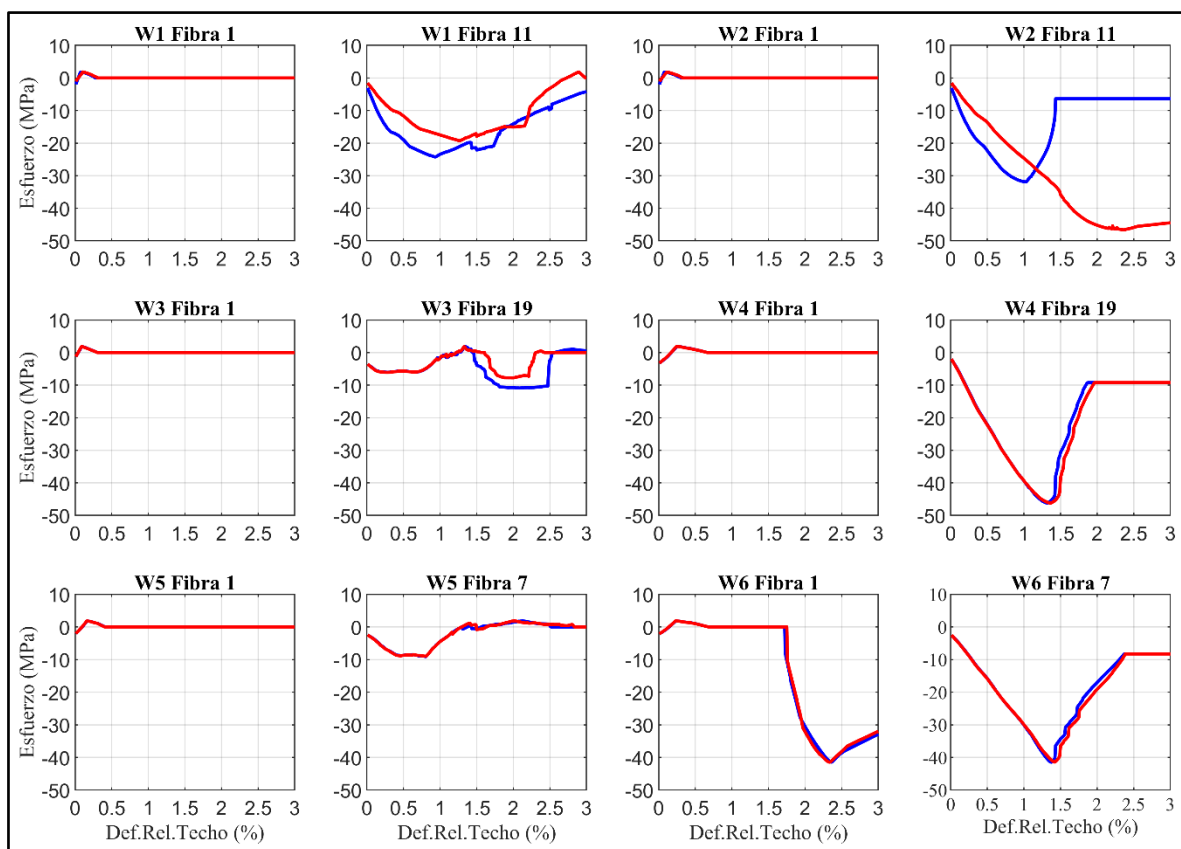


Figura 5-19. Comparación de los esfuerzos del hormigón en 12 macrofibras de borde de los muros de los edificios B2 y B2C, obtenidas del análisis estático no lineal hasta una deformación relativa de techo del 3.0%.

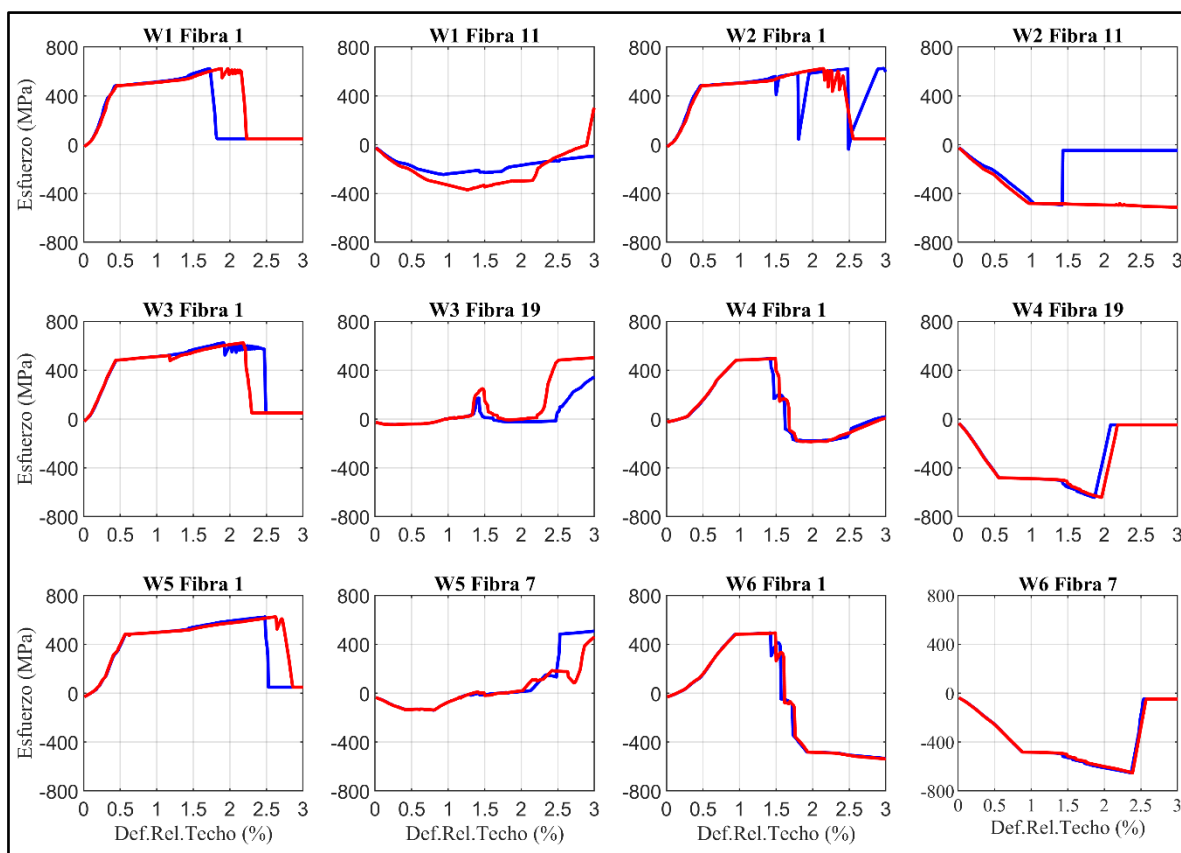


Figura 5-20. Comparación de los esfuerzos del acero en 12 macrofibras de borde de los muros de los edificios B2 y B2C, obtenidas del análisis estático no lineal hasta una deformación relativa de techo del 3.0%.

5.6 Estudio de sensibilidad de la estimación del período y su impacto en la selección de la curva de amenaza

Las curvas de amenaza sísmica de la Figura 5-9 fueron estimadas con el período fundamental de cada edificio, el cual fue obtenido con el modelo analítico de OpenSees presentado en el capítulo 4. Este modelo incluye rigideces a flexión reducidas de los muros transversales y de las losas de acoplamiento, para considerar el agrietamiento. Para cuantificar el efecto del período fundamental de los edificios en la amenaza sísmica, se estimó el período fundamental de los edificios B1, B2, B3 y B4 considerando rigideces completas de los muros transversales y las losas de acoplamiento. Por notación, el período fundamental original de los edificios se designará con T_1 y el período fundamental nuevo por T_1^* .

La Tabla 5-8 muestra el valor de ambos períodos analizados. Se puede observar que cuando no se considera el agrietamiento de los elementos los períodos fundamentales de los edificios disminuyen, como era esperado. Vale la pena mencionar dos aspectos importantes relacionados con los períodos T_1 y T_1^* : 1) el período T_1^* mostrado en la Tabla 5-8 es el período fundamental no agrietado obtenido desde el modelo 2D de los edificios en OpenSees [12] (ver sección 4.2). Este período es muy similar al período fundamental no agrietado T mostrado en la Tabla 3-1, el cual fue obtenido desde el modelo 3D de los edificios en ETABS [55] (ver sección 3.4), y 2) para el sitio considerado, la aceleración espectral máxima de diseño se produce en un período de 0.35 s (Figura 5-10), de aquí que los períodos T_1 y T_1^* de los edificios B1 al B4 se ubican después del punto máximo del espectro.

Tabla 5.8. Valores de los períodos fundamentales considerados para el estudio de sensibilidad.

Edificio	T_1 (s)	T_1^* (s)
B1	1.21	1.01
B2	1.51	1.26
B3	2.21	1.66
B4	2.48	1.89

La Figura 5-21 muestra en color rojo las curvas de amenaza resultantes junto con los períodos fundamentales; para propósitos de comparación en color azul se muestran las curvas de amenaza y los períodos originales. Se puede observar en la Figura 5-21 que la amenaza sísmica en todos los edificios se incrementa, debido al acortamiento del período fundamental promovido por el aumento en la rigidez de los muros transversales y de las losas de entrepiso. Adicionalmente, se observa que el incremento en la amenaza sísmica es mayor en los edificios más flexibles porque las curvas están más separadas. Este mayor incremento se puede explicar debido a la mayor variación en el período fundamental que experimentan los edificios flexibles. Así por ejemplo, para un $S_a(T_1) = 0.3g$, al disminuir el periodo fundamental, λ_{S_a} del edificio B1 se incrementa en un 44.6%, mientras que λ_{S_a} del edificio B4 se incrementa en un 147.4%.

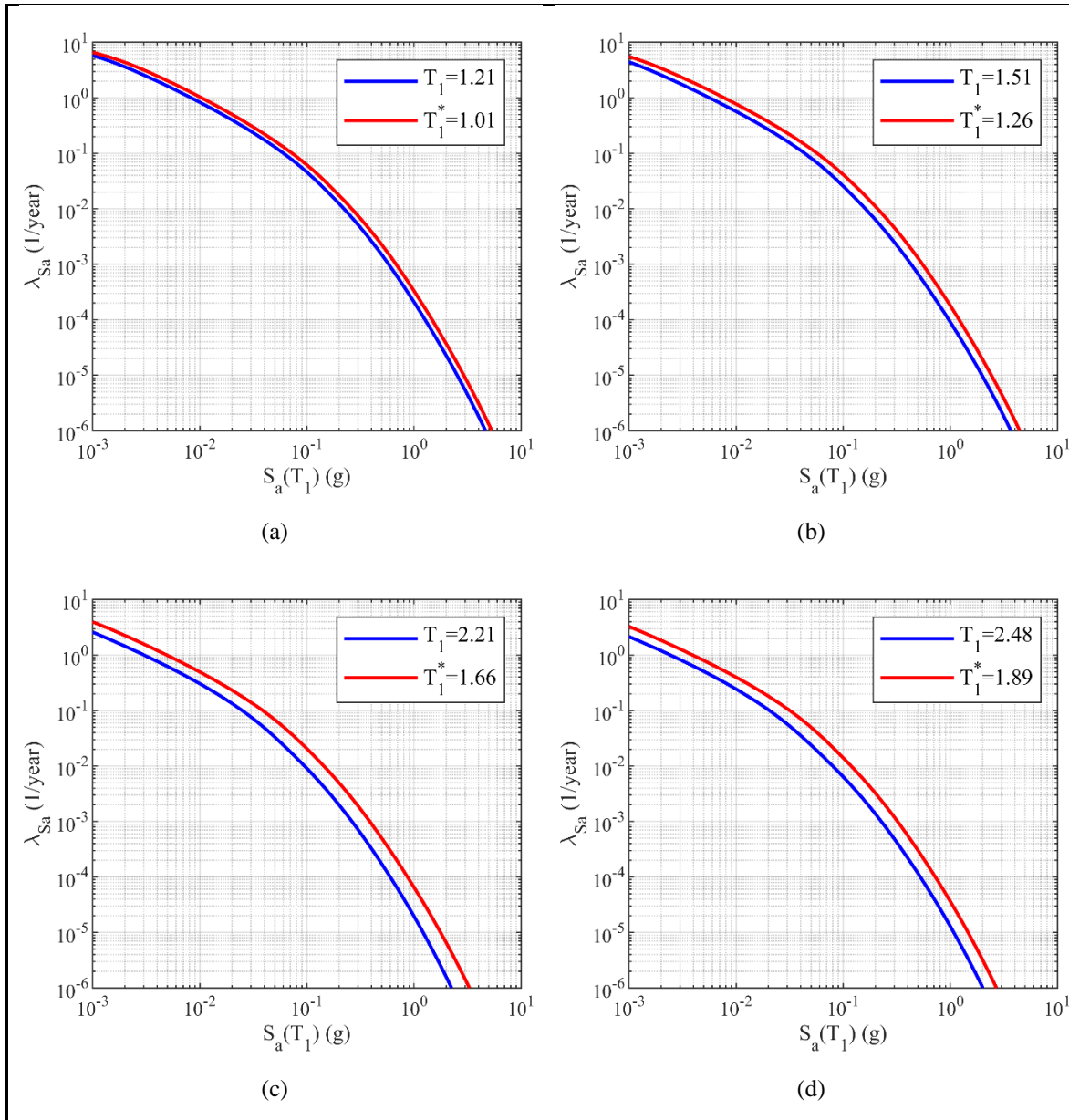


Figura 5-21. Efecto del período fundamental en la amenaza sísmica: (a) edificio B1; (b) edificio B2; (c) edificio B3; (d) edificio B4. El color azul indica períodos agrietados y el rojo períodos no agrietados.

Con el fin de cuantificar el efecto de la variación del período fundamental en la probabilidad de alcanzar los estados límites de LS y colapso en 50 años, se estimaron las curvas de fragilidad para los períodos T_1^* . Para tal efecto, los valores de $S_a(T_1^*)$ que producen un estado límite (LS o colapso) para cada registro sísmico se determinaron multiplicando los valores de $S_a(T_1)$ que causan tal estado límite, obtenidos de los IDAs, por el cociente $S_a(T_1^*)/S_a(T_1)$ de cada registro sísmico. La Figura 5-22 muestra las curvas de fragilidad resultantes para los estados LS y colapso. Si se comparan estas curvas de fragilidad con las

curvas de fragilidad originales (Figura 5-13) se puede concluir que las curvas de fragilidad para un T_1^* se han desplazado a la derecha, con respecto a las originales, lo cual refleja una disminución en la probabilidad de LS o colapso en un mismo nivel de intensidad.

La Tabla 5-9 resume los valores estimados de la probabilidad de excedencia en 50 años para el período T_1^* , para los cuatro edificios de estudio en los estados límites LS y colapso. Para propósitos de comparación, se incluyen las probabilidades de excedencia originales. Los resultados en la Tabla 5-9 muestran que la probabilidad de alcanzar el estado límite LS en 50 años se incrementa al disminuir el período de los edificios, excepto para el edificio B1. Así por ejemplo, para el edificio B4, P_{LS} para el período T_1^* se incrementa en 36.9% comparada con la P_{LS} para el período T_1 . Esta observación se puede explicar debido al aumento de la amenaza sísmica que se produjo debido a la disminución del período fundamental. Los valores de P_c en 50 años, obtenidos al disminuir el período a T_1^* , se observa que siguen una tendencia similar a la descrita para la P_{LS} . Así por ejemplo, para el edificio B4, la P_c se incrementa en 15.4% cuando se disminuye el período de T_1 a T_1^* .

En el edificio B1, la disminución de la probabilidad de excedencia en los dos estados límites para el período T_1^* se debe a que el ajuste lognormal a la función de distribución acumulada empírica no resultó muy satisfactorio.

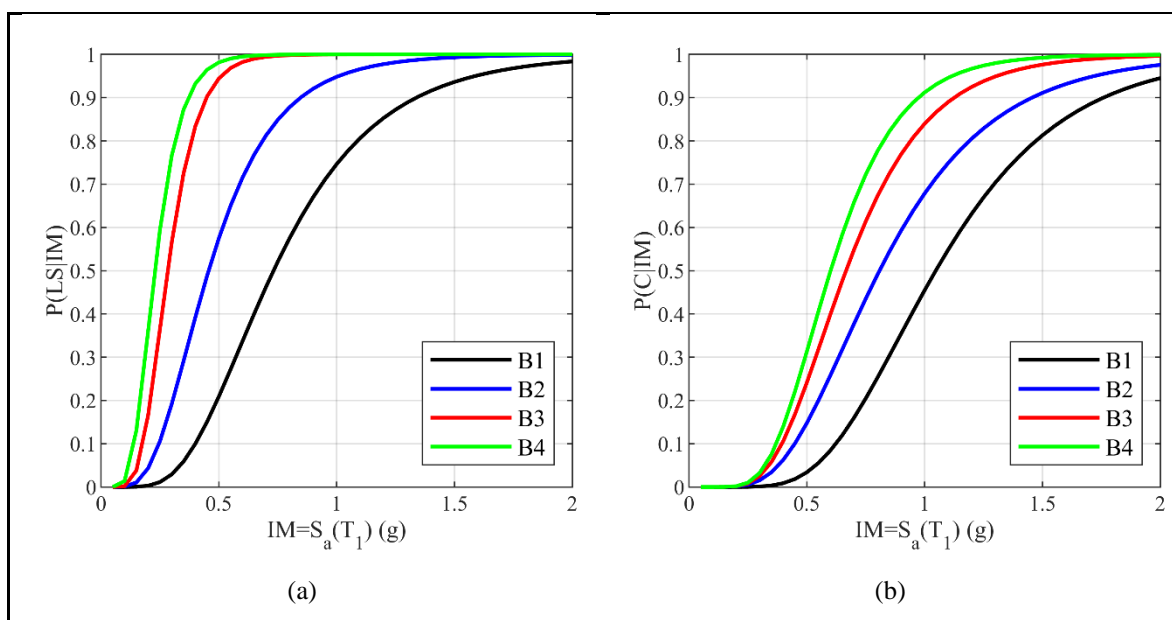


Figura 5-22. Curvas de fragilidad obtenidas para una pseudo aceleración espectral en el período T_1^* : (a) LS; (b) Colapso.

Tabla 5.9. Valores de probabilidad de excedencia en 50 años para dos valores de período fundamental: T_1 (original) y T_1^* (menor que el original).

Edificio	P_{LS} para T_1 (%)	P_{LS} para T_1^* (%)	P_C para T_1 (%)	P_C para T_1^* (%)
B1	8.9	7.7	3.4	2.7
B2	9.3	13.9	2.3	3.5
B3	10.5	14.0	1.9	2.0
B4	11.1	15.2	1.3	1.5

6 EFECTO DE LA RIGIDEZ EN LAS PÉRDIDAS ECONOMICAS

6.1 Introducción

Este capítulo muestra el efecto de variar la rigidez en las pérdidas económicas causadas por los sismos en los edificios de estudio. Las pérdidas económicas se estiman utilizando la metodología desarrollada por el Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center ([14–17]). Los resultados se presentan en términos de la pérdida anual esperada y el valor presente de la pérdida por ciclo de vida de cada edificio.

6.2 Metodología del PEER

La metodología del PEER ([14–17]) estima el desempeño sísmico de un sistema estructural con una base probabilística. Esta metodología consiste en cuatro análisis sucesivos: análisis de amenaza, análisis estructural, análisis de daño y análisis de pérdida. El resultado de cada análisis es caracterizado por las siguientes variables aleatorias: Medida de intensidad (IM), parámetro de demanda ingenieril (EDP), medida de daño (DM) y variable de decisión (DV). Dada la incertidumbre inherente involucrada en cada etapa de análisis, estas variables son expresadas probabilísticamente como probabilidades condicionales, $p(X|Y)$ [15] (Figura 6-1). Una característica importante de la metodología del PEER es la evaluación del desempeño usando DVs, tales como: pérdidas monetarias, tiempo de reparación y número de víctimas fatales, las cuales son de interés directo para los accionistas [17]. Debido a la evaluación probabilística del desempeño, no hay un solo valor de DV, sino múltiples valores de DV con diferente probabilidad de ocurrencia. Las cuatro etapas de análisis que define el PEER se describen a continuación:

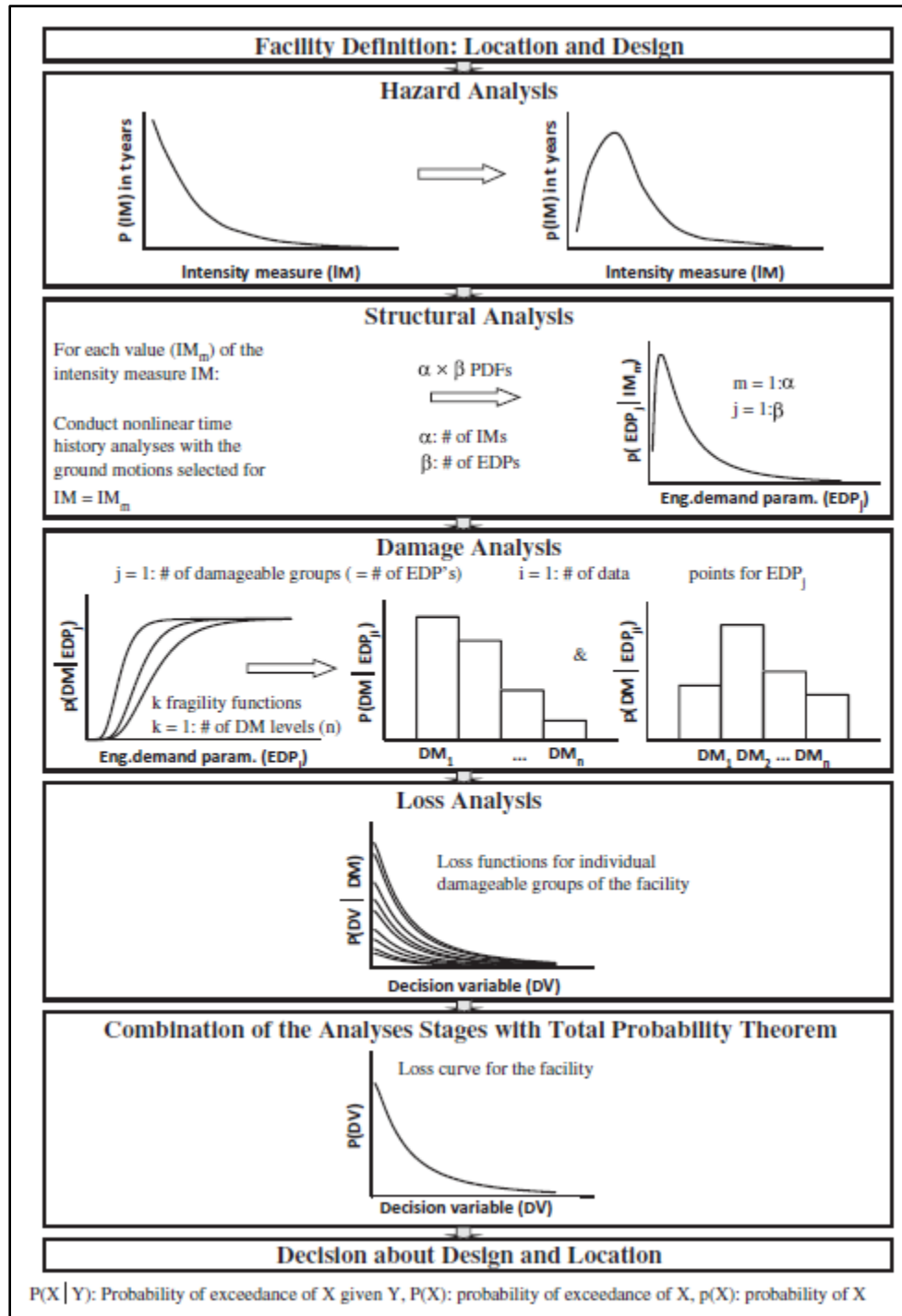


Figura 6-1. Etapas de análisis de la metodología del PEER (desde [17]).

El análisis de amenaza estima la amenaza sísmica durante el ciclo de vida de un edificio de una manera probabilística, considerando las fuentes sísmicas locales y sus características. Específicamente, en esta etapa se determina la probabilidad de que ocurra una IM igual a IM_m en el sitio de emplazamiento de la estructura, esto es, $p(IM_m)$. Utilizando la tasa anual

media de excedencia (λ) de una IM, obtenida de un análisis de la amenaza sísmica probabilístico (PSHA), y asumiendo un modelo de Poisson para la ocurrencia temporal de un sismo, la probabilidad de excedencia (POE) de una IM en “t” años se puede obtener como [17]:

$$P(IM) = 1 - e^{-\lambda(IM)t} \quad 6-1$$

donde $P(IM)$ es la POE de IM y “t” el tiempo en años, el cual puede ser seleccionado como el ciclo de vida del edificio. Entonces, $p(IM_m)$, para valores discretos de intensidad IM_m se puede calcular algorítmicamente como [17]:

$$\begin{aligned} & \text{for } m = 1: NIM \\ & p(IM_m) = P(IM_m) \quad \text{si } m = NIM \\ & p(IM_m) = P(IM_m) - P(IM_{m+1}) \quad \text{si } m \neq NIM \end{aligned} \quad 6-2$$

donde NIM es el número de datos de la IM. La Figura 6-1 muestra un gráfico de la POE de IM y la correspondiente probabilidad $p(IM)$.

El análisis estructural determina la respuesta de una estructura ante un sismo de una intensidad determinada en una manera probabilística. Las partes susceptibles de sufrir daño de un edificio se dividen en grupos de daño, que consisten en componentes que son afectados por el mismo EDP en igual forma. Posteriormente, IDAs son usados para calcular para cada grupo de daño, funciones de densidad de probabilidad para el EDP asociado a ese grupo en niveles crecientes de IM. La probabilidad de que en el grupo de daño j ocurra un parámetro de demanda ingenieril de valor igual a EDP_j^i dado que actúa una IM igual a IM_m en el edificio es $p(EDP_j^i | IM_m)$. En este caso, el superíndice i representa el número de puntos de datos en el que se ha dividido un EDP_j (ver Figura 6-2). Los EDPs pueden incluir parámetros locales como fuerzas en elementos o deformaciones, o parámetros globales como aceleración de entrepiso o deformación de entrepiso [15,17,93]. La formulación de la metodología del PEER requiere un solo valor para el EDP. Por lo tanto, los valores máximos de los EDPs mencionados son empleados [17]. La Figura 6-1 muestra un gráfico típico de la probabilidad $p(EDP_j^i | IM_m)$. Es común usar funciones de distribución lognormal para cada EDP considerado [16,17].

El análisis estructural también incluye la determinación de la probabilidad de colapso y no colapso, esto es, $p(C|IM)$ y $p(NC|IM)$, respectivamente. La probabilidad de colapso se obtiene a partir de los resultados de los IDAs. Para un nivel de intensidad específico IM_m la probabilidad de colapso se puede calcular como [17]:

$$p(C|IM_m) = \frac{\# \text{ de } GM_s \text{ que llevan al colapso}}{\# \text{ total de } GM_s} \quad 6-3$$

donde GM es un registro sísmico. Por lo tanto, la probabilidad de tener no colapso para un nivel de intensidad específico es $p(NC|IM_m) = 1 - p(C|IM_m)$.

El análisis de daño estima el daño físico en un componente como función de la respuesta estructural. En la metodología del PEER, el daño físico se expresa en términos de estados de daño (medidas de daño DMs). Los estados de daño corresponden a acciones de reparación necesarias para restaurar el componente a su estado no dañado [17]. El análisis de daño específicamente determina la probabilidad de que un grupo de daño j esté en un estado de daño k dado que el componente ha sido sujeto a un EDP igual a EDP_j^i , esto es, $p(DM_k|EDP_j^i)$. La herramienta usada para determinar esta probabilidad es la función de fragilidad. Una función de fragilidad representa la POE de una medida de daño para diferentes valores de EDP. Funciones de fragilidad para diferentes componentes están disponibles en la literatura [19,94,95]. De acuerdo con [16,17] la probabilidad $p(DM_k|EDP_j^i)$ para cada estado de daño k se calcula como:

$$\begin{aligned} & \text{for } k = 1: NDM \\ & p(DM_k|EDP_j^i) = P(DM_k|EDP_j^i) \text{ si } k = NDM \\ & p(DM_k|EDP_j^i) = P(DM_k|EDP_j^i) - P(DM_{k+1}|EDP_j^i) \text{ si } k \neq NDM \end{aligned} \quad 6-4$$

La Figura 6-2 ilustra la determinación de la probabilidad $p(DM_k|EDP_j^i)$ desde las funciones de fragilidad.

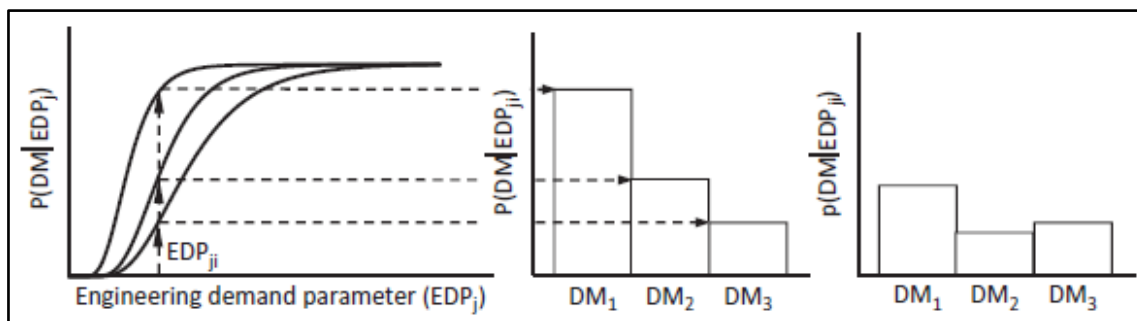


Figura 6-2. Determinación de la probabilidad de un DM desde las funciones de fragilidad (desde [17]).

Finalmente, el análisis de pérdida determina el valor esperado de la pérdida en el componente j dado que está en la medida de daño k , esto es, $E(DV_j|DM_k)$. La herramienta usada en esta etapa del análisis es la función de pérdida. Ésta describe la POE de una variable de decisión para diferentes grupos de daño y DMs. Las DVs son entidades cuantificables que permiten evaluar el desempeño de la estructura [16]. Como DVs se utilizan métricas de directo interés para los accionistas, tales como: pérdidas económicas, tiempo de reparación y número de víctimas fatales [17]. La determinación de una función de pérdida requiere: una distribución de probabilidades, la media, y la desviación estándar. Una distribución lognormal ha sido usada ampliamente en la literatura de estimación de pérdidas para cuantificar la incertidumbre en los costos de reparación [17,18,94]. Con respecto a la media, si se dispone de suficiente información acerca de las acciones de reparación y los costos unitarios de reparación, se puede hacer estimativos razonables de las pérdidas esperadas correspondientes a diferentes estados de daño de un componente. En cuanto a la desviación estándar, se puede calcular usando el procedimiento descrito en Aslani y Miranda [94], el cual implica estimar coeficientes de correlación entre diferentes acciones de reparación correspondientes a diferentes estados de daño. Alternativamente, la desviación estándar se puede obtener estimando un coeficiente de variación (COV) de la pérdida. Valores razonables para el COV se pueden suponer según el grado de información disponible para calcular el valor esperado de las pérdidas. Además, para determinar el COV se puede obtener ayuda de estimadores de costo profesionales [17]. La Figura 6-1 muestra funciones de pérdida típicas.

Definida la función de pérdida para el estado de daño k del componente j , se obtiene la función de densidad de probabilidad correspondiente, a partir de la cual se calcula el valor esperado.

El análisis de pérdida también incluye la determinación del valor esperado de la pérdida dado que la estructura colapsa, esto es, $E(DV|C)$. Este valor esperado se determina igualmente utilizando una función de pérdida para el caso de colapso del edificio.

Finalmente, el valor esperado de la pérdida para la estructura, $E(DV)$, debido a la amenaza sísmica, es obtenido combinando las probabilidades de los cuatro análisis mencionados mediante el teorema de probabilidad total, como sigue [17]:

$$E(DV) = \sum_m E(DV|IM_m)p(IM_m) \quad 6-5a$$

$$E(DV|IM_m) = E(DV|NC, IM_m)p(NC|IM_m) + E(DV|C) p(C|IM_m) \quad 6-5b$$

$$E(DV|NC, IM_m) = \sum_j E(DV_j|NC, IM_m) \quad 6-5c$$

$$E(DV_j|NC, IM_m) = \sum_i E(DV_j|EDP_j^i)p(EDP_j^i|IM_m) \quad 6-5d$$

$$E(DV_j|EDP_j^i) = \sum_k E(DV_j|DM_k)p(DM_k|EDP_j^i) \quad 6-5e$$

donde m es el índice para la IM, j es el índice para los grupos de daño, i es el índice para un valor de EDP y k es el índice para las medidas de daño DMs. Todas las demás probabilidad ya han sido previamente definidas. Vale la pena mencionar que en la Ecuación 6-5b el valor esperado $E(DV|C)$ no está condicionado a la IM porque la función de pérdida para el colapso tiene una misma contribución a las pérdidas monetarias independientemente del valor de la IM.

Hay varias medidas de pérdida económica que pueden ser usadas para describir el desempeño sísmico, entre estas se tiene: la pérdida anual esperada (EAL, por sus siglas en Inglés), y el valor presente de la pérdida esperada (PV, por sus siglas en Inglés). La EAL es la pérdida económica que, en promedio, ocurre cada año en el edificio [96]. La EAL se puede usar para comparar, por ejemplo, las primas de seguro anuales a las pérdidas esperadas cada año. La EAL se calcula usando un tiempo de un año ($t=1$ año) en la Ecuación 6-1 y las Ecuaciones 6-5.

El valor presente de una inversión es el valor actual que tendrá una determinada cantidad de dinero que se recibirá o pagará en el futuro, en un período de tiempo acordado. En 50 años, el valor presente de la pérdida esperada se puede calcular mediante la siguiente ecuación [97]:

$$PV (50 \text{ años}) = \sum_{t=1}^{50} \frac{EAL}{(1+r)^t} \quad 6-6$$

donde r es la tasa de descuento. El PV permite evaluar, por ejemplo, entre dos diseños ¿Cuál es la mejor inversión a largo tiempo para los accionistas?

Las dos medidas de pérdida descritas (EAL y PV) permiten a los propietarios o accionistas tomar decisiones acerca del manejo del riesgo más informadas para proteger su inversión.

6.3 Costos de construcción

En esta sección se muestran los costos por cada partida para un edificio residencial con muros estructurales construido en la ciudad de Santiago, Chile. A partir de los datos de costos de este edificio se obtuvieron los costos necesarios para el análisis de pérdida de los edificios de estudio.

6.3.1 Costos de un edificio residencial tipo

El edificio tipo tiene 12 pisos con 231 apartamentos de 1, 2 y 3 dormitorios. La Tabla 6-1 muestra el cuadro de superficie de este edificio.

Tabla 6.1. Cuadro de superficie del edificio tipo.

Superficie	m^2
Losas sobre cota 0	14182
Subterráneos	5321
Apartamentos	8365
Terrazas	1331

El costo total (CT) de construcción de un edificio es la suma del costo directo (CD), el costo indirecto (CI) y la utilidad (U). Los costos directos son los gastos debido al material, la mano de obra y el equipo necesarios para la construcción del edificio. Los costos indirectos son los gastos generales que permiten la ejecución de los trabajos de construcción del edificio, por

ejemplo: gastos de administración, dirección técnica, organización, vigilancia, etc. La utilidad es la ganancia del constructor debida a la ejecución del proyecto. La utilidad se calcula como un porcentaje del costo directo más el costo indirecto. En este estudio, se usa como unidad monetaria el dólar americano, notado por \$. Ciertos valores de costos se expresan también en unidades de fomento (UFs). El estudio considera el siguiente tipo de cambio: 1 dólar = 39.28 UF, 1 UF= 27892.17 pesos chilenos y 1 dólar= 710 pesos chilenos.

Para el edificio tipo, el CT fue de \$13.34 millones (339500 UFs), repartido en un CD de \$10.83 millones (275600 UFs), un CI de \$1.64 millones (41671 UFs) y una utilidad de \$0.87 millones (22210 UFs). El CI + U representa el 23.2 % del CD. Este costo se obtuvo de forma confidencial de una empresa constructora.

Es de interés calcular el costo por m² de construcción con el fin de obtener el costo de los edificios de estudio. El costo por m² se calcula dividiendo el costo total del edificio por el área total de plantas en m². De la Tabla 6-1, el área total de plantas del edificio tipo es 19503 m², conformada por el área de losas sobre cota 0 y el área de subterráneos. Por lo tanto, el costo de construcción por m² es de \$700 (17.41 UFs). Es importante mencionar que este costo no incluye el costo del terreno.

El presupuesto del edificio considerado contiene muchas partidas y para simplificar el manejo de la información estas se agruparon en cuatro partidas: obra gruesa, terminaciones, instalaciones y otros. La partida “otros” agrupa a instalaciones provisionales, obras previas, obras de uso público, obras exteriores, equipamiento de sala de uso múltiple y de la recepción. La Figura 6-3 muestra el costo relativo de cada partida respecto del costo total del edificio. Vale la pena mencionar que el costo relativo de cada partida del edificio tipo incluye el costo indirecto y la utilidad.

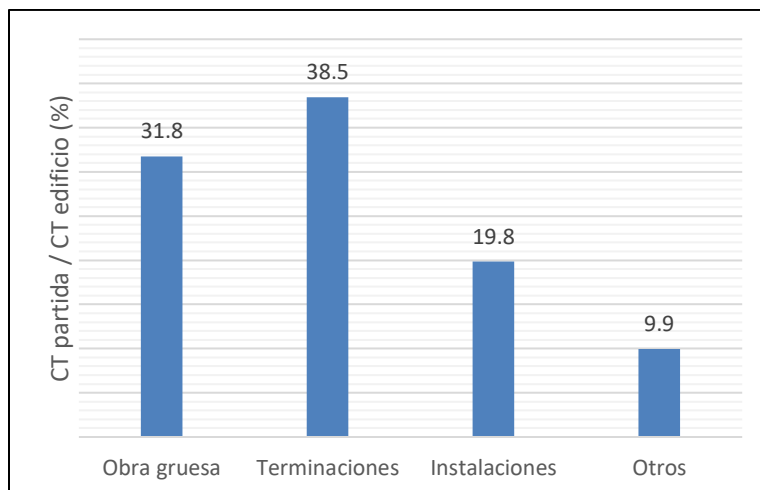


Figura 6-3. Costo relativo de cada partida del edificio tipo.

La Figura 6-4 muestra un desglose de la partida “Obra gruesa”. Se observa que el mayor porcentaje (30.4% del CT) lo constituyen elementos estructurales (muros estructurales, columnas, losas, vigas y muros en el subsuelo).

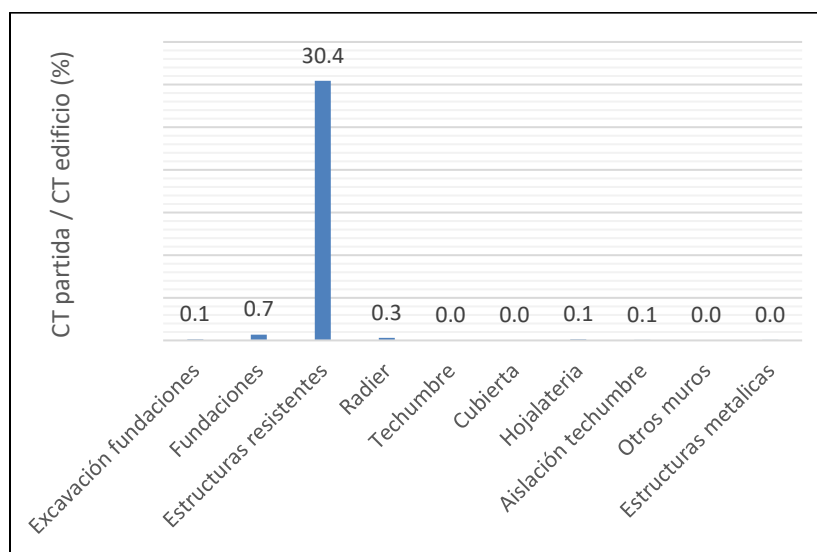


Figura 6-4. Desglose de la partida “Obra gruesa” del edificio tipo.

La Figura 6-5 muestra el desglose de la partida “Terminaciones”. Se observa que los muebles de equipamiento de cada apartamento es el rubro con mayor costo (6.6% del costo total). Sin

embargo, es necesario notar que el rubro “Tabiques” no incluye sus terminaciones. Si se incluye terminaciones, el costo de los tabiques aumenta significativamente, como se indica más abajo.

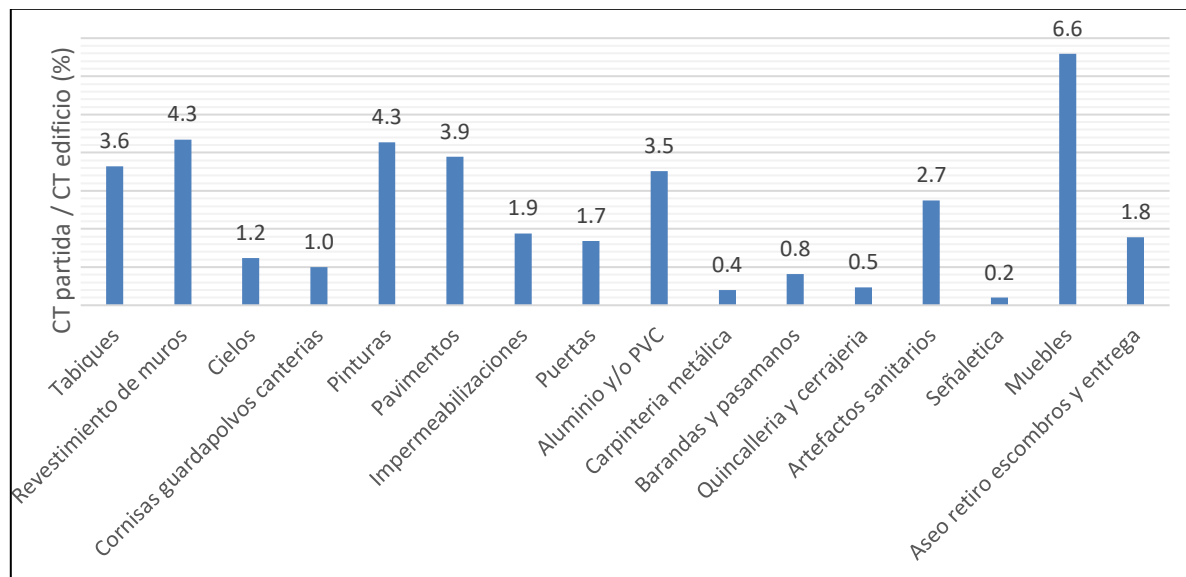


Figura 6-5. Desglose de la partida “Terminaciones” del edificio tipo.

La Tabla 6-2 muestra los costos de varias partidas consideradas para el análisis de pérdida (sección 6.4.4). Estos costos incluyen las terminaciones y se muestran como un porcentaje del costo total del edificio. Vale la pena mencionar que la relación entre kilogramos de acero y m^3 de hormigón para toda la estructura (incluyendo fundaciones) fue de 93.6 (kg/m^3).

Tabla 6.2. Costo de varias partidas en el edificio residencial tipo.

COSTO MUROS ESTRUCTURALES				
Partida	CD partida (millones \$)	CI+U partida (millones \$)	CT partida (millones \$)	CT partida / CT edificio (%)
Moldaje	0.65	0.15	0.80	6.03
Acero	0.59	0.14	0.73	5.48
Hormigón	0.51	0.12	0.63	4.72
Revestimiento	0.24	0.05	0.29	2.27
Pintura	0.12	0.03	0.14	1.07
Total	2.11	0.49	2.60	19.47

COSTO LOSAS ESTRUCTURALES				
Partida	CD partida (millones \$)	CI+U partida (millones \$)	CT partida (millones \$)	CT partida / CT edificio (%)
Moldaje	0.40	0.09	0.49	3.67
Acero	0.39	0.09	0.48	3.61
Hormigón	0.35	0.08	0.43	3.19
Pavimentos	0.42	0.10	0.52	3.89
Cielos	0.13	0.03	0.16	1.23
Pintura	0.23	0.05	0.29	2.14
Total	1.92	0.44	2.36	17.73

COSTO TABIQUES				
Partida	CD partida (millones \$)	CI+U partida (millones \$)	CT partida (millones \$)	CT partida / CT edificio (%)
Tabiques	0.39	0.09	0.49	3.64
Revestimiento	0.24	0.05	0.29	2.17
Pintura	0.12	0.03	0.14	1.07
Total	0.74	0.17	0.92	6.88

COSTO VENTANAS				
Partida	CD partida (millones \$)	CI+U partida (millones \$)	CT partida (millones \$)	CT partida / CT edificio (%)
Ventanas PVC	0.36	0.08	0.44	3.28
Total	0.36	0.08	0.44	3.28

6.3.2 Costos de los edificios de estudio

El costo de construcción total de cada edificio se estimó utilizando el costo de construcción por metro cuadrado obtenido en la sección anterior (\$700/m²) y considerando un área de construcción de 9000 m² para todos los edificios. Además, para la determinación del costo total se tomó en cuenta la variación de la densidad de muros presente en cada edificio. La variación de la cantidad de tabiques en el costo total no es significativa, por lo que esta variación no se incluyó. A partir del costo de construcción por m² se tiene que el costo total de un edificio de 9000 m² es \$6.30 millones, de los cuales el costo de los muros (el 19.5%

CT) es \$1.23 millones y el restante de \$5.07 millones corresponde a “Otros costos”. En este estudio se consideró que el costo de los muros obtenido (\$1.23 millones) corresponde al costo de los muros del edificio B2 (CM_{B2}). Para los otros edificios, el costo de los muros (CM_{Bi}) se estimó con:

$$CM_{Bi} = (1 + \alpha) * CM_{B2} \quad 6-7$$

$$\alpha = (LM_{Bi} - LM_{B2})/LM_{B2}$$

donde: LM_{Bi} es la longitud de los muros del edificio considerado y LM_{B2} es la longitud de los muros del edificio B2. Luego, el costo total de cada edificio es la suma del costo de los muros calculado y los “Otros costos”. La Tabla 6-3 muestra los valores obtenidos para estos costos. Se puede observar en la tabla que la diferencia entre los costos totales de los edificios resultó pequeña al variar la densidad de muros. Por ejemplo, si se comparan los costos totales de los edificios B4 y B1, el costo del edificio B4 es apenas 5.7% menor que el costo del edificio B1. Vale la pena mencionar que al disminuir la densidad de muros se consideró que el espacio que queda libre es ocupado por tabiques. Por lo que el espacio útil no varía para los distintos edificios. Finalmente, no se consideró la posible variación del costo de la losa para los edificios.

Tabla 6.3. Costos de construcción de los edificios de estudio.

Edificio	Longitud muros (m)	Costos muros (millones \$)	Otros costos (millones \$)	Costo total (millones \$)
B1	113.4	1.30	5.07	6.37
B2	107.4	1.23	5.07	6.30
B3	90	1.03	5.07	6.10
B4	82	0.94	5.07	6.01

6.4 Análisis de amenaza, estructural, de daño y de pérdida para los edificios de estudio

En esta sección se muestran los resultados obtenidos del análisis de amenaza, estructural, de daño y de pérdidas para los edificios de estudio. Los edificios de estudio se describieron en detalle en las secciones 3.3 a 3.5. Estos son edificios residenciales de 20 pisos cuyo sistema resistente a carga lateral y vertical son muros estructurales de HA. La Figura 3-4 muestra una vista en planta de los edificios con la distribución de los muros de HA.

6.4.1 Análisis de amenaza

Utilizando las curvas de amenaza para cada edificio de estudio desarrolladas en la sección 5.4.1 y considerando una duración del ciclo de vida de los edificios de un año (con la finalidad de obtener la EAL) se obtuvo la POE de IM y la probabilidad $p(IM_m)$ usando las ecuaciones 6-1 y 6-2, respectivamente. En esta investigación se usó como IM la pseudo aceleración en el período fundamental de cada edificio $S_a(T_1)$. Los períodos usados para calcular estas curvas fueron 1.21 s, 1.51 s, 2.21 s y 2.48 s para los edificios B1, B2, B3 y B4, respectivamente. Estos períodos se obtuvieron considerando rigideces reducidas de las losas de acoplamiento y de los muros transversales, para tomar en cuenta el agrietamiento (ver sección 4.2). Valores de la POE y de la probabilidad $p(IM_m)$ para valores discretos de IM entre 0.05g y 0.75g con un incremento de 0.05g se muestran en la Figura 6-6. Vale la pena mencionar que se usó una IM máxima de 0.75g para todos los edificios porque dicho valor permitió obtener al menos tres casos de no colapso para el edificio B4.

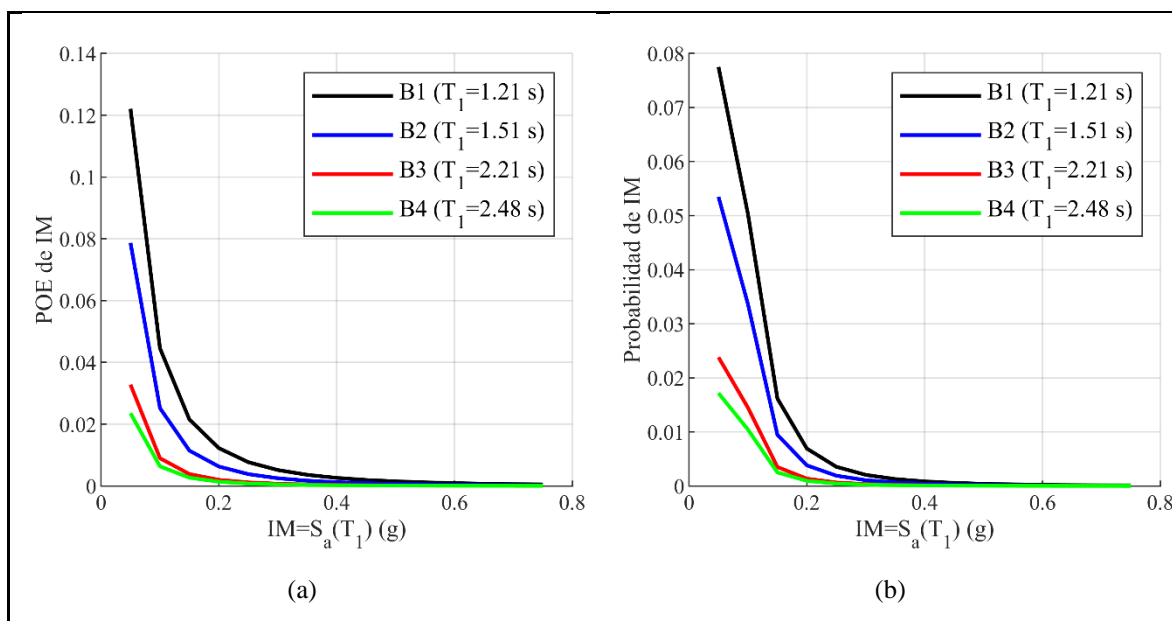


Figura 6-6. Valores de POE de IM (a) y probabilidad de IM (b) en un año para los edificios de estudio (considerando valores desde 0.05g a 0.75g).

6.4.2 Análisis estructural

En esta etapa de análisis es necesario definir los grupos de daño. Aunque es posible definir varios grupos de daño, solo cuatro grupos se consideraron para los edificios de estudio ($j=4$). Estos grupos son: 1) Muros estructurales, 2) losas, 3) tabiques, y 4) ventanas. La máxima

deformación tangencial de entrepiso a lo largo de la altura (MTDR) se consideró como EDP para los muros estructurales, mientras que la máxima deformación de entrepiso a lo largo de la altura (MIDR) se consideró como EDP para los restantes grupos.

Para cada valor m de IM , la media y la desviación estándar del EDP_j se obtuvieron de los resultados de los IDAs con los casos de no colapso, obtenidos en la sección 5.3.2. La Figura 6-7 (a) muestra para el edificio B2, los valores de MTDR para cada registro que no produjo colapso escalados a $S_a(T_1)=0.3g$. A partir de estos datos, la media y la desviación estándar resultaron igual 0.004 y 0.0019, respectivamente. La Figura 6-7 (b) muestra la función de densidad de probabilidad lognormal correspondiente a la media y desviación estándar mencionadas. En esta función las ordenadas representan la probabilidad de que en el grupo de daño muros estructurales del edificio B2 ocurra determinado valor de MTDR dado que actúa una IM igual a 0.3g, esto es, $p^*(MTDR|IM)$. La ecuación 6-5d considera que $p(EDP_j|IM_m)$ es una función de densidad de probabilidad para variables discretas. Por lo tanto, cada valor de la probabilidad p^* se multiplicó por el incremento del MTDR usado en la discretización, el cual fue de 0.0004. La función de densidad de probabilidad resultante $p(MTDR|IM)$ se muestra en la Figura 6-7 (c). En esta función, la suma de sus ordenadas es igual a uno. Siguiendo, un procedimiento igual se obtuvo la probabilidad $p(EDP_j|IM_m)$ para los restantes grupos de daños y edificios de estudio. Las Figuras 6-8 y 6-9 muestran las funciones de densidad de probabilidad de MTDR y MIDR, respectivamente, para tres valores de IM , para los cuatro edificios de estudio. Por facilidad de visualización de las curvas, estas probabilidades se representan con línea continua, en vez de barras verticales. La probabilidad $P(MIDR|IM)$ de la Figura 6-8 (b) coincide para $S_a(T_1)=0.3g$ con la Figura 6-7 (c). En el apéndice E se muestra la media y la desviación estándar de los EDP_j para diferentes valores de $S_a(T_1)$ de los distintos edificios.

Vale la pena mencionar un aspecto importante en el cálculo de la probabilidad $p(EDP_j|IM_m)$. Debido a que el número de casos de no colapso disminuye cuando la IM aumenta (ver Figura 5-13), se consideró un mínimo de tres casos de no colapso para el cálculo de la media y la desviación estándar de $p(EDP_j|IM_m)$. Si bien es cierto que un número pequeño de casos de no colapso introduce incerteza en el cálculo de los parámetros estadísticos del EDP, la contribución de los casos de no colapso en el cálculo del valor esperado $E(DV|IM_m)$,

Ecuación 6-5 (b), decrece para IM mayores. Por lo tanto, la incerteza introducida en la obtención de los parámetros estadísticos del EDP con reducido número de datos disminuye.

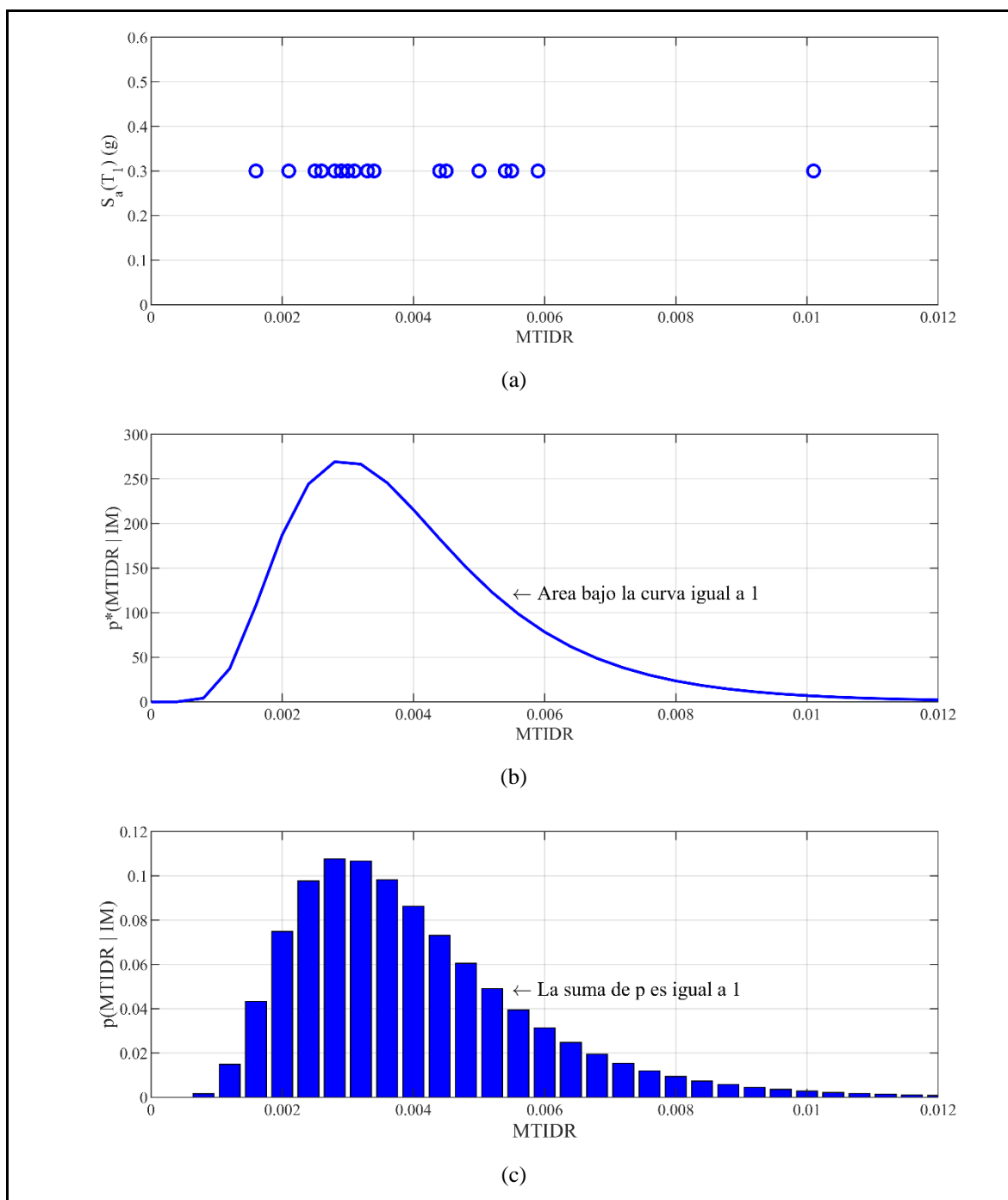


Figura 6-7. Procedimiento para obtener la función de densidad de probabilidad $p(MTIDR|IM_m)$ para el grupo de daño muros estructurales del edificio B2, en una $S_a(T_1)=0.3g$: (a) valores de MTIDR para $IM_m = S_a(T_1)=0.3g$; (b) función de densidad de probabilidad $p^*(MTIDR|IM)$ para variable continua; (c) función de densidad de probabilidad $p(MTIDR|IM)$ para variable discreta. Para que se vean mejor los gráficos, en el eje x se muestra hasta un MTIDR de 0.012, sin embargo, para el análisis el MTIDR considerado fue de 0.04.

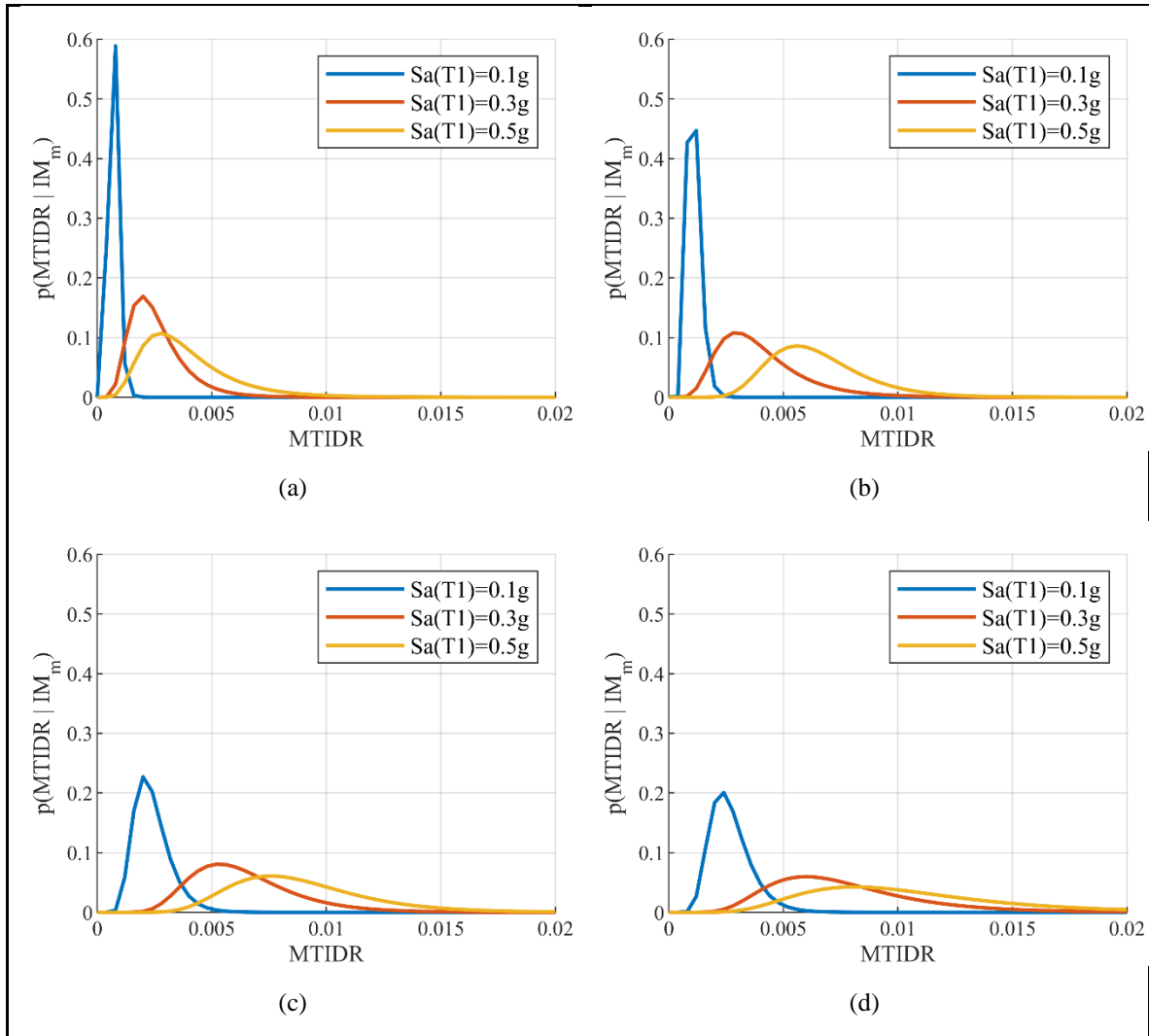


Figura 6-8. Función de densidad de probabilidades de MTIDR para los muros estructurales de los edificios: a) B1; b) B2; c) B3 y d) B4. Para que se vean mejor las curvas se graficó hasta un MTIDR de 0.02, sin embargo, para el análisis el MTIDR considerado fue de 0.04.

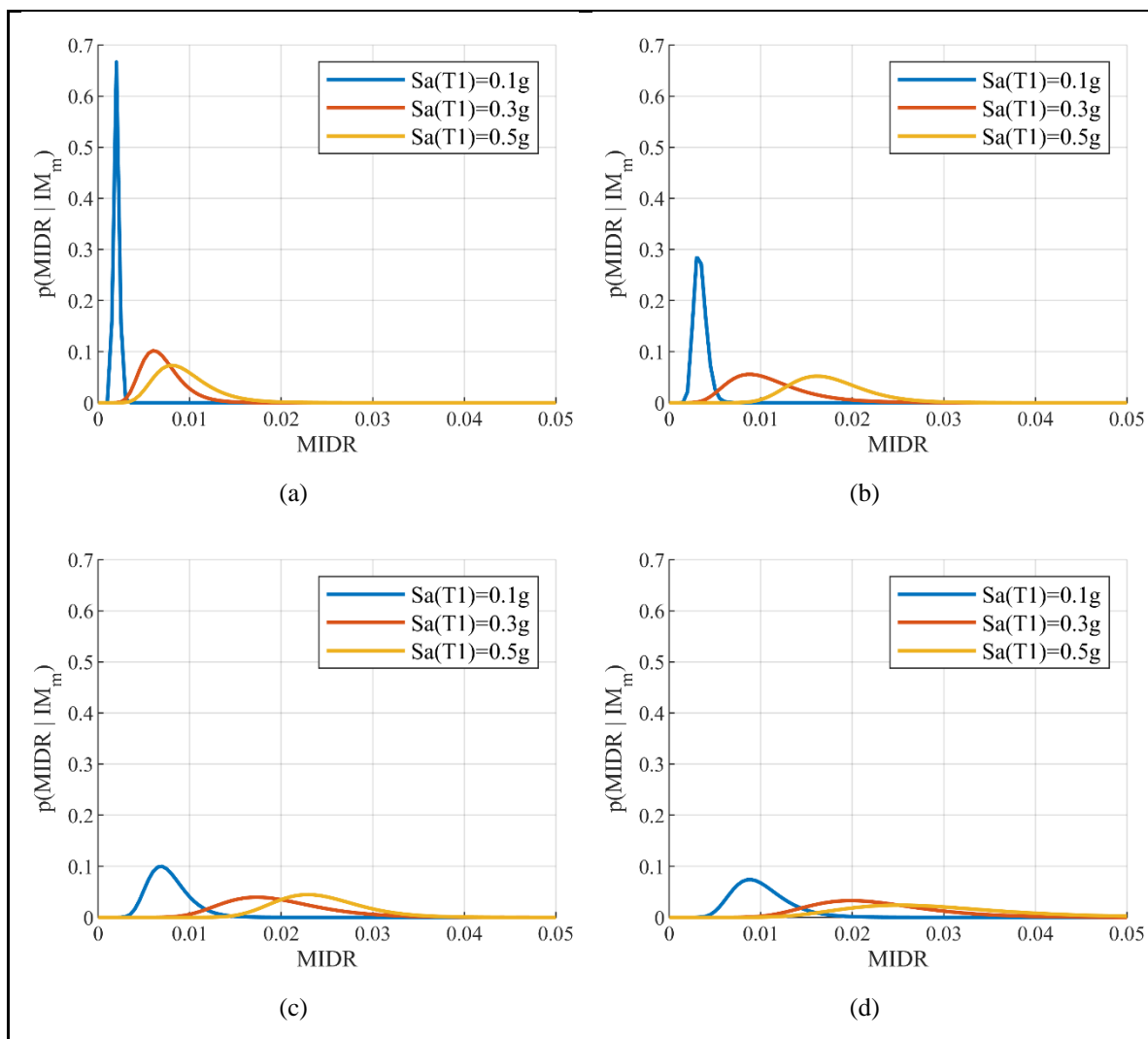


Figura 6-9. Función de densidad de probabilidades de MIDR para los grupos de daño losas, tabiques y ventanas de los edificios: a) B1; b) B2; c) B3 y d) B4.

La probabilidad de colapso de los edificios de estudio se obtuvo en la sección 5.3.3. Por conveniencia los resultados se presentan nuevamente en la Figura 6-10, junto con las probabilidades de no colapso.

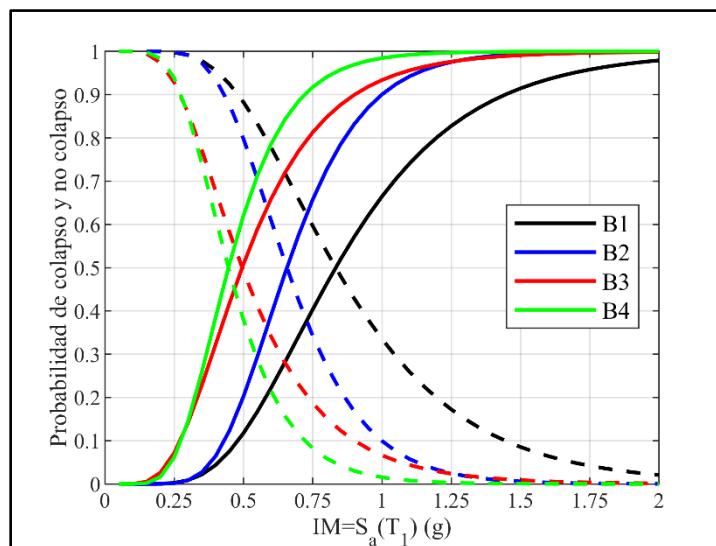


Figura 6-10. Probabilidades de colapso y no colapso para los edificios de estudio. Colapso con línea continua. No colapso con línea entrecortada.

6.4.3 Análisis de daño

En esta sección se describen las funciones de fragilidad usadas para los muros estructurales, losas de entrepiso, tabiques y ventanas de los edificios de estudio.

a. Muros estructurales

Las funciones de fragilidad para los muros estructurales se definieron de acuerdo con la recomendaciones del FEMA P-58/BD-3.8.9 [27]. Este documento propone curvas de fragilidad para muros esbeltos con base en datos experimentales de 66 muros de 18 programas de ensayo, con 42 muros rectangulares, 13 muros con cabezales, 5 muros C, 2 muros H y 4 muros T. De estos muros, cincuenta muros fueron ensayados con carga cíclica y 16 con carga monotónica. La Tabla 6-4 muestra un resumen de las propiedades de los muros de la base de datos del FEMA P-58/BD-3.8.9 [27]. Como se puede observar en la tabla, la base de datos considera muros esbeltos ($1.99 \leq M/(Vl_w) \leq 2.46$) con y sin refuerzo de confinamiento (ρ_{con}) y con una relación de carga axial (λ_N) de hasta 0.21. La relación demanda-capacidad a corte de los muros (V_u/V_n , donde V_n es la resistencia a corte nominal de los muros definida según el ACI 318-08 [58] y V_u la fuerza de corte máxima reportada en los ensayos) varió entre 0.2 y 1.4. En la tabla se muestra también la capacidad al esfuerzo de corte normalizado v_n y la demanda al esfuerzo de corte normalizado v_u . Los

esfuerzos normalizados v_n y v_u son obtenidos dividiendo V_n o V_u para $A_{cv}\sqrt{f'_c}$, respectivamente, donde A_{cv} es el área a corte y f'_c la resistencia a compresión del hormigón. Considerando la combinación de carga gravitacional $D + 0.25L$, donde D es la carga muerta y L la carga viva, λ_N de los muros de los edificios B1, B2 y B3 estuvo entre 0.11 y 0.17, mientras que λ_N del edificio B4 varió entre 0.12 y 0.22. Este último valor de λ_N resultó ligeramente mayor que el valor máximo de λ_N de la tabla debido a que el edificio B4 posee los muros de menor longitud (ver Figura 3-1). Es importante notar que cuando actúa el sismo, la carga axial en los muros va cambiando con el tiempo, variación que los ensayos no contemplan.

Tabla 6.4. Resumen de las propiedades de los 66 muros experimentales del FEMA P-58/BD-3.8.9 [79].

Parameter	Mean	Min.	Max.	Std. Dev.	Coeff. of Var.
Scale	0.37	0.16	0.98	0.18	0.48
f'_c , ksi	5.5	3.0	11.3	1.6	0.3
f_y , ksi	67	40	87	10	0
ρ_{be} , %	3.5	0.8	11.4	2.3	0.7
ρ_{web} , %	0.71	0.17	2.49	0.70	0.99
ρ_h , %	0.46	0.17	1.38	0.22	0.49
ρ_{con} , %	1.62	0.00	5.93	1.64	1.01
λ_N	0.05	0.00	0.21	0.05	1.04
$M/(V\ell_w)$	2.46	1.99	5.00	0.53	0.21
v_n	6.4	3.5	14.3	2.3	0.4
v_u	4.8	1.1	11.0	2.3	0.5
V_u/V_n	0.7	0.2	1.4	0.3	0.4

La Tabla 6-5 muestra los estados de daño y las acciones de reparación propuestas en el FEMA P-58/BD-3.8.9 [27] para muros estructurales esbeltos. Una descripción de cada estado de daño es también presentada en la Tabla 6-5. Los estados de daño fueron definidos con base en las acciones requeridas para restaurar los muros a su estado original. Una distribución lognormal fue usada para desarrollar las funciones de fragilidad en el FEMA P-58/BD-3.8.9 [27]. La Tabla 6-5 muestra los valores de mediana y coeficiente de variación (COV) para cada estado de daño y la Figura 6-11 (a) muestra las curvas de fragilidad resultantes. Adicionalmente, la Figura 6-11 (b) muestra la probabilidad de estar en cada uno de los cuatro estados de daño definidos en los muros dado un valor del EDP, $p(DM_k|EDP_j^i)$. Esta probabilidad se obtuvo aplicando la Ecuación 6-4.

Tabla 6.5. Parámetros de las funciones de fragilidad para muros esbeltos de HA según el FEMA P-58/BD-3.8.9 [79].

Estado de daño (DS)	Acción de reparación	Mediana	COV
DS1: Agrietamiento inicial y fluencia	Reparación superficial	0.0011	0.91
DS2: Desprendimiento del recubrimiento, grietas verticales	Inyección con epoxi y reparación	0.0090	0.53
DS3: Refuerzo longitudinal expuesto	Reemplazo del hormigón	0.012	0.41
DS4: Fractura o pandeo de las barras de refuerzo longitudinal, daño del núcleo, deslizamiento por adherencia, aplastamiento del alma, falla de corte	Reemplazo del acero y del hormigón	0.019	0.44

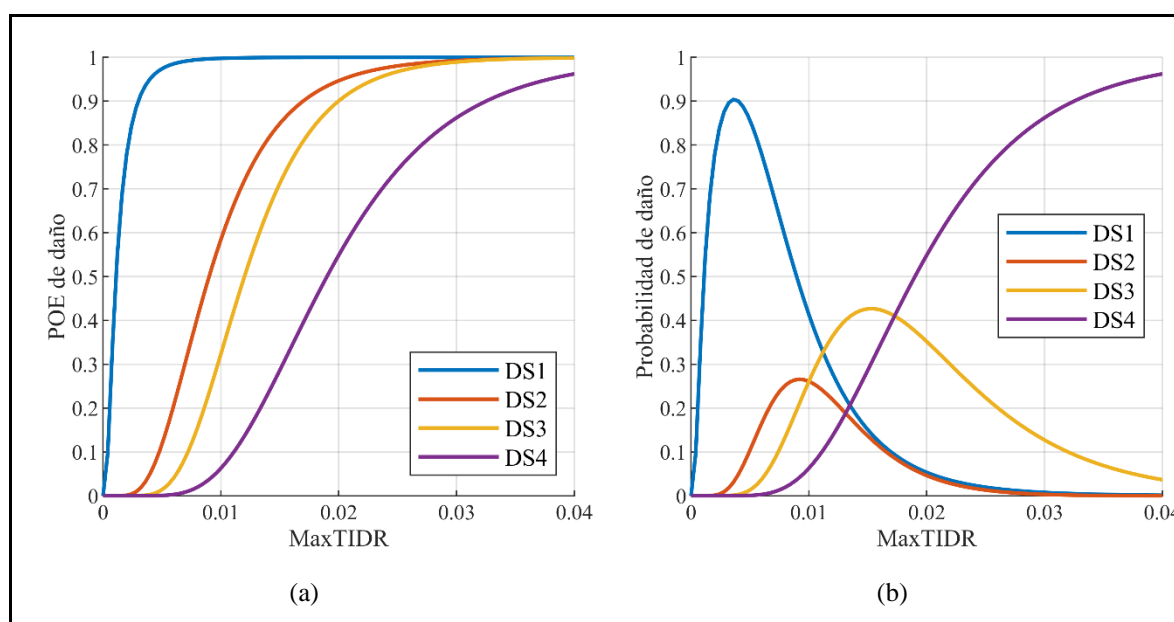


Figura 6-11. Curvas de fragilidad (a) y probabilidad de estar en cada uno de los estados de daño (b) para los muros estructurales de los edificios de estudio.

b. Losas

El ancho efectivo de la losa de acople en cada eje (asumido que actúa efectivamente como una viga de acople ancha) se considera que sufre daño y contribuye a las pérdidas económicas. Las uniones muro-losa se consideraron que no fallan a punzonamiento. Consecuentemente, para las losas de acople en cada eje se utilizaron funciones de fragilidad de vigas. El ancho efectivo de la losa en cada eje que actúa como viga se definió en la sección 4.2.

El FEMA P-58/BD-3.8.6 [98] ha desarrollado funciones de fragilidad para pórticos de HA que satisfacen los requerimientos del ACI 318S-08 [58] y para pórticos que cumplen los requerimientos del ASCE/SEI Standard 41-06 [76] con alta, moderada, baja y sin ductilidad. Estas funciones de fragilidad fueron desarrolladas usando datos obtenidos desde ensayos experimentales de pórticos y columnas rectangulares.

La Tabla 6-6 muestra los estados de daño y las acciones de reparación usadas en el FEMA P-58/BD-3.8.6 [98] para pórticos sin ductilidad. Esta categoría de pórticos se usó porque las losas de los edificios con muros de HA tienen poca o nula ductilidad, a causa de que el diseño no considera armadura transversal de confinamiento para el hormigón de la zona de flexo-compresión. Una distribución lognormal fue usada para desarrollar las funciones de fragilidad en el FEMA P-58/BD-3.8.6 [98]. La Tabla 6-6 presenta los valores de mediana y COV del IDR para cada estado de daño y la Figura 6-12 (a) muestra las curvas de fragilidad resultantes. Además, la Figura 6-12 (b) muestra la probabilidad de estar en uno de los dos estados de daño definidos en las losas. Vale la pena mencionar que para pórticos sin ductilidad, el FEMA P-58/BD-3.8.6 [98] no considera fragilidades para el estado de daño DS2, el cual está asociado con el desprendimiento del hormigón del recubrimiento que expone el refuerzo transversal, pero no el refuerzo longitudinal. El valor de deformación del daño DS-3 de las losas (0.0050) es bastante menor al de muros (0.012), lo que implica que las losas se dañan antes de los muros.

Tabla 6.6. Parámetros estadísticos de las funciones de fragilidad para vigas sin ductilidad (losas de entrepiso de los edificios de estudio) según el FEMA P-58/BD-3.8.6 [80].

Estado de daño (DS)	Acción de reparación	Mediana	COV
DS1: Agrietamiento del hormigón	Inyección con epoxi del hormigón	0.0025	0.42
DS3: Refuerzo longitudinal expuesto o aplastamiento del hormigón del núcleo	Reemplazo del hormigón	0.0050	0.53

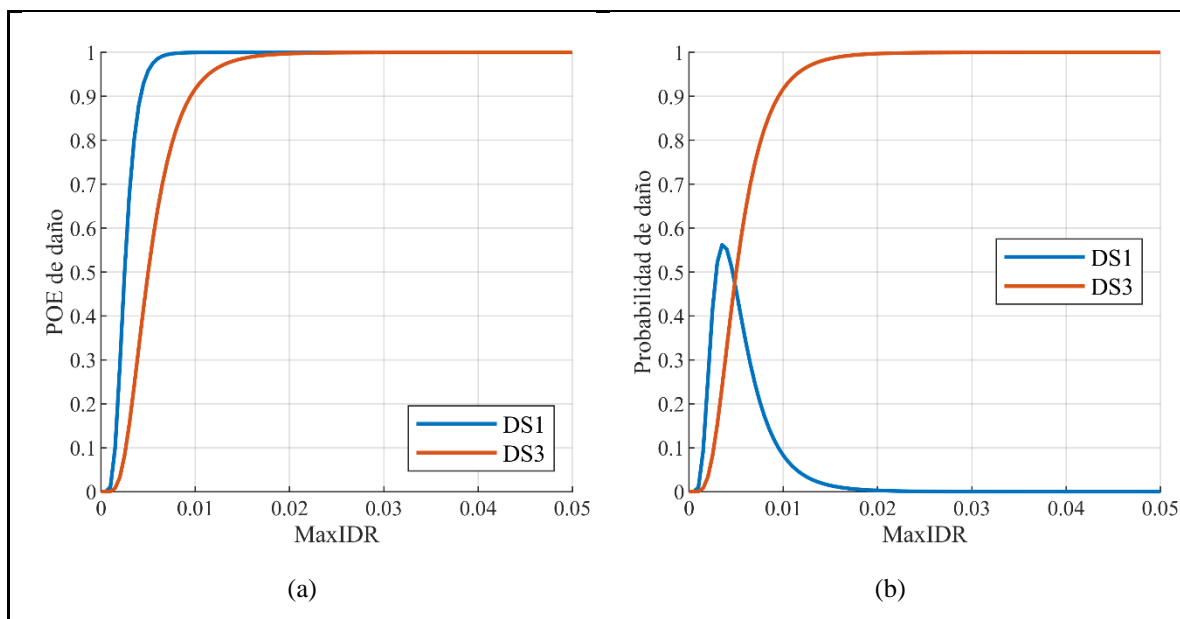


Figura 6-12. Curvas de fragilidad (a) y probabilidad de estar en cada uno de los estados de daño (b) para vigas sin ductilidad (losas de entrepiso de los edificios de estudio).

c. Tabiques

Las funciones de fragilidad para los tabiques se definieron según el FEMA P-58/BD-3.9.2 [99]. Este documento ha desarrollado funciones de fragilidad para tabiques interiores no estructurales hechos con marco metálico (montantes y canales) y tableros de yeso-cartón como material de revestimiento. Estas funciones de fragilidad se desarrollaron en base a los resultados de 74 ensayos experimentales de tabiques de seis programas de investigación. Estos ensayos fueron principalmente estáticos aunque los resultados de pocos ensayos dinámicos también se incluyeron. El FEMA P-58/BD-3.9.2 [99] considera cuatro categorías diferentes de tabiques: 1) Tabiques con conexión completa. En estos tabiques ambos extremos de los montantes están conectados a los canales, 2) Tabiques con conexión a fricción y tabiques transversales en los extremos. En estos tabiques únicamente un extremo de los montantes está conectado a los canales, 3) Tabiques con conexión a fricción, pero sin tabiques transversales, y 4) Tabiques de altura parcial. En Chile es común el empleo de tabiques hechos con marco metálico y tableros de yeso-cartón en los edificios residenciales. Se puede encontrar en el mercado Chileno tabiques de diferente altura, con espesores de tableros de 10 mm y 15 mm, y con espaciamiento de montantes de 400 mm y 600 mm. Para esta investigación se consideró que los tabiques de los edificios de estudio tienen una

conexión completa entre los montantes y los canales, lo cual constituye la práctica habitual en este tipo de estructuras.

La Tabla 6-7 muestra los estados de daño y las acciones de reparación usadas en el FEMA P-58/BD-3.9.2 [99] para tabiques con conexión completa. Una descripción de cada estado de daño también se presenta en la Tabla 6-7. Una distribución lognormal fue usada para desarrollar las funciones de fragilidad en el FEMA P-58/BD-3.9.2 [99]. La Tabla 6-7 muestra los valores de mediana y COV del IDR para cada estado de daño y la Figura 6-13 (a) muestra las curvas de fragilidad resultantes. Adicionalmente, la Figura 6-13 (b) muestra la probabilidad de estar en uno de los tres estados de daño definidos para los tabiques.

Tabla 6.7. Parámetros estadísticos de las funciones de fragilidad para tabiques con conexión completa según el FEMA P-58/BD-3.9.2 [81].

Estado de daño (DS)	Acción de reparación	Mediana	COV
DS1: Daño visible inicial, agrietamiento leve	Repaste y pintura	0.0021	0.66
DS2: Significante agrietamiento y aplastamiento en tableros	Reemplazo de tableros de yeso-cartón dañados, repaste y pintura	0.0071	0.47
DS3: Severo daño en tableros y marco de acero	Reemplazo de la partición en su totalidad	0.0120	0.47

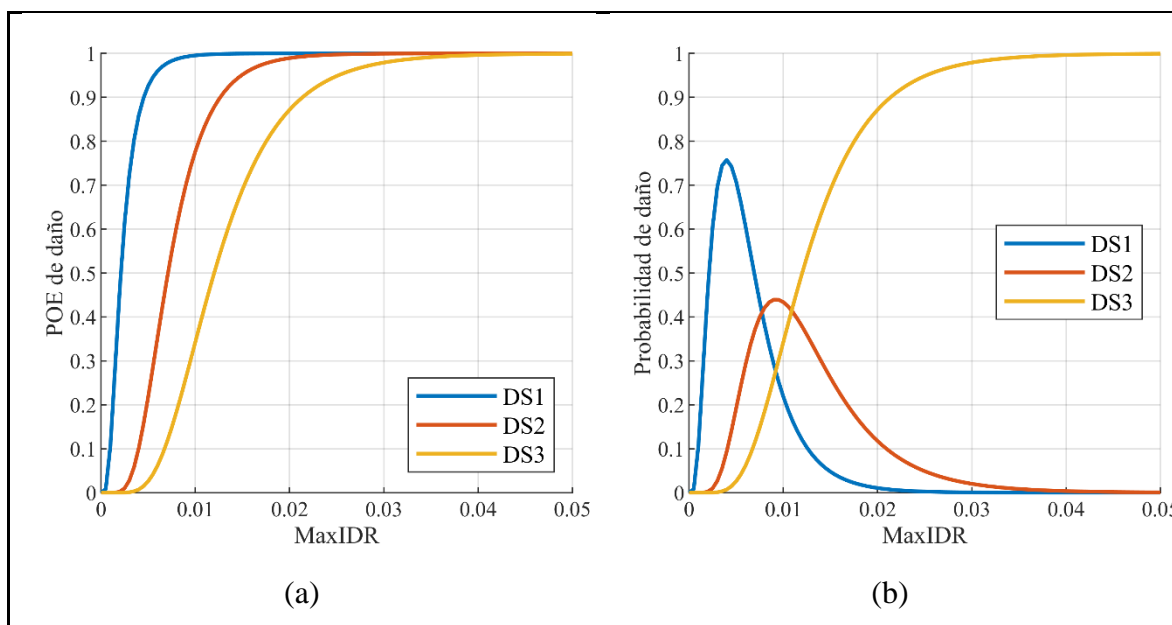


Figura 6-13. Curvas de fragilidad (a) y probabilidad de estar en cada uno de los estados de daño (b) para los tabiques de los edificios de estudio.

d. Ventanas

Funciones de fragilidad desarrolladas por Aslani y Miranda [94] se usaron para las ventanas. Estas funciones de fragilidad fueron desarrolladas en base a datos experimentales de 88 paneles de vidrio de cuatro programas de ensayo. La Tabla 6-8 muestra los estados de daño y las acciones de reparación usadas para ventanas corredizas. Una descripción de cada estado de daño también se presenta en la Tabla 6-8. Una distribución lognormal fue usada para desarrollar las funciones de fragilidad en [94]. La Tabla 6-8 muestra los valores de mediana y COV del IDR para cada estado de daño y la Figura 6-14 (a) muestra las curvas de fragilidad resultantes. Además, la Figura 6-14 (b) muestra la probabilidad de estar en uno de los tres estados de daño definidos para las ventanas.

Tabla 6.8. Parámetros estadísticos de las funciones de fragilidad para ventanas corredizas según Aslani y Miranda [76].

Estado de daño (DS)	Acción de reparación	Mediana	COV
DS1: Daños menores alrededor del marco	Realineación de la ventana	0.016	0.30
DS2: Agrietamiento en panel de vidrio sin caída de partes de vidrio	Reemplazo del panel de vidrio	0.032	0.30
DS3: Partes del panel de vidrio caen fuera del marco	Reemplazo del panel de vidrio	0.036	0.28

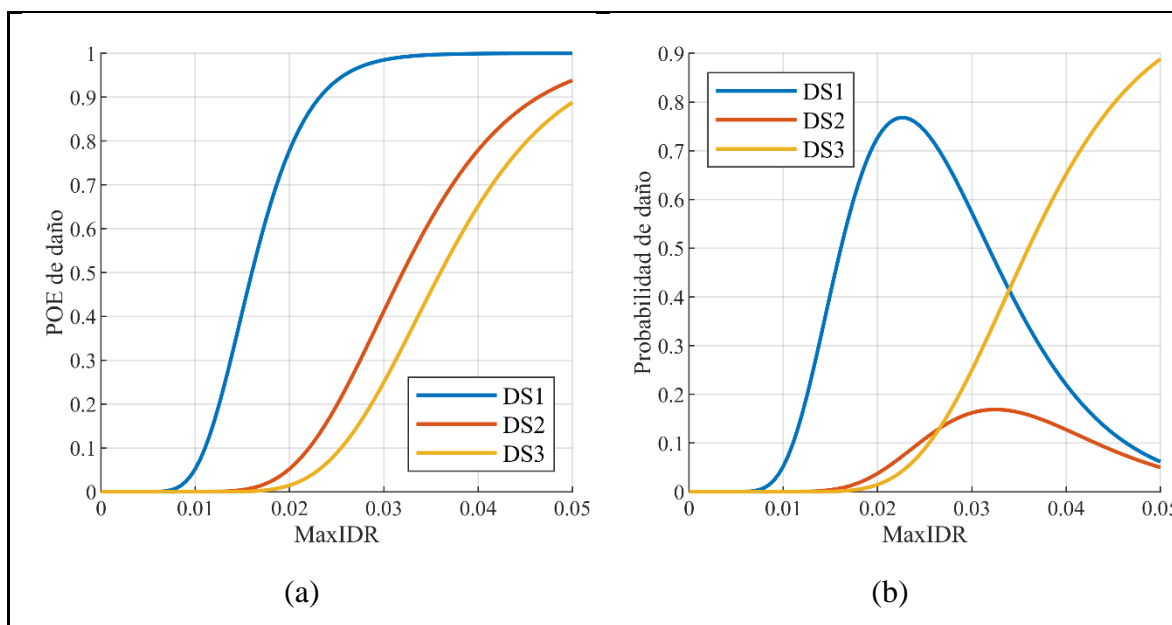


Figura 6-14. Curvas de fragilidad (a) y probabilidad de estar en cada uno de los estados de daño (b) para las ventanas de los edificios de estudio.

6.4.4 Análisis de pérdida

La pérdida monetaria resultante de los costos de reparación y reemplazo de los edificios de estudio se seleccionó como DV para esta investigación. Las funciones de pérdida se desarrollaron considerando una distribución lognormal. Para calcular la mediana correspondiente a un estado de daño k de un grupo de daño j se obtuvo primero la relación *costo reparación / costo nuevo* para el estado de daño k de un componente del grupo. Luego, se multiplicó esta relación de costos por el costo del grupo de daño j en el edificio residencial tipo. El costo de cada grupo de daño (muros, losas, tabiques, y ventanas) se determinó en la sección 6.3.1. El COV se consideró igual a 0.4 de acuerdo con la recomendación de Günay y Mosalam [17] debido a que es posible una gran variación en la estimación de la mediana de los costos de reparación. A continuación se muestra el cálculo de la relación *costo reparación / costo nuevo* para cada grupo de daño, las funciones de pérdida resultantes, y el valor esperado de la pérdida. Para mejor visualización, las funciones de pérdida para los grupos de daño se graficaron hasta un DV del 30% CT. Sin embargo, para el análisis el DV máximo considerado fue de 10 millones de dólares para todos los edificios, que expresado como porcentaje del CT de cada edificio es 156.9%, 158.7%, 163.9%, y 166.4% para los edificios B1, B2, B3, y B4, respectivamente.

a. Muros estructurales

La relación *costo reparación / costo nuevo* de un muro se calculó considerando el muro rectangular del eje 3 del edificio B2. Este muro tiene 30 cm de espesor, 3.5 m de largo y 52 m de alto. El esquema del refuerzo del muro se muestra en Figura 3-6. La Tabla 6-9 muestra el costo de construcción del muro nuevo, incluyendo los terminaciones. Este costo se obtuvo cuantificando el volumen de materiales y utilizando los precios unitarios desde el Manual de costos ONDAC [100]. La Tabla 6-9 también muestra el costo de reparación del muro según cada estado de daño. Para estimar este costo se supuso que el daño del muro debido a carga sísmica es mayor en el primer piso y disminuye con la altura. Esta suposición del daño es congruente con el perfil vertical del MTIDR del edificio B2 en el colapso, el cual muestra que el MTIDR es mayor en el piso inferior y menor en los pisos superiores (Figura 5-3).

De acuerdo con el daño estimado en el muro, las acciones de reparación asociadas a cada estado de daño se establecieron como:

- En el DS1 únicamente los pisos 1 a 13 necesitan reparación superficial.
- En el DS2 los pisos 1 y 2 necesitan inyección con epoxi y reparación, los pisos 3 a 6 inyección con epoxi y los pisos 7 a 20 reparación superficial.
- En el DS3 los pisos 1 y 2 necesitan inyección con epoxi y reemplazo de hormigón, los pisos 3 y 4 inyección con epoxi y reparación, los pisos 5 a 12 inyección con epoxi y los pisos 13 a 20 reparación superficial.
- En el DS4 los pisos 1 y 2 necesitan reemplazo del hormigón y del acero en los cabezales e inyección con epoxi, los pisos 3 y 4 inyección con epoxi y reemplazo del hormigón, los pisos 5 y 6 inyección con epoxi y reparación, los pisos 7 a 14 inyección con epoxi y los pisos 15 a 20 reparación superficial.

La acción “Reparación superficial” consiste en la reparación de los terminados del muro con el fin de restaurar su apariencia estética. La acción “Inyección con epoxi y reparación” consiste en la inyección con resina epoxi las grietas con un ancho mayor a 15 mm y la reparación del hormigón desprendido del recubrimiento. De acuerdo con FEMA P-58/BD-3.8.9 [27] la cantidad de grietas lineales es de 150 ft de grietas por 100 ft² de área del muro (45.72 m de grieta por 9.29 m² de muro), y el volumen de hormigón desprendido del recubrimiento es de 6.25 ft³ por 100 ft² de muro (0.18 m³ por 9.29 m² de muro). La acción “Reemplazo del hormigón” es debida al desprendimiento del hormigón que como consecuencia expone el refuerzo longitudinal, esta acción de reparación es necesaria para restaurar la adherencia entre el acero y el hormigón. Según el FEMA P-58/BD-3.8.9 [27] el volumen de hormigón que requiere reemplazo es 10 ft³ por 100 ft² de muro (0.28 m³ por 9.29 m² de muro). Finalmente, la acción “Reemplazo de acero y hormigón” se supuso que es producida por el aplastamiento del hormigón y el pandeo del acero de refuerzo en los elementos de borde. Esta acción consiste en el retiro del hormigón y del acero de un elemento de sección 650 x 300 mm y de alto 5.6 m (pisos 1 y 2) en ambos extremos del muro.

Tabla 6.9. Costo de construcción y costo de reparación de un muro estructural.

Costos de construcción de un muro estructural nuevo de 3.5 m largo y 52 m de alto					
Descripción	Un	Can	PU (\$)	CD (\$)	Total (\$)
Moldaje muros	m ²	395.2	27.51	10872	13392
Hormigón estructural H30	m ³	54.6	163.23	8912	10978
Acero para armaduras A63-42H	kg	3600	1.67	6012	7406
Estuco interior 297 KG/CEMM3 e 1.5 CMS	m ²	364	9.43	3433	4228
Enlucido muros-cielos	m ²	364	7.74	2817	3470
Pintura látex 2 manos S/EMP	m ²	364	5.94	2162	2663
Total					42138

ESTADO DE DAÑO DS1: Agrietamiento inicial y fluencia					
Descripción	Un	Can	PU (\$)	CD (\$)	Total (\$)
Reparación muros (Pisos 1-6)	m ²	236.6	2.97	703	866
Pintura látex 2 manos S/EMP (Pisos 1-6)	m ²	236.6	5.94	1405	1731
Total					2597
Costo de reparación / Costo de nuevo					0.062

ESTADO DE DAÑO DS2 : Desprendimiento del recubrimiento, grietas verticales					
Descripción	Un	Can	PU (\$)	CD (\$)	Total (\$)
Moldaje muros (Pisos 1-2)	m ²	2.81	27.51	77	95
Hormigón estructural H30 (Pisos 1-2)	m ³	0.35	163.23	57	70
Remover acabados (Pisos 1-6)	gl	1	600	600	739
Reparación inyección epoxi muro (Pisos 1-6)	ml	268.7	8.09	2174	2678
Estuco interior 297 KG/CEMM3 e 1.5CMS (Pisos 1-6)	m ²	109.2	9.43	1030	1268
Enlucido muros-cielos (Pisos 1-6)	m ²	109.2	7.74	845	1041
Pintura látex 2 manos S/EMP (Pisos 1-6)	m ²	109.2	5.94	649	799
Reparación muros (Pisos 7-12)	m ²	254.8	2.97	757	932
Pintura látex 2 manos S/EMP (Pisos 7-12)	m ²	254.8	5.94	1514	1864
Total					9487
Costo de reparación / Costo de nuevo					0.23

Tabla (continuación)

ESTADO DE DAÑO DS3: Refuerzo longitudinal expuesto					
Descripción	Un	Can	PU (\$)	CD (\$)	Total (\$)
Apuntalamiento de la losa	m ²	15.93	20	319	392
Remover hormigón en regiones dañadas (Pisos 1-2)	gl	1	300	300	370
Moldaje muros (Pisos 1-2)	m ²	4.42	27.51	122	150
Hormigón estructural H30 (Pisos 1-2)	m ³	0.55	163.23	90	111
Moldaje muros (Pisos 3-4)	m ²	2.81	27.51	77	95
Hormigón estructural H30 (Pisos 3-4)	m ³	0.35	163.23	57	70
Remover acabados (Pisos 1-12)	gl	1	1200	1200	1478
Reparación inyección epoxi muro (Pisos 1-12)	ml	537.4	8.09	4348	5355
Estuco interior 297 KG/CEMM3 e 1.5CMS (Pisos 1-12)	m ²	218.4	9.43	2060	2537
Enlucido muros-cielos (Pisos 1-12)	m ²	218.4	7.74	1690	2082
Pintura látex 2 manos S/EMP(Pisos 1-12)	m ²	218.4	5.94	1297	1598
Reparación muros (Pisos 13-20)	m ²	145.6	2.97	432	533
Pintura látex 2 manos S/EMP (Pisos 13-20)	m ²	145.6	5.94	865	1065
Total					15837
Costo de reparación / Costo de nuevo					0.38

Tabla (continuación)

ESTADO DE DAÑO DS4: Fractura o pandeo de las barras, daño núcleo, deslizamiento, etc.					
Descripción	Un	Can	PU (\$)	CD (\$)	Total (\$)
Apuntalamiento de la losa en 2 pisos	m ²	31.86	20	637	785
Remover hormigón y varillas en regiones dañadas (Pisos 1-2)	gl	1	600	600	739
Moldaje muros (Pisos 1-2)	m ²	16.64	27.51	458	564
Hormigón estructural H30 (Pisos 1-2)	m ³	2.028	163.23	331	408
Acero para armaduras A63-42H (Pisos 1-2)	kg	342	1.67	571	704
Anclajes mecánicos $\phi 16$ (Pisos 1-2)	u	40	22.66	906	1117
Anclajes mecánicos $\phi 12$ (Pisos 1-2)	u	96	18.29	1756	2163
Remover hormigón en regiones dañadas (Pisos 3-4)	gl	1	300	300	370
Moldaje muros (Pisos 3-4)	m ²	4.42	27.51	122	150
Hormigón estructural H30 (Pisos 3-4)	m ³	0.55	163.23	90	111
Moldaje muros (Pisos 5-6)	m ²	2.81	27.51	77	95
Hormigón estructural H30 (Pisos 5-6)	m ³	0.35	163.23	57	70
Remover acabados (Pisos 1-14)	gl	1	1400	1400	1725
Reparación inyección epoxi muro (Pisos 1-14)	ml	626.97	8.09	5072	6248
Estuco interior 297 KG/CEMM3 e 1.5CMS (Pisos 1-14)	m ²	254.8	9.43	2403	2960
Enlucido muros-cielos (Pisos 1-14)	m ²	254.8	7.74	1972	2429
Pintura látex 2 manos S/EMP(Pisos 1-14)	m ²	254.8	5.94	1514	1864
Reparación muros (Pisos 15-20)	m ²	109.2	2.97	324	400
Pintura látex 2 manos S/EMP (Pisos 15-20)	m ²	109.2	5.94	649	799
Total					23652
Costo de reparación / Costo de nuevo					0.56

La Tabla 6-10 muestra los parámetros estadísticos de las funciones de pérdida desarrolladas para diferentes estados de daño de los muros estructurales, junto con el valor esperado. Los valores de la mediana y del valor esperado de los costos de reparación están normalizados con respecto al costo total CT de cada edificio. Los valores de CT de los edificios se calcularon en la sección 6.3.2. La Figura 6-15 muestra un gráfico de las funciones de pérdida normalizadas y de las funciones de densidad de probabilidad utilizadas para el cálculo del valor esperado. Vale la pena mencionar que las funciones de densidad están multiplicadas por el ancho del intervalo de discretización, de modo que la suma de sus ordenadas es uno.

Tabla 6.10. Parámetros estadísticos de las funciones de pérdida normalizadas desarrolladas para los muros estructurales de los edificios de estudio.

Componente	Estado de daño	Mediana (% CT)	COV	$E(DV_j)$ (% CT)
Muros estructurales	DS1	1.2	0.4	1.30
	DS2	4.5	0.4	4.82
	DS3	7.4	0.4	7.97
	DS4	10.9	0.4	11.74

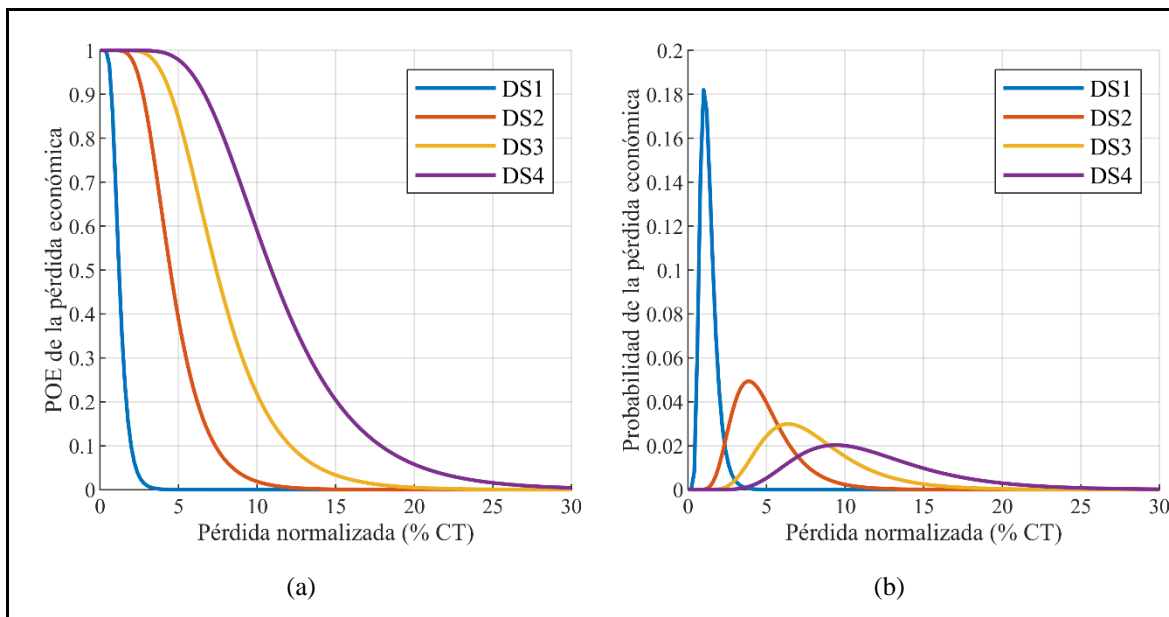


Figura 6-15. Funciones de pérdida (a) y funciones de densidad de probabilidad (b) normalizadas para los muros estructurales de los edificios de estudio.

b. Losas

La relación *costo reparación / costo nuevo* de una losa se obtuvo considerando la losa de entrepiso del edificio B2. Esta losa es una placa plana sin alivianamientos de 16 mm de espesor, 30 m de largo y 15 m de ancho. Una cuantía volumétrica de acero de 14 kg/m^2 se consideró para la estimación de los costos. La Tabla 6-11 muestra el costo de construcción de una losa de entrepiso nueva, incluyendo terminados de piso y cielo. Este costo se obtuvo cubicando el volumen de materiales y utilizando los precios unitarios desde el Manual de costos ONDAC [100]. Asimismo, la Tabla 6-11 muestra el costo de reparación de la losa para cada estado de daño. Este costo se calculó usando las acciones de reparación asociadas a cada estado de daño. Las acciones de reparación para el DS1 son las siguientes: 1)

Reparación superficial y 2) Inyección con epoxi del hormigón, y para el DS3: 1) Reparación superficial, 2) Inyección con epoxi del hormigón y 3) Reemplazo del hormigón.

La acción “Reparación superficial” consiste en la reparación de los cielos de las losas con el fin de restaurar su apariencia estética. La acción “Inyección con epoxi del hormigón” consiste en la inyección con resina epoxi de grietas con un ancho mayor a 15 mm. De acuerdo con FEMA P-58/BD-3.8.6 [98] estas grietas se producen arriba y debajo de una viga, están espaciadas a 100 mm y se extienden una distancia igual al peralte de la viga a lo largo de la longitud de la viga. La acción “Reemplazo del hormigón” es debida al desprendimiento del hormigón de recubrimiento que como consecuencia se expone el refuerzo longitudinal, esta acción de reparación es necesaria para restaurar la adherencia entre el acero y el hormigón. El cálculo de las pérdidas asociadas con este estado de daño implica el cálculo de la longitud de agrietamiento del hormigón que requiere inyección con epoxi así como el cálculo del volumen de hormigón que debe ser reemplazado. Según el FEMA P-58/BD-3.8.6 [98], la longitud de agrietamiento se debe determinar según se explicó en “Inyección con epoxi del hormigón”, mientras que el volumen de hormigón puede ser estimado como el volumen de la viga que se extiende a lo largo de la longitud de la viga una distancia igual a la mitad del peralte de la viga.

Tabla 6.11. Costo de construcción y costo de reparación de una losa de entrepiso.

Costo de construcción de una losa nueva de 30x15 m y peralte 160 mm					
Descripción	Un	Can	PU (\$)	CD (\$)	Total (\$)
Moldaje de losa	m ²	450	20.81	9365	11535
Hormigón estructural H30	m ³	72	163.23	11753	14477
Acero para armaduras A63-42H (14 kg/m ²)	kg	6300	1.67	10521	12960
Estuco interior 297 KG/CEMM3 e 1.5 CMS	m ²	450	9.43	4244	5227
Enlucido muros-cielos	m ²	450	7.74	3483	4290
Pintura látex 2 manos S/EMP	m ²	450	5.94	2673	3293
Porcelanato beige 40x40	m ²	450	26.93	12119	14928
Total por losa de 30x15 m y peralte 160 mm					66709

Tabla (continuación)

ESTADO DE DAÑO DS1: Inyección con epoxi del hormigón					
Descripción	Un	Can	PU (\$)	CD (\$)	Total (\$)
Remover porcelanato	m ²	21	2	42	52
Reparación inyección epoxi losa	ml	108	8.09	874	1076
Estuco interior 297 KG/CEMM3 e 1.5CMS	m ²	21	9.43	198	244
Porcelanato beige 40x40	m ²	21	26.93	566	697
Remover enlucido de cielos	m ²	150	2	300	370
Enlucido muros-cielos	m ²	150	7.74	1161	1430
Pintura látex 2 manos S/EMP	m ²	150	5.94	891	1098
Total por losa de 30x15 m y peralte 160 mm					4966
Costo de reparación / Costo nuevo					0.074

ESTADO DE DAÑO DS3: Reemplazo del hormigón					
Descripción	Un	Can	PU (\$)	CD (\$)	Total (\$)
Apuntalamiento de la losa en 2 pisos	m ²	96	20	1920	2365
Remover hormigón en regiones dañadas	m ²	8.64	4	35	43
Moldaje de losa	m ²	5.54	27.51	152	188
Hormigón estructural H30	m ³	0.69	163.23	113	139
Remover porcelanato	m ²	21	2	42	52
Reparación inyección epoxi losa	ml	108	8.09	874	1076
Estuco interior 297 KG/CEMM3 e 1.5CMS	m ²	21	9.43	198	244
Porcelanato beige 40x40	m ²	21	26.93	566	697
Remover enlucido	m ²	150	2	300	370
Enlucido muros-cielos	m ²	150	7.74	1161	1430
Pintura látex 2 manos S/EMP	m ²	150	5.94	891	1098
Total por losa de 30x15 m y peralte 160 mm					7700
Costo de reparación / Costo nuevo					0.12

La Tabla 6-12 muestra los parámetros estadísticos de las funciones de pérdida desarrolladas para los dos estados de daño de las losas de entrepiso, junto con el valor esperado. Los valores de la mediana de los costos de reparación están normalizados con respecto al costo total CT de cada edificio. La Figura 6-16 muestra un gráfico de las funciones de pérdida normalizadas y de las funciones de densidad de probabilidad utilizadas para el cálculo del valor esperado.

Tabla 6.12. Parámetros estadísticos de las funciones de pérdida normalizadas desarrolladas para las losas de entrespado de los edificios de estudio.

Componente	Estado de daño	Mediana (% CT)	COV	$E(DV_j)$ (% CT)
Losas	DS1	1.3	0.4	1.42
	DS3	2.1	0.4	2.29

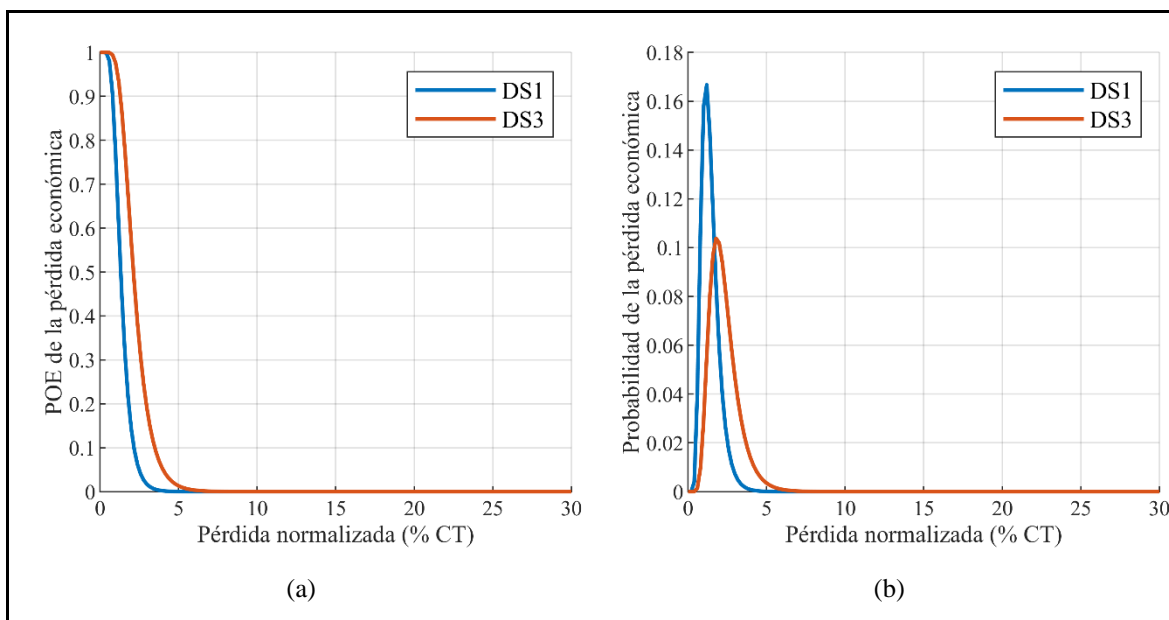


Figura 6-16. Funciones de pérdida (a) y funciones de densidad de probabilidad (b) normalizadas para las losas de entrespado de los edificios de estudio.

c. Tabiques

La relación *costo reparación / costo nuevo* de un tabique se calculó considerando un tabique construido con marco metálico y tableros de yeso-cartón. Los montantes del marco están espaciados a 600 mm y el espesor de los tableros es de 10 mm. La altura puede estar entre 2.4 m y 3.0 m. La Tabla 6-13 muestra el costo de construcción por m^2 de un tabique nuevo, incluyendo terminaciones, este costo se obtuvo cuantificando el volumen de materiales y utilizando los precios unitarios desde el Manual de costos ONDAC [100]. La Tabla 6-13 muestra también el costo de reparación por m^2 de un tabique para cada estado de daño. Este costo se calculó usando las acciones de reparación asociadas a cada estado de daño, las cuales se explican en la Tabla 6-7.

Tabla 6.13. Costo de construcción y costo de reparación de un tabique de yeso-cartón.

Costo de construcción de un tabique nuevo de yeso-cartón con montantes metálicos a 600 mm					
Descripción	Un	Can	PU (\$)	CD (\$)	Total (\$)
Tabique (2PL 10mm) 2.4 Menor h Menor 3m con montante metálico a 60 cm	m ²	1	31.65	32	39
Enlucido muros-cielos	m ²	1	7.74	8	10
Pintura látex 2 manos S/EMP	m ²	1	5.94	6	7
Total por m2					56

ESTADO DE DAÑO DS1: Daño visible inicial, agrietamiento leve					
Descripción	Un	Can	PU (\$)	CD (\$)	Total (\$)
Enlucido muros-cielos	m ²	1	7.74	8	10
Pintura látex 2 manos S/EMP	m ²	1	5.94	6	7
Total por m2					17
Costo de reparación / Costo nuevo					0.30

ESTADO DE DAÑO DS2: Significante agrietamiento y aplastamiento en tableros					
Descripción	Un	Can	PU (\$)	CD (\$)	Total (\$)
Remover los paneles dañados	m ²	1	2	2	2
Panel (2PL 10mm) 2.4 Menor h Menor 3m (55% del costo del tabique [101])	m ²	1	17.41	17	21
Enlucido muros-cielos	m ²	1	7.74	8	10
Pintura látex 2 manos S/EMP	m ²	1	5.94	6	7
Total por m2					41
Costo de reparación / Costo nuevo					0.73

Tabla (continuación)

ESTADO DE DAÑO DS3: Reemplazo del tabique en su totalidad					
Descripción	Un	Can	PU (\$)	CD (\$)	Total (\$)
Remover marcos metálicos dañados	m ²	1	2.5	3	3
Montantes metálicos a 60 cm (45% del costo del tabique [101])	m ²	1	14.24	14	18
Remover los paneles dañados	m ²	1	2	2	2
Panel (2PL 10mm) 2.4 Menor h Menor 3m (55% del costo del tabique [101])	m ²	1	17.41	17	21
Enlucido muros-cielos	m ²	1	7.74	8	10
Pintura látex 2 manos S/EMP	m ²	1	5.94	6	7
Total por m2					61
Costo de reparación / Costo nuevo					1.10

La Tabla 6-14 muestra los parámetros estadísticos de las funciones de pérdida desarrolladas para diferentes estados de daño de los tabiques de yeso-cartón, junto con el valor esperado. Los valores de la mediana de los costos de reparación están normalizados con respecto al costo total CT de cada edificio. La Figura 6-17 muestra un gráfico de las funciones de pérdida normalizadas y de las funciones de densidad de probabilidad utilizadas para el cálculo del valor esperado.

Tabla 6.14. Parámetros estadísticos de las funciones de pérdida normalizadas desarrolladas para tabiques de yeso-cartón de los edificios de estudio.

Componente	Estado de daño	Mediana (% CT)	COV	$E(DV_j)$ (% CT)
Tabiques	DS1	2.1	0.4	2.22
	DS2	5.0	0.4	5.40
	DS3	7.6	0.4	8.15

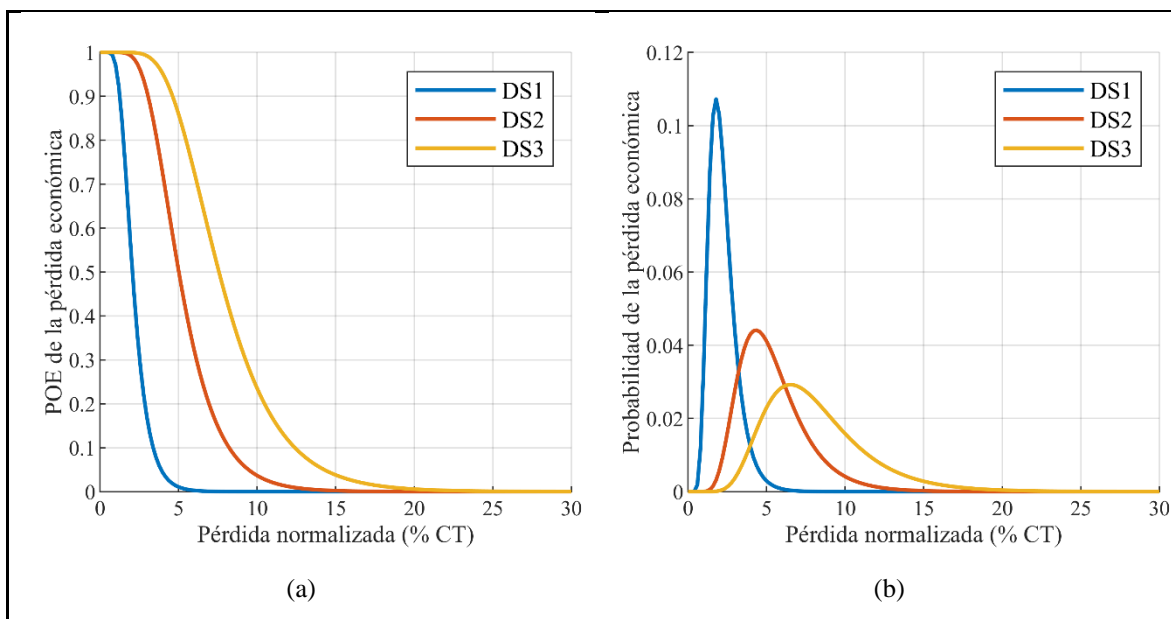


Figura 6-17. Funciones de pérdida (a) y funciones de densidad de probabilidad (b) normalizadas para los tabiques de los edificios de estudio.

d. Ventanas

Funciones de pérdida para ventanas no fueron desarrolladas debido a la falta de información detallada de estos componentes en el presupuesto del edificio tipo. Sin embargo, los valores de mediana de los costos de reparación requeridos para desarrollar las funciones de pérdida para ventanas corredizas fueron obtenidos del estudio de Aslani y Miranda [94] (Tabla 6-15). Estos valores de mediana están normalizados con respecto al costo total CT de cada edificio. La Figura 6-18 muestra un gráfico de las funciones de pérdida normalizadas y de las funciones de densidad de probabilidad utilizadas para el cálculo del valor esperado.

Tabla 6.15. Parámetros estadísticos de las funciones de pérdida normalizadas para ventanas corredizas según [94].

Componente	Estado de daño	Mediana (% CT)	COV	$E(DV_j)$ (% CT)
Ventanas	DS1	0.3	0.4	0.34
	DS2	1.5	0.4	1.66
	DS3	3.1	0.4	3.32

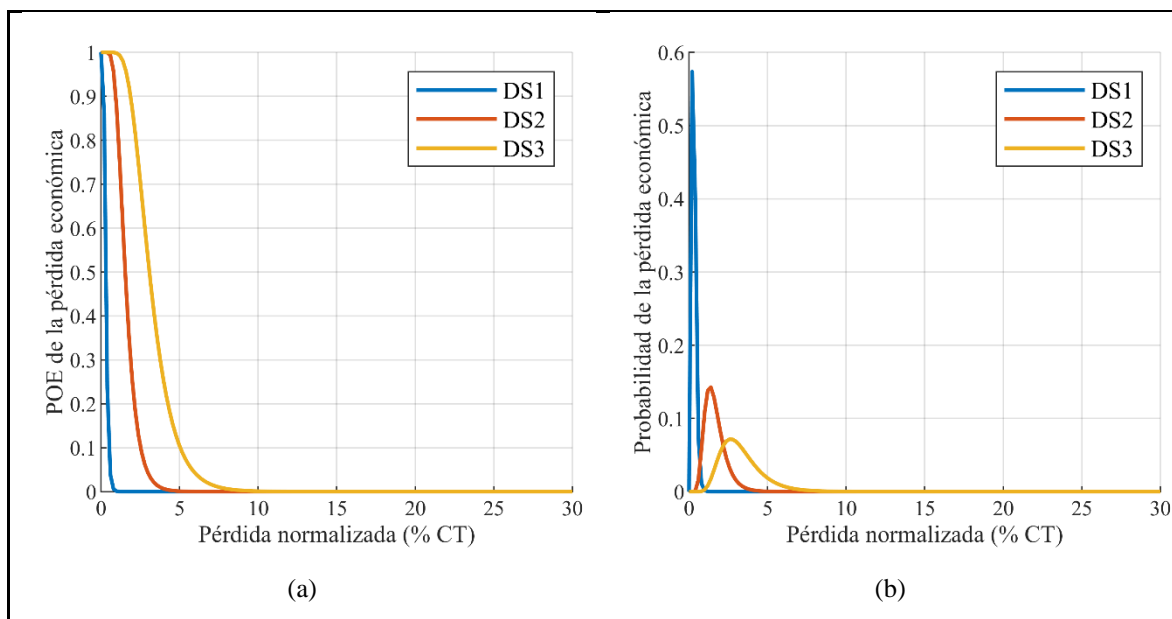


Figura 6-18. Funciones de pérdida (a) y funciones de densidad de probabilidad (b) normalizadas para las ventanas de los edificios de estudios.

Las funciones de pérdida para el caso de colapso de los edificios de estudio se obtuvieron asumiendo una distribución lognormal con mediana igual al costo de reemplazo y un COV de 0.2 [17]. Vale la pena notar que el costo de reemplazo es mayor que el costo de construcción inicial del edificio debido al costo de demoler el edificio antiguo y construir uno nuevo [94]. Para considerar este incremento en los costos, por simplicidad se supuso que el costo de reemplazo de los edificios de estudio es un 10% mayor que el costo de construcción inicial de cada edificio. El costo inicial de los edificios de estudio se determinó en la sección 6.3.2. La Tabla 6-16 muestra el costo de reemplazo de los edificios, los parámetros estadísticos de las funciones de pérdida, y el valor esperado. Vale la pena mencionar que los valores de la mediana y valor esperado están normalizados con respecto al costo inicial CT de cada edificio. La Figura 6-19 muestra la función de pérdida normalizada y la función de densidad de probabilidad utilizada para el cálculo del valor esperado para los cuatro edificios.

Tabla 6.16. Costo de reemplazo y parámetros estadísticos de las funciones de pérdida normalizadas para el caso del colapso de los edificios de estudio.

Edificio	Costo reemplazo (millones \$)	Mediana (% CT)	COV	$E(DV C)$ (% CT)
B1	7.01	110	0.2	106.10
B2	6.93	110	0.2	106.74
B3	6.71	110	0.2	108.35
B4	6.61	110	0.2	108.93

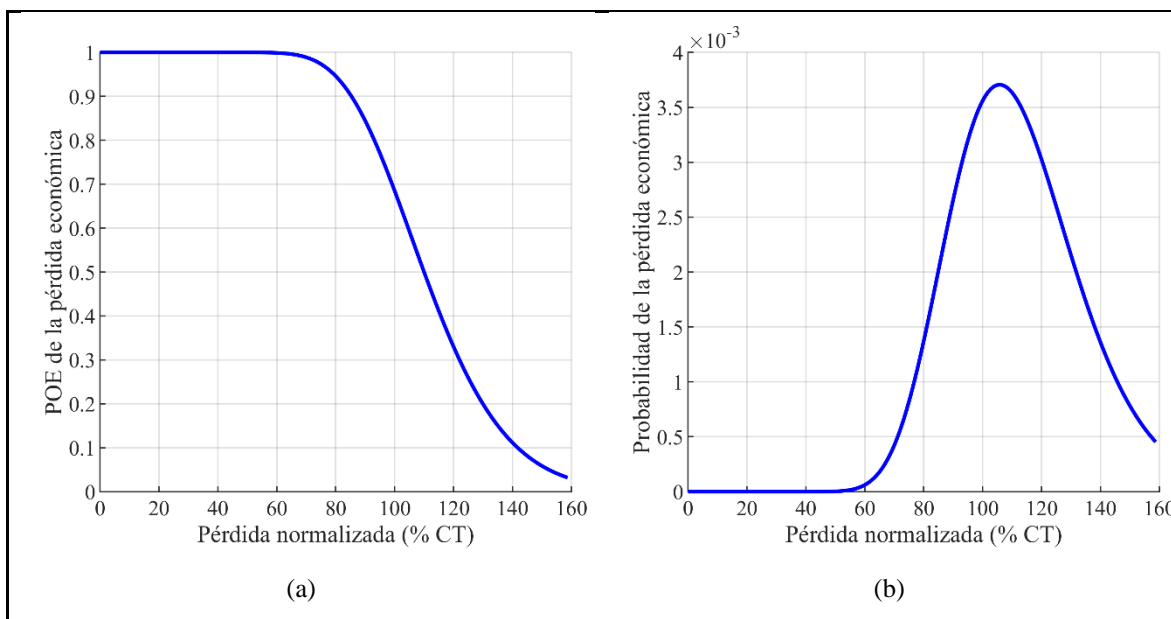


Figura 6-19. Función de pérdida normalizada (a) y función de densidad de probabilidad (b) para el caso del colapso del edificio B2.

6.5 Efecto de la rigidez en la pérdida económica por ciclo de vida

La pérdida anual esperada (EAL) y el valor presente (PV) de las pérdidas en 50 años se utilizaron como medidas de pérdida económica. La Tabla 6-17 muestra la pérdida anual esperada y el valor presente de las pérdidas para los cuatro edificios. El PV fue calculado considerando una tasa de descuento del 3%. La Figura 6-20 muestra una representación gráfica de ambas medidas. En general, se puede observar en la Tabla 6-17 que cuando disminuye la rigidez de los edificios, los valores de EAL y PV también disminuyen. Para explicar esta disminución de la EAL, la Figura 6-21 muestra, para los edificios B1 y B4, la EAL para cada valor de IM (Figura 6-21 (a)), y la EAL para cada valor de IM multiplicada por la probabilidad de ocurrencia de ese valor de IM (Figura 6-21 (b)). Se puede observar en la Figura 6-21 (a) que el edificio con mayor rigidez (B1) tiene menores pérdidas económicas que el edificio más flexible (B4) para todos los valores de IM. La mayor rigidez del edificio B1, a causa del incremento en la longitud de los muros, implica una menor demanda de desplazamientos y una menor EAL. Sin embargo, la Figura 6-21 (b) muestra que al considerar las pérdidas por ciclo de vida, esto es, incluyendo la amenaza sísmica, la EAL del edificio más rígido aumenta comparada con la del edificio más flexible. Este aumento de la EAL para el edificio más rígido se debe a que el edificio más rígido, debido a su menor período, está sometido a una mayor amenaza sísmica (ver Figura 5-14 y Figura 6-6).

Los valores de EAL y PV para los cuatro edificios de estudio varían entre 0.21% a 0.31% del CT y 5.51% a 8.07% del CT, respectivamente. Ramírez et al. (2012) [19] en su estudio del daño sísmico esperado y costos de reparación de edificios de pórticos de HA modernos ubicados en California, USA, encontró para edificios de 20 pisos valores de EAL y PV entre 0.46% a 0.70% y 12% a 18%, respectivamente. Por lo tanto, los valores de EAL y PV encontrados en esta investigación son pequeños y consistentes con los valores estimados previamente por Ramírez et al. (2012) [19]. Adicionalmente, los valores pequeños de EAL y PV determinados en esta tesis, incluso para el edificio más flexible, demuestran el buen desempeño del sistema de muros estructurales para resistir sismos, desde el punto de vista económico.

Tabla 6.17. Pérdidas económicas predichas en los edificios de estudio.

Edificio	CT (millones \$)	EAL (% CT)	PV (% CT)	PV (millones \$)	CT+PV (millones \$)
B1	6.37	0.306	7.88	0.502	6.87
B2	6.30	0.314	8.07	0.508	6.81
B3	6.10	0.262	6.74	0.411	6.51
B4	6.01	0.214	5.51	0.331	6.34

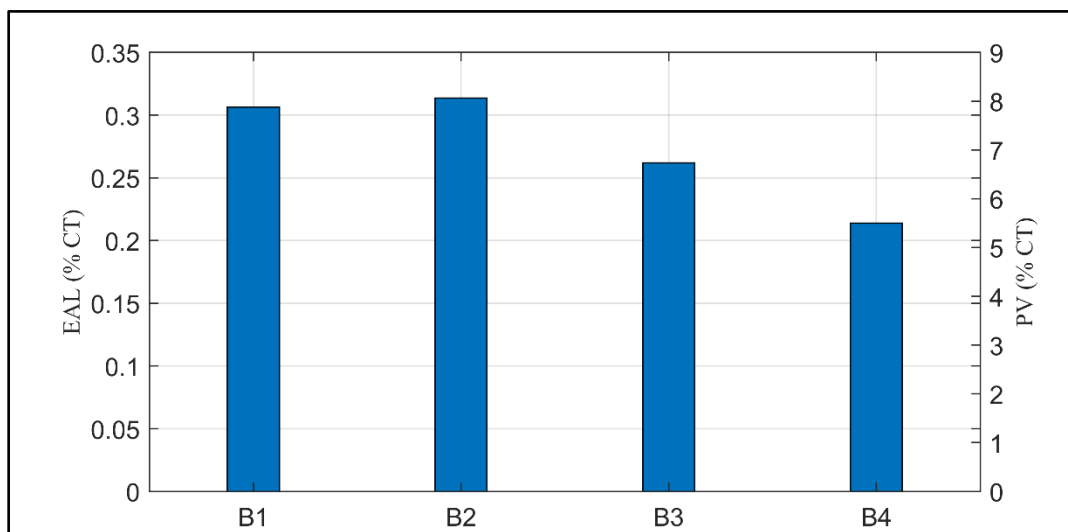


Figura 6-20. Efecto de la rigidez de los edificios en la pérdida anual esperada

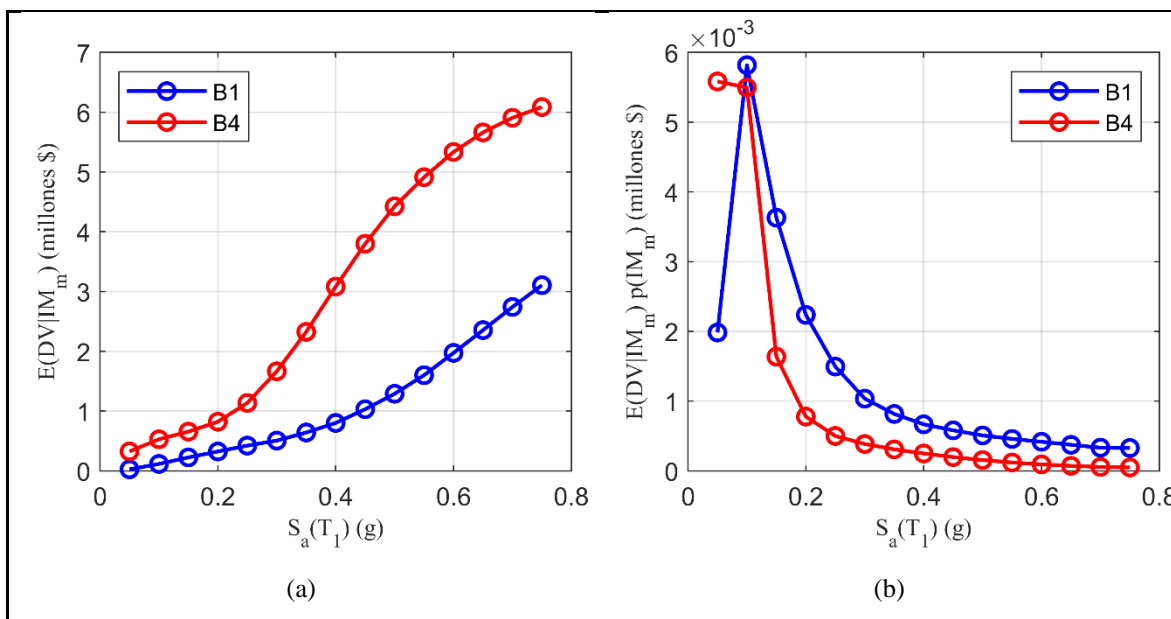


Figura 6-21. Pérdida anual esperada en edificios B1 y B4: (a) Variación de la EAL con el incremento de la IM; (b) Desagregación de la EAL en pérdidas en diferentes niveles de IM.

Los datos de costos mostrados en la Tabla 6-17 se pueden usar para evaluar cuál edificio es la mejor inversión a largo tiempo para los accionistas. Para tal efecto, la Tabla 6-17 muestra también el valor presente del costo de construcción, definido como el costo de construcción inicial (CT) más el valor presente de las pérdidas (PV). Los valores de CT son los mostrados en la Tabla 6-3 y se vuelven a reproducir en la Tabla 6-17. Se puede observar en la Tabla 6-17 que el edificio B4 tiene el menor valor presente del costo de construcción (CT + PV), por lo que es la mejor inversión a largo tiempo. Sin embargo, es importante recalcar que la evaluación de las pérdidas consideradas en este estudio solo considera los costos de reparación y reemplazo. Los costos asociados con el cierre temporal por reparación del edificio o debidos a las pérdidas de vida probablemente inclinarían el desempeño en favor de los edificios más rígidos.

La Tabla 6-18 muestra la desagregación de la EAL en pérdidas calculadas para los casos de no colapso y colapso, y pérdidas debidas a cada grupo de daño. Las Figuras 6-22 y 6-23 muestran una representación gráfica de ambas desagregaciones. La Tabla 6-18 y la Figura 6-22 muestran que la EAL debida al colapso de la estructura son mucho menores que las EAL debido al no colapso, por ejemplo, para el edificio B2 las EAL debida al colapso y al no colapso son 9.6% y 90.4%, respectivamente, de la EAL total. Estos valores ratifican que los edificios de estudio tienen una baja probabilidad de colapso y revelan que la pérdida está

gobernada básicamente por el no colapso y el control de deformaciones de entrepiso. Es importante notar también que la baja pérdida asociada al colapso de los edificios está influenciada por el esfuerzo de corte mínimo que controló el diseño de los cuatro edificios (ver Tabla 3-1).

Tabla 6.18. Valores de desagregación de las pérdidas económicas.

Edificio	EAL no colapso (% CT)	EAL colapso (% CT)	EAL muros (% CT)	EAL losas (% CT)	EAL tabiques (% CT)	EAL ventanas (% CT)
B1	0.266	0.041	0.047	0.071	0.148	1.44e-4
B2	0.283	0.030	0.049	0.081	0.153	4.56e-4
B3	0.223	0.039	0.034	0.060	0.128	1.30e-3
B4	0.187	0.027	0.027	0.047	0.111	1.80e-3

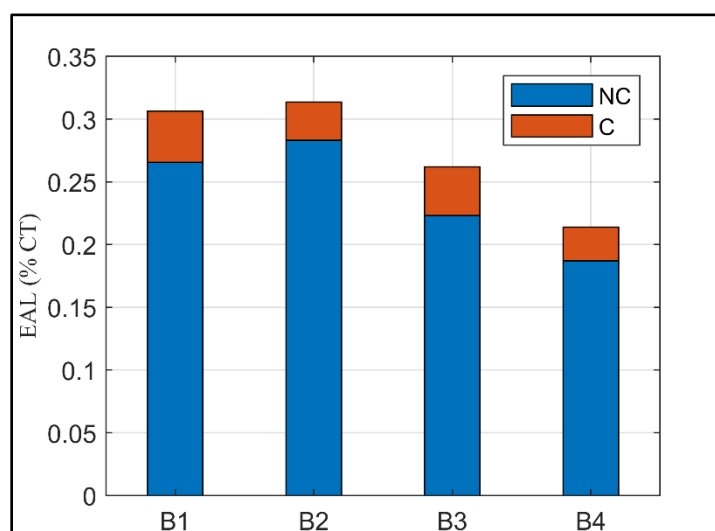


Figura 6-22. Desagregación de la EAL en pérdidas debidas al no colapso y pérdidas debidas al colapso de los edificios.

La Tabla 6-18 y la Figura 6-23 muestran que las pérdidas monetarias para los casos de no colapso, son principalmente producidas por el daño sísmico de los tabiques. Por ejemplo, para el caso del edificio B2, la EAL de los muros, losas, tabiques y ventanas son el 15.7%, 25.9%, 48.7%, 0.1%, respectivamente, de la EAL total. Los muros estructurales no contribuyen significativamente a las pérdidas económicas debido a que los valores de $p(MTIDR|IM_m)$ son muy pequeños para un MTIDR mayor que 0.01 (ver Figura 6-24), lo cual indica que el daño es básicamente debido a los estados DS1 y DS2 (ver Figura 6-11). Por lo tanto, las funciones de pérdida de los muros que dominan el cálculo de la EAL de los

edificios son fundamentalmente la de los estados DS1 y DS2 y estas funciones de pérdida tienen costos de reparación pequeños, como se observa en la Figura 6-15.

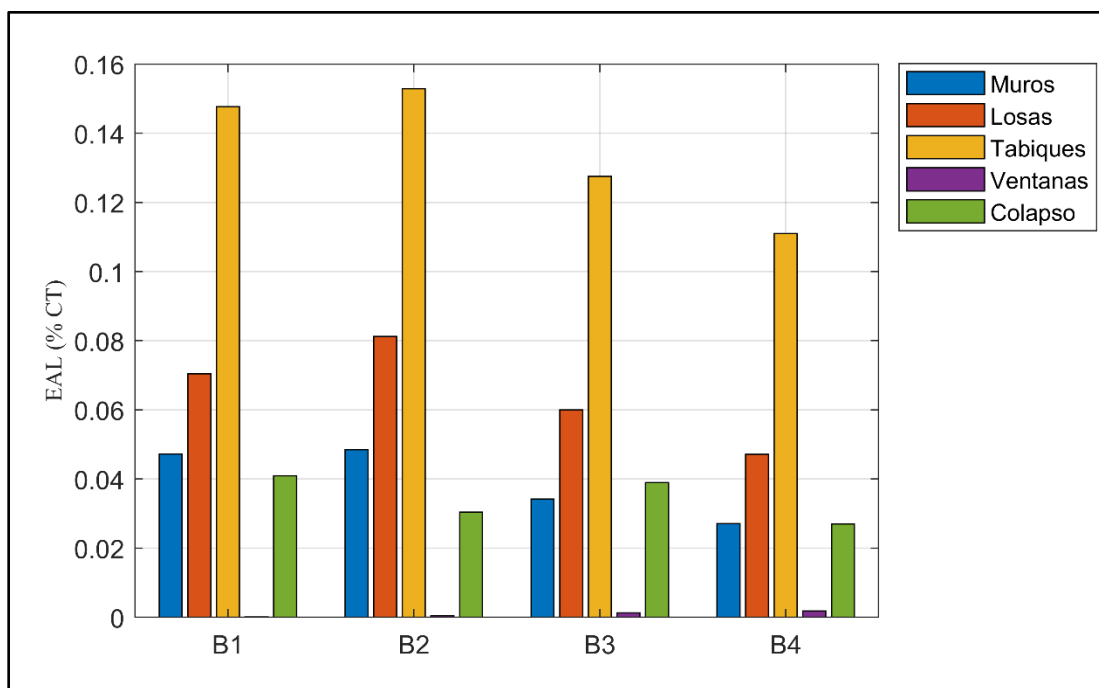


Figura 6-23. Desagregación de la EAL en las pérdidas debidas a cada grupo de daño.

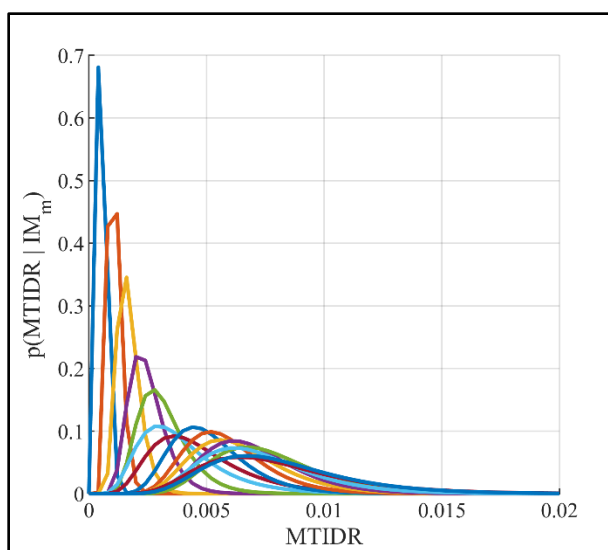


Figura 6-24. Función de densidad de probabilidades de MTIDR, para valores de $S_a(T_1)$ desde 0.05g a 0.75g, correspondientes a los muros estructurales del edificio B2. Para que se vean mejor las curvas se graficó hasta un MTIDR de 0.02, sin embargo, para el análisis el valor máximo de MTIDR considerado fue de 0.04.

La Tabla 6-19 muestra los valores de pseudo aceleración obtenidos del espectro promedio de los registros utilizados para el IDA (Figura 5-10), en el período del edificio más rígido (B1) y en el período del edificio más flexible (B4) junto con los valores de pseudo aceleración en los mismos períodos obtenidos del estudio de amenaza sísmica (sección 5.4.1).

Se observa en la tabla que al aumentar el período fundamental los valores de $S_a(T_1)$ obtenidos del espectro promedio y de las curvas de amenaza disminuyen. Además, si se calcula el porcentaje de disminución se encuentra que cuando se usa el espectro promedio es del 61.4% en tanto que, cuando se usa las curvas de amenaza sísmica es del 61.8%. En consecuencia, al aumentar el período, la demanda sísmica, en ambos, casos disminuye aproximadamente en la misma proporción.

Tabla 6.19. Valores de pseudo aceleración en el período fundamental de los edificios B1 y B4 obtenidos del espectro promedio y del estudio de amenaza sísmica.

Edificio	T_1 (s)	$S_a(T_1)/g$ desde espectro promedio	$S_a(T_1)/g$ desde curvas de amenaza POE 10% en 50 años
B1	1.21	0.232	0.437
B4	2.48	0.0896	0.167

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Sumario y conclusiones

Los edificios de muros estructurales de HA se han construido ampliamente en regiones sísmicas sobre todo el mundo. El sistema resistente a carga vertical y lateral de estos edificios son los muros de HA. En Chile, este sistema estructural es ampliamente usado en edificios residenciales de más de cuatro pisos. Estos edificios típicamente incluyen una gran cantidad de muros, con una densidad de muros de aproximadamente 3% en cada dirección principal. Observaciones desde pasados sismos han mostrado que los edificios de muros de HA generalmente se desempeñan bien en términos de seguridad estructural. La evidencia empírica parece indicar que el uso de una gran densidad de muros, y por lo tanto de una gran rigidez lateral, ha contribuido al buen desempeño reportado posterior a terremotos de gran magnitud. Sin embargo, no se han identificado estudios analíticos que cuantifiquen el efecto de la rigidez en el desempeño sísmico de estos edificios, en términos de la seguridad de colapso y las pérdidas monetarias. El objetivo de esta investigación fue evaluar el efecto de la rigidez en el desempeño sísmico de edificios residenciales con muros de hormigón armado diseñados según las regulaciones Chilenas actuales, incluyendo el DS60 y DS61. Específicamente, la tesis se centró en evaluar el efecto de la rigidez en la sobrerresistencia, ductilidad de desplazamiento, fragilidad para los estados límites de seguridad de la vida y colapso, probabilidad de alcanzar estos dos estados límites en 50 años, así como evaluar el efecto de la rigidez en la pérdida anual esperada y en el valor presente de la pérdidas en 50 años.

El desempeño sísmico fue evaluado para un grupo de cuatro arquetipos de edificios de 20 pisos con muros estructurales, representativos de edificios residenciales Chilenos, que fueron específicamente diseñados para esta investigación. Los muros fueron modelados usando el modelo de elemento de varias líneas verticales (MVLEM) con materiales histeréticos inelásticos para los elementos verticales, y un comportamiento a corte elástico y lineal. Análisis estáticos no lineales fueron considerados para estimar la sobrerresistencia de los edificios y la ductilidad de desplazamiento, mientras que análisis dinámicos incrementales fueron ejecutados para estimar las curvas de fragilidad, las probabilidad de excedencia de los

estados límites de LS y colapso dada cierta medida de intensidad, y los coeficientes de margen de LS y colapso. Un análisis de la amenaza sísmica probabilístico, el cual consideró la sismicidad de la zona central de Chile, fue ejecutado para estimar la probabilidad de alcanzar los dos estados límites en 50 años. Para el cálculo de pérdida anual esperada se usó la metodología desarrollada por el Pacific Earthquake Engineering Center (PEER). Dentro de esta metodología, en el análisis de amenaza los resultados del PSHA se usaron para determinar la probabilidad de que ocurra una medida de intensidad de movimiento del terreno particular en el sitio de emplazamiento de los edificios. En el análisis estructural los resultados de los IDAs se emplearon para calcular estimativos probabilísticos de la respuesta estructural para distintos niveles de intensidad. En el análisis de daño se usaron funciones de fragilidad para describir probabilísticamente el daño de los componentes de los edificios, y en el análisis de pérdida, la pérdida ocasionada en cada componente se describió probabilísticamente mediante funciones de pérdida, las cuales se desarrollaron estimando los costos de reparación de los componentes susceptibles de sufrir daño en los edificios.

Los resultados de los análisis pushover muestran que el factor de sobrerresistencia decrece cuando la rigidez disminuye. Adicionalmente, la ductilidad de desplazamiento se incrementa cuando la rigidez disminuye. La mayor ductilidad de desplazamiento en los edificios con más baja rigidez es atribuida a la reducida longitud de muros y a los elementos de borde especiales proporcionados en estos edificios.

El proveer confinamiento a los elementos de borde de los muros de los edificios B1 y B2, que inicialmente no requirieron confinamiento, no aumentó significativamente la ductilidad de desplazamiento ya que se continuó observando en la curva pushover una caída brusca de la resistencia después de la resistencia máxima. Se observó para el edificio B2, que esta caída de resistencia se debió principalmente a la falla de compresión del borde de los muros T. Por lo que, para aumentar la ductilidad de desplazamiento de estos edificios, una opción sería aumentar el espesor de los cabezales de los muros T.

Para el estado límite de LS se encontró que cuando la rigidez se incrementa, el coeficiente de margen de alcanzar tal estado límite aumenta. Adicionalmente, la probabilidad de alcanzar el estado límite LS dado cierto valor de la aceleración espectral con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años $P(LS|Sa_{10/50})$ disminuye. De hecho, $P(LS|Sa_{10/50})$ del

edificio B4 con menor rigidez es 1.7 veces más grande que la del edificio B1. Asimismo, los resultados del PSHA muestran que cuando la rigidez se incrementa, la probabilidad de alcanzar el estado límite LS en 50 años disminuye. Debido a que el estado límite LS está relacionado con el control del daño, se concluye que el edificio con más baja rigidez (B4) es el más vulnerable para este estado límite.

Para el estado límite del colapso, el coeficiente de margen de colapso y el PSHA indican que el edificio con la mayor rigidez (B1) es el más vulnerable. Este encuentro contra intuitivo es el resultado de la mayor amenaza sísmica y los requerimientos de confinamiento menores en el edificio B1, y al hecho que el cortante en la base mínimo requerido por el código sísmico DS61 gobernó el diseño de los cuatro edificios de estudio. El requerimiento de cortante en la base mínimo disminuyó el factor de reducción de resistencia efectivo para los edificios con menor rigidez.

Los resultados del análisis de pérdida económica muestran que cuando la rigidez del edificio aumenta la pérdida anual esperada para un determinado valor de la medida de intensidad ($E(DV|IM_m)$) disminuye. Por lo que, los edificios más rígidos serían los más convenientes económicamente. Sin embargo, al incorporar el PSHA se revela que al aumentar la rigidez del edificio, la pérdida anual esperada y el valor presente de la pérdida económica en 50 años también aumentan. Este último resultado demuestra, que desde el punto de vista económico, los edificios estudiados más rígidos son más vulnerables que los edificios más flexibles. Este encuentro contra intuitivo es el resultado de la mayor amenaza sísmica que se obtuvo en esta investigación para los edificios más rígidos. El resultado obtenido podría cambiar para edificios de menor altura en que el diseño no quede controlado por el corte mínimo, y en donde un aumento de período implique una mayor amenaza sísmica. El resultado obtenido también podrá cambiar si se hubiese considerado un tipo de suelo más blando. Vale la pena notar que la evaluación de las pérdidas consideradas en este estudio solo considera los costos de reparación y reemplazo. Los costos indirectos asociados con el cierre temporal por reparación del edificio o debidos a las pérdidas de vida probablemente inclinarían el desempeño en favor de los edificios más rígidos.

Como resultado de esta investigación se obtuvo que los valores de EAL y PV para los cuatro edificios de estudio variaron entre 0.21% a 0.31% del CT y 5.51% a 8.07% del CT,

respectivamente. Estos valores de EAL y PV son un 33% menores que los estimados previamente por Ramírez et al [19] para edificios de pórticos de HA modernos ubicados en regiones sísmicas. Lo cual demuestra, el buen desempeño del sistema de muros estructurales para resistir sismos, desde una perspectiva económica.

Los resultados de la desagregación de la EAL de los edificios de estudio muestran que el aporte del colapso a la pérdida total es pequeño y representó solo el 9.6% de la EAL total para el caso del edificio B2. Se concluye que para los edificios de muros de HA estudiados las pérdidas monetarias son debidas mayoritariamente al caso de no colapso, y por lo tanto, están gobernadas por el control de deformaciones de entrepiso. Adicionalmente, los resultados de la desagregación de la EAL muestran que para los edificios estudiados los costos de reparación ocasionados por el daño sísmico de los tabiques son los que más contribuyen a la pérdida monetaria total.

Ya que la sociedad está moviéndose hacia diseños estructurales resilientes que minimicen el daño, la interrupción y las pérdidas económicas, se concluye contra intuitivamente que el desempeño sísmico de los edificios residenciales con muros de hormigón armado estudiados en esta tesis es mejor cuando se disminuye la rigidez.

7.2 Recomendaciones para futuras investigaciones

La amenaza sísmica jugó un papel preponderante en la estimación de la probabilidad de colapso y las pérdidas económicas por ciclo de vida. En esta investigación esto generó contra intuitivamente que los edificios más rígidos sean los que mayor probabilidad de colapso y los con mayores pérdidas económicas en el tiempo posean. Sería interesante investigar si estas mismas conclusiones se cumplen usando otra medida de intensidad independiente del período fundamental de la estructura, como por ejemplo, la aceleración máxima del terreno (PGA, por sus siglas en Inglés).

En esta investigación se consideró únicamente edificios de 20 pisos, en los cuales gobernó el cortante basal mínimo para el diseño de los edificios. Sería conveniente estudiar el efecto de la rigidez en edificios más pequeños, por ejemplo de 10 pisos, en los cuales el cortante mínimo no controle el diseño, y de esta manera incluir el efecto del cortante basal en la estimación de la probabilidad de colapso y las pérdidas económicas. Sería interesante

también considerar el efecto del tipo de suelo. Un suelo más flexible se espera que afecte más a los edificios de mayor período.

La implementación del MVLEM permitió que en los IDAs no se tengan problemas de convergencia. Sin embargo, para considerar la variación de las deformaciones unitarias a lo largo del ala de los muros T, sería conveniente usar un modelo diferente. Un posible modelo que permite simular estas variaciones es el Beam-Truss Model de Lu y Panagiotou [70].

La modelación de las losas como lineal-elásticas con rigidez a flexión reducida para considerar el agrietamiento es una aproximación al comportamiento a flexión de las losas bajo carga sísmica. Por lo que, para futuras investigaciones se podría modelar las losas con comportamiento no lineal. Usar un elemento “Force-Based Beam-Column Element” de OpenSees [12] parecería una forma sencilla para representar las losas, sin embargo, debido a que la sección se representa con fibras, el eje neutro del elemento cambiará debido a la flexión y, por lo tanto, las deformaciones unitarias axiales no serán cero en los elementos. Imponer una restricción de diafragma rígido, la cual obliga a cero las deformaciones axiales en los elementos del piso, implicará cambios en la respuesta de la estructura. Por lo que usar un elemento basado en fibras para representar el ancho de la losa que actúa como una viga requiere más investigación.

Finalmente, fue difícil conseguir presupuestos adicionales de edificios residenciales construidos en Chile, los cuales hubiesen mejorado la estimación de los costos de construcción de cada componente de los edificios. Para futuras investigaciones relacionadas con pérdidas económicas se podría realizar un diseño completo de cada arquetipo, incluyendo diseño arquitectónico, eléctrico, hidro-sanitario, etc., y a partir de los datos de cada diseño estimar los costos de los diversos componentes de los edificios. Esta es una tarea muy demandante que implicaría un trabajo multidisciplinario, pero que produciría valores más exactos de los costos para la estimación de las pérdidas económicas.

REFERENCIAS

- [1] Moroni M. O. Concrete shear wall construction. *World Hous Encycl* 2011:6.
- [2] Massone LM, Bonelli P, Lagos R, Lüders C, Moehle J, Wallace JW. Seismic design and construction practices for RC structural wall buildings. *Earthq Spectra* 2012;28:245-256. doi:10.1193/1.4000046.
- [3] Santa María H, Hube MA, Rivera F, Yepes-Estrada C, Valcárcel JA. Development of national and local exposure models of residential structures in Chile. *Nat Hazards* 2017;86:55–79. doi:10.1007/s11069-016-2518-3.
- [4] Jünemann R, de la Llera JC, Hube MA, Cifuentes LA, Kausel E. A statistical analysis of reinforced concrete wall buildings damaged during the 2010, Chile earthquake. *Eng Struct* 2015;82:168-185. doi:10.1016/j.engstruct.2014.10.014.
- [5] Fintel M. Performance of buildings with shear walls in earthquakes of the last thirty years. *PCI J* 1995;40:62–80. doi:10.15554/pcij.05011995.62.80.
- [6] Westenenk B, de la Llera JC, Jünemann R, Hube MA, Besa JJ, Lüders C, et al. Analysis and interpretation of the seismic response of RC buildings in Concepción during the February 27, 2010, Chile earthquake. *Bull Earthq Eng* 2013;11:69–91. doi:10.1007/s10518-012-9404-5.
- [7] Riddell R. Performance of R/C buildings in the 1985 Chile earthquake. *Earthq. Eng. Tenth World Conf., Balkema, Rotterdam: 1992, p. 6.*
- [8] Araya-Letelier G, Parra PF, Lopez-Garcia D, Garcia-Valdes A, Candia G, Lagos R. Collapse risk assessment of a Chilean dual wall-frame reinforced concrete office building. *Eng Struct* 2019;183:770–9. doi:10.1016/j.engstruct.2019.01.006.
- [9] Computers & Structures, Inc. *PERFORM-3D Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures* 2016.
- [10] Dabaghi M, Saad G, Allhassania N. Seismic collapse fragility analysis of reinforced concrete shear wall buildings. *Earthq Spectra* 2019;35:383-404. doi:10.1193/121717EQS259M.

- [11] Kolozvari K, Orakcal K, Wallace J. Modeling of cyclic shear-flexure interaction in reinforced concrete structural walls. I: Theory 2014;1–10. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001083.
- [12] McKenna F, Fenves G, Scott M. Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees) 2016.
- [13] Gogus A, Wallace JW. Seismic safety evaluation of reinforced concrete walls through FEMA P695 methodology. J Struct Eng 2015;141:04015002. doi:10.1061/(asce)st.1943-541x.0001221.
- [14] Cornell CA, Krawinkler H. Progress and Challenges in Seismic Performance Assessment. PEER Cent News 2000;3:1–4.
- [15] Moehle JP, Deierlein GG. A framework methodology for performance-based earthquake engineering. Proc. 13 th World Conf. Earthq. Eng., Vancouver, Canada: 2004.
- [16] Krawinkler H, Miranda E. Performance-based earthquake engineering. In: Bozorgnia Y, Bertero V, editors. Earthq. Eng. From Eng. Seismol. to Performance-Based Eng. 1 st edn, Boca Raton: 2004, p. 560–635.
- [17] Günay S, Mosalam KM. PEER performance-based earthquake engineering methodology, revisited. J Earthq Eng 2013;17:829–58. doi:10.1080/13632469.2013.787377.
- [18] Goulet CA, B.Haselton C, Mitrani-Reiser J, Beck JL, Deierlein GG, Porter KA, et al. Evaluation of the seismic performance of a code-conforming reinforced-concrete frame building—from seismic hazard to collapse safety and economic losses. Earthq Eng Struct Dyn 2007. doi:10.1002/eqe.
- [19] Ramirez C, Liel A, Mitriani-Reiser J, Haselton C, Spear A, Steiner J, et al. Expected earthquake damage and repair costs in reinforced concrete frame buildings. Earthq Eng Struct Dyn 2012;41:1455–75. doi:10.1002/eqe.2216.
- [20] Kolozvari K, Terzic V, Saldana D. Implications of modeling assumptions on the loss estimation for shear wall buildings. Struct Congr 2017, ASCE 2017:72–86.

- [21] Federal Emergency Management Agency (FEMA). FEMA P-58, Development of next generation performance-based seismic design procedures for new and existing buildings 2012. www.femap58.atcouncil.org (accessed April 22, 2020).
- [22] Ministry of Housing and Urbanism. Reinforced concrete design code (DS 60). Chile: 2011.
- [23] Ministry of Housing and Urbanism. Building seismic design code (DS 61). Chile: 2011.
- [24] Marquis F, Kim JJ, Elwood KJ, Chang SE. Understanding post-earthquake decisions on multi-storey concrete buildings in Christchurch, New Zealand. *Bull Earthq Eng* 2017;15:731–58. doi:10.1007/s10518-015-9772-8.
- [25] Orakcal K, Wallace JW, Conte JP. Flexural modeling of reinforced concrete walls-Model attributes. *ACI Struct J* 2004;101:688-698. doi:10.14359/13391.
- [26] Orakcal K, Wallace JW. Flexural modeling of reinforced concrete walls - Experimental verification. *ACI Struct J* 2006;103:196–206.
- [27] Birely AC, Lowes LN, Lehman DE. Background document FEMA P-58/BD-3.8.9: Fragility functions for slender reinforced concrete walls. Washington, D.C.: 2011.
- [28] Neuenhofer A, Filippou F. Geometrically nonlinear flexibility-based frame finite element. *J Struct Eng* 1998;124:704–11.
- [29] Vásquez JA, de la Llera JC, Hube MA. A regularized fiber element model for reinforced concrete shear walls. *Earthq Eng Struct Dyn* 2016. doi:10.1002/eqe.2731.
- [30] Vulcano A, Bertero V, Colotti V. Analytical modeling of R/C structural walls. *Proc. Ninth World Conf. Earthq. Eng., Tokyo: 1988*, p. VI 41-46.
- [31] Kolozvari K, Tran T, Orakcal K, Wallace J. Modeling of cyclic shear-flexure interaction in reinforced concrete structural walls. II: Experimental validation 2014:1–12. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001083.
- [32] Pugh JS. Numerical simulation of walls and seismic design recommendations for walled buildings. University of Washington, 2012.

- [33] Lowes L, Lehman D, Pugh J. Using OpenSees and fiber beam-column elements to simulate the earthquake response of reinforced concrete walls. OpenSeesDays2012. Disponible en URL: <http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/OpenSeesDays2012> [consulta 16 de Julio 2019] 2012.
- [34] Pugh JS, Lowes LN, Lehman DE. Nonlinear line-element modeling of flexural reinforced concrete walls. Eng Struct 2015;104:174–92. doi:10.1016/j.engstruct.2015.08.037.
- [35] Alarcon C, Hube MA, de la Llera JC. Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries. Eng Struct 2014;73:13–23. doi:10.1016/j.engstruct.2014.04.047.
- [36] Dazio A, Beyer K, Bachmann H. Quasi-static cyclic tests and plastic hinge analysis of RC structural walls. Eng Struct 2009;31:1556–71. doi:10.1016/j.engstruct.2009.02.018.
- [37] Thomsen J, Wallace J. Displacement-based design of RC structural walls: An experimental investigation of wall with rectangular and T-shaped cross-sections. Report CU/CEE-95/06. New York: 1995.
- [38] Thomsen JH, Wallace JW. Displacement-Based Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls—Experimental Verification. J Struct Eng 2004;130:618–30. doi:10.1061/(asce)0733-9445(2004)130:4(618).
- [39] Brueggen B. Performance of T-shaped reinforced concrete structural walls under multi-directional loading. University of Minnesota, 2009.
- [40] Lowes L, Oyen P, Lehman D. Evaluation and calibration of load-deformation models for concrete walls. Thomas T C Hsu Symp Shear Torsion Concr Struct ACI Spec Publ SP-265 2009:171-198.
- [41] Orakcal K, Massone LM, Wallace JW. Analytical modeling of reinforced concrete walls for predicting flexural and coupled-shear-flexural responses. October 2006.
- [42] Chang GA, Mander JB. Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge

columns : Part 1 - Evaluation of seismic capacity. Technical Report NCEER-94-0006. Buffalo: 1994.

- [43] Belarbi A, Hsu T. Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete. *ACI Struct J* 1994;91:465–74.
- [44] Kolozvari K, Wallace JW. Practical Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Structural Walls. *J Struct Eng* 2016;142:G4016001. doi:10.1061/(asce)st.1943-541x.0001492.
- [45] Mander JB, Priestley MJN, Park R. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *J Struct Eng* 1988;114:1804–26. doi:10.1061/(asce)0733-9445(1988)114:8(1804).
- [46] Menegotto M, Pinto PE. Methods of analysis of cyclically loaded R.C. plane frames including changes and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. *Proc., IABSE Symp. Resist. Ultim. Deform. Struct. Acted by Well-Defined Repeated Loads*, vol. 13, Zurich: 1973, p. 15–22.
- [47] Filippou FC, Popov EP, Bertero VV. Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joint. Report UCB/EERC 83/19. Berkeley: 1983.
- [48] National Institute of Standards and Technology (NIST). Nonlinear structural analysis for seismic design. NIST GCR 10-917-5. Gaithersburg, MD: 2010.
- [49] Ureta RJ. Response of Reinforced Concrete Shear Wall Buildings During the 2010, Chile Earthquake. Pontificia Universidad Católica de Chile, 2016.
- [50] Ugalde D, Lopez-Garcia D. Elastic overstrength of reinforced concrete shear wall buildings in Chile. *16th World Conf Earthq Eng* 2017.
- [51] Lagos R, Kupfer M, Lindenberg J, Bonelli P, Saragoni R, Guendelman T, et al. Seismic performance of high-rise concrete buildings in Chile. *Int J High-Rise Build* 2012;1:181–94.
- [52] NEHRP Consultants Joint Venture (organization). Comparison of U.S. and Chilean Building Code Requirements and Seismic Design Practice 2012:110.

- [53] Instituto Nacional de Normalización. Structural design of buildings - Dead and live loads (NCh 1537.Of1986). Chile: 1986.
- [54] Instituto Nacional de Normalizacion. Earthquake resistant design of buildings (NCh 433. Of1996) Mod. en 2009. Chile: 2009.
- [55] Computers & Structures, Inc. ETABS 2013 Integrated Building Design Software 2013.
- [56] Chopra A. Dinámica de estructuras. Cuarta. México: Pearson Educación de México, S.A. de C.V.; 2014.
- [57] Guendelman T, Guendelman M, Lindenberg J. Bioseismic buildings profile. BiT Mag 2010;72:44-48.
- [58] American Concrete Institute (ACI). Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-08) y comentario (Versión en español y en sistema métrico). 2008.
- [59] DeBock D, Liel A, Haselton C, Hooper J, Henige Jr. R. Importance of seismic design accidental torsion requirements for building collapse capacity. Earthq Eng Struct Dyn 2014;43:831-850. doi:10.1002/eqe.2375.
- [60] Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). Tall Buildings Initiative (TBI). Guidelines for performance-based seismic design of tall buildings. PEER Report 2017/06. Berkeley: 2017.
- [61] Moehle J. Seismic design of reinforced concrete buildings. 1st ed. USA: McGraw-Hill Education; 2015.
- [62] American Concrete Institute (ACI). Requisitos de reglamento para el concreto estructural (ACI 318S-14) y comentario (ACI 318SR-14) (Versión en español y en sistema métrico SI). Segunda Im. 2014.
- [63] Ramos L, Hube M. Contribution of coupling elements to the seismic demand of walls in reinforced concrete buildings. Lat Am J Solids Struct 2020;17:1–19. doi:10.1590/1679-78255931.

- [64] Yassin M. Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures under Monotonic and Cycling Loads. PhD. dissertation. University of California, Berkeley, 1994.
- [65] Saatcioglu M, Razvi SR. Strength and ductility of confined concrete. *J Struct Eng* 1992;118:1590-1607. doi:10.1061/(asce)0733-9445(1992)118:6(1590).
- [66] Wong PS, Vecchio FJ, Tamm H. *VecTor2 and FormWorks User's Manual*. Second edi. 2013.
- [67] National Institute of Standards and Technology (NIST). Recommended modeling parameters and acceptance criteria for nonlinear analysis in support of seismic evaluation, retrofit, and design. NIST GCR 17-917-45. Gaithersburg, MD: 2017. doi:10.6028/NIST.GCR.17-917-45.
- [68] Kolozvari K, Arteta C, Fischinger M, Gavridou S, Hube M, Isaković T, et al. Comparative study of state-of-the-art macroscopic models for planar reinforced concrete walls. *ACI Struct J* 2018;115:1637–57. doi:10.14359/51710835.
- [69] Taucer F, Spacone E, Filippou F. A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures. Report No. UCB/EERC-91/17. Berkeley: 1991.
- [70] Lu Y, Panagiotou M. Three-dimensional cyclic beam-truss model for nonplanar reinforced concrete walls. *J Struct Eng* 2013;140:04013071–16. doi:10.1061/(asce)st.1943-541x.0000852.
- [71] Arteta C, Araújo G, Torregroza A, Martínez A, Lu Y. Hybrid approach for simulating shear-flexure interaction in RC walls with nonlinear truss and fiber models. *Bull Earthq Eng* 2019. doi:https://doi.org/10.1007/s10518-019-00681-6.
- [72] Rojas F, Anderson JC, Massone LM. A nonlinear quadrilateral layered membrane element with drilling degrees of freedom for the modeling of reinforced concrete walls. *Eng Struct* 2016;124:521–38. doi:10.1016/j.engstruct.2016.06.024.
- [73] Gogus A. Structural wall systems - Nonlinear modeling and collapse assessment of shear walls and slab-column frames. PhD dissertation. University of California, Los Angeles, 2010.

- [74] Elnashai A, Di Sarno L. Fundamentals of earthquake engineering. United Kingdom: John Wiley & Sons, Ltd; 2008. doi:10.1016/0013-7952(95)00070-4.
- [75] Parra PF, Moehle JP. Lateral buckling in reinforced concrete walls. Tenth U.S. Natl. Conf. Earthq. Eng., Anchorage, Alaska: 2014, p. 11.
- [76] American Society of Civil Engineers (ASCE). Seismic rehabilitation of existing buildings. ASCE/SEI 41-06. Reston, Virginia: 2007.
- [77] Park R. Ductility evaluation from laboratory and analytical testing. Proc. Ninth World Conf. Earthq. Eng., Kyoto: 1988, p. 605–16.
- [78] Vamvatsikos D, Allin Cornell C. Incremental dynamic analysis. Earthq Eng Struct Dyn 2002;31:491-514. doi:10.1002/eqe.141.
- [79] Federal Emergency Management Agency (FEMA). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 356). Washington, D.C.: 2000.
- [80] Haselton CB, Liel AB, Deierlein GG, Dean BS, Chou JH. Seismic Collapse Safety of Reinforced Concrete Buildings. I: Assessment of Ductile Moment Frames. J Struct Eng 2010;137:481–91. doi:10.1061/(asce)st.1943-541x.0000318.
- [81] Eads L, Miranda E, Krawinkler H, Lignos D. An efficient method for estimating the collapse risk of structures in seismic regions. Earthq Eng Struct Dyn 2013;42:25–41. doi:10.1002/eqe.2191.
- [82] Ordaz M, Martinelli F, Aguilar A, Arboleda J, Meletti C, D’Amico V. R-CRISIS Program for computing seismic hazard 2015.
- [83] Dura T, Cisternas M, Horton BP, Ely LL, Nelson AR, Wesson RL, et al. Coastal evidence for Holocene subduction-zone earthquakes and tsunamis in central Chile. Quat Sci Rev 2015;113:93-111. doi:10.1016/j.quascirev.2014.10.015.
- [84] Martin A. Hacia una nueva regionalización y cálculo del peligro sísmico en Chile. Memoria de Título. Universidad de Chile, 1990.
- [85] Atkinson GM, Boore DM. Empirical Ground-Motion Relations for Subduction-Zone Earthquakes and Their Application to Cascadia and Other Regions. Bull Seismol Soc

Am 2003;93:1703-1729.

- [86] Youngs RR, Chiou SJ, Silva WJ, Humphrey JR. Strong ground motion attenuation relationships for subduction zone earthquakes. *Seismol Res Lett* 1997;68:58:73.
- [87] Zhao JX, Jiang F, Shi P, Xing H, Huang H, Hou R, et al. Ground-motion prediction equations for subduction slab earthquakes in Japan using site class and simple geometric attenuation functions. *Bull Seismol Soc Am* 2016;106:1518-1534. doi:10.1785/0120150034.
- [88] Abrahamson N, Gregor N, Addo K. BC hydro ground motion prediction equations for subduction earthquakes. *Earthq Spectra* 2016;32:23-44. doi:10.1193/051712EQS188MR.
- [89] Montalva GA, Bastías N, Rodriguez-Marek A. Ground-motion prediction equation for the Chilean subduction zone. *Bull Seismol Soc Am* 2017;107:901-911. doi:10.1785/0120160221.
- [90] Idini B, Rojas F, Ruiz S, Pastén C. Ground-motion prediction equation for the Chilean subduction zone. *Bull Seismol Soc Am* 2017;15:1853–80. doi:10.1007/s10518-016-0050-1.
- [91] Cando MA, Hube MA, Parra PF, Arteta CA. Effect of stiffness on the seismic performance of code-conforming reinforced concrete shear wall buildings. *Eng Struct* 2020;219:110724. doi:10.1016/j.engstruct.2020.110724.
- [92] American Society of Civil Engineers (ASCE). Minimum design loads for buildings and other structures ASCE 7-10. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers; 2010.
- [93] Porter KA. An overview of PEER's performance-based earthquake engineering methodology. *Conf Appl Stat Probab Civ Eng* 2003. doi:10.1007/s11431-009-0380-1.
- [94] Aslani H, Miranda E. Probabilistic earthquake loss estimation and loss disaggregation in buildings. Stanford: 2005.

- [95] Applied Technology Council (ATC). Development of next generation performance-based seismic design procedures for new and existing buildings 2013. www.femap58.atcouncil.org.
- [96] Miranda E, Aslani H, Taghavi S. Assessment of seismic performance in terms of economic losses. In: Fajfar P, Krawinkler H, editors. Performance-Based Seism. Des. Concepts Implementation. Proc. an Int. Workshop, Bled, Slovenia: Pacific Earthquake Engineering Research Center; 2004, p. 149–60.
- [97] Liel AB, Deierlein GG. Assessing the collapse risk of California’s existing reinforced concrete frame structures: metrics for seismic safety decisions. Stanford: 2008. doi:10.1007/s11069-015-1654-5.
- [98] Lowes L, Li J. Background document FEMA P-58/BD-3.8.6: Fragility functions for reinforced concrete moment frames. Washington, D.C.: 2009.
- [99] Miranda E, Mosqueda G. Background document FEMA P-58/BD-3.9.2: Seismic fragility of building interior cold-formed steel framed gypsum partition walls. Washington, D.C.: 2011.
- [100] ONDAC. Manual de costos materiales y actividades de la construcción 2017:160. doi:Annu Rev Physiol.
- [101] Taghavi S, Miranda E. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). Response assessment of nonstructural building elements. Berkeley: 2003.

ANEXO A: DATOS PARA ESPECÍMENES W1, TW2 Y NTW1

A1. Discretización de la sección transversal

Esta sección muestra las discretizaciones empleadas para la sección transversal de los muros W1, TW2 y NTW1 correspondientes a los tres modelos macroscópicos mencionados en el capítulo 2. El MVLEM y el SFI-MVLEM requieren que la sección transversal del muro se divida en varias macrofibras. Las Figuras A1, A2 y A3 muestran el número y ancho de cada macrofibra para los especímenes de muro W1, TW2 y NTW1, respectivamente.

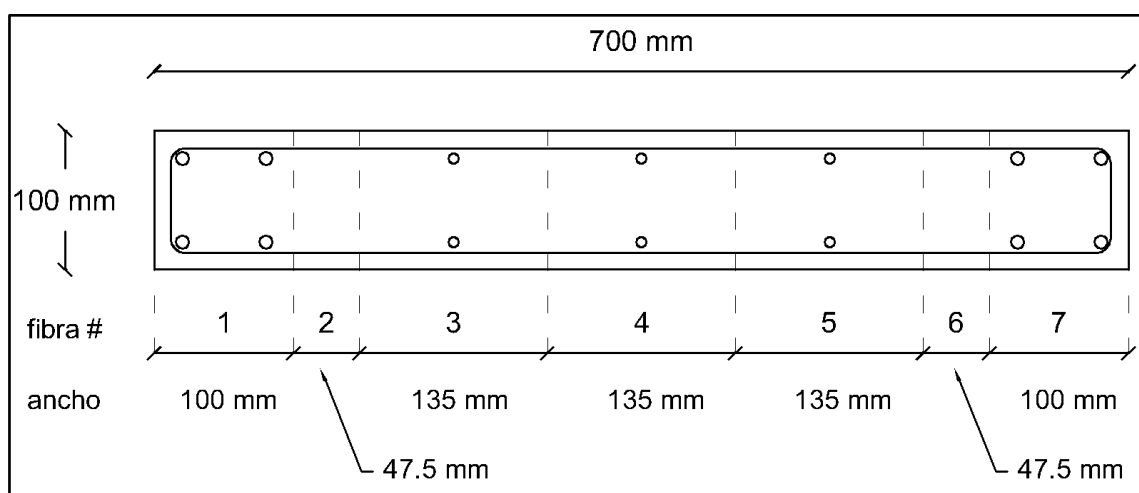
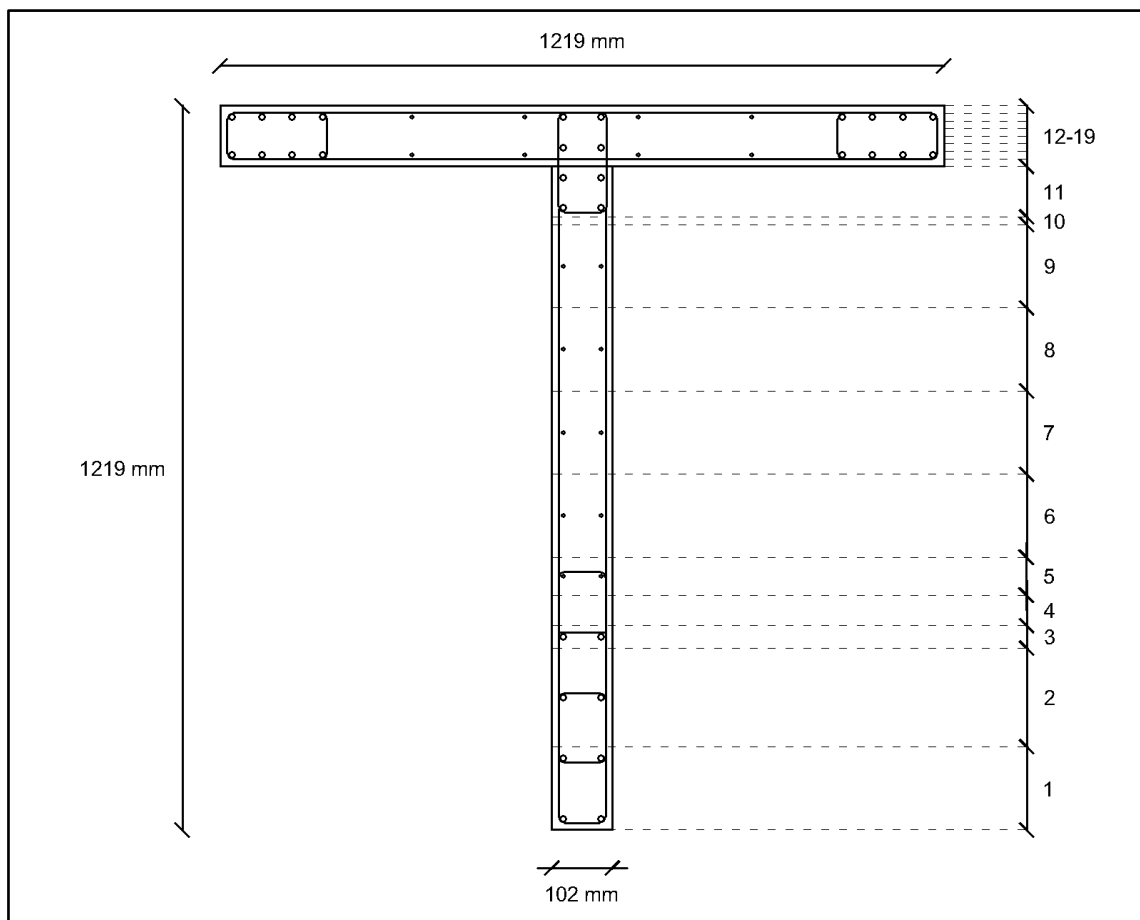
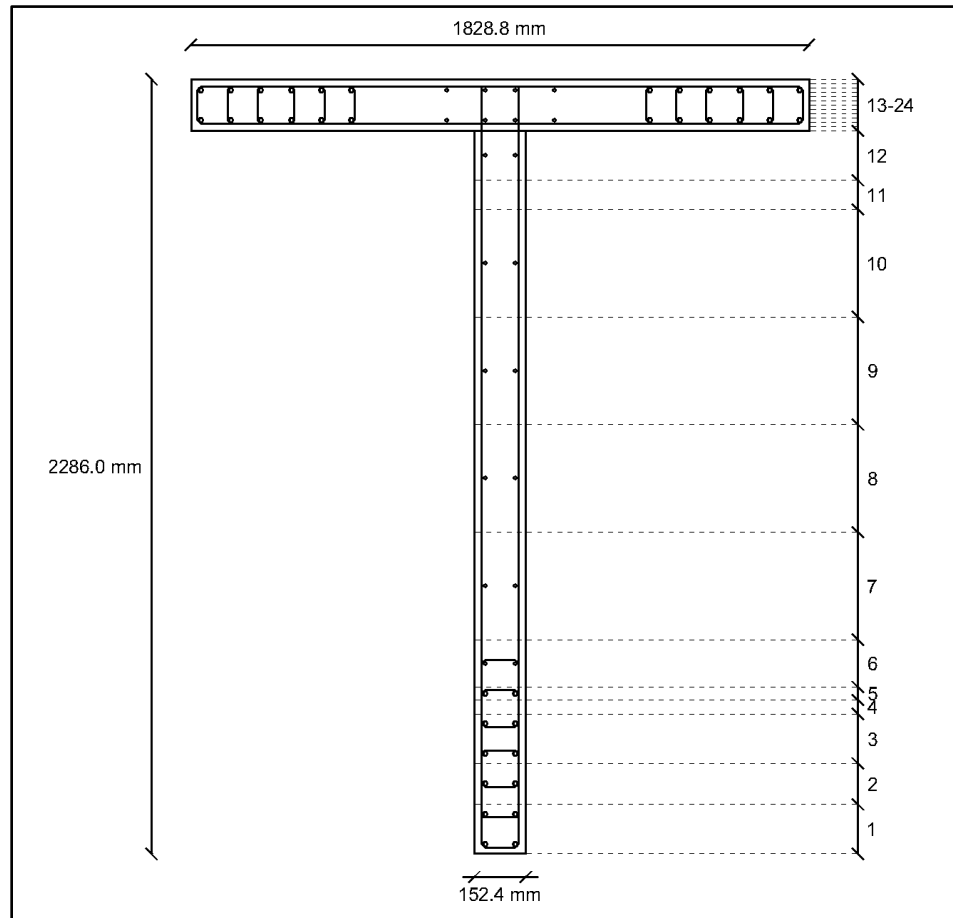


Figura A1. Discretización en macrofibras de la sección transversal del muro W1.



Fibra No.	Ancho (mm)
1	140
2	166
3	38
4	51
5	64
6 a 9	140
10	13
11	85
12 a 19	12.8

Figura A2. Discretización en macrofibras de la sección transversal del muro TW2.



Fibra No.	Ancho (mm)
1 y 3	146.1
2	120.7
4	41.3
5	38.1
6	139.7
7 a 10	317.5
11	85.7
12	146.1
13 a 24	12.7

Figura A3. Discretización en macrofibras de la sección transversal del muro NTW1.

El FBC requiere que la sección transversal del muro se divida en un número discreto de fibras de hormigón y acero. Las Figuras A4, A5 y A6 muestran la discretización empleada para muros W1, TW2 y NTW1, respectivamente. Para el hormigón, el color verde representa las fibras de hormigón no confinado, mientras que el color rojo las fibras de hormigón confinado. Para el acero de refuerzo vertical las fibras se muestran con círculos.

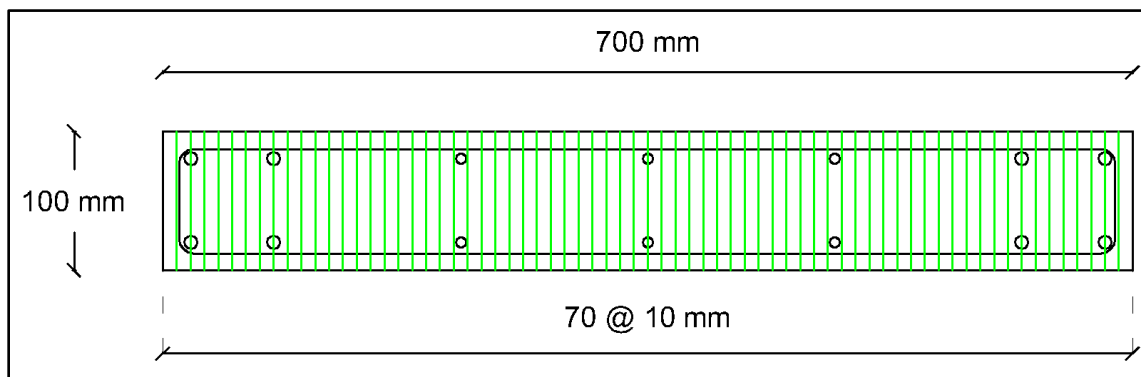


Figura A4. Discretización en fibras de la sección transversal del muro W1

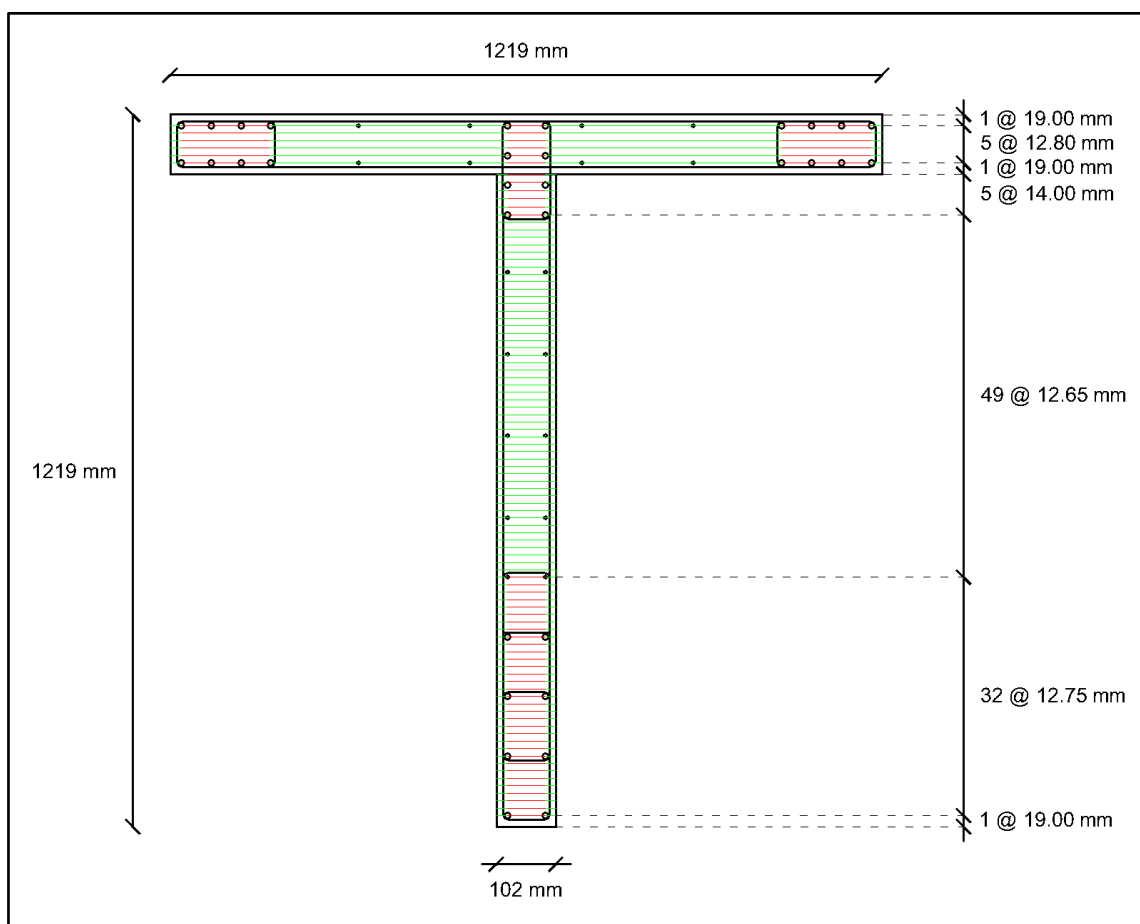


Figura A5. Discretización en fibras de la sección transversal del muro TW2.

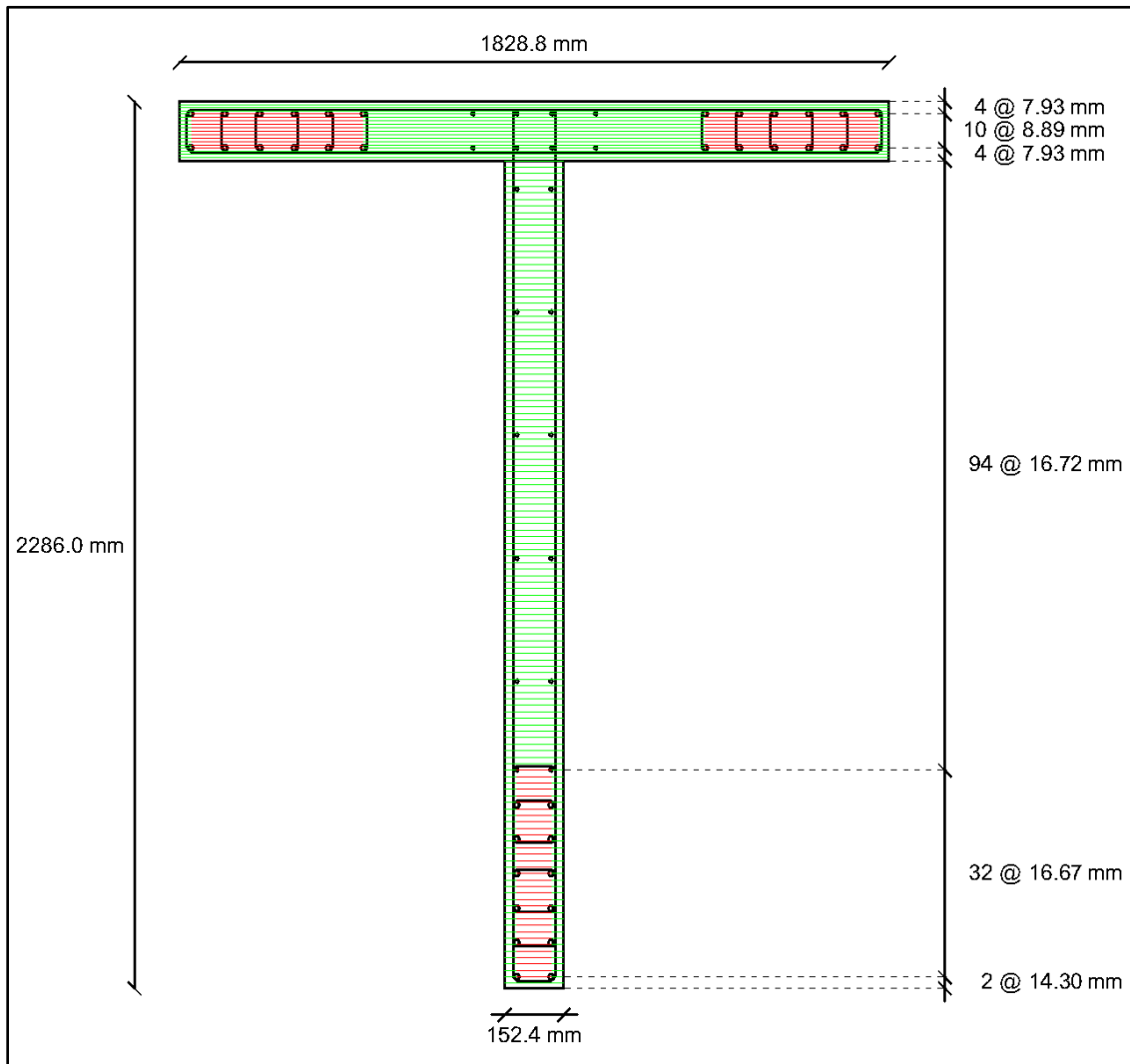


Figura A6. Discretización en fibras de la sección transversal del muro NTW1.

A2. Parámetros para los modelos del material

Las Tablas A-1 y A-2 muestran los parámetros empleados para los modelos de material uniaxial Concrete CM y Steel MPF correspondientes a los muros W1, TW2 y NTW1.

Tabla A.1. Parámetros del ConcreteCM

Parámetro	W1	TW2			NTW1		
	Hormigón no confinado	Hormigón no confinado (alma y patín)	Hormigón confinado (alma)	Hormigón confinado (patín y alma-patín)	Hormigón no confinado (alma y patín)	Hormigón confinado (cabezal)	Hormigón confinado (patín)
f'_c (MPa)	27.4	42.8	57.1	43.9	50.06	67.581	62.575
ε'_c	0.00198	0.0021	0.0056	0.0024	0.00231	0.00635	0.00519
E_c (MPa)	32700	31030	37372.521	33863.984	35573.199	39810.541	38678.015
f_t (MPa)	1.727	2.03	2.03	2.03	2.335	2.335	2.335
ε_t	0.00008	0.00008	0.00008	0.00008	0.00008	0.00008	0.00008
x_{cr}^-	1.015	1.015	1.030	1.030	1.015	1.030	1.030
x_{cr}^+	10000	10000	10000	10000	10000	10000	10000
r_c	3.369	6.331	9.081	6.542	7.727	11.096	10.134
r_t	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
gap	1	1	1	1	1	1	1

Tabla A.2. Parámetros del SteelMPF

Parámetro	W1			TW2				NTW1		
	$\phi 10$	$\phi 8$	$\phi 5$	#3 (alma confinada)	#3 (patín confinado y alma-patín)	#2 (alma no confinada)	3/16'' (estribo cabezal)	#5 y #6 promedio (cabezales)	#3 (alma y patín)	#2 (estribos cabezal)
$f_{yp} = f_{yn}$ (MPa)	469.2	445.6	608.9	434	434	448	434	436.438	502.628	547.444
E_a (MPa)	224700	225800	225800	200	200	200	200	195466.369	200000	200000
b_p	0.0242	0.0183	0.01	0.02	0.0185	0.0295	0.01	0.01	0.01	0.01
b_n	0.0242	0.0183	0.01	0.02	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01

ANEXO B: CÓDIGO EN OPENSEES PARA SIMULAR LOS MUROS CON EL MVLEM

Muro WSH6 de Dazio

```
# -----
# Specimen: WSH6 (Dazio, 1994)
# Created by: Antonio Cando
# Date: 8/2016
# -----

# -----
# Start of model generation (Units: MN, m, sec)
# -----

# Clear Opensees screen and clear memory of all past model definitions
exec >&@stdout $::env(COMSPEC) /c cls
wipe;

# Set Up Directories
set modelName "WSH6";
set dataDir MVLEM_${modelName};
file mkdir $dataDir;

# Create ModelBuilder for 2D element (with two-dimensions and 2 DOF/node)
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3

# -----
# Set geometry, nodes, boundary conditions
# -----

# Wall Geometry
set H 4.52;      # Wall height
set t 0.15;      # Wall thickness

# Create nodes
# node nodeId xCrd yCrd
set dH [expr $H/5.]
node 1 0. 0.;
node 2 0. $dH;
node 3 0. [expr 2.*$dH];
node 4 0. [expr 3.*$dH];
node 5 0. [expr 4.*$dH];
node 6 0. $H;

# Boundary conditions
fix 1 1 1 1;      # Fixed condition at node 1
```

```

# Set Control Node and DOF
set IDctrlNode 6;
set IDctrlDOF 1;

# -----
# Define uniaxial materials
# -----

# STEEL

# uniaxialMaterial SteelMPF $mattag $fyp $fyn $E0 $bp $bn $R0 $a1 $a2

# steel Y boundary
set fyYbp 576.;          # fy - tension
set bybp 0.01;           # strain hardening - tension
set fyYbn $fyYbp;        # fy - compression
set bybn $bybp;          # strain hardening - compression

# steel Y web
set fyYwp 583.7;         # fy - tension
set bywp 0.01;           # strain hardening - tension
set fyYwn $fyYwp;        # fy - compression
set bywn $bywp;          # strain hardening - compression

# steel misc
set Es 200000.;          # Young's modulus
set R0 20.0;             # initial value of curvature parameter
set a1 0.925;            # curvature degradation parameter
set a2 0.15;            # curvature degradation parameter

# Build steel materials
uniaxialMaterial SteelMPF 1 $fyYbp $fyYbn $Es $bybp $bybn $R0 $a1 $a2;
uniaxialMaterial SteelMPF 2 $fyYwp $fyYwn $Es $bywp $bywn $R0 $a1 $a2;

# CONCRETE

# uniaxialMaterial ConcreteCM $mattag $fpcc $epcc $Ec $rc $xcrn $ft $et $rt $xcrp <-GapClose
$gap>

# unconfined
set fpc 45.6;            # peak compressive stress
set ec0 -0.00225;        # strain at peak compressive stress
set ft 2.228;            # peak tensile stress
set et 0.00008;          # strain at peak tensile stress
set Ec 36900.;           # Young's modulus
set xcru 1.015;          # cracking strain - compression
set xcrp 10000.;         # cracking strain - tension
set ru 6.869;            # shape parameter - compression
set rt 1.2;              # shape parameter - tension

# confined
set fpcc 57.;            # peak compressive stress

```

```

set ec0c -0.00507;      # strain at peak compressive stress
set Ecc 37347.963;      # Young's modulus
set xcrnc 1.030;        # cracking strain - compression
set rc 9.062;           # shape parameter - compression

# Build concrete materials
uniaxialMaterial ConcreteCM 3 -$fpcc $ec0c $Ecc $rc $xcrnc $ft $et $rt $xcrp -GapClose 1;
uniaxialMaterial ConcreteCM 4 -$fpc $ec0 $Ec $ru $xcrnu $ft $et $rt $xcrp -GapClose 1;

# SHEAR

# uniaxialMaterial Elastic $matTag $E <$eta> <$eneg>
set Ashweb 0.3;          # Gross area of the wall cross section
set G [expr $Ec/(2.*(1.+0.2))]; # Shear Modulus
set GAs [expr 0.1*(5./6.)*$G*$Ashweb]; # Shear Stiffness

# Build shear material
uniaxialMaterial Elastic 5 $GAs;

# -----
# Define MVLEM elements
# -----

# Set MVLEM reinforcing ratios
set rouYb 0.0155;        # Y boundary
set rouYw1 0.0054;       # Y web
set rouYw2 0.0048;       # Y web central

# element MVLEM eleTag iNode jNode m c -thick fiberThick -width fiberWidth -rho Rho -matConcrete
# matTagsConcrete -matSteel matTagsSteel -matShear matTagShear\n";
element MVLEM 1 0.0 1 2 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.2925 0.5 0.415 0.5 0.2925 -rho $rouYb
$rouYw1 $rouYw2 $rouYw1 $rouYb -matConcrete 3 4 4 4 3 -matSteel 1 2 2 2 1 -matShear 5
element MVLEM 2 0.0 2 3 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.2925 0.5 0.415 0.5 0.2925 -rho $rouYb
$rouYw1 $rouYw2 $rouYw1 $rouYb -matConcrete 3 4 4 4 3 -matSteel 1 2 2 2 1 -matShear 5
element MVLEM 3 0.0 3 4 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.2925 0.5 0.415 0.5 0.2925 -rho $rouYb
$rouYw1 $rouYw2 $rouYw1 $rouYb -matConcrete 3 4 4 4 3 -matSteel 1 2 2 2 1 -matShear 5
element MVLEM 4 0.0 4 5 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.2925 0.5 0.415 0.5 0.2925 -rho $rouYb
$rouYw1 $rouYw2 $rouYw1 $rouYb -matConcrete 3 4 4 4 3 -matSteel 1 2 2 2 1 -matShear 5
element MVLEM 5 0.0 5 6 5 0.4 -thick $t $t $t $t $t -width 0.2925 0.5 0.415 0.5 0.2925 -rho $rouYb
$rouYw1 $rouYw2 $rouYw1 $rouYb -matConcrete 3 4 4 4 3 -matSteel 1 2 2 2 1 -matShear 5

# -----
# End of model generation
# -----

# Initialize
initialize

# -----
# Recorder generation
# -----
# Nodal recorders

```

```

recorder Node -file MVLEM_Dtop.out -time -node $IDctrlNode -dof 1 disp

# Fiber responses
recorder Element -file $dataDir/fiber_strain.out -time -ele 1 fiber_strain
recorder Element -file $dataDir/stress_concrete.out -time -ele 1 fiber_stress_concrete
recorder Element -file $dataDir/stress_steel.out -time -ele 1 fiber_stress_steel

# -----
# Define Axial Load
# -----

set N [expr 1.476];

```

Muro W1 de Alarcón

```

# -----
# Specimen: W1 (Alarcón, 2014)
# Created by: Antonio Cando
# Date: 04-09-2016
# -----

# -----
# Start of model generation (Units: MN, m, sec)
# -----

# Clear Opensees screen and clear memory of all past model definitions
exec >&@stdout $::env(COMSPEC) /c cls
wipe;

# Set Up Directories
set modelName "W1";
set dataDir MVLEM_${modelName};
file mkdir $dataDir;

# Create ModelBuilder for 2D element (with two-dimensions and 2 DOF/node)
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3

# -----
# Set geometry, nodes, boundary conditions
# -----

# Wall Geometry
set H 1.75;      # Wall height
set t 0.1;      # Wall thickness

# Create nodes
# node nodeId xCrd yCrd
set dH [expr $H/5.]
node 1 0. 0.;

```

```

node 2 0. $dH;
node 3 0. [expr 2.*$dH];
node 4 0. [expr 3.*$dH];
node 5 0. [expr 4.*$dH];
node 6 0. $H;

# Boundary conditions
fix 1 1 1 1;          # Fixed condition at node 1

# Set Control Node and DOF
set IDctrlNode 6;
set IDctrlDOF 1;

# -----
# Define uniaxial materials
# -----

# STEEL

# uniaxialMaterial SteelMPF $mattag $fyp $fyn $E0 $bp $bn $R0 $a1 $a2

# steel Y boundary
set fyYbp 469.2;      # fy - tension
set bybp 0.0242;      # strain hardening - tension
set fyYbn $fyYbp;     # fy - compression
set bybn $bybp;       # strain hardening - compression

# steel Y web
set fyYwp 445.6;      # fy - tension
set bywp 0.0183;      # strain hardening - tension
set fyYwn $fyYwp;     # fy - compression
set bywn $bywp;       # strain hardening - compression

# steel misc
set Esb 224700.;      # Young's modulus
set Esw 225800.;      # Young's modulus
set R0 20.0;          # initial value of curvature parameter
set a1 0.925;         # curvature degradation parameter
set a2 0.15;          # curvature degradation parameter

# Build steel materials
uniaxialMaterial SteelMPF 1 $fyYbp $fyYbn $Esb $bybp $bybn $R0 $a1 $a2;
uniaxialMaterial SteelMPF 2 $fyYwp $fyYwn $Esw $bywp $bywn $R0 $a1 $a2;

# CONCRETE

# uniaxialMaterial ConcreteCM $mattag $fpcc $epcc $Ec $src $xcrn $ft $et $rt $xcrp <-GapClose
$gap>

# unconfined
set fpc -27.4;         # peak compressive stress
set ec0 -0.00198;      # strain at peak compressive stress

```

```

set ft 1.727;          # peak tensile stress
set et 0.00008;        # strain at peak tensile stress
set Ec 32700.;         # Young's modulus
set xcru 1.015;        # cracking strain - compression
set xcrp 10000.;       # cracking strain - tension
set ru 3.369;          # shape parameter - compression
set rt 1.2;            # shape parameter - tension

```

```
# Build concrete materials
```

```
uniaxialMaterial ConcreteCM 3 $fpc $ec0 $Ec $ru $xcru $ft $et $rt $xcrp -GapClose 1;
```

```
# SHEAR
```

```
# uniaxialMaterial Elastic $matTag $E <$eta> <$eneg>
```

```
set Ashweb 0.07;          # Gross area of the wall cross section
```

```
set G [expr $Ec/(2.*(1.+0.2))]; # Shear Modulus
```

```
set GAs [expr 0.1*(5./6.)*$G * $Ashweb]; # Shear Stiffness
```

```
# Build shear material
```

```
uniaxialMaterial Elastic 4 $GAs;
```

```
# -----
```

```
# Define MVLEM elements
```

```
# -----
```

```
# Set MVLEM Reinforcing Ratios
```

```
# Reinforcing ratios
```

```
set rouYb 0.03142;        # boundary
```

```
set rouYw 0.00745;        # web
```

```
# element MVLEM eleTag iNode jNode m c -thick fiberThick -width fiberWidth -rho Rho -matConcrete
matTagsConcrete -matSteel matTagsSteel -matShear matTagShear\n";
```

```
element MVLEM 1 0.0 1 2 7 0.4 -thick $t $t $t $t $t $t $t -width 0.1 0.0475 0.135 0.135 0.135 0.0475
0.1 -rho $rouYb 0. $rouYw $rouYw $rouYw 0. $rouYb -matConcrete 3 3 3 3 3 3 -matSteel 1 2 2 2 2 1
-matShear 4
```

```
element MVLEM 2 0.0 2 3 7 0.4 -thick $t $t $t $t $t $t $t -width 0.1 0.0475 0.135 0.135 0.135 0.0475
0.1 -rho $rouYb 0. $rouYw $rouYw $rouYw 0. $rouYb -matConcrete 3 3 3 3 3 3 -matSteel 1 2 2 2 2 1
-matShear 4
```

```
element MVLEM 3 0.0 3 4 7 0.4 -thick $t $t $t $t $t $t $t -width 0.1 0.0475 0.135 0.135 0.135 0.0475
0.1 -rho $rouYb 0. $rouYw $rouYw $rouYw 0. $rouYb -matConcrete 3 3 3 3 3 3 -matSteel 1 2 2 2 2 1
-matShear 4
```

```
element MVLEM 4 0.0 4 5 7 0.4 -thick $t $t $t $t $t $t $t -width 0.1 0.0475 0.135 0.135 0.135 0.0475
0.1 -rho $rouYb 0. $rouYw $rouYw $rouYw 0. $rouYb -matConcrete 3 3 3 3 3 3 -matSteel 1 2 2 2 2 1
-matShear 4
```

```
element MVLEM 5 0.0 5 6 7 0.4 -thick $t $t $t $t $t $t $t -width 0.1 0.0475 0.135 0.135 0.135 0.0475
0.1 -rho $rouYb 0. $rouYw $rouYw $rouYw 0. $rouYb -matConcrete 3 3 3 3 3 3 -matSteel 1 2 2 2 2 1
-matShear 4
```

```
# -----
```

```
# End of model generation
```

```
# -----
```

```

# Initialize
initialize
# -----
# Recorder generation
# -----

# Nodal recorders
recorder Node -file MVLEM_Dtop.out -time -node $IDctrlNode -dof 1 disp

# Fiber responses
recorder Element -file $dataDir/fiber_strain.out -time -ele 1 fiber_strain
recorder Element -file $dataDir/stress_concrete.out -time -ele 1 fiber_stress_concrete
recorder Element -file $dataDir/stress_steel.out -time -ele 1 fiber_stress_steel

# -----
# Define Axial Load
# -----

set N [expr 0.2874];

```

Muro TW2 de Thomsen y Wallace

```

# -----
# Specimen: TW2 (Thomsen, 2004)
# Created by: Antonio Cando
# Date: 04-09-2016
# -----

# -----
# Start of model generation (Units: MN, m, sec)
# -----

# Clear Opensees screen and clear memory of all past model definitions
exec >&@stdout $::env(COMSPEC) /c cls
wipe;

# Set Up Directories
set modelName "TW2";
set dataDir MVLEM_${modelName};
file mkdir $dataDir;

# Create ModelBuilder for 2D element (with two-dimensions and 2 DOF/node)
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3

# -----
# Set geometry, nodes, boundary conditions
# -----

```

```

# Wall Geometry
set H 3.658;      # Wall height
set t 0.102;      # Wall thickness

# Create nodes
# node nodeId xCrd yCrd
set dH [expr $H/5.]
node 1 0. 0.;
node 2 0. $dH;
node 3 0. [expr 2.*$dH];
node 4 0. [expr 3.*$dH];
node 5 0. [expr 4.*$dH];
node 6 0. $H;

# Boundary conditions
fix 1 1 1 1;      # Fixed condition at node 1

# Set Control Node and DOF
set IDctrlNode 6;
set IDctrlDOF 1;

# -----
# Define uniaxial materials
# -----

# STEEL

# uniaxialMaterial SteelMPF $mattag $fyp $fyn $EO $bp $bn $R0 $a1 $a2

# steel Y confined WEB
set fyY_Wcp 434.;      # fy - tension
set by_Wcp 0.02;        # strain hardening - tension
set fyY_Wcn 434.;      # fy - compression
set by_Wcn 0.02;        # strain hardening - compression

# steel Y unconfined WEB
set fyY_Wp 448.;        # fy - tension
set by_Wp 0.0295;       # strain hardening - tension
set fyY_Wn 448.;        # fy - compression
set by_Wn 0.02;         # strain hardening - compression

# steel Y confined FLANGE AND FLANGE-WEB INTERSECTION
set fyY_Fcp 434.;      # fy - tension
set by_Fcp 0.0185;      # strain hardening - tension
set fyY_Fcn 434.;      # fy - compression
set by_Fcn 0.02;        # strain hardening - compression

# steel misc
set Es 200000.;         # Young's modulus
set R0 20.0;            # initial value of curvature parameter
set a1 0.925;           # curvature degradation parameter

```



```

set a2 0.15;                # curvature degradation parameter

# Build steel materials
# uniaxialMaterial SteelMPF $mattag $fyp $fyn $EO $bp $bn $R0 $a1 $a2
uniaxialMaterial SteelMPF 1 $fyY_Wcp $fyY_Wcn $Es $by_Wcp $by_Wcn $R0 $a1 $a2;
# steel Y web confined
uniaxialMaterial SteelMPF 2 $fyY_Wp $fyY_Wn $Es $by_Wp $by_Wn $R0 $a1 $a2; # steel Y
web
uniaxialMaterial SteelMPF 3 $fyY_Fcp $fyY_Fcn $Es $by_Fcp $by_Fcn $R0 $a1 $a2; # steel Y
flange confined

# CONCRETE

# uniaxialMaterial ConcreteCM $mattag $fpcc $epcc $Ec $rc $xcrn $ft $et $rt $xcrp <-GapClose
$gap>

# confined WEB
set fpc_Wc -57.1;           # peak compressive stress
set ec0_Wc -0.0056;        # strain at peak compressive stress
set Ecc_Wc 37372.521;      # Young's modulus
set xcrnc 1.030;           # cracking strain - compression
set rc_Wc 9.081;           # shape parameter - compression

# unconfined: WEB AND FLANGE
set fpc -42.8;              # peak compressive stress
set ec0 -0.0021;           # strain at peak compressive stress
set ft 2.03;               # peak tensile stress
set et 0.00008;            # strain at peak tensile stress
set Ec 31030.;             # Young's modulus
set xcrc 1.015;            # cracking strain - compression
set xcrp 10000.;           # cracking strain - tension
set ru 6.331;              # shape parameter - compression
set rt 1.2;                # shape parameter - tension

# confined FLANGE AND FLANGE-WEB INTERSECTION
set fpc_Fc -43.9;          # peak compressive stress
set ec0_Fc -0.0024;        # strain at peak compressive stress
set Ecc_Fc 33863.984;      # Young's modulus
set xcrnc 1.030;           # cracking strain - compression
set rc_Fc 6.542;           # shape parameter - compression

# Build concrete materials
# uniaxialMaterial ConcreteCM $mattag $fpcc $epcc $Ec $rc $xcrn $ft $et $rt $xcrp <-GapClose
$gap>
uniaxialMaterial ConcreteCM 4 $fpc_Wc $ec0_Wc $Ecc_Wc $rc_Wc $xcrnc $ft $et $rt $xcrp -
GapClose 1; # confined WEB
uniaxialMaterial ConcreteCM 5 $fpc $ec0 $Ec $ru $xcrc $ft $et $rt $xcrp -GapClose 1; #
unconfined WEB AND FLANGE
uniaxialMaterial ConcreteCM 6 $fpc_Fc $ec0_Fc $Ecc_Fc $rc_Fc $xcrnc $ft $et $rt $xcrp -
GapClose 1; # confined FLANGES AND FLANGE-WEB INTERSECTION

```

SHEAR

uniaxialMaterial Elastic \$matTag \$E <\$eta> <\$eneg>

NOTE: large shear stiffness assigned since only flexural response

set Aweb 0.1243; # Gross area of the wall cross section

set G [expr \$Ec/(2.*(1.+0.2))]; # Shear Modulus

set GAs [expr 0.1*1.0*\$G*\$Aweb]; # Shear Stiffness

Build shear material

uniaxialMaterial Elastic 7 \$GAs;

Define MVLEM elements

set tf 0.102; # Flange thickness

set bf 1.219; # Flange width

element MVLEM eleTag iNode jNode m c -thick fiberThick -width fiberWidth -rho Rho -matConcrete
matTagsConcrete -matSteel matTagsSteel -matShear matTagShear\n";element MVLEM 1 0.0 1 2 19 0.4 -thick \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$bf \$bf \$bf \$bf \$bf \$bf
\$bf \$bf -width 0.14 0.166 0.038 0.051 0.064 0.14 0.14 0.14 0.14 0.14 0.013 0.085 0.01275 0.01275 0.01275
0.01275 0.01275 0.01275 0.01275 0.01275 -rho 0.02 0.00843 0.0368 0. 0.0097 0.00444 0.00444 0.00444
0.00444 0. 0.0329 0. 0.054 0. 0. 0. 0.054 0. -matConcrete 4 4 4 4 5 5 5 5 5 5 6 5 5 5 5 5 5 5 5 5 -matSteel
1 1 1 2 2 2 2 2 2 2 3 3 3 3 3 3 3 3 3 3 -matShear 7element MVLEM 2 0.0 2 3 19 0.4 -thick \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$bf \$bf \$bf \$bf \$bf \$bf
\$bf \$bf -width 0.14 0.166 0.038 0.051 0.064 0.14 0.14 0.14 0.14 0.14 0.013 0.085 0.01275 0.01275 0.01275
0.01275 0.01275 0.01275 0.01275 0.01275 -rho 0.02 0.00843 0.0368 0. 0.0097 0.00444 0.00444 0.00444
0.00444 0. 0.0329 0. 0.054 0. 0. 0. 0.054 0. -matConcrete 4 4 4 4 5 5 5 5 5 5 6 5 5 5 5 5 5 5 5 5 -matSteel
1 1 1 2 2 2 2 2 2 2 3 3 3 3 3 3 3 3 3 3 -matShear 7element MVLEM 3 0.0 3 4 19 0.4 -thick \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$bf \$bf \$bf \$bf \$bf \$bf
\$bf \$bf -width 0.14 0.166 0.038 0.051 0.064 0.14 0.14 0.14 0.14 0.14 0.013 0.085 0.01275 0.01275 0.01275
0.01275 0.01275 0.01275 0.01275 0.01275 -rho 0.02 0.00843 0.0368 0. 0.0097 0.00444 0.00444 0.00444
0.00444 0. 0.0329 0. 0.054 0. 0. 0. 0.054 0. -matConcrete 4 4 4 4 5 5 5 5 5 5 6 5 5 5 5 5 5 5 5 5 -matSteel
1 1 1 2 2 2 2 2 2 2 3 3 3 3 3 3 3 3 3 3 -matShear 7element MVLEM 4 0.0 4 5 19 0.4 -thick \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$bf \$bf \$bf \$bf \$bf \$bf
\$bf \$bf -width 0.14 0.166 0.038 0.051 0.064 0.14 0.14 0.14 0.14 0.14 0.013 0.085 0.01275 0.01275 0.01275
0.01275 0.01275 0.01275 0.01275 0.01275 -rho 0.02 0.00843 0.0368 0. 0.0097 0.00444 0.00444 0.00444
0.00444 0. 0.0329 0. 0.054 0. 0. 0. 0.054 0. -matConcrete 4 4 4 4 5 5 5 5 5 5 6 5 5 5 5 5 5 5 5 5 -matSteel
1 1 1 2 2 2 2 2 2 2 3 3 3 3 3 3 3 3 3 3 -matShear 7element MVLEM 5 0.0 5 6 19 0.4 -thick \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$tf \$bf \$bf \$bf \$bf \$bf \$bf
\$bf \$bf -width 0.14 0.166 0.038 0.051 0.064 0.14 0.14 0.14 0.14 0.14 0.013 0.085 0.01275 0.01275 0.01275
0.01275 0.01275 0.01275 0.01275 0.01275 -rho 0.02 0.00843 0.0368 0. 0.0097 0.00444 0.00444 0.00444
0.00444 0. 0.0329 0. 0.054 0. 0. 0. 0.054 0. -matConcrete 4 4 4 4 5 5 5 5 5 5 6 5 5 5 5 5 5 5 5 5 -matSteel
1 1 1 2 2 2 2 2 2 2 3 3 3 3 3 3 3 3 3 3 -matShear 7

End of model generation

Initialize

initialize

```
# -----
# Recorder generation
# -----

# Nodal recorders
recorder Node -file MVLEM_Dtop.out -time -node $IDctrlNode -dof 1 disp

# Fiber responses
recorder Element -file $dataDir/fiber_strain.out -time -ele 1 fiber_strain
recorder Element -file $dataDir/stress_concrete.out -time -ele 1 fiber_stress_concrete
recorder Element -file $dataDir/stress_steel.out -time -ele 1 fiber_stress_steel

# -----
# Define Axial Load
# -----

set N [expr 0.7296];
```

Muro TW1 de Brueggen

```
# -----
# Specimen: NTW1 (Brueggen)
# Created by: Antonio Cando
# Date: 19-08-2017
# -----

# -----
# Start of model generation (Units: MN, m, sec)
# -----

# Clear Opensees screen and clear memory of all past model definitions
exec >&@stdout $::env(COMSPEC) /c cls
wipe;

# Set Up Directories
set modelName "NTW1";
set dataDir MVLEM_${modelName};
file mkdir $dataDir;

# Create ModelBuilder for 2D element (with two-dimensions and 2 DOF/node)
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3

# -----
# Set geometry, nodes, boundary conditions
# -----

# Wall Geometry
set H 7.315;           # Wall height
set t 0.1524;          # Wall thickness
```

```

# Create nodes
# node nodeId xCrd yCrd
set dH [expr $H/8.]
node 1 0. 0.;
node 2 0. [expr 1.*$dH];
node 3 0. [expr 2.*$dH];
node 4 0. [expr 3.*$dH];
node 5 0. [expr 4.*$dH];
node 6 0. [expr 5.*$dH];
node 7 0. [expr 6.*$dH];
node 8 0. [expr 7.*$dH];
node 9 0. $H;

# Boundary conditions
fix 1 1 1 1;      # Fixed condition at node 1

# Set Control Node and DOF
set IDctrlNode 9;
set IDctrlDOF 1;

# -----
# Define uniaxial materials
# -----

# CONCRETE

# uniaxialMaterial ConcreteCM $mattag $fpcc $epcc $Ec $rc $xcrn $ft $et $rt $xcrp <-GapClose
$gap>

# unconfined
set fpc -50.06;      # peak compressive stress
set ec0 -0.00231;    # strain at peak compressive stress
set ft 2.335;        # peak tensile stress
set et 0.00008;      # strain at peak tensile stress
set Ec 35573.199;    # Young's modulus
set xcrn 1.015;      # cracking strain - compression
set xcrp 10000.;     # cracking strain - tension
set ru 7.727;        # shape parameter - compression
set rt 1.2;          # shape parameter - tension

# confined WEB
set fpccW -67.581;   # peak compressive stress
set ec0cW -0.00635;  # strain at peak compressive stress
set EccW 39810.541;  # Young's modulus
set xcrnc 1.030;     # cracking strain - compression
set rcW 11.096;      # shape parameter - compression

# confined FLANGE
set fpccF -62.575;   # peak compressive stress
set ec0cF -0.00519;  # strain at peak compressive stress
set EccF 38678.015;  # Young's modulus
set rcF 10.134;      # shape parameter - compression

```

```

set fpccF -56.318;      # peak compressive stress. A average of confined and unconfined concrete
set ec0cF -0.00375;    # strain at peak compressive stress
set EccF 37179.758;    # Young's modulus
set rcF 8.930;         # shape parameter - compression

# Build concrete materials
# uniaxialMaterial ConcreteCM $mattag $fpcc $epcc $Ec $rc $xcrn $ft $et $rt $xcrp <-
GapClose $gap>
uniaxialMaterial ConcreteCM 1 $fpc $ec0 $Ec $ru $xcru $ft $et $rt $xcrp -GapClose 1; #
unconfined
uniaxialMaterial ConcreteCM 2 $fpccW $ec0cW $EccW $rcW $xcrc $ft $et $rt $xcrp -GapClose 1;
# confined WEB
uniaxialMaterial ConcreteCM 3 $fpccF $ec0cF $EccF $rcF $xcrc $ft $et $rt $xcrp -GapClose 1; #
confined FLANGE

# STEEL

# uniaxialMaterial SteelMPF $mattag $fyp $fyn $E0 $bp $bn $R0 $a1 $a2

# steel Y boundary
set fyYb 436.438;      # fy
set byb 0.01;          # strain hardening
set Esb 195466.369;    # Young's modulus

# steel Y web
set fyYw 502.628;      # fy
set byw 0.01;          # strain hardening
set Esw 200000.;       # Young's modulus

# steel misc
set R0 20.0;           # initial value of curvature parameter
set a1 0.925;          # curvature degradation parameter
set a2 0.15;           # curvature degradation parameter

# Build steel materials
# uniaxialMaterial SteelMPF $mattag $fyp $fyn $E0 $bp $bn $R0 $a1 $a2
uniaxialMaterial SteelMPF 4 $fyYb $fyYb $Esb $byb $byb $R0 $a1 $a2; # steel Y boundary
uniaxialMaterial SteelMPF 5 $fyYw $fyYw $Esw $byw $byw $R0 $a1 $a2; # steel Y web

# SHEAR

# uniaxialMaterial Elastic $matTag $E <$eta> <$Eneg>
# NOTE: large shear stiffness assigned since only flexural response
set Aweb 0.1243;       # Gross area of the wall cross section
set G [expr $Ec/(2.*(1.+0.2))]; # Shear Modulus
set GAs [expr 0.1*1.0*$G*$Aweb]; # Shear Stiffness

# Build shear material
uniaxialMaterial Elastic 6 $GAs;

```



```

element MVLEM 8 0.0 8 9 24 0.4 -thick $tf $tf $tf $tf $tf $tf $tf $tf $tf $tf $tf $tf $tf $tf $bf $bf $bf $bf $bf
$bf $bf $bf $bf $bf $bf $bf $bf -width 0.1461 0.1207 0.1461 0.0413 0.0381 0.1397 0.3175 0.3175 0.3175
0.3175 0.0857 0.1461 0.0127 0.0127 0.0127 0.0127 0.0127 0.0127 0.0127 0.0127 0.0127 0.0127 0.0127 0.0127
0.0127 -rho 0.0434 0.0310 0.0434 0. 0.0982 0.0067 0.0029 0.0029 0.0029 0.0029 0. 0.0064 0. 0.
0.1384 0. 0. 0. 0. 0. 0. 0.1384 0. 0. -matConcrete 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1
1 1 1 1 1 1 1 -matSteel 4 4 4 4 4 5 5 5 5 5 5 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4 -matShear 6

```

```

# -----
# End of model generation
# -----

```

```

# Initialize
initialize

```

```

# -----
# Recorder generation
# -----

```

```

# Nodal recorders
recorder Node -file MVLEM_Dtop.out -time -node $IDctrlNode -dof 1 disp

```

```

# Element recorders
# recorder Element -file $dataDir/MVLEM_Fgl.out -time -ele 1 2 3 globalForce
# recorder Element -file $dataDir/MVLEM_Curvature.out -time -ele 1 2 3 Curvature

```

```

# Fiber responses
# recorder Element -file $dataDir/fiber_strain.out -time -ele 1 fiber_strain
# recorder Element -file $dataDir/stress_concrete.out -time -ele 1 fiber_stress_concrete
# recorder Element -file $dataDir/stress_steel.out -time -ele 1 fiber_stress_steel

```

```

# -----
# Define Axial Load
# -----

```

```

set N [expr 0.8297];

```

Scripts generales

Análisis a carga gravitacional

```

# -----
# Gravity load analysis
# -----

```

```

# Generate the model and load input variables
source MVLEM_WSH6.tcl
#source MVLEM_W1.tcl;
#source MVLEM_TW2.tcl;
#source MVLEM_NTW1.tcl;

```

```

# Create the nodal load
pattern Plain 1 "Linear" {
    load $IDctrlNode 0.0 [expr -$N] 0.0;          # WSH6 and W1
    #load $IDctrlNode 0.0 [expr -$N] [expr -$N*0.2671]; # TW2
    #load $IDctrlNode 0.0 [expr -$N] [expr -$N*0.5395]; # NTW1
}

# Set up analysis parameters
integrator LoadControl 0.1
system BandGeneral
test NormDispIncr 1.e-5 100 0
numberer RCM
constraints Transformation
algorithm Newton
analysis Static
analyze 10

```

Análisis cíclico

```

# -----
# Displacement Controlled Analysis
# -----

source gravity.tcl
puts "Model generated and gravity load applied successfully";

# Set the gravity loads to be constant & reset the time in the domain
loadConst -time 0.0

# Set lateral load pattern with a Linear TimeSeries
set Plateral 1.0;          # Reference lateral load
pattern Plain 2 "Linear" {
    load $IDctrlNode $Plateral 0.0 0.0
}

# Set up analysis parameters
system BandGeneral
test NormDispIncr 1.e-5 100 0;
numberer RCM
constraints Plain
algorithm Newton;
analysis Static

# Format for screen/file output of DONE/PROBLEM analysis
set LunitTXT "m";
set fmt1 "%s Cyclic analysis: CtrlNode %.3i, dof %.1i, Disp=%.4f %s";

```



```

# Load data
set input_file [open "test-WSH6-m-MN.txt" r];
#set input_file [open "test-W1-m-MN.txt" r];
#set input_file [open "test-TW2-m-MN.txt" r];
#set input_file [open "test-NTW1-m-MN.txt" r];
#set data [read $input_file];
close $input_file;

# Process data file
set data [split $data "\n"];

# Analysis for each displacement increment
set load_step 1;
for {set j 0} {$j < [expr [llength $data] ] } {incr j} {
    if {$j==0} {
        set Dincr [expr [lindex [lindex $data $j] 0]];
    } else {
        set Dincr [expr [lindex [lindex $data $j] 0]-[lindex [lindex $data [expr $j-1] ] 0]]
    }

    integrator DisplacementControl $IDctrlNode $IDctrlDOF $Dincr

    set ok 0
    set ok [analyze 1]

    if {$ok != 0} {
        if {$ok != 0} {
            puts "Trying Newton with Initial Tangent .."
            test NormDispIncr $Tol 2000 0
            algorithm Newton -initial
            set ok [analyze 1]
            test $testTypeStatic $TolStatic $maxNumIterStatic 0
            algorithm $algorithmTypeStatic
        }
        if {$ok != 0} {
            puts "Trying Broyden .."
            algorithm Broyden 8
            set ok [analyze 1]
            algorithm $algorithmTypeStatic
        }
        if {$ok != 0} {
            puts "Trying NewtonWithLineSearch .."
            algorithm NewtonLineSearch 0.8
            set ok [analyze 1]
            algorithm $algorithmTypeStatic
        }
        if {$ok != 0} {
            set putout [format $fmt1 "PROBLEM" $IDctrlNode $IDctrlDOF [nodeDisp $IDctrlNode
$IDctrlDOF] $LunitTXT]
            puts $putout
            return -1
        }
    }
}

```

```

};

# Print load step on the screen
puts "Load Step: [expr $load_step]"
set load_step [expr $load_step+1]
};

# -----
if { $ok != 0 } {
    puts [format $fmt1 "PROBLEM" $IDctrlNode $IDctrlDOF [nodeDisp $IDctrlNode $IDctrlDOF]
$LunitTXT]
} else {
    puts [format $fmt1 "DONE" $IDctrlNode $IDctrlDOF [nodeDisp $IDctrlNode $IDctrlDOF]
$LunitTXT]
}

# Print the state at control node
print node $IDctrlNode

# Closes the recorders so that the output can be plotted without closing OpenSees
remove recorders;

# Plot the output in Matlab
exec matlab -nosplash -nodesktop -r "PlotWall"

```

ANEXO C: CÓDIGO EN OPENSEES PARA EL IDA DEL EDIFICIO B2

El código en OpenSees para el IDA del edificio B2 está formado por los siguientes scripts:

1) IDA 2) Modal, 3) Geometría, 4) Nudos, 5) Materiales, y 6) Secciones.

IDA

```
# -----
# Incremental Dynamic Analysis
# -----
# Realizado por: Antonio Cando
# Diciembre 14, 2018

# Set star time
set startTime [clock clicks -milliseconds]

# Define factores de escala para el IDA
set IDA_factor [list 0.05 0.1 0.15 0.2 0.25 0.3 0.35 0.4 0.45 0.5 0.55 0.6 0.65 0.7 0.75 0.8 0.85 0.9 0.95 1];

# Ingresa cada sismo a analizar
set GM_file {regAricacostaneraL.txt};
set GM_dt [list 0.005];
set GM_NP [list 15232];
set GM_SaT1 [list 163.941];

# Crea carpeta para guardar los resultados
set dataDir "OUT";
file mkdir $dataDir;

# Abre archivo LOG para información de la corrida
set FileName "LOG_$GM_file";

set fileId [open $dataDir/$FileName "w"];

# Escribe información de la corrida
puts $fileId "IDA factors..... $IDA_factor"
puts $fileId "Registro..... $GM_file"
puts $fileId "Incremento de tiempo... $GM_dt"
puts $fileId "Número de puntos..... $GM_NP"
puts $fileId "SaT1..... $GM_SaT1"
puts $fileId ""

set ok_IDA 0;
foreach GMfile $GM_file DtSeries $GM_dt NSteps $GM_NP SaT1 $GM_SaT1 {
    set ok_GM 0;
    set numNoConv 0;
```

```

foreach IDA_SF $IDA_factor {

    puts $fileId "Analizando $GMfile para un SaT1= $IDA_SF g"

    # Perform gravity & modal analysis. Define Rayleigh Parameters
    source Modal.tcl

    # First, set gravity loads acting constant and time in domain to 0.0
    loadConst -time 0.0

    #####
    #           Recorders
    #####

    # Record floor displacement & rotations
    set LengthString [string length $GMfile]
    set GM_Name [string range $GMfile 0 [expr $LengthString-5]]
    set FileName "Disp_${GM_Name}_${IDA_SF}"
    recorder Node -file $dataDir/$FileName.out -time -node 102 104 106 108 110 112 114
116 118 120 122 124 126 128 130 132 134 136 138 140 -dof 1 disp;
    set FileName "Rot_${GM_Name}_${IDA_SF}"
    recorder Node -file $dataDir/$FileName.out -time -node 102 104 106 108 110 112 114
116 118 120 122 124 126 128 130 132 134 136 138 140 -dof 3 disp;

    # Strains wall P1, all stories
    set FileName "strainP1i_Story_${GM_Name}_${IDA_SF}"
    recorder Element -file $dataDir/$FileName.out -time -eleRange 101 140 fiber_strain;
    set FileName "strainP1d_Story_${GM_Name}_${IDA_SF}"
    recorder Element -file $dataDir/$FileName.out -time -eleRange 401 440 fiber_strain;

    # Strains wall P2, all stories
    set FileName "strainP2i_Story_${GM_Name}_${IDA_SF}"
    recorder Element -file $dataDir/$FileName.out -time -eleRange 501 540 fiber_strain;
    set FileName "strainP2d_Story_${GM_Name}_${IDA_SF}"
    recorder Element -file $dataDir/$FileName.out -time -eleRange 801 840 fiber_strain;

    # Strains wall P3, all stories
    set FileName "strainP3i_Story_${GM_Name}_${IDA_SF}"
    recorder Element -file $dataDir/$FileName.out -time -eleRange 901 940 fiber_strain;
    set FileName "strainP3d_Story_${GM_Name}_${IDA_SF}"
    recorder Element -file $dataDir/$FileName.out -time -eleRange 1401 1440 fiber_strain;

    #####
    #           Define ground motion & create load pattern
    #####

    # Ground motion scaling factor. Record units: cm/s2
    set Scalefactor [expr $IDA_SF/$SaT1*9.80665];

    set DtAnalysis $DtSeries;
    # Time-step Dt for lateral analysis

```

```

set TmaxAnalysis [expr $DtSeries*$NSteps];

# Define the acceleration series for the ground motion
set accelSeries "Series -dt $DtSeries -filePath $GMfile -factor $Scalefactor";

# Create load pattern: apply acceleration to all fixed nodes with UniformExcitation
set GMdirection 1;
pattern UniformExcitation $patternID $GMdirection -accel $accelSeries;

#####
#           Perform Time History Analysis
#####

# Define parameters for transient analysis

set TolPred 1.0e-4;           # Default tolerance
set lisTol [list 1.0e-3 1.0e-2 1.0e-1]; # Additional tolerance
set NumIterMin 10;           # Minimum iterations number
set NumIterMax 1000;         # Maximum iterations number
set NumIterPred 100;         # Default iterations number
set printFlag 0;             # Print convergence information flag
set TestType NormDispIncr;    # Test type

# Algorithm
set algorithmType Newton;
# Newmark-integrator parameters
set NewmarkGamma 0.5;
set NewmarkBeta 0.25;

constraints Transformation;
numberer RCM;
system BandGeneral;
test $TestType $TolPred $NumIterPred $printFlag;
algorithm $algorithmType -initial;
integrator Newmark $NewmarkGamma $NewmarkBeta;
analysis Transient;

# Begin transient analysis
set ok 0
set controlTime [getTime];

while {$controlTime < $TmaxAnalysis && $ok == 0} {

    set ok [analyze 1 $DtAnalysis]

    if {$ok != 0} {

        foreach Tol $lisTol {

            puts ""
            puts "Trying Newton -initial $Tol .."
            test $TestType $Tol $NumIterMax $printFlag;

```

```

algorithm $algorithmType -initial
set ok [analyze 1 $DtAnalysis]

if {$ok != 0} {
    puts "Trying ModifiedNewton $Tol .."
    test $TestType $Tol $NumIterPred $printFlag
    algorithm ModifiedNewton
    set ok [analyze 1 $DtAnalysis]
}
if {$ok != 0} {
    puts "Trying Broyden $Tol .."
    algorithm Broyden 8
    set ok [analyze 1 $DtAnalysis]
}
if {$ok != 0} {
    puts "Trying NewtonWithLineSearch $Tol .."
    algorithm NewtonLineSearch .8
    set ok [analyze 1 $DtAnalysis]
}
if {$ok != 0} {
    puts "Trying BFGS $Tol .."
    algorithm BFGS
    set ok [analyze 1 $DtAnalysis]
}
if {$ok == 0} {
    puts ""
    puts "***** It worked .. return algorithm default"
    puts ""
    test $TestType $TolPred $NumIterMax $printFlag
    algorithm $algorithmType -initial
    if {$Tol > 1.0e-3} {puts $fileId "Tol = $Tol worked
at Time= $controlTime"}
    break
}
}

set controlTime [getTime]
puts "Analizando $GMfile para un SaT1= $IDA_SF g   Current time=
$controlTime"
}

# Display whether INDIVIDUAL analysis was successful
if {$ok == 0} {
    set numNoConv 0
    #puts "\nAnalysis for $GMfile completed SUCCESSFULLY";
    #puts ""
} else {
    puts "\nIDA Analysis for $GMfile FAILED. SaT1= $IDA_SF g, Time=
$controlTime"; # Show information on screen
    puts ""
}

```

```

        puts $fileId "IDA Analysis for $GMfile FAILED. SaT1= $IDA_SF g, Time=
$controlTime"; # Save information on file LOG
        puts $fileId ""
        set ok_GM 1
        set ok_IDA 1
        set numNoConv [expr $numNoConv + 1]
    }

    # If twenty runs do not converge then run another earthquake
    if {$numNoConv == 20} {
        puts "\nATTENTION: Twenty runs do not converge. Analysis discontinued";
        # Show information on screen
        puts ""
        puts $fileId "ATTENTION: Ten runs do not converge. Analysis discontinued";
        # Save information on file LOG
        puts $fileId ""
        break
    }
}

# Display whether INDIVIDUAL analysis was successful
if {$ok_GM == 0} {
    puts ""
    puts "\nIDA Analysis for $GMfile completed SUCCESSFULLY";
    puts ""
    puts $fileId ""
    puts $fileId "IDA Analysis for $GMfile completed SUCCESSFULLY";
    puts $fileId ""
} else {
    puts "\nIDA Analysis for $GMfile FAILED";
    puts ""
    puts $fileId "IDA Analysis for $GMfile FAILED";
    puts $fileId ""
}

}

# Display whether GLOBAL analysis was successful
if {$ok_IDA == 0} {
    puts "\nIDA Done";
    puts $fileId "IDA Done";
} else {
    puts "\nIDA Failed";
    puts $fileId "IDA Failed";
}

}

# Final time
set finishTime [clock clicks -milliseconds];
set Time [expr ($finishTime-$startTime)/1000.]; # Total time in sec
set TimeHr [expr int(floor($Time/3600.))]; # Complete hours
set TimeMin [expr int(floor($Time/60.-$TimeHr*60))]; # Remaining complete minutes
set TimeSec [expr int($Time-$TimeHr*3600-$TimeMin*60)]; # Remaining seconds

```

```
puts "\n\tTOTAL TIME: $TimeHr : $TimeMin : $TimeSec";
puts $fileId "TOTAL TIME: $TimeHr : $TimeMin : $TimeSec";
```

```
# Close file LOG
close $fileId
```

MODAL

```
# -----
# Modal Analysis
# -----
```

```
# Generate the model and run gravity analysis
source 20story.tcl
```

```
# -----Eigenvalue Analysis -----
```

```
set nEigenJ 2;
# Show initial periods T1 and T2
set pi 3.141593;
set lambdaN [eigen $nEigenJ]
set T {};
foreach lam $lambdaN {
    lappend Tperiod [expr (2.0*$pi)/sqrt($lam)];
}
```

```
# puts ""
# puts "T1 = [lindex $Tperiod 0] s"
# puts "T2 = [lindex $Tperiod 1] s"
```

```
set T1 [lindex $Tperiod 0];      # Save fundamental period
```

```
# # Display Deformed Shape
# set ViewScale 10;
# DisplayModel2D nill $ViewScale;
```

```
# ----- Rayleigh Damping -----
```

```
# Define critical damping and Switchs
set xDamp 0.02;
set MpropSwitch 1.0;
set KcurrSwitch 1.0;
set KcommSwitch 0.0;
set KinitSwitch 0.0;
```

```
set omegaI [expr 2.0*$pi/(0.2*$T1)]
set omegaJ [expr 2.0*$pi/(1.5*$T1)]
```



```
# Calculate proportionality factors for Rayleigh damping
set alphaM [expr $MpropSwitch*$xDamp*(2*$omegaI*$omegaJ)/($omegaI+$omegaJ)];
set betaKcurr [expr $KcurrSwitch*2.0*$xDamp/($omegaI+$omegaJ)];
set betaKcomm [expr $KcommSwitch*2.0*$xDamp/($omegaI+$omegaJ)];
set betaKinit [expr $KinitSwitch*2.0*$xDamp/($omegaI+$omegaJ)];

# Apply reyleigh damping
rayleigh $alphaM $betaKcurr $betaKinit $betaKcomm;
```

GEOMETRIA

```
# -----
# Análisis del Edificio 2 usando el MVLEM
# Created by: Antonio Cando
# Date: Diciembre 2017
# -----

# -----
# Build model and run Gravity Analysis
# -----

#####
#      Set Up & Source Definition
#####
wipe all;
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3;
# source DisplayModel2D.tcl;
# source DisplayPlane.tcl;

#####
#      Define Building Geometry, Nodes, and Constraint
#####

# Units: MPa, MN, m, sec

# Define basic geometry

# Vertical geometry
set numStories 20;
set Hstory 2.6;
set Htotal [expr $numStories*$Hstory];
set WallEIPerStory 2;

# Horizontal geometry
set Lw1 6.5;
set Lw2_Yt 2.575;
set Lw3 3.5;
set Lpas 2.0;
set Lpas2 1.7;
set Ldep 1.5;

# Length wall axis 1
# Centroid position
# Length wall axis 2
# Length corridor axes 1 and 3
# Length corridor axis 2
# Length corridor in apartment
```

```

set Lsep 10.0;                                # Length between frames
set LineaCol5 [expr $Lw1 + $Lpas + $Lsep];      # Columna line 5, coordinate x
set LineaCol9 [expr $LineaCol5 + 2.0*$Lw2_Yt + $Lpas2 + $Lsep]; # Columna line 9, coordinate x

# Define floor masses
set Mcub 0.2391;
set Ment 0.2482;
set Negligible 1.0e-9;

# Define nodes, fixes, constraints and assign masses
source Nudos.tcl

# #####
#      Define Section Properties and Elements
# #####

# Define material properties
source Materials_02H.tcl

# Define wall sections & assign
source Muro_P1.tcl
source Muro_P2.tcl
source Muro_P3.tcl

# Define beam sections & assign
set kbeam 0.25;

# Beams axis 1
set Dbeam1 0.16;
set Wbeam1 0.5;
set Abeam1 [expr $Dbeam1*$Wbeam1];
set Ibeam1 [expr $kbeam*$Wbeam1*pow($Dbeam1,3.0)/12.0];

# Beams axis 2
set Dbeam2 0.16;
set Wbeam2 6.0;
set Abeam2 [expr $Dbeam2*$Wbeam2];
set Ibeam2 [expr $kbeam*$Wbeam2*pow($Dbeam2,3.0)/12.0];

# Beams axis 3
set Dbeam3 0.16;
set Wbeam3 2.0;
set Abeam3 [expr $Dbeam3*$Wbeam3];
set Ibeam3 [expr $kbeam*$Wbeam3*pow($Dbeam3,3.0)/12.0];

# Define rigid beam/column properties
set A_rigid 1.0e6;
set I_rigid 1.0e6;
set Econ_rigid $Ec_uc;

# Define geometric transformation for beam-column element

```

```

# command: geomTransf Linear $transfTag <-jntOffset $dXi $dYi $dXj $dYj>
set BeamTransTag 1;
geomTransf Linear $BeamTransTag;

# Assign beam elements
# command: element elasticBeamColumn $eleID $iNode $jNode $A $E $I $transfID
for {set i 1} {$i <= $numStories} {incr i} {
    # Eje 1
    element elasticBeamColumn [expr 2000 + $i] [expr 100 + $WallEIPerStory*$i]
    [expr 200 + $i] $A_rigid $Econ_rigid $I_rigid $BeamTransTag; # 100x - Rigid beam
    element elasticBeamColumn [expr 2100 + $i] [expr 200 + $i] [expr 300 + $i]
    $Abeam1 $Ec_uc $Ibeam1 $BeamTransTag;
    element elasticBeamColumn [expr 2200 + $i] [expr 300 + $i] [expr 400 +
    $WallEIPerStory*$i] $A_rigid $Econ_rigid $I_rigid $BeamTransTag; # 120x - Rigid beam

    # Eje 2
    element elasticBeamColumn [expr 3000 + $i] [expr 500 + $WallEIPerStory*$i] [expr
    600 + $i] $A_rigid $Econ_rigid $I_rigid $BeamTransTag; # 200x - Rigid beam
    element elasticBeamColumn [expr 3100 + $i] [expr 600 + $i] [expr 700 + $i]
    $Abeam2 $Ec_uc $Ibeam2 $BeamTransTag;
    element elasticBeamColumn [expr 3200 + $i] [expr 700 + $i] [expr 800 +
    $WallEIPerStory*$i] $A_rigid $Econ_rigid $I_rigid $BeamTransTag; # 220x - Rigid be

    # Eje 3
    element elasticBeamColumn [expr 4000 + $i] [expr 900 + $WallEIPerStory*$i] [expr 1000 +
    $i] $A_rigid $Econ_rigid $I_rigid $BeamTransTag; # 300x - Rigid beam
    element elasticBeamColumn [expr 4100 + $i] [expr 1000 + $i] [expr 1100 + $i]
    $Abeam3 $Ec_uc $Ibeam3 $BeamTransTag;
    element elasticBeamColumn [expr 4200 + $i] [expr 1100 + $i] [expr 1200 + $i]
    $Abeam3 $Ec_uc $Ibeam3 $BeamTransTag;
    element elasticBeamColumn [expr 4300 + $i] [expr 1200 + $i] [expr 1300 + $i]
    $Abeam3 $Ec_uc $Ibeam3 $BeamTransTag;
    element elasticBeamColumn [expr 4400 + $i] [expr 1300 + $i] [expr 1400 +
    $WallEIPerStory*$i] $A_rigid $Econ_rigid $I_rigid $BeamTransTag;
}

# Define column sections & assign
set kcol 0.7;
set Dcol 0.3; # Wall depth
set Wcol 5.5; # Wall width
set Acol [expr $Dcol*$Wcol];
set Icol [expr $kcol*$Wcol*pow($Dcol,3.0)/12.0];

# Define geometric transformation for beam-column element
# command: geomTransf Linear $transfTag <-jntOffset $dXi $dYi $dXj $dYj>
set ColTransTag 2;
geomTransf Linear $ColTransTag;

# Assign column elements
# command: element elasticBeamColumn $eleID $iNode $jNode $A $E $I $transfID
for {set i 1} {$i <= $numStories} {incr i} {

```

```

        element elasticBeamColumn [expr 1100 + $i] [expr 1100 + $i - 1] [expr 1100 + $i] $Acol
$Ec_uc $Icol $ColTransTag;
        element elasticBeamColumn [expr 1200 + $i] [expr 1200 + $i - 1] [expr 1200 + $i] $Acol
$Ec_uc $Icol $ColTransTag;
    }

```

```

# #####
#           Gravity Loads & Gravity Analysis
# #####

```

```

# Define gravity loads

```

```

set P1 0.254;

```

```

set P2 0.4939;

```

```

set P3 0.2191;

```

```

set P4 0.2501;

```

```

# Apply gravity loads

```

```

# Construct a time series where load factor applied is linearly proportional to the time domain

```

```

# command: pattern PatternType $PatternID TimeSeriesType

```

```

pattern Plain 1 "Linear" {

```

```

    # Nodal load on walls - Command: load nodeID xForce yForce

```

```

    # Note: 1.157 is eccentricity between Lw/2 and centroid

```

```

    for {set i 1} {$i <= $numStories} {incr i} {

```

```

        load [expr 100 + $WallEIPerStory*$i] 0.0      -$P1      0.0;

```

```

        load [expr 400 + $WallEIPerStory*$i] 0.0      -$P1      0.0;

```

```

        load [expr 500 + $WallEIPerStory*$i] 0.0      -$P2      [expr -1.157*$P2];

```

```

        load [expr 800 + $WallEIPerStory*$i] 0.0      -$P2      [expr 1.157*$P2];

```

```

        load [expr 900 + $WallEIPerStory*$i] 0.0      -$P3      0.0;

```

```

        load [expr 1100 + $i] 0.0      -$P4      0.0;

```

```

        load [expr 1200 + $i] 0.0      -$P4      0.0;

```

```

        load [expr 1400 + $WallEIPerStory*$i] 0.0      -$P3      0.0;

```

```

    }

```

```

}

```

```

# Gravity-analysis: load-controlled static analysis

```

```

set Tol 1.0e-6;

```

```

set NstepGravity 10;

```

```

set DGravity [expr 1.0/$NstepGravity];

```

```

constraints Plain;

```

```

numberer RCM;

```

```

system BandGeneral;

```

```

test NormDispIncr $Tol 6;

```

```

algorithm Newton;

```

```

integrator LoadControl $DGravity;

```

```

analysis Static;

```

```

analyze $NstepGravity;

```

NUDOS

```
# Genera la geometría del edificio B2
# Programado por: Antonio Cando
# Dic/2017
```

```
# ----- Nodes -----
```

```
# Command: node nodeID x-coord y-coord -mass mass_dof1 mass_dof2 mass_dof3
```

```
# Genera los nudos de la cimentación
```

```
node 100 0.0 0.0; # Linea de columna 1
node 400 [expr $Lw1 + $Lpas] 0.0; # Linea de columna 4
node 500 $LineaCol5 0.0; # Linea de columna 5
node 800 [expr $LineaCol5 + 2.0*$Lw2_Yt + $Lpas2] 0.0; # Linea de columna 8
node 900 $LineaCol9 0.0; # Linea de columna 9
node 1100 [expr $LineaCol9 + $Lw3/2.0 + $Ldep] 0.0; # Linea de columna 11
node 1200 [expr $LineaCol9 + $Lw3/2.0 + $Ldep + $Lpas] 0.0; # Linea de columna 12
node 1400 [expr $LineaCol9 + $Lw3 + 2.0*$Ldep + $Lpas] 0.0; # Linea de columna 14
```

```
# Genera nudos piso por piso
```

```
set NodesPerStory [expr $WalleIPerStory-1];
for {set j 1} {$j <= $numStories} {incr j} {
    # Crea nudos intermedios del entrepiso
    for {set i 1} {$i <= $NodesPerStory} {incr i} {
        node [expr 100 + $i + $WalleIPerStory*(($j-1))] 0.0 [expr $i*$Hstory/$WalleIPerStory
+ ($j-1)*$Hstory];
        node [expr 400 + $i + $WalleIPerStory*(($j-1))] [expr $Lw1 + $Lpas] [expr
$i*$Hstory/$WalleIPerStory + ($j-1)*$Hstory];
        node [expr 500 + $i + $WalleIPerStory*(($j-1))] $LineaCol5 [expr
$i*$Hstory/$WalleIPerStory + ($j-1)*$Hstory];
        node [expr 800 + $i + $WalleIPerStory*(($j-1))] [expr $LineaCol5 + 2.0*$Lw2_Yt +
$Lpas2] [expr $i*$Hstory/$WalleIPerStory + ($j-1)*$Hstory];
        node [expr 900 + $i + $WalleIPerStory*(($j-1))] $LineaCol9 [expr
$i*$Hstory/$WalleIPerStory + ($j-1)*$Hstory];
        node [expr 1400 + $i + $WalleIPerStory*(($j-1))] [expr $LineaCol9 + $Lw3 +
2.0*$Ldep + $Lpas] [expr $i*$Hstory/$WalleIPerStory + ($j-1)*$Hstory];
    }
    # Crea nudos del piso
    node [expr 100 + $WalleIPerStory*$j] 0.0 [expr $j*$Hstory];
    node [expr 400 + $WalleIPerStory*$j] [expr $Lw1 + $Lpas] [expr $j*$Hstory];
    node [expr 500 + $WalleIPerStory*$j] $LineaCol5 [expr $j*$Hstory];
    node [expr 800 + $WalleIPerStory*$j] [expr $LineaCol5 + 2.0*$Lw2_Yt + $Lpas2]
[expr $j*$Hstory];
    node [expr 900 + $WalleIPerStory*$j] $LineaCol9 [expr $j*$Hstory];
    node [expr 1100 + $j] [expr $LineaCol9 + $Lw3/2.0 + $Ldep] [expr $j*$Hstory];
    node [expr 1200 + $j] [expr $LineaCol9 + $Lw3/2.0 + $Ldep + $Lpas] [expr $j*$Hstory];
    node [expr 1400 + $WalleIPerStory*$j] [expr $LineaCol9 + $Lw3 + 2.0*$Ldep + $Lpas]
[expr $j*$Hstory];
    node [expr 200 + $j] [expr $Lw1/2.0] [expr $j*$Hstory];
    node [expr 300 + $j] [expr $Lw1/2.0 + $Lpas] [expr $j*$Hstory];
    node [expr 600 + $j] [expr $LineaCol5 + $Lw2_Yt] [expr $j*$Hstory];
}
```

```

node [expr 700 + $j] [expr $LineaCol5 + $Lw2_Yt + $Lpas2] [expr $j*$Hstory];
node [expr 1000 + $j] [expr $LineaCol9 + $Lw3/2.0] [expr $j*$Hstory];
node [expr 1300 + $j] [expr $LineaCol9 + $Lw3/2.0 + 2.0*$Ldep + $Lpas][expr
$j*$Hstory];
}

# Define boundary conditions at ground nodes
fix 100 1 1 1;
fix 400 1 1 1;
fix 500 1 1 1;
fix 800 1 1 1;
fix 900 1 1 1;
fix 1100 1 1 1;
fix 1200 1 1 1;
fix 1400 1 1 1;

# Apply rigid diaphragm, i.e. all nodes in a floor to have the same lateral displacement
# Nota: Debido a que todos los nudos se correstringen a los nudos 100, éstos se transforman en nudo
master del piso
for {set i 1} {$i <= $numStories} {incr i} {
    equalDOF [expr 100 + $WalleIPerStory*$i] [expr 200 + $i] 1;
    equalDOF [expr 100 + $WalleIPerStory*$i] [expr 300 + $i] 1;
    equalDOF [expr 100 + $WalleIPerStory*$i] [expr 400 + $WalleIPerStory*$i] 1;
    equalDOF [expr 100 + $WalleIPerStory*$i] [expr 500 + $WalleIPerStory*$i] 1;
    equalDOF [expr 100 + $WalleIPerStory*$i] [expr 600 + $i] 1;
    equalDOF [expr 100 + $WalleIPerStory*$i] [expr 700 + $i] 1;
    equalDOF [expr 100 + $WalleIPerStory*$i] [expr 800 + $WalleIPerStory*$i] 1;
    equalDOF [expr 100 + $WalleIPerStory*$i] [expr 900 + $WalleIPerStory*$i] 1;
    equalDOF [expr 100 + $WalleIPerStory*$i] [expr 1000 + $i] 1;
    equalDOF [expr 100 + $WalleIPerStory*$i] [expr 1100 + $i] 1;
    equalDOF [expr 100 + $WalleIPerStory*$i] [expr 1200 + $i] 1;
    equalDOF [expr 100 + $WalleIPerStory*$i] [expr 1300 + $i] 1;
    equalDOF [expr 100 + $WalleIPerStory*$i] [expr 1400 + $WalleIPerStory*$i] 1;
}

# Asigna masa sísmica al nudo master de cada piso
for {set i 1} {$i <= $numStories} {incr i} {
    if {$i == $numStories} {
        mass [expr 100 + $WalleIPerStory*$i] $Mcub $Negligible $Negligible
    } else {
        mass [expr 100 + $WalleIPerStory*$i] $Ment $Negligible $Negligible
    }
}

# Set controlling parameters for displacement controlled analysis
set IDctrlNode [expr 100 + $WalleIPerStory*$numStories];
set IDctrlDOF 1;

```

MATERIALES

Código para definir las constitutivas para los muros

Programado por: Antonio Cando

18 de Agosto de 2018

----- Material Tags -----

```
set matSteel          1;          # material reinforcement BOUNDARY
set matConcCover      2;          # material unconfined concrete
set matShearP1c01     3;          # material elastic for Shear modelation in Wall
set matShearP1c05     4;          # material elastic for Shear modelation in Wall
set matConcCoreP2     5;          # material confined concrete
set matShearP2c01     6;          # material elastic for Shear modelation in Wall
set matShearP2c05     7;          # material elastic for Shear modelation in Wall
set matConcCoreP3     8;          # material confined concrete
set matShearP3c01     9;          # material elastic for Shear modelation in Wall
set matShearP3c05    10;          # material elastic for Shear modelation in Wall
```

Para Hysteretic

```
set matSteelUnc      11;
set matSteelCoreP2   12;
set matSteelCoreP3   13;
```

STEEL: Hysteretic

```
set fy 481.899;
set Es 200000.0;          # Young's modulus
set b 0.015;              # strain hardening. Puede ser 0.020 para el acero A630-420H
set ey [expr $fy/$Es];
set fr [expr 0.1*$fy];    # Esfuerzo residual del acero, para el Hysteretic
```

CONCRETE: unconfined

```
set fpc_uc -31.872;        # peak compressive stress
set epc_uc -0.0024;        # 2*fc/Ec
set fc20_uc -6.374;        # 0.2*fc
set ec20_uc -0.008;        # 0.008 Pugh 2015
set ft 1.863;              # 0.33 raiz(fc) Pugh 2015
set Ets 1326.699;          # 0.05Ec_uc Pugh 2015
set Ec_uc 26533.987;        # 4700 raiz(fc) ACI-318
```

#uniaxialMaterial Concrete02 \$matTag \$fpc \$sepsc0 \$fpcu \$sepsU \$lambda \$ft \$Ets

uniaxialMaterial Concrete02 \$matConcCover \$fpc_uc \$sepc_uc \$fc20_uc \$ec20_uc 0.1 \$ft \$Ets

```

set eu_p 0.05;                                # Ingresar positivas las deformaciones unitarias
set eu_n [expr abs($ec20_uc)];                # Pugh et al. 2015, 2012
set er_p 0.06;
set er_n [expr 1.2*$eu_n];
set fu_p [expr $b*$Es*($eu_p-$ey)+$fy]
set fu_n [expr $b*$Es*($eu_n-$ey)+$fy]

# uniaxialMaterial Hysteretic $matTag      $s1p $e1p $s2p $e2p <$s3p $e3p> $s1n $e1n $s2n $e2n
<$s3n $e3n> $pinchX $pinchY $damage1 $damage2 <$beta>
uniaxialMaterial Hysteretic $matSteelUnc $fy $ey $fu_p $eu_p $fr $er_p -$fy -$ey -$fu_n -$eu_n -$fr -
-$er_n 1. 1. 0. 0. 0.

# -----
# CONCRETE: confined P2
# -----

set fpc_c -46.203;                            # peak compressive stress
set epc_c -0.007796;                          # Saatcioglou y Razvi 1992
set fc20_c -9.241;                            # 0.2*f'c
set ec20_c -0.05607;                         # Saatcioglou y Razvi 1992

#uniaxialMaterial Concrete02 $matTag      $fpc $epsc0 $fpcu $sepsU $lambda $ft $Ets
uniaxialMaterial Concrete02 $matConcCoreP2 $fpc_c $epc_c $fc20_c $ec20_c 0.1 $ft $Ets

set eu_p 0.05;
set eu_n [expr abs($ec20_c)];
set er_p 0.06;
set er_n [expr 1.2*$eu_n];
set fu_p [expr $b*$Es*($eu_p-$ey)+$fy]
set fu_n [expr $b*$Es*($eu_n-$ey)+$fy]

# uniaxialMaterial Hysteretic $matTag      $s1p $e1p $s2p $e2p <$s3p $e3p> $s1n $e1n $s2n $e2n
<$s3n $e3n> $pinchX $pinchY $damage1 $damage2 <$beta>
uniaxialMaterial Hysteretic $matSteelCoreP2 $fy $ey $fu_p $eu_p $fr $er_p -$fy -$ey -$fu_n -$eu_n -$fr
-$er_n 1. 1. 0. 0. 0.

# -----
# CONCRETE: confined P3
# -----

set fpc_c -41.481;                            # peak compressive stress
set epc_c -0.005988;                          # Saatcioglou y Razvi 1992
set fc20_c -8.296;                            # 0.2*f'c
set ec20_c -0.05934;                         # Saatcioglou y Razvi 1992

#uniaxialMaterial Concrete02 $matTag      $fpc $epsc0 $fpcu $sepsU $lambda $ft $Ets
uniaxialMaterial Concrete02 $matConcCoreP3 $fpc_c $epc_c $fc20_c $ec20_c 0.1 $ft $Ets

set eu_p 0.05;
set eu_n [expr abs($ec20_c)];

```



```

set er_p 0.06;
set er_n [expr 1.2*$eu_n];
set fu_p [expr $b*$Es*($eu_p-$ey)+$fy]
set fu_n [expr $b*$Es*($eu_n-$ey)+$fy]

```

```

# uniaxialMaterial Hysteretic $matTag      $slp $elp $s2p $e2p <$s3p $e3p> $sln $eln $s2n $e2n
<$s3n $e3n> $pinchX $pinchY $damage1 $damage2 <$beta>
uniaxialMaterial Hysteretic $matSteelCoreP3 $fy $ey $fu_p $eu_p $fr $er_p -$fy -$ey -$fu_n -$eu_n -$fr
-$er_n 1. 1. 0. 0. 0.

```

SECCIONES

MURO P1

```

# Rutina para definir las constitutivas para el muro P1 y asignar el muro P1 al modelo
# Programado por: Antonio Cando
# Diciembre 11, 2018

```

```

# Define shear materials .....
# Command: uniaxialMaterial Elastic $matTag $E <$eta> <$eneg>
set Ashweb 1.95;                                # Gross area of the wall cross section
set G      [expr $Ec_uc/(2.*(1.+0.2))];          # Shear Modulus
set GAs    [expr (5./6.)*$G*$Ashweb];            # Shear Stiffness; 5/6 para sección rectangular

# Build shear materials
uniaxialMaterial Elastic $matShearP1c01 [expr 0.1*$GAs];          # En Lw/2
uniaxialMaterial Elastic $matShearP1c05 [expr 1.0*$GAs];          # En resto del muro

```

```

# Define MVLEM wall elements .....

```

```

set n_fibers 11;
set c_rot 0.4;
set rouYw1 0.00233;                                # Y web
set rouYw2 0.00262;                                # Y web central
set Twall 0.3;                                       # Espesor de los muros

```

```

# Nota para generar los elementos:

```

```

# -----
# Piso 1      0.1G , Armado 10D16 , no confinado
# Pisos 2 a 6  1.0G , Armado 10D16 , no confinado
# Pisos 6 a 12 1.0G , Armado 10D16 , no confinado
# Pisos 13 a 20 1.0G , Armado 10D12 , no confinado
# -----

```

```

# Asigna muros en linea de columna 1
set k 1
for {set i 1} {$i <= $numStories} {incr i} {
    if {$i == 1} {

```

```

        set rouYb 0.00957
        set matCorte $matShearP1c01
        set matCon $matConcCover
        set matSt $matSteelUnc
    } elseif { $i <= 12 } {
        set matCorte $matShearP1c05
    } else {
        set rouYb 0.00539
    }
    for {set j 1} {$j <= $WallEIPerStory} {incr j} {
        element MVLEM [expr 100 + $k] 0.0 [expr 100 + $k - 1] [expr 100 + $k] $n_fibers
        $c_rot -thick $Twall $Twall $Twall $Twall $Twall $Twall $Twall $Twall $Twall $Twall $Twall $Twall -width
        0.7 0.45 0.6 0.6 0.6 0.6 0.6 0.6 0.6 0.45 0.7 -rho $rouYb $rouYw1 $rouYw2 $rouYw2 $rouYw2 $rouYw2
        $rouYw2 $rouYw2 $rouYw2 $rouYw1 $rouYb -matConcrete $matCon $matCon $matCon $matCon
        $matCon $matCon $matCon $matCon $matCon $matCon $matCon $matCon -matSteel $matSt $matSt $matSt
        $matSt $matSt $matSt $matSt $matSt $matSt $matSt $matSt $matSt -matShear $matCorte;
        element MVLEM [expr 400 + $k] 0.0 [expr 400 + $k - 1] [expr 400 + $k] $n_fibers
        $c_rot -thick $Twall $Twall $Twall $Twall $Twall $Twall $Twall $Twall $Twall $Twall $Twall $Twall -width
        0.7 0.45 0.6 0.6 0.6 0.6 0.6 0.6 0.6 0.45 0.7 -rho $rouYb $rouYw1 $rouYw2 $rouYw2 $rouYw2 $rouYw2
        $rouYw2 $rouYw2 $rouYw2 $rouYw1 $rouYb -matConcrete $matCon $matCon $matCon $matCon
        $matCon $matCon $matCon $matCon $matCon $matCon $matCon $matCon -matSteel $matSt $matSt $matSt
        $matSt $matSt $matSt $matSt $matSt $matSt $matSt $matSt $matSt -matShear $matCorte;
        set k [expr $k + 1]
    }
}

```

MURO P2

Rutina para definir las constitutivas para el muro P3 y asignar el muro P3 al modelo
 # Programado por: Antonio Cando
 # Marzo 01, 2018

```

# Define shear materials .....
# Command: uniaxialMaterial Elastic $matTag $E <$eta> <$Eneg>
set Ashweb 1.545; # Gross area of the wall cross section
set G [expr $Ec_uc/(2.*(1.+0.2))]; # Shear Modulus
set GAs $G*$Ashweb; # Shear Stiffness; factor de corte= 1 para sección T

```

```

# Build shear materials
uniaxialMaterial Elastic $matShearP2c01 [expr 0.1*$GAs]; # En Lw/2
uniaxialMaterial Elastic $matShearP2c05 [expr 1.0*$GAs]; # En resto del muro

```

Define MVLEM wall elements

```

set n_fibers 19;
set c_rot 0.4;
set rouYw1 0.00299; # fibra 4
set rouYw2 0.00262; # fibra 5 a 9
set rou0 0.0; # fibras 11 y 19 ; 14 a 17 Un valor muy pequeño
set Talma 0.3; # espesor del alma del muro T

```

```

set Tpatin 5.0;                                # espesor del patin del muro T
# Nota para generar los elementos:
# -----
# Piso 1      0.1G , Armado 27D18 , confinado borde del alma
# Pisos 2 a 3  1.0G , Armado 27D18 , confinado borde del alma
# Pisos 4 a 6  1.0G , Armado 27D18 , no confinado
# Pisos 7 a 12 1.0G , Armado 18D18 , no confinado
# Pisos 13 a 20 1.0G , Armado 18D12 , no confinado
# -----

# Asigna muros en linea de columna 5
set k 1
for {set i 1} {$i <= $numStories} {incr i} {
    if {$i == 1} {
        set rouYb1 0.01909; # fibras 1 y 3 (Armado 1 con D18)
        set rouYb2 0.01527; # fibra 2
        set rouYw3 0.01357; # fibra 10
        set rouYp1 0.02281; # fibra 12
        set rouYp2 0.00305; # fibra 13
        set rouYp3 0.02586; # fibra 18
        set matCorte $matShearP2c01
        set matCon1 $matConcCoreP2
        set matCon2 $matConcCover
        set matSt1 $matSteelCoreP2
        set matSt2 $matSteelUnc
    } elseif {$i <= 3} {
        set matCorte $matShearP2c05
    } elseif {$i <= 6} {
        set matCon1 $matConcCover
        set matSt1 $matSteelUnc
    } elseif {$i <= 12} {
        set rouYb1 0.01272; # fibras 1 y 3 (Armado 2 con D18)
        set rouYb2 0.01018; # fibra 2
        set rouYw3 0.01357; # fibra 10
        set rouYp1 0.02281; # fibra 12
        set rouYp2 0.00305; # fibra 13
        set rouYp3 0.02586; # fibra 18
    } else {
        set rouYb1 0.00565; # fibras 1 y 3 (Armado 3 con D12)
        set rouYb2 0.00452; # fibra 2
        set rouYw3 0.00603; # fibra 10
        set rouYp1 0.01433; # fibra 12
        set rouYp2 0.00136; # fibra 13
        set rouYp3 0.01568; # fibra 18
    }
}
for {set j 1} {$j <= $WalleIPerStory} {incr j} {
    element MVLEM [expr 500 + $k] 0.0 [expr 500 + $k - 1] [expr 500 + $k]
    $n_fibers $c_rot -thick $Talma $Talma $Talma $Talma $Talma $Talma $Talma $Talma $Talma $Talma
    $Tpatin $Tpatin $Tpatin $Tpatin $Tpatin $Tpatin $Tpatin $Tpatin $Tpatin $Tpatin -width 0.4 0.5 0.4 0.175 0.6
    0.6 0.6 0.6 0.6 0.375 0.03333 0.03333 0.03333 0.03333 0.03333 0.03333 0.03333 0.03333 0.03333 -rho
    $rouYb1 $rouYb2 $rouYb1 $rouYw1 $rouYw2 $rouYw2 $rouYw2 $rouYw2 $rouYw2 $rouYw2 $rouYw3 $rou0
    $rouYp1 $rouYp2 $rou0 $rou0 $rou0 $rou0 $rou0 $rouYp3 $rou0 -matConcrete $matCon1 $matCon1

```

```

$matCon1 $matCon2 $matCon2 $matCon2 $matCon2 $matCon2 $matCon2 $matCon2 $matCon2
$matCon2 $matCon2 $matCon2 $matCon2 $matCon2 $matCon2 $matCon2 $matCon2 -matSteel $matSt1
$matSt1 $matSt1 $matSt2 $matSt2 $matSt2 $matSt2 $matSt2 $matSt2 $matSt2 $matSt2 $matSt2
$matSt2 $matSt2 $matSt2 $matSt2 $matSt2 $matSt2 -matShear $matCorte;
        set k [expr $k + 1]
    }
}

```

```

$matCon2 $matCon2 $matCon2 $matCon2 $matCon2 $matCon1 $matCon1 $matCon1 -matSteel $matSt2
$matSt2 $matSt2 $matSt2 $matSt2 $matSt2 $matSt2 $matSt2 $matSt2 $matSt2 $matSt2 $matSt2 $matSt2
$matSt2 $matSt2 $matSt2 $matSt1 $matSt1 $matSt1 -matShear $matCorte;
    set k [expr $k +1]
}
}

```

MURO P3

```

# Rutina para definir las constitutivas para el muro P3 y asignar el muro P3 al modelo
# Programado por: Antonio Cando
# Diciembre 11, 2018

```

```

# Define shear materials .....
# Command: uniaxialMaterial Elastic $matTag $E <$eta> <$Eneg>
set Ashweb 1.05;                # Gross area of the wall cross section
set G [expr $Ec_uc/(2.*(1.+0.2))]; # Shear Modulus
set GAs [expr (5./6.)*$G*$Ashweb]; # Shear Stiffness; 5/6 para sección rectangular

# Build shear materials
uniaxialMaterial Elastic $matShearP3c01 [expr 0.1*$GAs]; # En Lw/2
uniaxialMaterial Elastic $matShearP3c05 [expr 1.0*$GAs]; # En resto del muro

```

```

# Define MVLEM wall elements .....

```

```

set n_fibers 7;
set c_rot 0.4;
set rouYw1 0.00175;          # Y web
set rouYw2 0.00262;          # Y web central
set Twall 0.3;                # Espesor de los muros

```

```

# Nota para generar los elementos:

```

```

# -----
# Piso 1    0.1G , Armado 10D16 , confinado
# Pisos 2 a 3    1.0G , Armado 10D16 , Confinado
# Pisos 3 a 6    1.0G , Armado 8D16 , no confinado
# Pisos 7 a 12   1.0G , Armado 8D16 , no confinado
# Pisos 13 a 20 1.0G , Armado 8D12 , no confinado
# -----

```

```

# Asigna muros en linea de columna 1 y 14

```

```

    set k 1
    for {set i 1} {$i <= $numStories} {incr i} {
        if {$i == 1} {
            set rouYb 0.01219;
            set matCorte $matShearP3c01
            set matCon1 $matConcCoreP3
            set matCon2 $matConcCover
            set matSt1 $matSteelCoreP3
            set matSt2 $matSteelUnc

```

```

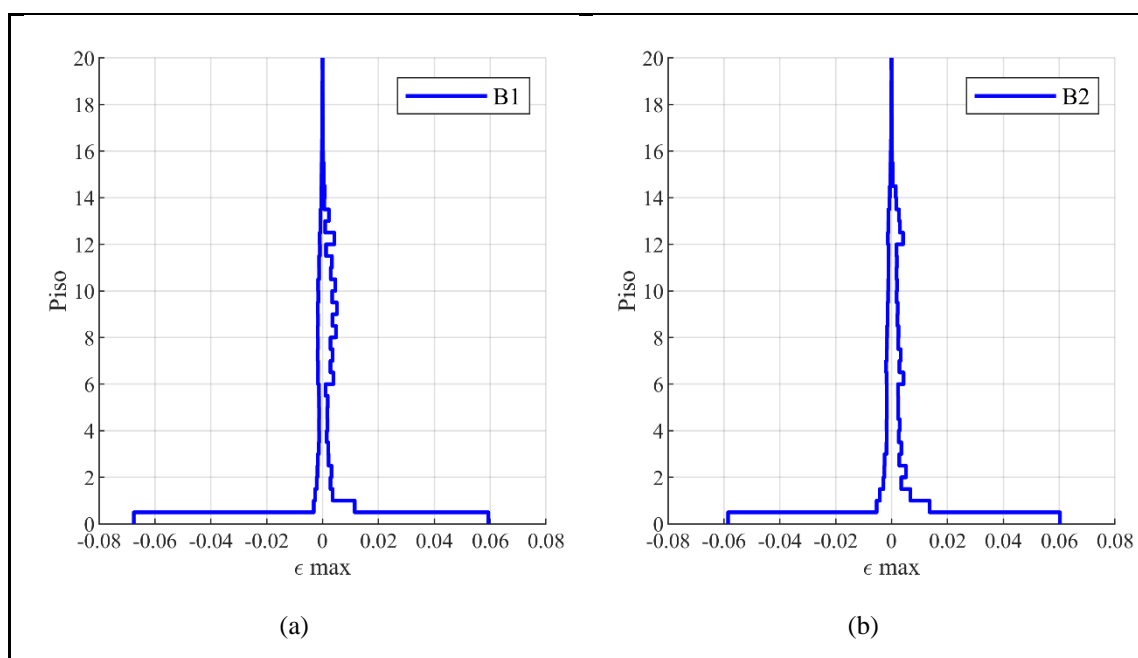
    } elseif {$i <= 3} {
        set matCorte $matShearP3c05
    } elseif {$i <= 6} {
        set matCon1 $matConcCover
        set matSt1 $matSteelUnc
    } elseif {$i <= 12} {
        set rouYb 0.00975;
    } else {
        set rouYb 0.00548;
    }
    for {set j 1} {$j <= $WalleIPerStory} {incr j} {
        element MVLEM [expr 900 + $k] 0.0 [expr 900 + $k - 1] [expr 900 + $k]
        $n_fibers $c_rot -thick $Twall $Twall $Twall $Twall $Twall $Twall $Twall -width 0.4 0.45 0.6 0.6 0.6
        0.45 0.4 -rho $rouYb $rouYw1 $rouYw2 $rouYw2 $rouYw2 $rouYw2 $rouYw1 $rouYb -matConcrete $matCon1
        $matCon2 $matCon2 $matCon2 $matCon2 $matCon2 $matCon1 -matSteel $matSt1 $matSt2 $matSt2
        $matSt2 $matSt2 $matSt2 $matSt1 -matShear $matCorte;
        element MVLEM [expr 1400 + $k] 0.0 [expr 1400 + $k - 1] [expr 1400 + $k]
        $n_fibers $c_rot -thick $Twall $Twall $Twall $Twall $Twall $Twall $Twall -width 0.4 0.45 0.6 0.6 0.6
        0.45 0.4 -rho $rouYb $rouYw1 $rouYw2 $rouYw2 $rouYw2 $rouYw2 $rouYw1 $rouYb -matConcrete $matCon1
        $matCon2 $matCon2 $matCon2 $matCon2 $matCon2 $matCon1 -matSteel $matSt1 $matSt2 $matSt2
        $matSt2 $matSt2 $matSt2 $matSt1 -matShear $matCorte;
        set k [expr $k + 1]
    }
}

```

ANEXO D: DEFORMACIONES UNITARIAS MÁXIMAS EN LOS EDIFICIOS B1, B3 Y B4

En la sección 5.3.1 se mostró detalladamente la respuesta del edificio B2 sujeto a la componente NS registrada en la estación San Fernando durante el terremoto de Valparaíso de 1985. Se determinó que en el colapso, las deformaciones unitarias máximas se concentraron en el primer piso. En este apéndice se muestran los perfiles verticales de deformación unitaria máxima de los edificios B1, B3 y B4, con el fin de identificar en que piso ocurre la plastificación de los muros de estos edificios, para este registro específico.

Para los edificios B1, B3 y B4 el colapso ocurrió para aceleraciones espectrales en el período fundamental de 0.5g, 1.2g y 0.95g, respectivamente. La Figura D1 muestra los perfiles verticales de la deformación unitaria longitudinal máxima en las macrofibras de borde de todos los muros de los edificios B1, B3 y B4 en el colapso. Para propósitos comparativos, esta figura también incluye el perfil vertical de deformaciones unitarias del edificio B2.



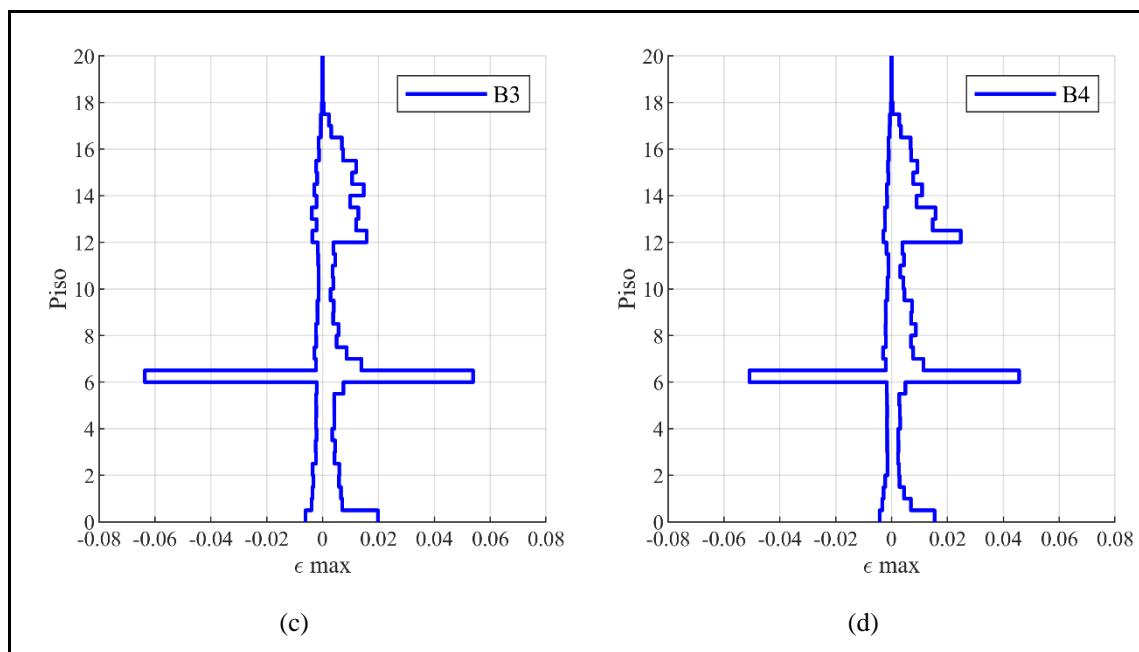


Figura D1. Deformación unitaria máxima (ϵ_{max}) de tensión/compresión en las macrofibras de borde de los muros de los cuatro edificios de estudio en el colapso.

Se puede observar en la Figura D1 que para los edificios B1 y B2 las deformaciones unitarias máximas se concentran en el primer piso, mientras que para los edificios B3 y B4 las deformaciones unitarias máximas se concentran en el séptimo piso. Dos factores pudieron haber influido en la plastificación de los muros del séptimo piso de los edificios B3 y B4: 1) el cambio en el séptimo piso de la armadura a flexión de los elementos de borde de los muros en ambos edificios (ver Tabla 3-2), y 2) la distribución de las fuerzas de inercia lateral, las cuales para este registro sísmico pudieron ser mayores hacia la base del edificio y, por lo tanto, generaron un aumento de la demanda de deformaciones unitarias en esa ubicación.

ANEXO E: PARÁMETROS ESTADÍSTICOS DE LOS *EDP* DE CADA GRUPO DE DAÑO

En este apéndice se muestra la media (μ) y la desviación estándar (σ) de los parámetros de demanda ingenieril: MTIDR y MIDR para cada valor de medida de intensidad de los distintos edificios. Vale la pena mencionar que estos parámetros estadísticos corresponden a los de una distribución normal. Para el cálculo de las pérdidas económicas, estos parámetros se deben convertir en los correspondientes a una distribución lognormal.

Tabla D.1. Parámetros estadísticos del MTIDR y MIDR del edificio B1.

$IM = S_a(T_1)$	MTIDR		MIDR	
	μ	σ	μ	σ
0.05	0.0003	0.0001	0.001	0.0002
0.1	0.0007	0.0002	0.002	0.0003
0.15	0.0011	0.0004	0.0032	0.0009
0.2	0.0016	0.0008	0.0047	0.0018
0.25	0.0022	0.0012	0.0062	0.0023
0.3	0.0026	0.0012	0.007	0.0022
0.35	0.0033	0.0019	0.0081	0.0028
0.4	0.0036	0.0019	0.0085	0.0026
0.45	0.004	0.0022	0.0092	0.0029
0.5	0.0039	0.002	0.0094	0.0031
0.55	0.0039	0.002	0.0094	0.0026
0.6	0.0043	0.0021	0.0105	0.0033
0.65	0.0046	0.0022	0.0111	0.0036
0.7	0.0047	0.0025	0.012	0.0044
0.75	0.0046	0.0023	0.0115	0.0039

Tabla D.2. Parámetros estadísticos del MTIDR y MIDR del edificio B2.

$IM = S_a(T_1)$	MTIDR		MIDR	
	μ	σ	μ	σ
0.05	0.0006	0.0002	0.0016	0.0002
0.1	0.0011	0.0003	0.0034	0.0007
0.15	0.0017	0.0005	0.005	0.0012
0.2	0.0025	0.0008	0.007	0.0022
0.25	0.0032	0.0011	0.0089	0.0029
0.3	0.004	0.0019	0.0109	0.0043
0.35	0.0048	0.0022	0.013	0.0051
0.4	0.0052	0.0017	0.0146	0.0039
0.45	0.0059	0.0018	0.0158	0.0039
0.5	0.0065	0.0021	0.0175	0.0041
0.55	0.007	0.0021	0.0179	0.0038
0.6	0.0077	0.0024	0.0185	0.0045
0.65	0.0073	0.0025	0.0179	0.0037
0.7	0.0081	0.0033	0.0179	0.0033
0.75	0.0082	0.0031	0.019	0.0033

Tabla D.3. Parámetros estadísticos del MTIDR y MIDR del edificio B3.

$IM = S_a(T_1)$	MTIDR		MIDR	
	μ	σ	μ	σ
0.05	0.0011	0.0004	0.0038	0.0008
0.1	0.0024	0.0008	0.0077	0.0022
0.15	0.0039	0.0017	0.0122	0.0041
0.2	0.0051	0.0022	0.0151	0.0049
0.25	0.0059	0.0023	0.0172	0.0056
0.3	0.0064	0.0023	0.0195	0.0056
0.35	0.007	0.0027	0.0211	0.0058
0.4	0.008	0.003	0.0224	0.0052
0.45	0.0086	0.0033	0.0229	0.0041
0.5	0.0089	0.003	0.0242	0.0047
0.55	0.0086	0.0034	0.0229	0.0041
0.6	0.0097	0.0042	0.0251	0.005
0.65	0.009	0.0048	0.0243	0.0073
0.7	0.0093	0.0041	0.0237	0.0047
0.75	0.0098	0.0038	0.0257	0.0054

Tabla D.4. Parámetros estadísticos del MTIDR y MIDR del edificio B4.

$IM = S_a(T_1)$	MTIDR		MIDR	
	μ	σ	μ	σ
0.05	0.0014	0.0004	0.0051	0.0014
0.1	0.0027	0.0009	0.01	0.003
0.15	0.004	0.0016	0.0147	0.0046
0.2	0.0053	0.0021	0.0188	0.0059
0.25	0.0065	0.0028	0.0215	0.0078
0.3	0.0077	0.0033	0.0226	0.0068
0.35	0.0077	0.0025	0.0239	0.0055
0.4	0.0087	0.0031	0.0262	0.0058
0.45	0.0095	0.0026	0.0295	0.0081
0.5	0.0106	0.0047	0.0292	0.0095
0.55	0.0079	0.0014	0.025	0.0048
0.6	0.008	0.0024	0.0265	0.0064
0.65	0.0085	0.003	0.0284	0.007
0.7	0.0093	0.0035	0.0301	0.0075
0.75	0.0097	0.0037	0.0319	0.0081