



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN
NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

División de Estudios de Posgrado

EVALUACIÓN DE MÉTODOS PARA ESTIMAR
DISTORSIONES PERMANENTES EN EDIFICIOS DE
ACERO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS

PRESENTA:

CARLOS CHORA REYES

ASESOR:

Doctor en Ingeniería JORGE RUIZ GARCÍA



Morelia Michoacán, julio del 2014

RESUMEN

Los edificios de acero que se ven sometidos a un evento sísmico intenso pueden experimentar distorsiones residuales (permanentes) importantes al final de la excitación. La amplitud de las distorsiones residuales puede afectar la funcionalidad de la estructura y puede ocasionar la demolición de la misma si dicha amplitud es excesiva y no permite rehabilitar el edificio desde un punto de vista técnico y económico. Por ello, esta investigación se centra en la evaluación de métodos para predecir distorsiones residuales en edificios de acero. La evaluación se realizó considerando cinco edificios de acero estructurados a base de marcos resistentes a momento los cuales fueron sometidos a cuatro conjuntos de registros sísmicos. En la primera parte de este estudio se evaluaron los métodos propuestos en las recomendaciones FEMA P-58 (2012) y por Erochko et al. (2011). Los resultados muestran que ambos métodos conducen a una predicción razonable cuando se consideran registros de intensidad sísmica baja, pero su nivel de predicción disminuye cuando se consideran registros con intensidad sísmica fuerte. En una segunda parte de esta investigación se propuso un método alternativo para la predicción de las distorsiones residuales. Esta metodología alternativa considera conceptos de dinámica estructural, las propiedades mecánicas del edificio y coeficientes empíricos. Los resultados de la evaluación del método alternativo muestran un error similar al obtenido con los métodos existentes, por lo cual se considera una alternativa adecuada para la estimación de distorsiones residuales.

Palabras clave: edificios de acero, distorsiones residuales, métodos de predicción.

ABSTRACT

Steel buildings subjected to strong seismic events would experience significant residual (permanent) drifts at the end of the excitation. The amplitude of residual drifts may affect the functionality of the structure and it may result in the building's demolition if the amplitude is excessive since the difficulties of retrofit from a technical and economical point of view. Because of this, this research study focuses its attention in the evaluation of methods to estimate residual drifts. For this purpose, five steel moment-resisting buildings were analyzed under four sets of earthquake ground motions. In the first part of this study, the methods introduced in FEMA P-58 (2012) recommendations and Erochko et al. (2011) were evaluated. Results showed that both methods provide a reasonable prediction under low-intensity records, but its accuracy diminishes when high-intensity records are employed. In the second part of this investigation, an alternative method is introduced, which takes into account concepts of structural dynamics, the mechanical properties of the building, and empirical coefficients. The error level obtained with the alternative method is similar to that obtained with the existing methods, and it provides a feasible alternative for estimating residual drift demands.

Keywords: steel buildings, residual drifts, methods of prediction.

AGRADECIMIENTOS

A mis padres por su apoyo incondicional para este y todos mis objetivos.

A mis hermanos y mi familia por su compañía y por los ánimos dados.

A mi asesor por la atención, ayuda, paciencia y sobre todo por ser un guía durante el trabajo.

A mis compañeros de generación por la compañía y sabiduría otorgadas durante estos años.

A mis profesores por la enseñanza y consejos que día a día nos compartieron.

Índice

Lista de Figuras	v
Lista de Tablas	ix
1 Introducción	1
1.1 Motivación.....	1
1.2 Estudios Previos	2
1.3 Métodos Aproximados para la Estimación de Distorsiones Residuales	5
1.3.1 Criterio de FEMA P-58 (2012).....	5
1.3.2 Criterio de Erochko <i>et al.</i> (2011).....	6
1.4 Objetivos.....	8
1.5 Organización de la Tesis	9
2 Edificios Considerados en el Estudio	11
2.1 Introducción.....	11
2.2 Descripción de los Edificios	12
2.2.1 Edificio de 3 Niveles.....	12
2.2.2 Edificio de 4 Niveles.....	14
2.2.3 Edificio de 6 Niveles.....	16
2.2.4 Edificio de 9 Niveles.....	18
2.2.5 Edificio de 13 Niveles.....	22
2.3 Modelado de los Edificios	24
2.3.1 Programa <i>OpenSees</i>	24
2.3.2 Modelos con Marco Exterior	24
2.3.3 Modelos con Marco Exterior y Marcos Interiores	30
2.4 Calibración	34
2.4.1 Edificio de 4 Niveles.....	34
2.4.2 Edificio de 6 Niveles.....	38
2.4.3 Propiedades Dinámicas y Mecánicas.....	39
3 Registros Sísmicos.....	43
3.1 Introducción.....	43

3.2	Conjunto de Registros Utilizados en esta Investigación	44
3.2.1	Conjunto “FL”	44
3.2.2	Conjunto “LA50/50”	47
3.2.3	Conjunto “LA10/50”	50
3.2.4	Conjunto “LA02/50”	53
4	Respuesta de los Edificios	57
4.1	Introducción.....	57
4.2	Medidas de la Respuesta	58
4.3	Efecto de la Intensidad de Movimiento.....	59
4.4	Efecto del Periodo Fundamental de Vibración.....	61
4.5	Efecto del Tipo de Modelado	64
4.6	Coefficientes de Distorsión.....	68
4.7	Dispersión de los Resultados.....	69
5	Evaluación de Métodos Aproximados	71
5.1	Introducción.....	71
5.2	Procedimiento de Evaluación	72
5.3	Resultados.....	74
6	Estimación de Distorsiones Residuales Basada en un Método de Coeficientes	85
6.1	Introducción.....	85
6.2	Formulación.....	86
6.2.1	Desarrollo del Sistema Equivalente de un Grado de Libertad.....	87
6.2.2	Resistencia Lateral Relativa y Escalamiento de Acelerogramas	89
6.2.3	Estimación de COD_r	90
6.3	Evaluación del Criterio Propuesto.....	94
7	Conclusiones	103
7.1	Resumen	103
7.2	Conclusiones.....	104
7.3	Estudios Sugeridos	106
	Referencias	107

Lista de Figuras

Figura 1.1. Modelo idealizado para estimar la distorsión residual en función de la distorsión transitoria de entrepiso (adaptado de FEMA P-58-1, 2012).	6
Figura 1.2. Factor de concentración de distorsión para los edificios a base de contraventeos restringidos contra pandeo (CRP) y marcos resistentes a momento (MRM) (adaptado de Erochko <i>et al.</i> , 2011).	7
Figura 2.1. Vista en planta del edificio de 3 niveles.....	12
Figura 2.2. Elevación en dirección N-S del edificio de 3 niveles.....	12
Figura 2.3. Marco interior consolidado para el edificio de 3 niveles.	14
Figura 2.4. Vista en planta del edificio de 4 niveles.....	14
Figura 2.5. Elevación en dirección E-O del edificio de 4 niveles.	15
Figura 2.6. Geometría típica de una viga de sección reducida (RBS).	15
Figura 2.7. Marco interior del edificio de 4 niveles.....	16
Figura 2.8. Vista en planta del edificio de 6 niveles.....	17
Figura 2.9. Elevación en dirección N-S del edificio de 6 niveles.....	17
Figura 2.10. Vista en planta del edificio de 9 niveles.....	18
Figura 2.11. Alzado en dirección N-S del edificio de 9 niveles.	19
Figura 2.12. Marco interior consolidado para el edificio de 9 niveles.	21
Figura 2.13. Vista en planta del edificio de 13 niveles.....	22
Figura 2.14. Elevación en dirección E-O del edificio de 13 niveles.	23
Figura 2.15. Esquema general de modelado de los modelos “mE” en <i>OpenSees</i>	25
Figura 2.16. Modelo modificado de Ibarra-Medina-Krawinkler (IMK).	26
Figura 2.17. Modelo trilineal para definir la relación distorsión-fuerza cortante en la zona del panel.	29
Figura 2.18. Esquema general de modelado para los modelos “mEI” en <i>OpenSees</i>	31
Figura 2.19. Modelación de la viga compuesta en <i>SAP2000</i> : (a) vigas interiores y (b) vigas exteriores.....	32
Figura 2.20. Respuesta cíclica en una conexión de viga RBS con y sin losa (Ricles <i>et al.</i> , 2004).	33
Figura 2.21. Respuesta cíclica en una conexión simple con y sin losa (Liu <i>et al.</i> , 2000). ...	33
Figura 2.22. Envoltentes del modelo histerético IMK usadas en los modelos “mEI” para: (a) vigas del marco exterior y (b) vigas del marco interior.....	34
Figura 2.23. Modelo experimental a escala 1:8, ensamble del MRM y el simulador de masa (Lignos <i>et al.</i> , 2010).	35
Figura 2.24. Sismo registrado en Canoga Park durante el sismo de Northridge, 1994.	35
Figura 2.25. Desplazamiento de azotea, comparación de resultados analíticos vs experimentales.	36
Figura 2.26. Comparación de distorsiones de entrepiso, experimental contra prototipo: (a) distorsiones residuales y (b) distorsiones máximas.	36

Figura 2.27. Comparación entre la curva de capacidad de los cuatro modelos analíticos desarrollados para el edificio de 4 niveles.	38
Figura 2.28. Localización de los sensores en el edificio de 6 niveles.	39
Figura 2.29. Comparación de desplazamientos en la azotea del edificio de 6 niveles, modelo analítico contra sensor de azotea.....	39
Figura 2.30. Curvas de capacidad para la familia de modelos desarrollada.	41
Figura 3.1. Historias de aceleración para los registros del conjunto FL.....	46
Figura 3.2. Espectros de respuesta para los registros que componen el conjunto FL: (a) espectros de aceleración y (b) espectros de desplazamiento.	47
Figura 3.3. Historias de aceleración para los registros del conjunto LA50/50.....	49
Figura 3.4. Espectros de respuesta para los registros que componen el conjunto LA50/50: (a) espectros de aceleración y (b) espectros de desplazamiento.	50
Figura 3.5. Historias de aceleración para los registros del conjunto LA10/50.....	52
Figura 3.6. Espectros de respuesta para los registros que componen el conjunto LA10/50: (a) espectros de aceleración y (b) espectros de desplazamiento.	53
Figura 3.7. Historias de aceleración para los registros del conjunto LA02/50.....	55
Figura 3.8. Espectros de respuesta para los registros que componen el conjunto LA02/50: (a) espectros de aceleración y (b) espectros de desplazamiento.	56
Figura 4.1. Efecto del nivel de intensidad sísmica en la MIDR para los modelos: (a) 3NmE, (b) 4NmE, (c) 6NmE, (d) 9NmE y (e) 13NmE.....	59
Figura 4.2. Efecto del nivel de intensidad sísmica en la RIDR para los modelos: (a) 3NmE, (b) 4NmE, (c) 6NmE, (d) 9NmE y (e) 13NmE.....	60
Figura 4.3. Efecto del nivel de intensidad sísmica en el parámetro γ para los modelos: (a) 3NmE, (b) 4NmE, (c) 6NmE, (d) 9NmE y (e) 13NmE.	61
Figura 4.4. Efecto de T_1 en la MIDR ante los acelerogramas que componen los conjuntos: (a) FL, (b) LA50/50, (c) LA10/50 y (d) LA02/50.	62
Figura 4.5. Efecto de T_1 en la RIDR ante los acelerogramas que componen los conjuntos: (a) FL, (b) LA50/50, (c) LA10/50 y (d) LA02/50.	63
Figura 4.6. Efecto de T_1 en el parámetro γ ante los acelerogramas que componen los conjuntos: (a) FL, (b) LA50/50, (c) LA10/50 y (d) LA02/50.....	64
Figura 4.7. Efecto de las fuentes de sobrerresistencia en el edificio de 3 niveles ante los acelerogramas de los conjuntos: (a) FL, (b) LA50/50, (c) LA10/50 y (d) LA02/50.	65
Figura 4.8. Efecto de las fuentes de sobrerresistencia en el edificio de 4 niveles ante los acelerogramas de los conjuntos: (a) FL, (b) LA50/50, (c) LA10/50 y (d) LA02/50.	66
Figura 4.9. Efecto de las fuentes de sobrerresistencia en el edificio de 9 niveles ante los acelerogramas de los conjuntos: (a) FL, (b) LA50/50, (c) LA10/50 y (d) LA02/50.	66
Figura 4.10. Efecto de las fuentes de sobrerresistencia en el cociente γ para los edificios de: (a) 3 niveles, (b) 4 niveles y (c) 9 niveles.	67

Figura 4.11. Variación de COD y COD_r para los modelos “mE”.	68
Figura 4.12. Variación de COD y COD_r para los modelos “mEI”.	69
Figura 4.13. COV en los resultados de la RIDR para los modelos: (a) 3NmE, (b) 4NmE, (c) 6NmE, (d) 9NmE y (e) 13NmE.	70
Figura 4.14. COV en los resultados de la RIDR para los modelos: (a) 3NmEI, (b) 4NmEI y (c) 9NmEI.	70
Figura 5.1. Dispersión de las estimaciones ($\Delta_{r,ADNL} - \Delta_{r,a}$) para el modelo 3NmE.	74
Figura 5.2. Dispersión de las estimaciones ($\Delta_{r,ADNL} - \Delta_{r,a}$) para el modelo 4NmE.	75
Figura 5.3. Gráficas de dispersión $\Delta_{r,ADNL} - \Delta_{r,a}$ para el modelo 6NmE.	76
Figura 5.4. Gráficas de dispersión $\Delta_{r,ADNL} - \Delta_{r,a}$ para el modelo 9NmE.	77
Figura 5.5. Gráficas de dispersión $\Delta_{r,ADNL} - \Delta_{r,a}$ para el modelo 13NmE.	77
Figura 5.6. Error estándar de los métodos aproximados para los modelos: (a) 3NmE, (b) 4NmE, (c) 6NmE, (d) 9NmE y (e) 13NmE.	78
Figura 5.7. Error logarítmico de los métodos aproximados para los modelos: (a) 3NmE, (b) 4NmE, (c) 6NmE, (d) 9NmE y (e) 13NmE.	79
Figura 5.8. Porcentaje de sobrestimación y subestimación de los métodos aproximados para los modelos: (a) 3NmE, (b) 4NmE, (c) 6NmE, (d) 9NmE y (e) 13NmE.	80
Figura 5.9. Gráficas de dispersión $\Delta_{r,ADNL} - \Delta_{r,a}$ para el modelo 3NmEI.	80
Figura 5.10. Gráficas de dispersión $\Delta_{r,ADNL} - \Delta_{r,a}$ para el modelo 4NmEI.	81
Figura 5.11. Gráficas de dispersión $\Delta_{r,ADNL} - \Delta_{r,a}$ para el modelo 9NmEI.	81
Figura 5.12. Error estándar de los métodos aproximados para los modelos: (a) 3NmEI, (b) 4NmEI, y (c) 9NmEI.	82
Figura 5.13. Error logarítmico de los métodos aproximados para los modelos: (a) 3NmEI, (b) 4NmEI, y (c) 9NmEI.	82
Figura 5.14. Porcentaje de sobrestimación y subestimación de los métodos aproximados para los modelos: (a) 3NmEI, (b) 4NmEI, y (c) 9NmEI.	83
Figura 6.1. Curva envolvente bilineal idealizada de los edificios: (a) 3 niveles, (b) 4 niveles, (c) 6 niveles, (d) 9 niveles y (e) 13 niveles.	89
Figura 6.2. Variación de la mediana de COD_r obtenida con los modelos “mE”, evaluados en distintas R , usando los acelerogramas de los conjuntos: (a) FL y (b) LA10/50.	91
Figura 6.3. Curvas aproximadas para la variación de la mediana de COD_r en los resultados de los conjuntos: (a) FL y (b) LA10/50.	91
Figura 6.4. Variación de β con respecto a R para los conjuntos: (a) FL y (b) LA10/50.	93
Figura 6.5. Curvas aproximadas para estimar β en función de R para los conjuntos: (a) FL y (b) LA10/50.	93
Figura 6.6. Comparación de RIDR obtenida del ADNL y la estimación dada por la Ec. 6.6 para los modelos “mE”.	96
Figura 6.7. Comparación de RIDR entre los resultados del ADNL y la estimación del criterio propuesto para los modelos mEI.	98

Figura 6.8. Error estándar del método propuesto obtenido para la familia de modelos considerados en este estudio: (a) modelos “mE” y (b) modelos “mEI”.	99
Figura 6.9. Error logarítmico del método propuesto obtenido para la familia de modelos considerados en este estudio: (a) modelos “mE” y (b) modelos “mEI”.	100
Figura 6.10. Error estándar usando la Ec. 6.17 para estimar COD_r , considerando los conjuntos sísmicos FL y LA10/50: (a) modelos “mE” y (b) modelos “mEI”. .	101
Figura 6.11. Error logarítmico usando la Ec. 6.17 para estimar COD_r , considerando los conjuntos sísmicos FL y LA10/50: (a) modelos “mE” y (b) modelos “mEI”. .	101

Lista de Tablas

Tabla 2.1. Cargas usadas para el edificio de 3 niveles.	13
Tabla 2.2. Componentes de las secciones consolidadas en el edificio de 3 niveles.	13
Tabla 2.3. Propiedades geométricas de las vigas RBS.	15
Tabla 2.4. Cargas usadas para el edificio de 4 niveles.	16
Tabla 2.5. Cargas usadas para el edificio de 6 niveles.	18
Tabla 2.6. Cargas usadas para el edificio de 9 niveles.	20
Tabla 2.7. Componentes de las secciones consolidadas en el edificio de 9 niveles.	21
Tabla 2.8. Cargas usadas para el edificio de 13 niveles.	24
Tabla 2.9. Momentos de inercia, I_x , para las secciones sencillas y secciones compuestas de los edificios de 3, 4 y 9 niveles.	32
Tabla 2.10. Propiedades dinámicas y mecánicas de los modelos desarrollados.	40
Tabla 3.1. Lista de registros e información básica del conjunto FL.	45
Tabla 3.2. Lista de registros e información básica del conjunto LA50/50.	48
Tabla 3.3. Lista de registros e información básica del conjunto LA10/50.	51
Tabla 3.4. Lista de registros e información básica del conjunto LA02/50.	54
Tabla 6.1. Propiedades de los SE1GL.	89
Tabla 6.2. Coeficientes β_1 , β_2 y β_3 a emplear en la Ec. 6.15.	92
Tabla 6.3. Coeficientes α_0 , α_1 , α_2 , α_3 , α_4 y α_5 a emplear en la Ec. 6.17.	94

1 Introducción

1.1 Motivación

Cuando una estructura se ve sometida a un movimiento sísmico intenso sus componentes estructurales pueden incursionar en el intervalo de comportamiento inelástico; particularmente, los edificios estructurados a base de marcos son diseñados con el objetivo de disipar la energía inducida por el movimiento sísmico por medio del comportamiento inelástico de sus elementos. Sin embargo, esta filosofía de diseño conduce a que los elementos queden dañados y el sistema estructural pueda presentar distorsiones residuales (también conocidas como distorsiones permanentes) al final del movimiento sísmico.

Recientemente, se ha incrementado el interés en el estudio de las distorsiones residuales, tanto por razones de seguridad para los ocupantes como por cuestiones económicas debido a la posibilidad de demoler el edificio, aun cuando no sufriera daño excesivo. Sin embargo, en las recientes metodologías para la evaluación de edificios basadas en desempeño, la estimación de las distorsiones máximas de entrepiso aún juega un papel preponderante; pero aún es necesario incluir explícitamente la predicción de las distorsiones residuales.

La predicción de las distorsiones residuales en edificios se vuelve particularmente importante cuando estos se ubican en una zona de alto peligro sísmico. Actualmente, se han propuesto muy pocos métodos que permitan predecir la amplitud de la máxima distorsión residual que puede exhibir un edificio. Dichos métodos han sido propuestos recientemente y aún requieren de ser validados para conocer su nivel de estimación.

1.2 Estudios Previos

En años recientes se han realizado diversos estudios enfocados a evaluar las distorsiones residuales en edificios de acero, provocadas por la ocurrencia de un evento sísmico intenso. Tal fue el caso del terremoto de Kobe, Japón, ocurrido el 17 de enero de 1995, donde muchas estructuras colapsaron y otras resultaron severamente dañadas. Considerando este evento, Iwata *et al.* (2006) evaluaron 12 edificios de acero, particularmente 10 edificios estructurados a base de marcos resistentes a momento que sufrieron daño estructural a consecuencia del terremoto de Kobe. Considerando la factibilidad de reparación de este tipo de edificios con distorsiones residuales, desde el punto de vista técnico y económico, los autores proponen una distorsión residual de azotea de 0.9% y una distorsión residual máxima de entrepiso de 1.1% como límites para una reparación factible.

Dado que los límites de distorsión residual en edificios pueden definirse considerando diferentes aspectos, McCormick *et al.* (2008) llevaron a cabo una revisión literaria para identificar los límites propuestos por seguridad, tolerancias de construcción y funcionalidad. De acuerdo a la revisión literaria se concluyó que una distorsión residual de entrepiso de 0.5% podría tomarse como un indicador de la pérdida de funcionalidad de la estructura. A fin de revisar este valor examinaron un edificio de 5 niveles ubicado en Kyoto, Japón, el cual presentaba inclinaciones en algunos de sus niveles. Después de encuestar a los ocupantes del edificio, se comprobó que en zonas del edificio donde la distorsión excedía el 0.5% los ocupantes reportaron sentir malestar físico.

Otro ejemplo del problema causado por la presencia de las distorsiones residuales se presentó tras el terremoto de Michoacán, México, ocurrido el 19 de septiembre de 1985. Un estudio sobre las afectaciones de este evento a edificios de la zona de la Ciudad de México fue hecho por Rosenblueth y Meli (1986). El reporte muestra que un número considerable de edificios estructurados a base de concreto reforzado (CR) que presentaron distorsiones residuales considerables, tuvieron que ser demolidos debido a las dificultades técnicas que implicaba la reparación de estos.

Algo similar fue observado por Okada *et al.* (2000) quienes estudiaron las afectaciones que tuvo el terremoto de Kobe, Japón, los autores realizaron una clasificación de acuerdo al daño

observado en edificios estructurados a base de CR. De acuerdo a sus observaciones, varios edificios que sufrieron daños estructurales ligeros fueron clasificados como propensos a colapsar debido a las amplitudes de distorsión residual que presentaron.

Ruiz-García y Miranda (2006a) llevaron a cabo un estudio analítico considerando sistemas de un grado de libertad (S1GL). En su estudio, analizaron la relación entre el desplazamiento residual de un S1GL con comportamiento inelástico, con el desplazamiento máximo elástico de un S1GL con el mismo periodo fundamental de vibración (T_1), a través del cociente C_r . En su estudio consideraron un conjunto amplio de S1GL y acelerogramas registrados en suelo firme. De acuerdo a los autores, los resultados estadísticos del cociente C_r indican una variabilidad mayor del desplazamiento residual que la obtenida en la cuantificación del desplazamiento máximo inelástico, lo anterior se acentúa en sistemas con T_1 pequeño. Además observaron que para T_1 menores a 0.5 segundos el desplazamiento residual depende fuertemente del T_1 , la resistencia lateral relativa del sistema (R) y el tipo de comportamiento histerético elegido. Observaciones similares sobre la influencia del comportamiento histerético y en particular la rigidez de post-fluencia han sido reconocidas en diversas investigaciones. Partiendo de tales observaciones, Pettinga *et al.* (2007) realizaron un estudio analítico donde evalúan varias estrategias constructivas para reducir los desplazamientos residuales a través del aumento de la rigidez de post-fluencia del sistema.

Otros estudios analíticos llevados a cabo por diversos investigadores, han permitido definir las variables que más influyen en la amplitud de las distorsiones residuales. Varios estudios han indicado que la amplitud y distribución en la altura de las distorsiones residuales, depende del comportamiento histerético asignado a los elementos estructurales (Pampanin *et al.*, 2003; Ruiz-García y Miranda, 2005; Ruiz-García y Miranda, 2006b; Pettinga *et al.*, 2007), la intensidad sísmica y el mecanismo que desarrollen las vigas y columnas del marco resistente a momento (Pampanin *et al.*, 2003; Ruiz-García y Miranda, 2005; Ruiz-García y Miranda, 2006b) así como la sobrerresistencia estructural generada durante los procesos de diseño y por algunas consideraciones constructivas (Ruiz-García y Miranda, 2005; Ruiz-García y Miranda, 2006b).

Investigaciones más recientes han ampliado el estudio de las distorsiones residuales, por medio de propuestas estadísticas para estimar las distorsiones residuales y definir estados de daño considerando estas explícitamente. Una propuesta para la evaluación del desempeño sísmico de estructuras considerando los desplazamientos residuales, fue presentada por Uma *et al.* (2010). En su estudio desarrollaron una matriz que define diferentes estados de daño considerando los desplazamientos máximos, los desplazamientos residuales y varios niveles de intensidad sísmica. Su propuesta permite estimar la probabilidad de excedencia de un estado de daño específico, considerando sistemas equivalentes de un grado de libertad (SE1GL); asimismo observaron que al considerar un comportamiento histerético con rigidez de post-fluencia y degradación de rigidez la probabilidad de excedencia se redujo comparado con los sistemas de tipo elasto-plástico perfecto.

Por su parte Ruiz-García y Miranda (2010) presentaron un método probabilístico para estimar la demanda de distorsiones residuales durante la evaluación de edificios existentes. En su estudio consideraron explícitamente la variación observada en la cuantificación de las distorsiones residuales, a fin de obtener curvas de peligro relacionadas a la excedencia media anual de distorsiones residuales.

Es importante mencionar que los estudios existentes están enfocados a revisar la influencia, comportamiento y límites de las distorsiones residuales; mientras que los métodos probabilistas de Uma *et al.* (2010) y Ruiz-García y Miranda (2010) son útiles en la estimación de la excedencia de las distorsiones residuales pero estos son sofisticados. En fechas más recientes, las recomendaciones del FEMA P-58 (2012) y Erochko *et al.* (2011) propusieron métodos simplificados para la estimación de distorsiones residuales en edificios, los cuales serán presentados con más detalle en la sección siguiente.

1.3 Métodos Aproximados para la Estimación de Distorsiones Residuales

1.3.1 Criterio de FEMA P-58 (2012)

El documento FEMA P-58 (2012) es el resultado de un proyecto de investigación, denominado ATC-58, auspiciado por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA, por sus siglas en inglés), cuyo objetivo consistió en desarrollar nuevos procedimientos para la evaluación sísmica de edificios basada en el desempeño.

Como parte de la metodología propuesta en el documento FEMA P-58-1 (2012) se incluye la estimación, por primera vez, de las distorsiones residuales del edificio en estudio. Para ello, se proponen expresiones simplificadas que permiten predecir la mediana de la distorsión residual que sufrirá un edificio ante un evento sísmico específico, las cuales se indican a continuación:

$$\begin{aligned}\Delta_r &= 0 && \text{para } \Delta \leq \Delta_y \\ \Delta_r &= 0.3(\Delta - \Delta_y) && \text{para } \Delta_y < \Delta < 4\Delta_y \\ \Delta_r &= (\Delta - 3.0\Delta_y) && \text{para } \Delta \geq 4\Delta_y\end{aligned}\tag{1.1}$$

Estas expresiones dependen únicamente de la distorsión máxima, Δ , obtenida de un análisis no-lineal y de la distorsión de fluencia del sistema, Δ_y . El primer rango de evaluación pertenece al caso en el que la distorsión máxima no excede a la distorsión de fluencia y, por lo tanto, se supone que el comportamiento del sistema fue elástico durante la excitación sísmica y no existe la posibilidad de un desplazamiento residual. El segundo rango considera que el edificio, o entrepiso, experimenta ductilidades, μ , de entre 1.0 y 4.0, mientras que el tercer intervalo corresponde al caso en que el edificio desarrolla una μ mayor a 4.0.

En la Figura 1.1 se muestra una representación idealizada de la relación entre la Δ y la Δ_r conforme se incrementa la intensidad del movimiento sísmico, la cual refleja las predicciones de la Ec. 1.1. De acuerdo al documento FEMA P-58 (2012), se propusieron ecuaciones simplificadas para estimar Δ_r dado que no se cuenta con resultados experimentales que permitan validar modelos analíticos.

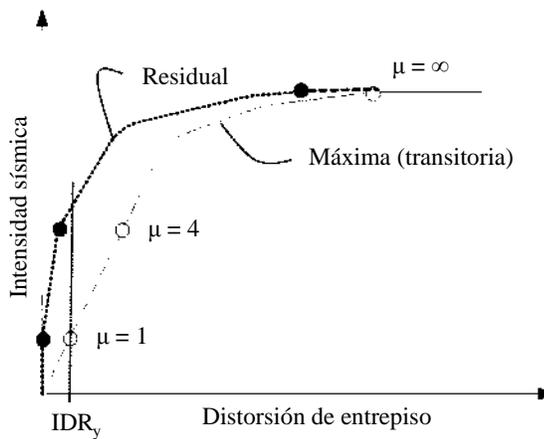


Figura 1.1. Modelo idealizado para estimar la distorsión residual en función de la distorsión transitoria de entrepiso (adaptado de FEMA P-58-1, 2012).

1.3.2 Criterio de Erochko *et al.* (2011)

El segundo método para estimar distorsiones residuales se propuso en un estudio desarrollado por Erochko *et al.* (2011), cuyo objetivo principal consistió en evaluar los desplazamientos residuales en un conjunto de edificios estructurados a base de marcos resistentes a momento (MRM) y edificios estructurados con base en contraventeos restringidos contra pandeo (CRP). Ambos conjuntos de edificios representan edificios modernos diseñados de acuerdo a los requerimientos del documento ASCE 7-05.

En su estudio, los autores diseñaron seis edificios de cada tipo de estructuración considerando diferente número de niveles. Los edificios se modelaron y analizaron usando el programa *Ruaumoko* (Carr, 2005). Para desarrollar los análisis dinámicos no-lineales se emplearon dos conjuntos de registros sísmicos, los cuales representan diferente peligro sísmico en la zona de Los Angeles, California (Estados Unidos).

A partir de los resultados obtenidos, se observó que la amplitud de las distorsiones residuales puede estimarse como una fracción de las distorsiones máximas. Además, los autores observaron que las distorsiones residuales se acercan a la amplitud de la distorsión máxima cuando se empleó el conjunto con registros de mayor intensidad. Los resultados también mostraron que los sistemas estructurados a base de MRM de baja altura exhiben mayores niveles de distorsión, pero las amplitudes de distorsión tienden a converger conforme aumenta la altura del sistema.

Asimismo, los autores propusieron al factor de concentración de distorsión (DCF, por sus siglas en inglés), definido como el cociente de la distorsión máxima de entrepiso y la distorsión máxima de azotea, como indicador de la concentración de daño. Los resultados de este factor, obtenidos para ambos sistemas estructurales, se muestran en la Figura 1.2.

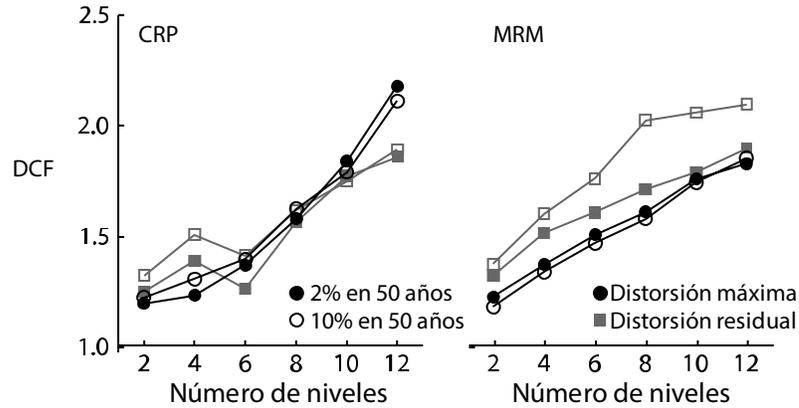


Figura 1.2. Factor de concentración de distorsión para los edificios a base de contraventeos restringidos contra pandeo (CRP) y marcos resistentes a momento (MRM) (adaptado de Erochko *et al.*, 2011).

Considerando sus observaciones, los autores presentan una propuesta para predecir las distorsiones residuales, con base en las distorsiones máximas del sistema. Así, el desplazamiento residual máximo queda limitado por la diferencia entre el desplazamiento máximo, Δ_{max} , y el desplazamiento de fluencia del sistema, Δ_{el} . De esta manera los autores propusieron la siguiente ecuación:

$$\Delta_{r,promedio} = (\Delta_{max} - \Delta_{el}) \times \frac{DCF}{2.5} \quad \text{pero } \Delta_{r,promedio} < \Delta_{r,max} \quad (1.2)$$

La Ec. 1.2 permite la predicción de la distorsión residual promedio considerando eventos sísmicos con una intensidad de diseño. En ella, el DCF está normalizado por 2.5 ya que sus resultados sugieren este valor como el límite superior del DCF.

1.4 Objetivos

El objetivo principal de esta tesis consiste en evaluar dos métodos aproximados, propuestos recientemente, para estimar distorsiones residuales en cinco edificios regulares de acero. Asimismo, se propone un método alternativo para la predicción de las distorsiones residuales, basado en principios de dinámica estructural y coeficientes empíricos.

Los objetivos particulares de la tesis son los siguientes:

- a) Desarrollar un estudio estadístico para evaluar las demandas de distorsión máxima y residual de entrepiso en sistemas de múltiples grados de libertad (SMGL) considerando varios niveles de intensidad sísmica.
- b) Evaluar dos métodos aproximados para predecir distorsiones residuales en los cinco edificios seleccionados, a fin de determinar cuál de ellos proporciona una mejor aproximación respecto a las distorsiones residuales calculadas a partir de análisis dinámicos no-lineales.
- c) Proponer y evaluar un método de predicción alternativo, que incluye variables relacionadas con las propiedades mecánicas y dinámicas de los edificios, así como coeficientes empíricos.

Las actividades desarrolladas durante esta tesis se realizaron usando modelos analíticos de los edificios seleccionados cuyas consideraciones de modelado intentan representar razonablemente bien la respuesta sísmica esperada de los edificios. Sin embargo, debe reconocerse que en esta investigación solo se consideran edificios regulares en planta y elevación; asimismo, la estructuración de todos los edificios consiste de marcos de acero resistentes a momento ubicados en la periferia del sistema, por lo que no se consideró otro sistema sismorresistente lateral.

Además, aunque se eligieron varios edificios para cubrir un intervalo amplio del periodo fundamental de vibración, no se incluyó alguno que presente un periodo fundamental asociado a edificios rígidos. Finalmente, cabe mencionar que los modelos analíticos desarrollados en este estudio se hicieron en un plano bidimensional, con las simplificaciones y limitaciones que este tipo de modelado conlleva en su respuesta sísmica.

1.5 Organización de la Tesis

Las actividades de investigación llevadas a cabo como parte de este trabajo de tesis se describen en 6 capítulos, los cuales se describen a continuación.

En el **Capítulo 1** se comenta la motivación de esta investigación y se describen los estudios previos más relevantes. Asimismo, se describen los métodos existentes para la predicción de la distorsión residual incluyendo la formulación de cada uno.

Para cubrir un intervalo adecuado de edificios con diferentes propiedades dinámicas y mecánicas que permitiera obtener resultados estadísticos significativos, se eligieron cinco edificios de acero los cuales se describen en el **Capítulo 2**. En este capítulo también se describen las estrategias de modelado usadas para representar analíticamente los edificios, así como la calibración de uno de los modelos analíticos con respecto a resultados experimentales obtenidos en mesa vibradora.

Los edificios elegidos fueron evaluados ante cuatro conjuntos sísmicos que representan diferente intensidad y peligro sísmico, los cuales se describen en el **Capítulo 3**. En este capítulo se presentan las características de cada registro, así como los criterios de selección de cada conjunto.

Los resultados de la evaluación estadística de la distorsión máxima y residual se presentan en el **Capítulo 4**. Además, se discute la influencia de algunas variables, como el periodo fundamental de vibración, el nivel de intensidad sísmica y el tipo de modelado, en la amplitud y distribución en la altura de ambas demandas de distorsión.

En el **Capítulo 5** se presenta la evaluación de los métodos aproximados de predicción de las distorsiones residuales propuestos por el documento FEMA P-58 (2012) y por Erochko *et al.* (2011). Las predicciones se comparan con respecto a las distorsiones residuales calculadas mediante análisis dinámicos no-lineales de los edificios. Asimismo, se presentan medidas del error, a fin de determinar la aproximación que provee cada método y bajo qué circunstancias es adecuada su aplicación.

El desarrollo y formulación de un nuevo método aproximado alternativo para la predicción de distorsiones residuales se presenta en el **Capítulo 6**. En este capítulo se evalúa la

formulación propuesta y se presentan sus medidas del error, a fin de comparar la aproximación obtenida entre esta alternativa y los métodos existentes.

Finalmente, en el **Capítulo 7** se resumen las conclusiones generadas durante las diferentes etapas de esta investigación. Asimismo, se comentan algunos estudios adicionales necesarios para ampliar los objetivos fijados en esta tesis.

Capítulo 2

2 Edificios Considerados en el Estudio

2.1 Introducción

En este capítulo se presenta la geometría, propiedades mecánicas y dinámicas de los edificios de acero empleados en este estudio. Los edificios seleccionados fueron concebidos de acuerdo a la práctica Americana considerando marcos resistentes a momento (MRM) en su perímetro. Todos los edificios fueron diseñados de acuerdo a la normativa vigente del Estado de California (EUA).

Los edificios seleccionados tienen diferente altura, siendo estos de 3, 4, 6, 9 y 13 niveles. Cabe notar que durante la selección de edificios se buscó cubrir un intervalo amplio del número de niveles, así como del periodo fundamental de vibración. La información disponible incluye detalles de los marcos interiores en los edificios de 3, 4 y 9 niveles, esto se aprovechó para desarrollar otros modelos considerando las fuentes adicionales de rigidez y resistencia.

El objetivo de este capítulo consiste en presentar las características de los edificios seleccionados para este estudio, así como los criterios de modelado para los diferentes modelos y componentes. Se presentan también resultados de la calibración llevada a cabo durante el desarrollo de los modelos analíticos.

2.2 Descripción de los Edificios

2.2.1 Edificio de 3 Niveles

Este edificio fue diseñado como parte del proyecto *SAC Steel Project*, un proyecto creado por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA, por sus siglas en inglés). Con el fin de investigar el comportamiento de estructuras dañadas durante el sismo de Northridge, California ocurrido el 17 de enero de 1994. Se diseñó de acuerdo al reglamento UBC, edición 1994 considerando un uso destinado a oficinas y suponiendo su desplante en terreno firme. La configuración del edificio en planta y elevación se puede ver en las Figuras 2.1 y 2.2, respectivamente.

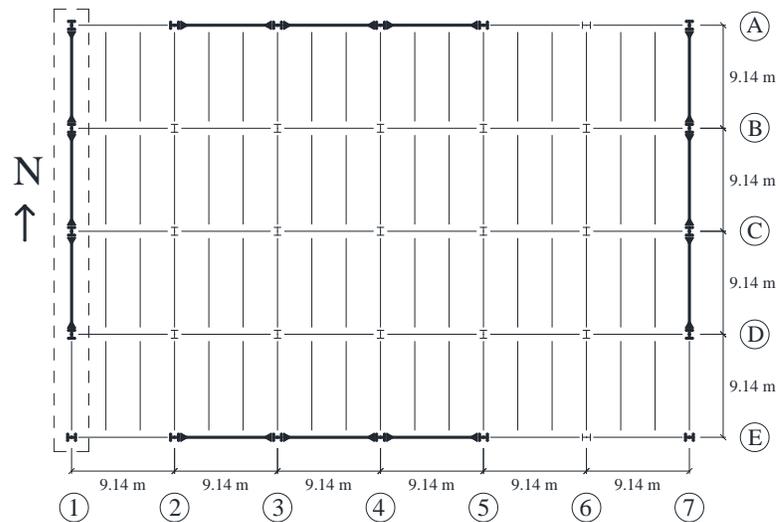


Figura 2.1. Vista en planta del edificio de 3 niveles.

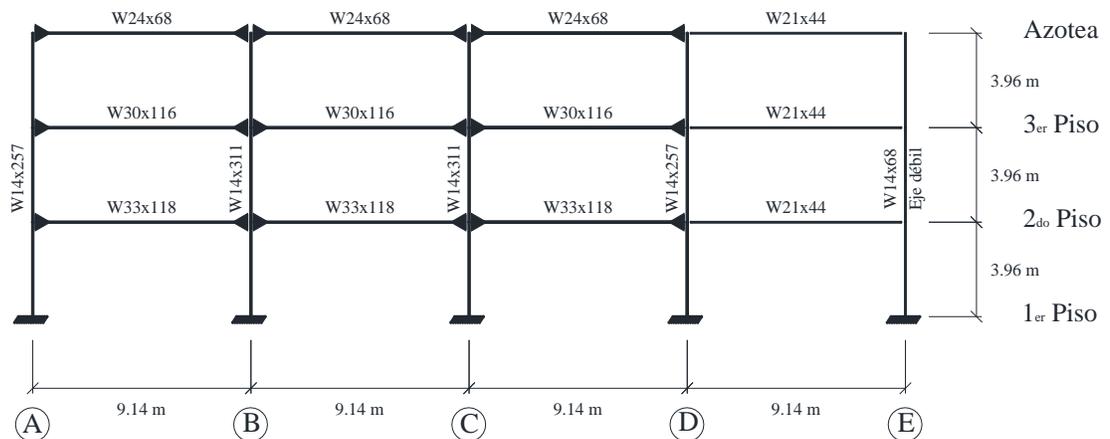


Figura 2.2. Elevación en dirección N-S del edificio de 3 niveles.

Tanto en la planta como en elevación se resaltan las vigas y columnas que forman parte del MRM, además se señala la localización del MRM considerado en el análisis. También se resalta la ubicación de las conexiones a momento siendo las restantes conexiones simples a cortante. En la Figura 2.2 se indican las secciones que componen el MRM del edificio.

El material de las vigas es acero A36 y las columnas son de acero A-572, se consideró una resistencia a la fluencia, F_y , de 3459.1 kg/cm² para vigas y de 4049.7 kg/cm² para las columnas; lo anterior se tomó de acuerdo a los valores de fluencia esperados, los cuales son mayores a los valores nominales. El sistema de piso consiste de una lámina acanalada con 7.6 cm de cresta de acero y 6.35 cm de capa de compresión. Los pesos y masas asignadas a la estructura se calcularon de acuerdo a Gupta (1999). En la Tabla 2.1 se listan los valores considerados.

Tabla 2.1. Cargas usadas para el edificio de 3 niveles.

Piso	Peso (t)	Masa (t-s ² /m)
2	1041.8	97.0
3	1041.8	97.0
Azotea	1221.5	124.5

En el caso de este edificio se cuenta también con la información referente a los elementos que componen los marcos interiores, es decir las vigas y columnas de gravedad. Para tomar en cuenta estos elementos en los modelos de 3 y 9 niveles se decidió seguir la misma estrategia que Luco (2002), la cual se explica más ampliamente en la siguiente sección, esta consiste en usar un marco con secciones consolidadas (secciones que combinan las propiedades geométricas de varios elementos para representarlos como uno solo). En la Figura 2.3 se muestran las secciones del marco de gravedad consolidado y la Tabla 2.2 contiene información detallada sobre tales secciones.

Tabla 2.2. Componentes de las secciones consolidadas en el edificio de 3 niveles.

Nombre	Secciones
W-01	(W14x257) + 0.5*(W14x311) + (W14x68)
W-02	(W14x68) + 1.5*(W14x82)
W-03	2.5*(W14x68)

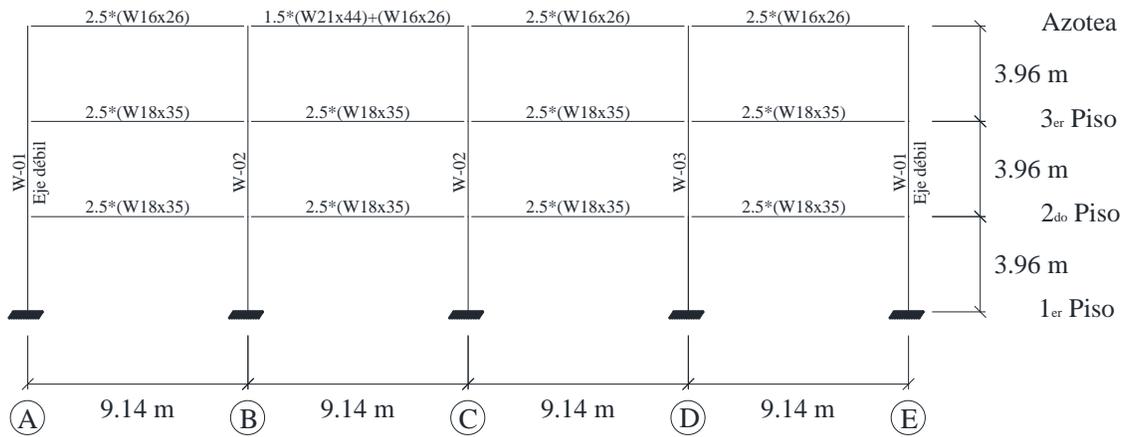


Figura 2.3. Marco interior consolidado para el edificio de 3 niveles.

2.2.2 Edificio de 4 Niveles

Este edificio fue diseñado como parte de una investigación llevada a cabo para evaluar el potencial de colapso en estructuras de acero (Lignos y Krawinkler, 2012). Parte de esa investigación consistió en usar el edificio como prototipo para construir un modelo a escala 1:8 que fue calibrado con ensayos en mesa vibradora. Se diseñó de acuerdo a las especificaciones del LRFD, IBC (2003), SEI/ASCE-02 (2002) y el AISC (2005). Para fines de diseño el edificio se ubicó en la ciudad de Los Angeles y se consideró un uso para oficinas.

En las Figuras 2.4 y 2.5 se muestra la configuración del edificio en planta y elevación respectivamente. En ellas se resaltan los elementos que forman parte del MRM, así como las conexiones a momento y la dirección de análisis elegida.

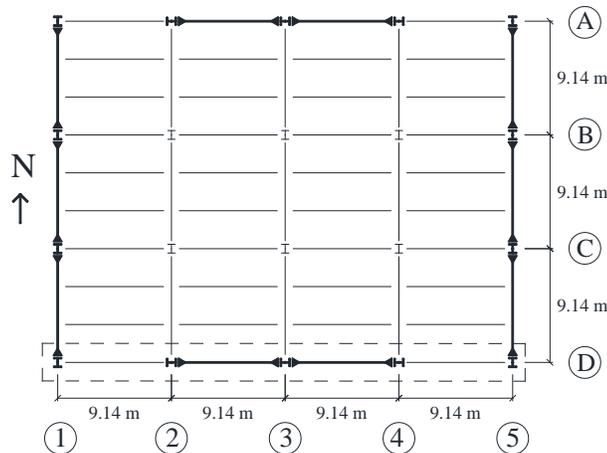


Figura 2.4. Vista en planta del edificio de 4 niveles.

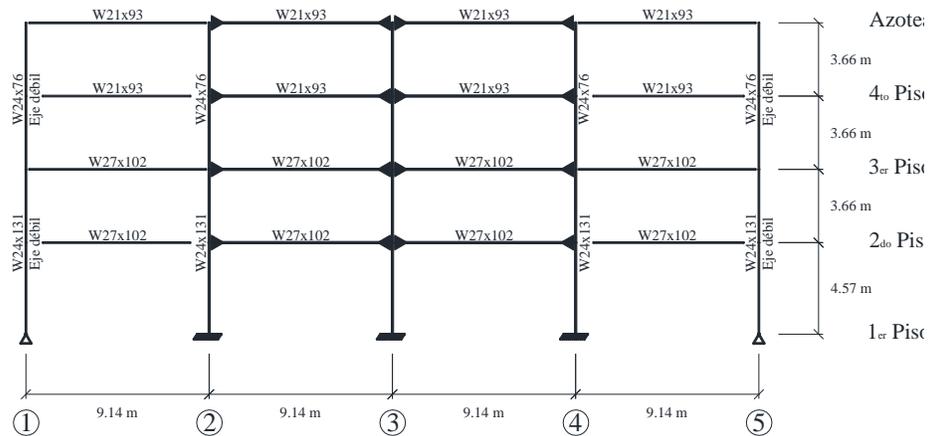


Figura 2.5. Elevación en dirección E-O del edificio de 4 niveles.

La dirección considerada para el análisis es la Este-Oeste donde se cuentan con cuatro cruías, el MRM se diseñó usando solo las dos cruías centrales. Las vigas que componen el MRM son de sección reducida (RBS, por sus siglas en inglés: Reduced Beam Section). En la Figura 2.6 se muestra un esquema de la conexión con estos elementos y en la Tabla 2.3 se presentan las propiedades geométricas de cada sección, incluyendo el módulo de sección plástico, Z_x .

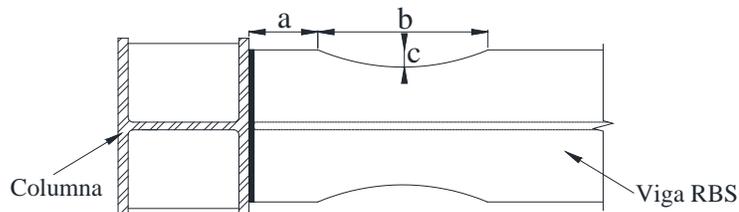


Figura 2.6. Geometría típica de una viga de sección reducida (RBS).

Tabla 2.3. Propiedades geométricas de las vigas RBS.

Sección	a (cm)	b (cm)	c (cm)	Z_{RBS} (cm ³)
W27x102	19.1	57.2	5.7	3261.0
W21x93	16.0	46.2	4.8	2359.7

El material usado en vigas y columnas fue acero A-572 con un F_y esperado de 4050 kg/cm². El sistema de piso consiste de una lámina acanalada con 10.8 cm de capa de compresión. Los pesos y masas usados en el análisis se indican en la Tabla 2.4. Las secciones consideradas en

el marco interior (de gravedad) se muestran en la Figura 2.7, este corresponde al eje C de la estructura.

Tabla 2.4. Cargas usadas para el edificio de 4 niveles.

Piso	Peso (t)	Masa (t-s ² /m)
2	485.4	49.5
3	476.3	48.6
4	476.3	48.6
Azotea	544.3	55.5

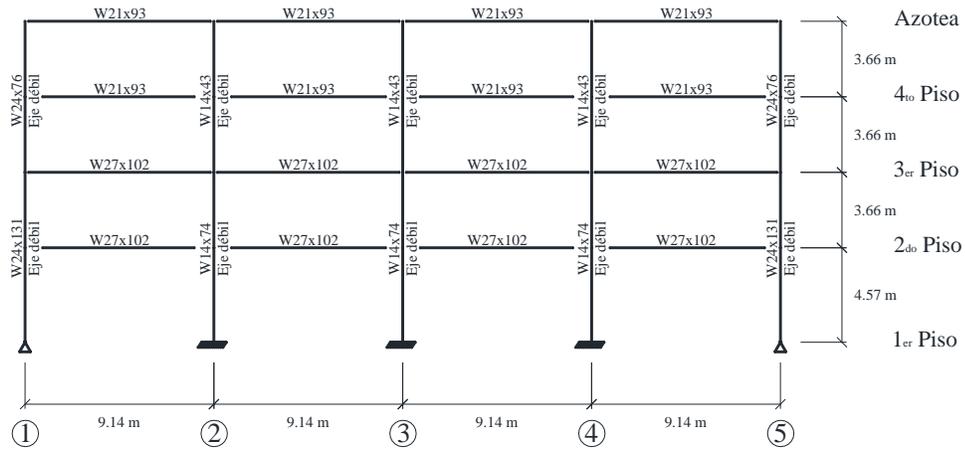


Figura 2.7. Marco interior del edificio de 4 niveles.

2.2.3 Edificio de 6 Niveles

Este edificio se localiza en la ciudad de Burbank, California y fue diseñado en el año de 1976 de acuerdo al código UBC edición 1973. La planta del edificio es cuadrada (Figura 2.8) y consta de 6 niveles como se puede ver en la elevación (Figura 2.9). En la planta se resaltan los MRM, ubicados en el perímetro de la estructura, y se indican las conexiones a momento. Asimismo se indica la configuración de los marcos de gravedad (marcos interiores).

El material usado para vigas y columnas es acero A36, considerando una resistencia esperada a la fluencia, F_y , de 3090 kg/cm². El sistema de piso está formado por una lámina acanalada con espesor de 8.3 cm en la capa de compresión y 7.6 cm en la cresta de acero. Los pesos y

masas asignados a la estructura se tomaron de acuerdo a Kalkan y Chopra (2010), los cuales se indican en la Tabla 2.5.

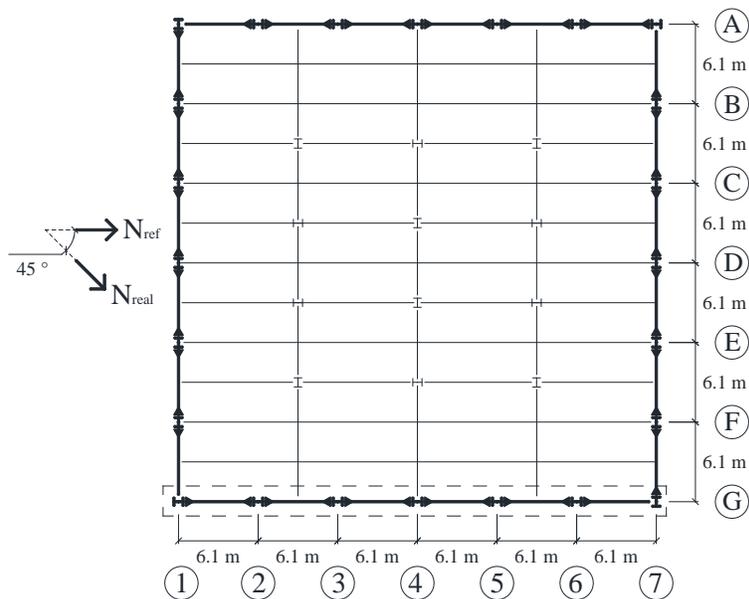


Figura 2.8. Vista en planta del edificio de 6 niveles.

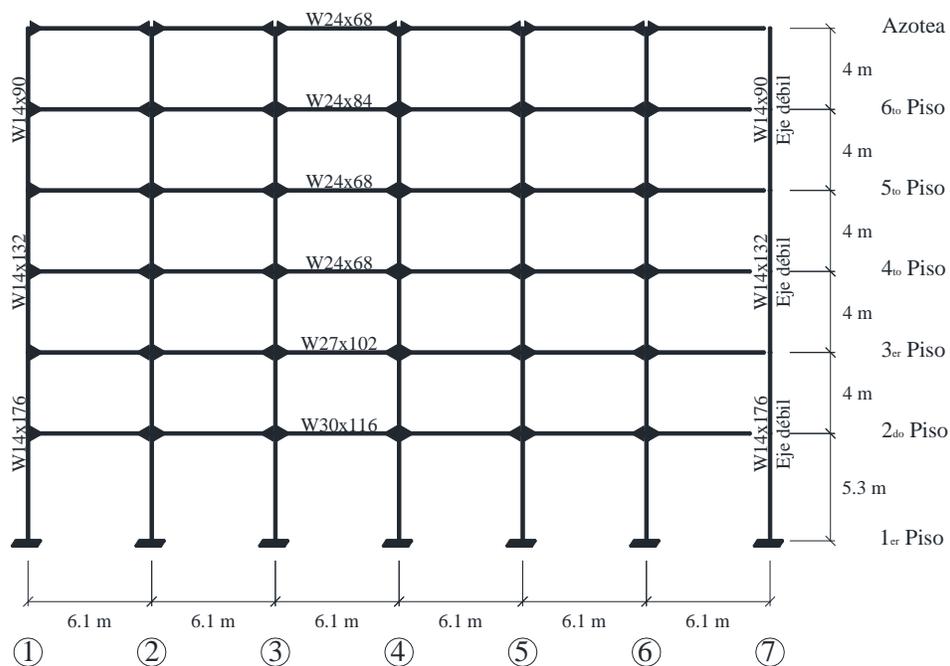


Figura 2.9. Elevación en dirección N-S del edificio de 6 niveles.

Tabla 2.5. Cargas usadas para el edificio de 6 niveles.

Piso	Peso (t)	Masa (t-s ² /m)
2	414.6	42.3
3	525.5	53.6
4	525.1	53.5
5	527.7	53.8
6	536.9	54.7
Azotea	543.2	55.4

2.2.4 Edificio de 9 Niveles

Este edificio, al igual que el edificio de 3 niveles descrito previamente, fue diseñado como parte del proyecto *SAC Steel Project*. Se diseñó de acuerdo al código UBC edición 1994, con un uso destinado para oficinas y considerando que se desplantaba en terreno firme. En la Figura 2.10 se muestra la planta del edificio, mientras que en la Figura 2.11 se muestra la vista en elevación del marco analizado.

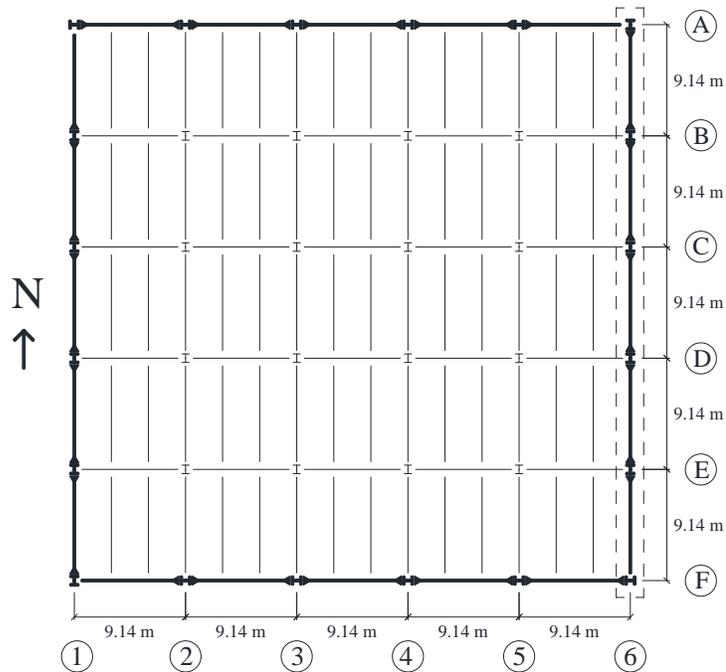


Figura 2.10. Vista en planta del edificio de 9 niveles.

Tabla 2.6. Cargas usadas para el edificio de 9 niveles.

Piso	Peso (t)	Masa (t-s ² /m)
1	1136.5	--
2	1136.5	105.9
3	1089.2	101.5
4	1089.2	101.5
5	1089.2	101.5
6	1089.2	101.5
7	1089.2	101.5
8	1089.2	101.5
9	1089.2	101.5
Azotea	1277.0	130.2

La estructuración interior del edificio consiste en columnas de gravedad y vigas simplemente apoyadas. Al igual que el criterio usado en el edificio de 3 niveles, se decidió usar un marco compuesto de secciones consolidadas para representar los marcos interiores en el análisis. En este caso el marco consolidado equivale a dos marcos interiores de gravedad. En la figura 2.12 se muestran las secciones del marco consolidado y en la Tabla 2.7 se desglosan aquellas secciones que se representan con un nombre clave.

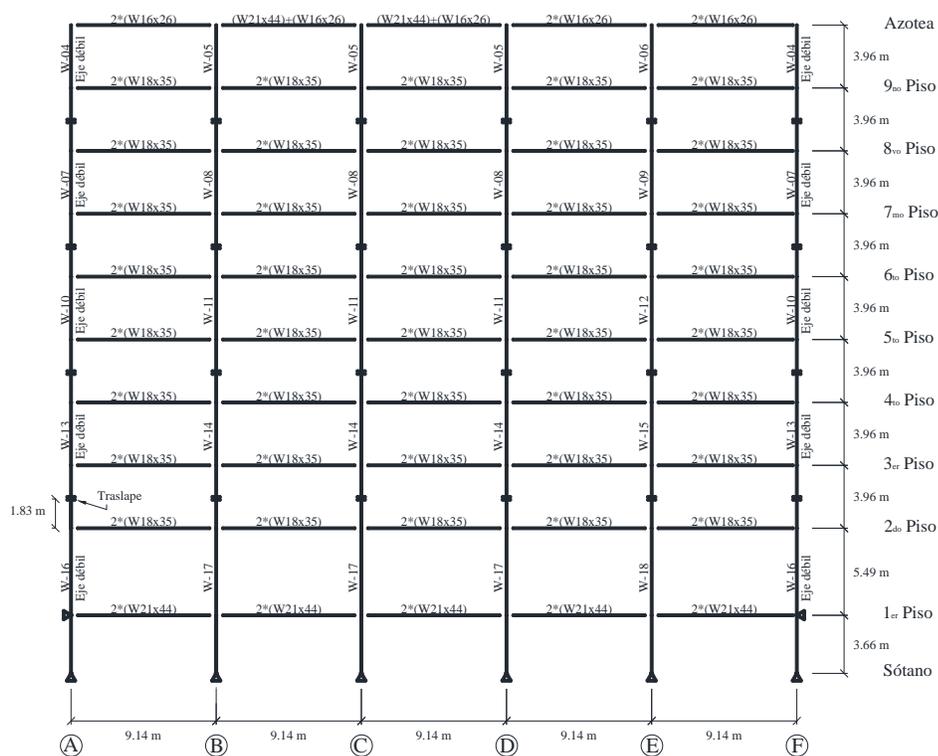


Figura 2.12. Marco interior consolidado para el edificio de 9 niveles.

Tabla 2.7. Componentes de las secciones consolidadas en el edificio de 9 niveles.

Nombre	Secciones
W-04	2*(W14x257)
W-05	(W14x61) + (W14x48)
W-06	2*(W14x48)
W-07	2*(W14x283)
W-08	(W14x90) + (W14x82)
W-09	2*(W14x82)
W-10	2*(W14x370)
W-11	(W14x120) + (W14x109)
W-12	2*(W14x109)
W-13	2*(W14x455)
W-14	(W14x159) + (W14x145)
W-15	2*(W14x145)
W-16	2*(W14x500)
W-17	(W14x211) + (W14x193)
W-18	2*(W14x193)

2.2.5 Edificio de 13 Niveles

Este edificio fue construido en el año de 1975 y se localiza en el Valle de San Fernando, en el estado de California; su diseño se basó en el código UBC edición 1973. El edificio tiene una planta cuadrada con cinco crujeías en cada sentido (Figura 2.13), los MRM se localizan en el perímetro de la estructura. Cabe notar que en los extremos de los MRM, el edificio presenta columnas cuadradas tipo cajón y que no se cuenta con información sobre los componentes interiores de la estructura.

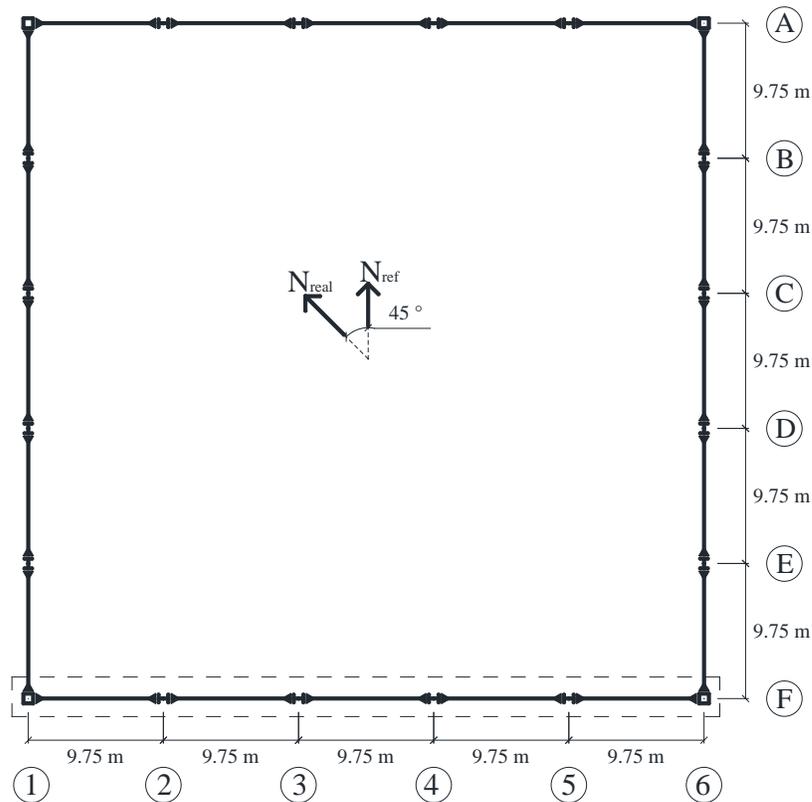


Figura 2.13. Vista en planta del edificio de 13 niveles.

En elevación (Figura 2.14) el edificio cuenta con un sótano, el cual genera una restricción a desplazamiento laterales en el primer piso. Las vigas y columnas se diseñaron considerando acero A36, sin embargo para fines de análisis se considera un F_y de 3325 kg/cm^2 . El sistema de piso típico consiste de una lámina acanalada de acero con 7.6 cm de espesor en la capa de compresión y 7.62 cm en la cresta de acero. Los pesos y masas asignados a la estructura se tomaron de acuerdo a Uang *et al.* (1997), y se indican en la Tabla 2.8.

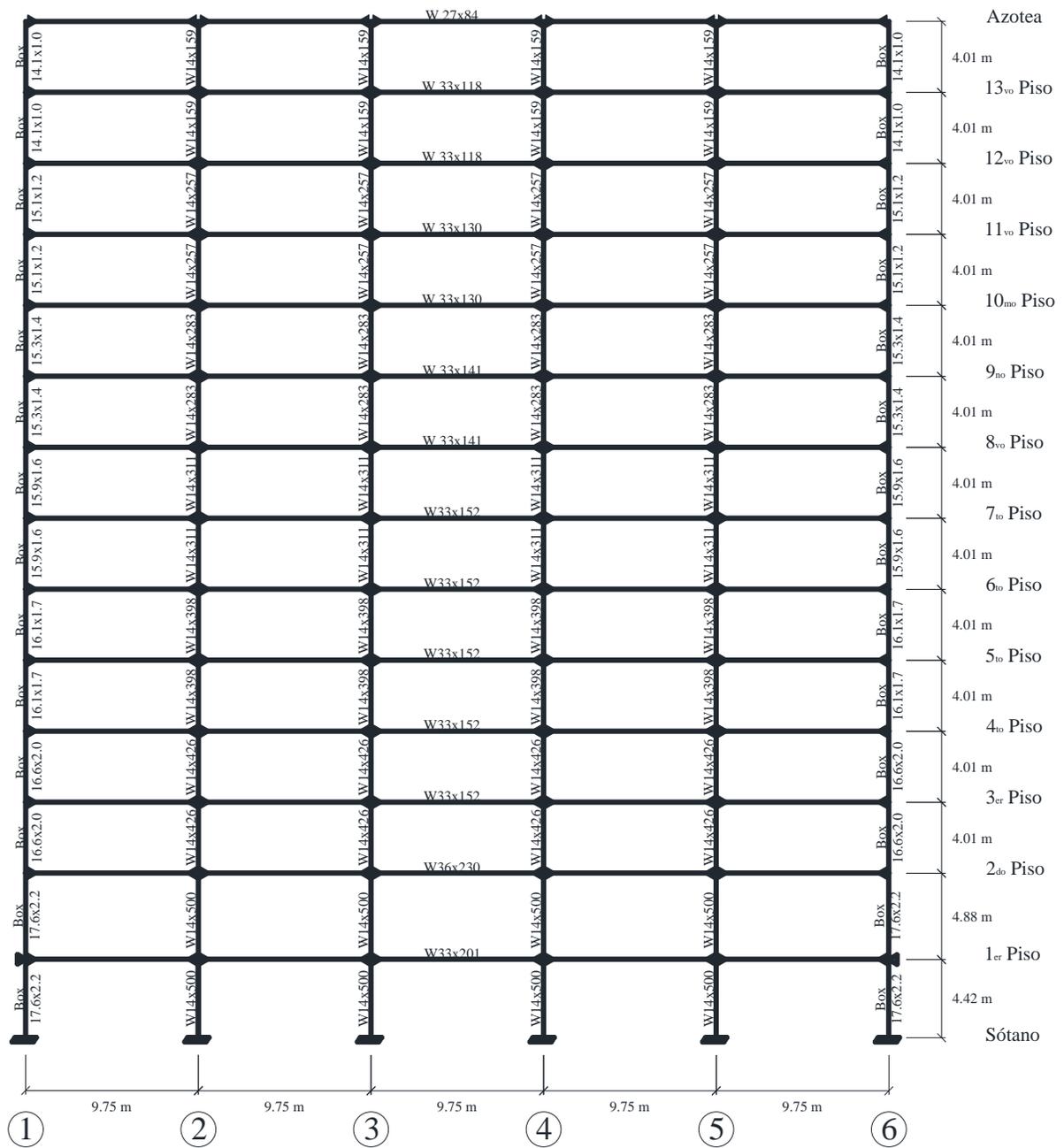


Figura 2.14. Elevación en dirección E-O del edificio de 13 niveles.

Tabla 2.8. Cargas usadas para el edificio de 13 niveles.

Piso	Peso (t)	Masa (t-s ² /m)
Plaza	1095.0	--
1	1095.0	111.6
2	1095.0	111.6
3	1095.0	111.6
4	1095.0	111.6
5	1095.0	111.6
6	1095.0	111.6
7	1095.0	111.6
8	1095.0	111.6
9	1095.0	111.6
10	1095.0	111.6
11	1095.0	111.6
12	1095.0	111.6
Azotea	919.7	93.7

2.3 Modelado de los Edificios

2.3.1 Programa *OpenSees*

Con la finalidad de desarrollar los modelos analíticos de los edificios y obtener su respuesta dinámica se eligió el programa *OpenSees* (McKenna, 2006). Este programa es del tipo código abierto (<http://opensees.berkeley.edu>) ya que fue desarrollado en la Universidad de California en Berkeley para su uso en proyectos de investigación. *OpenSees* es un programa de elementos finitos que permite crear objetos y definir su comportamiento usando el lenguaje de programación Tcl (Tool Command Language). De esta forma es posible crear los diferentes elementos que definen el sistema estructural de un edificio y asignar las reglas de comportamiento particulares de cada componente.

2.3.2 Modelos con Marco Exterior

En principio, se modelaron los edificios de 3, 4, 6, 9 y 13 niveles considerando únicamente un marco exterior en la dirección de análisis elegida. La nomenclatura elegida para identificar estos modelos es “XNmE”, donde “X” indica el número de niveles y “mE” se establece por representar el marco exterior.

Ya que los edificios seleccionados presentan simetría en planta y solo se considera una dirección de análisis, es posible modelar solamente la mitad del edificio para representar la respuesta del mismo. De acuerdo a lo anterior en los modelos “mE” se consideró el MRM en la dirección de análisis elegida. En la Figura 2.15 se puede observar un esquema de modelado de acuerdo a lo explicado anteriormente, en él se incluyen detalles de los elementos que componen el MRM y de las consideraciones adicionales.

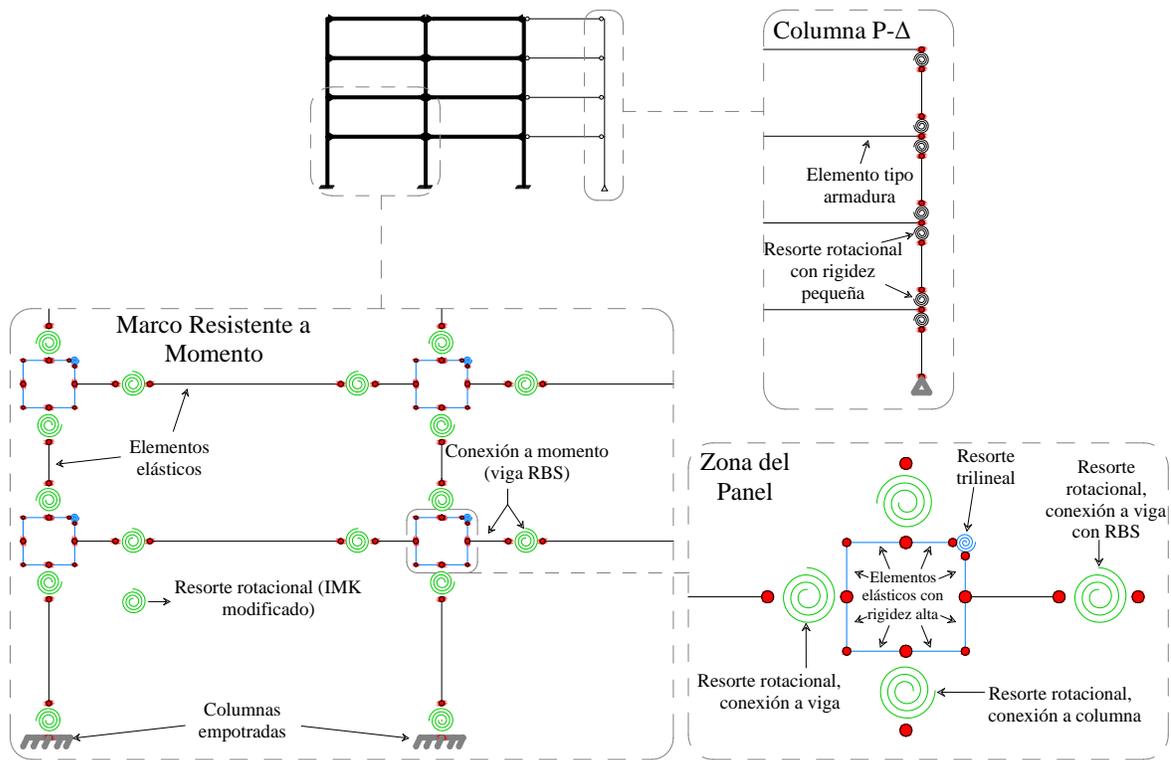


Figura 2.15. Esquema general de modelado de los modelos “mE” en *OpenSees*.

Las vigas se modelaron como un elemento elástico con resortes rotacionales en cada extremo, cuya función es definir su comportamiento inelástico (Zareian y Medina, 2010). Particularmente, el edificio de 4 niveles fue diseñado con vigas RBS por lo que su representación contiene un elemento elástico adicional, con la finalidad de alejar la articulación de la conexión. Las vigas de los edificios restantes son elementos comunes por lo que no requieren de tal elemento adicional, en su lugar el resorte rotacional conecta directamente a la zona del panel.

En la presente investigación se decidió usar el modelo modificado de Ibarra-Medina-Krawinkler (IMK), para representar la no-linealidad de las vigas y columnas. En la Figura 2.16 se muestra la envolvente del comportamiento histerético. Los parámetros principales que la definen son los siguientes:

- K_e es la rigidez efectiva.
- M_y es la resistencia a la fluencia.
- M_c es el momento máximo después de la fluencia.
- M_r es el momento residual.
- θ_y es la rotación de fluencia.
- θ_p es la rotación plástica antes del momento máximo.
- θ_{pc} es la rotación efectiva antes de la pérdida total de resistencia.
- θ_u es la capacidad última de rotación.

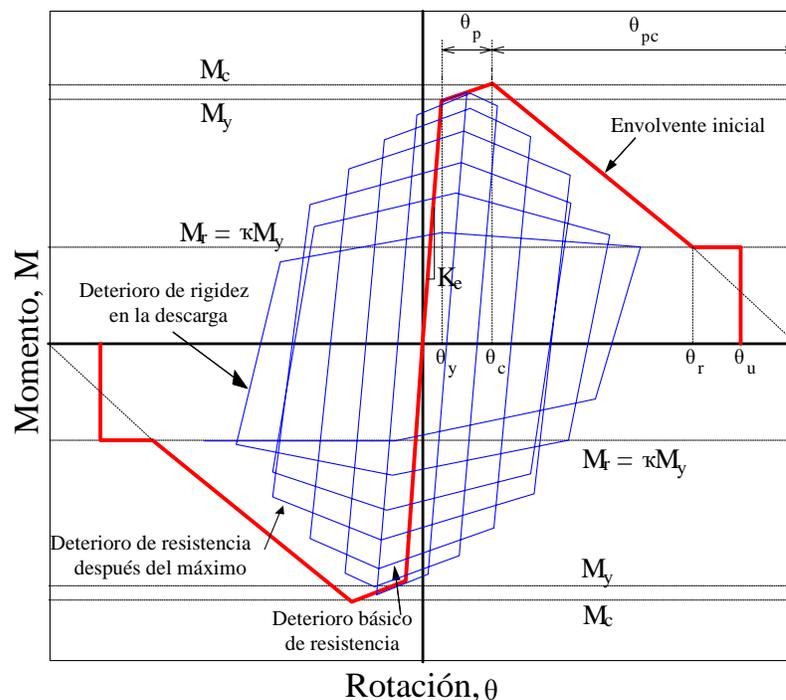


Figura 2.16. Modelo modificado de Ibarra-Medina-Krawinkler (IMK).

El modelo de IMK es capaz de simular el deterioro de rigidez y el deterioro de resistencia, la tasa de deterioro de rigidez y resistencia se controla con un parámetro denominado Λ . Tanto Λ , como θ_p y θ_{pc} fueron evaluados en un estudio estadístico que considero más de 300 especímenes de acero (Lignos y Krawinkler, 2007).

Empleando dicha base de datos y aplicando un análisis de regresión y aplicando un análisis de regresión multivariable, Lignos y Krawinkler (2011) propusieron ecuaciones para determinar los valores de Λ , θ_p y θ_{pc} para definir el comportamiento de vigas comunes y vigas con RBS. Las ecuaciones 2.1 a 2.3 permiten calcular θ_p , θ_{pc} y Λ para vigas comunes con $d < 533$ mm , donde d es el peralte de la viga:

$$\theta_p = 0.0865 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.365} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.140} \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.340} \cdot \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0.721} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.230} \quad (2.1)$$

$$\theta_{pc} = 5.63 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.565} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.800} \cdot \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0.280} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.430} \quad (2.2)$$

$$\Lambda = 495 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-1.34} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.595} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.360} \quad (2.3)$$

Las ecuaciones 2.4 a 2.6 son para el caso de vigas comunes con $d \geq 533$ mm :

$$\theta_p = 0.318 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.55} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.345} \cdot \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.023} \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.09} \cdot \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0.33} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.13} \quad (2.4)$$

$$\theta_{pc} = 7.5 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.610} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.710} \cdot \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.110} \cdot \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0.161} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.320} \quad (2.5)$$

$$\Lambda = 536 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-1.26} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.525} \cdot \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.130} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.291} \quad (2.6)$$

Por último, las ecuaciones 2.7 a 2.9 permiten calcular los parámetros para vigas con RBS:

$$\theta_p = 0.19 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.314} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.1} \cdot \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.185} \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.113} \cdot \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0.76} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.07} \quad (2.7)$$

$$\theta_{pc} = 9.52 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.513} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.863} \cdot \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.108} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.360} \quad (2.8)$$

$$\Lambda = 585 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-1.14} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.632} \cdot \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.205} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.391} \quad (2.9)$$

Además de las variables anteriores, el modelo modificado de IMK requiere la definición de otros parámetros. Por ejemplo, el parámetro c sirve para modificar la tasa de deterioro cíclico (por simplicidad, se tomó igual a 1.0), el parámetro κ sirve para determinar la cantidad de M_r (se tomó como 0.4) y θ_u se tomó igual a 0.07. Estos últimos parámetros se definieron de acuerdo a las recomendaciones de Lignos y Krawinkler (2011).

Las columnas se modelaron de igual manera que las vigas. Sin embargo estos elementos tienen consideraciones adicionales, es conocido que en las columnas la carga axial provoca momentos adicionales al elemento. Este efecto no es despreciable y toma mayor importancia cuando la estructura presenta deformaciones laterales importantes. La forma más común de representar tal comportamiento consiste en definir el diagrama de interacción carga axial-momento (P-M).

Desafortunadamente, el programa OpenSees no posee una función que permita introducir el diagrama de interacción P-M. Por lo que este fenómeno se representó de forma aproximada de acuerdo a la estrategia sugerida en Zareian y Kanvinde (2013). El proceso para tal estrategia se puede expresar en los pasos siguientes:

- Aplicar un análisis gravitacional al modelo para estimar las cargas actuantes en cada una de las columnas de los diferentes niveles del edificio.
- Determinar la carga lateral máxima en las columnas, por medio de un análisis estático no-lineal (AENL).
- Calcular la carga axial promedio bajo las acciones combinadas de carga gravitacional (P_{grav}) y carga lateral (P_{lat}), estimada de acuerdo a la Ec. 2.1:

$$P_{axial, prom} = P_{grav} + 0.5P_{lat}^{max} \quad (2.10)$$

- Determinar el esfuerzo de fluencia reducido basado en el momento nominal de la sección, lo anterior se llevó a cabo empleando las ecuaciones de interacción definidas en el reglamento AISC edición 2010.

Los traslapes en las columnas se modelaron considerando un nodo adicional en cada cambio de sección. Sin embargo, no se hicieron consideraciones adicionales en el comportamiento o posibilidades de falla en esta parte del edificio. Las condiciones de apoyo en las columnas inferiores se consideraron de acuerdo a lo reportando para cada edificio (empotradas o articuladas).

Para tomar en cuenta los efectos P- Δ producto de las cargas actuantes en las columnas interiores del edificio, se agregó una columna en la totalidad de la altura (ver Figura 2.15). Esta columna, denominada columna P- Δ , toma los pesos del edificio y transmite las deformaciones por medio de elementos horizontales al marco exterior.

La columna P- Δ se compone de elementos elásticos conectados por resortes rotacionales de rigidez despreciable. Esta se conecta al marco exterior con elementos tipo armadura. La columna no transmite momentos flexionantes en ninguna de sus conexiones, por tal motivo se consideró articulada en la parte inferior.

En la conexión viga-columna del MRM es importante considerar la flexibilidad de esta zona, conocida como la zona del panel. Con la finalidad de abordar este problema se usó la metodología propuesta por Gupta y Krawinkler (1999). De acuerdo a ella se modela la zona del panel como un rectángulo formado por ocho elementos elásticos de rigidez alta (ver Figura 2.15) y un resorte rotacional con envolvente trilineal (Figura 2.17) para aproximar el comportamiento generado en distorsión y fuerza cortante.

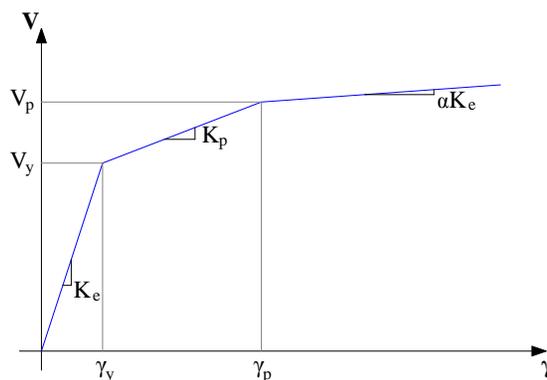


Figura 2.17. Modelo trilineal para definir la relación distorsión-fuerza cortante en la zona del panel.

Las masas provenientes del peso de la estructura se calcularon de acuerdo a lo reportado para cada edificio, estas masas se concentraron en las intersecciones de columnas y vigas. Cabe mencionar que para cada nivel se consideró la existencia de un diafragma rígido, esto se hizo asignando el mismo grado de libertad horizontal en los nodos de cada nivel. Para el análisis dinámico de todos los edificios se consideró un amortiguamiento de Rayleigh del 5%.

2.3.3 Modelos con Marco Exterior y Marcos Interiores

Los marcos interiores representan una fuente de sobre-resistencia importante en el análisis de los edificios. Aunque las columnas y vigas interiores se diseñan, de acuerdo a la práctica Americana, para resistir únicamente cargas gravitacionales es sabido que estos elementos aportan una resistencia lateral extra a los MRM y también contribuyen en la rigidez de la estructura completa.

Para esta investigación se cuenta con la información completa de los edificios de 3, 4 y 9 niveles, lo cual complementa el modelo analítico para representar más adecuadamente la mitad del edificio. De acuerdo a lo anterior los modelos “mE” se complementaron uniendo el marco interior o en su caso el marco interior consolidado. La nomenclatura elegida para estos modelos es “XNmEI”, donde “X” indica el número de niveles y “mEI” se estableció por representar el marco exterior y el marco interior.

En la Figura 2.18 se muestra el esquema general de modelado en OpenSees, en ella se observa el acoplamiento del marco interior usando elementos de rigidez alta. Los elementos del marco interior poseen solamente conexiones a cortante, por tanto no existe zona del panel que deba representarse en el modelo. Además del marco interior, se agregaron aquellos elementos del marco exterior que no forman parte del MRM. Cabe mencionar que ya que los pesos se pueden asignar directamente al marco interior, no es necesario modelar la columna P- Δ .

Es importante mencionar que en el caso del edificio de 4 niveles, la mitad del edificio puede representarse adicionando solo un marco interior. Mientras que para los edificios de 3 y 9 niveles, fue necesario considerar marcos interiores compuestos por secciones consolidadas. De esta forma los elementos elásticos de vigas y columnas se representaron con las propiedades calculadas para cada modelo, en el caso de las columnas interiores se realizó el mismo procedimiento que en el modelo “mE” para considerar la interacción P-M.

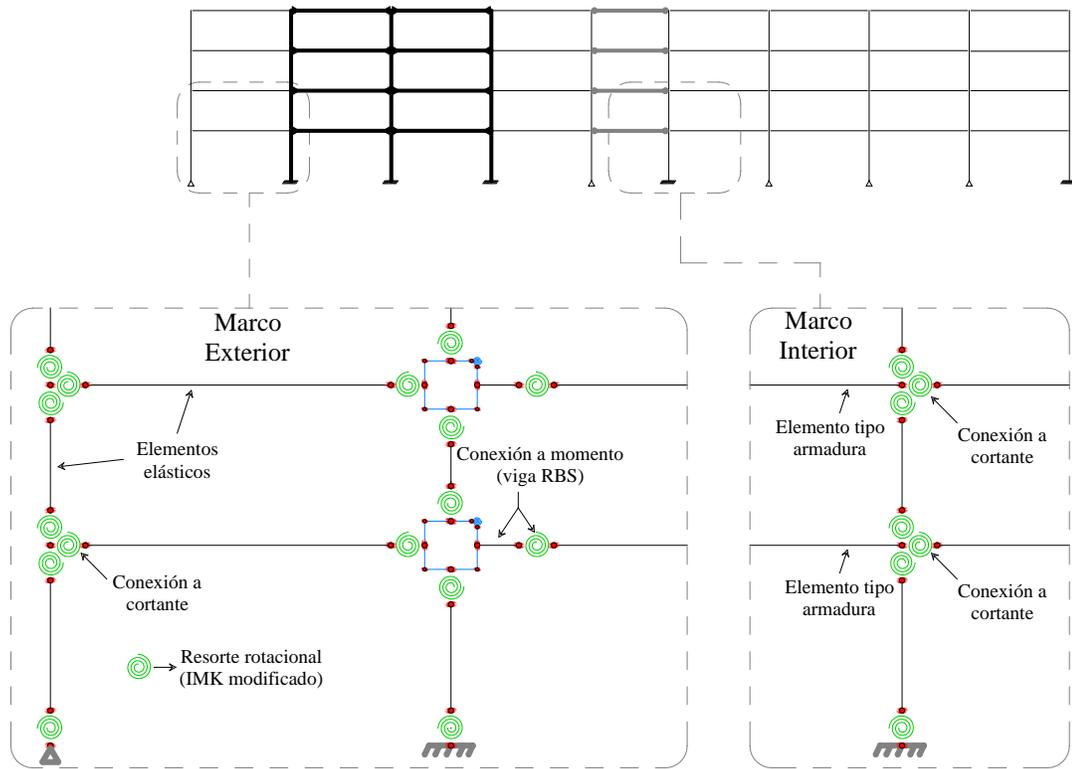


Figura 2.18. Esquema general de modelado para los modelos “mEI” en *OpenSees*.

Las vigas interiores se modelaron de acuerdo a cada edificio, pudiendo ser secciones normales o secciones consolidadas. En los modelos “mEI” las vigas consideran la aportación de la losa para conformar una viga compuesta. Lo anterior se hizo de acuerdo a las recomendaciones del AISC edición 2010, en las cuales se especifica que el ancho efectivo, b_e , a considerar a cada lado del eje de la viga será el menor de:

- Un octavo de la luz de viga, medida a centro de los apoyos;
- Un medio de la distancia al eje de la viga adyacente; o
- La distancia al borde de la losa.

De acuerdo a lo anterior se calculó el ancho efectivo para cada caso, usando el programa *SAP2000* se modeló la viga y la losa para obtener las propiedades de la sección compuesta. En la Figura 2.19 se muestra un ejemplo de la modelación en *SAP2000*, considerando vigas del marco exterior y marco interior. En la Tabla 2.9 se muestran los valores de momento de inercia para las vigas de cada edificio.

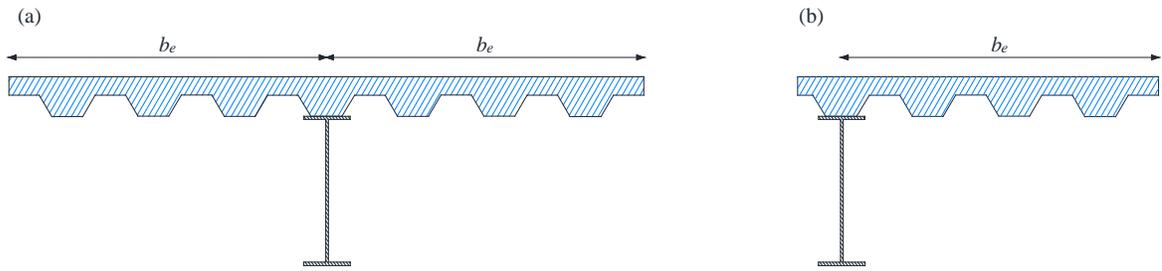


Figura 2.19. Modelación de la viga compuesta en *SAP2000*: (a) vigas interiores y (b) vigas exteriores.

Tabla 2.9. Momentos de inercia, I_x , para las secciones sencillas y secciones compuestas de los edificios de 3, 4 y 9 niveles.

EDIFICIO DE 3 NIVELES					
	Viga	Viga + Losa		Viga	Viga + Losa
Marco Exterior	I_x (cm ⁴)	I_x (cm ⁴)	Marco Interior	I_x (cm ⁴)	I_x (cm ⁴)
W33x118	245576	398505	W18x35	21228	64907
W21x44	35088	86311	W16x26	12529	43111
W30x116	205201	336411	W21x44	35088	98153
W24x68	76170	152133			
EDIFICIO DE 4 NIVELES					
	Viga	Viga + Losa		Viga	Viga + Losa
Marco Exterior	I_x (cm ⁴)	I_x (cm ⁴)	Marco Interior	I_x (cm ⁴)	I_x (cm ⁴)
W27x102 (RBS)	121302	179749	W27x102	150675	279559
W21x93 (RBS)	53669	111170	W21x93	86190	172973
EDIFICIO DE 9 NIVELES					
	Viga	Viga + Losa		Viga	Viga + Losa
Marco Exterior	I_x (cm ⁴)	I_x (cm ⁴)	Marco Interior	I_x (cm ⁴)	I_x (cm ⁴)
W36x160	405824	597742	W21x44	35088	98153
W36x135	324659	505514	W18x35	21228	64907
W30x99	166076	289322	W16x26	12529	43111
W27x84	118626	217344			
W24x68	76170	152133			

Al aplicar la consideración anterior la rigidez de la viga aumentara, pero será necesario modificar también la capacidad a flexión. Considerando las vigas que forman parte del MRM, Ricles *et al.* (2004) llevo a cabo un estudio en conexiones de vigas con RBS. En él se observó que el momento máximo positivo de las vigas aumentaba entre un 5% y 10%, tal como se ilustra en la Figura 2.20.

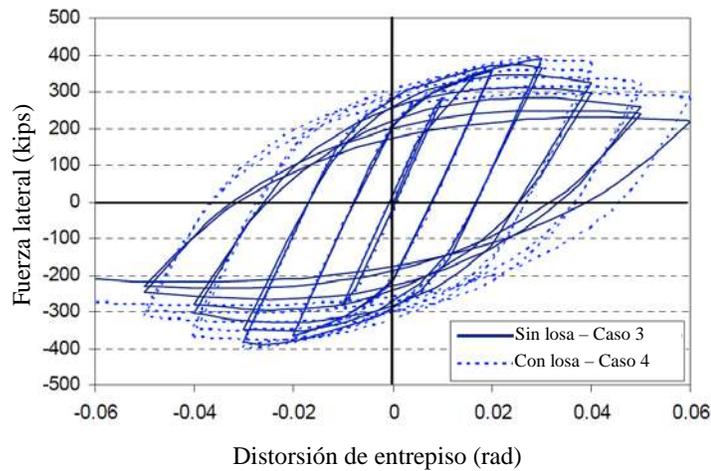


Figura 2.20. Respuesta cíclica en una conexión de viga RBS con y sin losa (Ricles et al., 2004).

Por otra parte Liu *et al.* (2000) realizaron pruebas experimentales en conexiones a cortante para estudiar el efecto de la losa, en la Figura 2.21 se puede observar el efecto de la losa sobre la conexión. Entre las recomendaciones del estudio se presenta una envolvente para definir la capacidad a momento de una conexión simple, esta se define como un porcentaje de la capacidad a flexión de la viga.

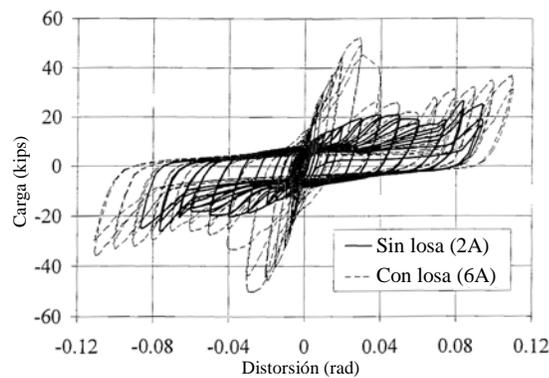


Figura 2.21. Respuesta cíclica en una conexión simple con y sin losa (Liu *et al.*, 2000).

Tomando en cuenta estas recomendaciones, para esta investigación se definió una envolvente modificada para las vigas exteriores y otra para considerar la participación de las vigas interiores. En la Figura 2.22 se muestra la forma de las envolventes comparada con la capacidad teórica de la sección. Es importante reconocer que los resultados en cuanto a este tipo de fenómeno son escasos y variados, por lo que la envolvente propuesta pretende ser conservadora.

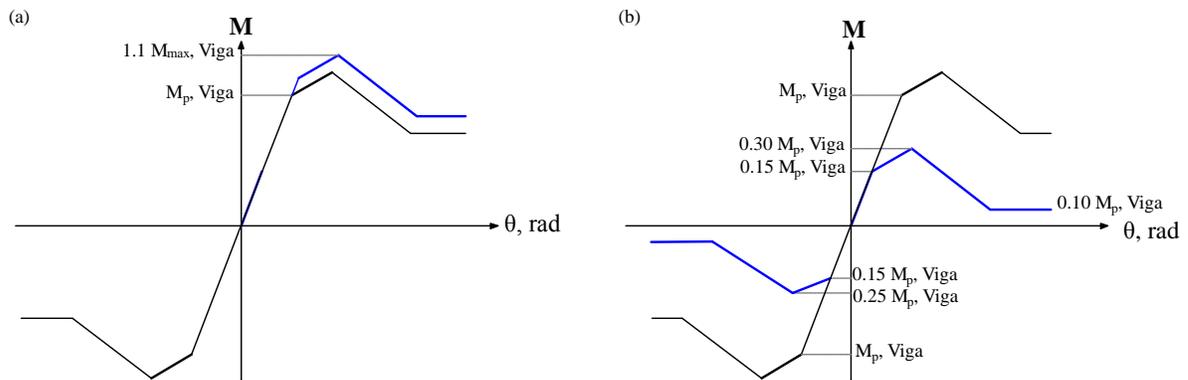


Figura 2.22. Envolventes del modelo histerético IMK usadas en los modelos “mEI” para: (a) vigas del marco exterior y (b) vigas del marco interior.

2.4 Calibración

El presente estudio se plantea como objetivo la predicción de distorsiones permanentes, en el campo de la experimentación analítica existe una gran variedad de herramientas disponibles para crear modelos que simulen la realidad. Por lo anterior, antes de elegir la estrategia de modelado se decidió trabajar con edificios que permitieran hacer una calibración de la respuesta, para este fin se cuenta con los edificios de 4 y 6 niveles.

2.4.1 Edificio de 4 Niveles

Este edificio, descrito en el apartado 2.2.2, fue sometido a una investigación por parte de Lignos *et al.* (2010), su objetivo principal fue evaluar el potencial de colapso en estructuras de acero. En su investigación se consideran los efectos P- Δ , la flexibilidad de la zona del panel y el deterioro cíclico de los elementos estructurales. Para llevar a cabo el estudio se desarrollaron dos modelos físicos a escala y un modelo analítico.

La configuración del edificio se puede ver en las Figuras 2.4 y 2.5, el MRM considerado es el correspondiente a la dirección E-O. En la Figura 2.24 se muestra la configuración del modelo a escala 1:8, denominado modelo experimental. En ella se puede observar el ensamble realizado que consiste en el marco de dos crujías ligado a un simulador de masa, el cual además de emular las aceleraciones del edificio es capaz de simular los efectos P- Δ en la estructura.

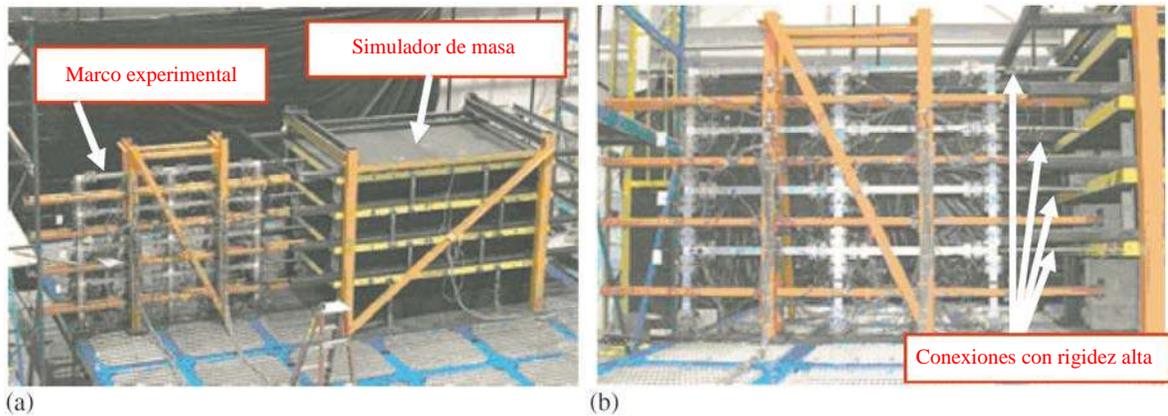


Figura 2.23. Modelo experimental a escala 1:8, ensamble del MRM y el simulador de masa (Lignos et al., 2010).

El modelo experimental fue sometido a diferentes intensidades del sismo de Northridge registrado en Canoga Park (CP) (Figura 2.24), los resultados experimentales se obtuvieron de la base de datos de la Red de Simulación de Ingeniería Sísmica (Network for Earthquake Engineering Simulation, NEES).

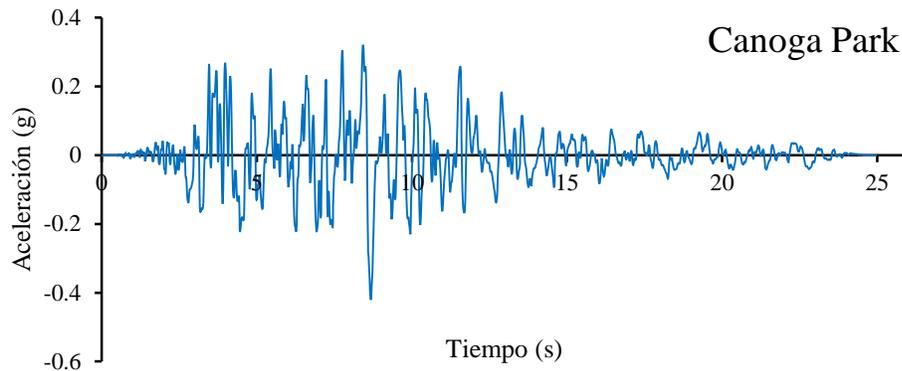


Figura 2.24. Sismo registrado en Canoga Park durante el sismo de Northridge, 1994.

Con la finalidad de evaluar la precisión del programa *OpenSees* y la estrategia de modelado adoptada se desarrolló un modelo analítico del marco exterior, denominado prototipo, y se sometió a la misma secuencia de aceleraciones que el modelo experimental. La secuencia de aceleraciones está formada por dos intensidades del sismo CP, al 100% y 150%, separados por 30 segundos de reposo. La intensidad del registro CP al 100% corresponde a un Sismo en Nivel de Diseño (SND), y la intensidad de 150% corresponde al nivel de Sismo Máximo Considerado (SMC).

Los resultados de la historia de desplazamientos en la azotea para el modelo experimental y el prototipo desarrollado en OpenSees se muestran en la Figura 2.26. También se verificaron las distorsiones de entrepiso para los dos niveles de daño evaluados, en la Figura 2.27 se comparan las distorsiones de entrepiso al final de cada intensidad. De esta calibración se puede observar que la aproximación obtenida es bastante buena, aún para desplazamientos grandes donde el edificio ha sufrido un nivel importante de daño.

Además la predicción de los perfiles de distorsión se apega bastante a lo obtenido en el modelo experimental, tanto para distorsiones máximas de entrepiso (MIDR) como para las distorsiones residuales de entrepiso (RIDR). Los resultados de la calibración nos dan la confianza suficiente para seguir con la estrategia elegida y tener la certeza de que los resultados que obtengamos serán una buena representación de la realidad.

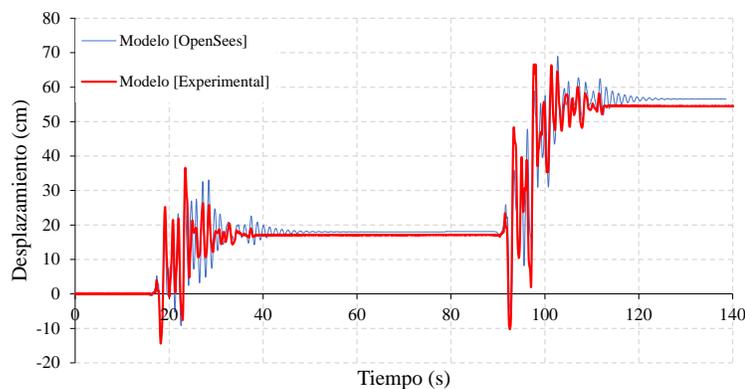


Figura 2.25. Desplazamiento de azotea, comparación de resultados analíticos vs experimentales.

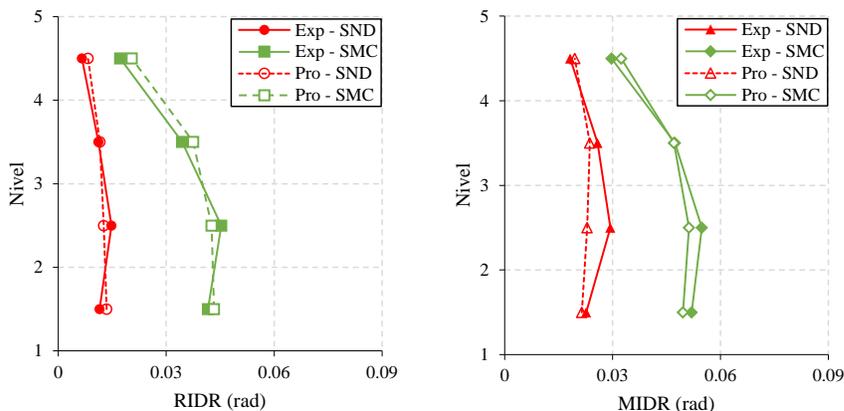


Figura 2.26. Comparación de distorsiones de entrepiso, experimental contra prototipo: (a) distorsiones residuales y (b) distorsiones máximas.

El modelo prototipo desarrollado para esta calibración fue el primer modelo correspondiente al edificio de 4 niveles. Partiendo de este modelo, se propuso incluir las fuentes de sobrerresistencia provenientes de los marcos interiores y de la participación de la losa. Durante el desarrollo del modelo “mEI” se hicieron cuatro modelos con diferentes consideraciones, esto con la finalidad de observar la influencia de los marcos interiores y la contribución de la losa. A continuación se describen los modelos desarrollados:

- Modelo 1: Incluye solo el MRM.
- Modelo 2: Incluye el MRM, las crujías adicionales del marco exterior y el marco interior.
- Modelo 3: Incluye el MRM, las crujías adicionales del marco exterior y el marco interior. En este caso se considera la contribución de la losa con una envolvente similar a la presentada en la Figura 2.22b, solo que aquí se definió una envolvente simétrica.
- Modelo 4: Incluye el MRM, las crujías adicionales del marco exterior y el marco interior. En este caso se considera la contribución de la losa usando una envolvente asimétrica igual a la definida en la figura 2.22b.

La comparación entre los cuatro modelos se llevó a cabo usando la curva de capacidad de cada uno de ellos (Figura 2.27), en ella se puede observar el aumento en la rigidez al incluir el marco interior (modelo 2) y más aún al incluir la participación de la losa (modelos 3 y 4). También es clara la influencia de los elementos adicionales en la resistencia, primeramente al incluir el marco interior y las crujías adicionales del marco exterior. Después al incluir la contribución de la losa, se observa un pequeño aumento en la resistencia.

Cabe notar que los nombres usados para los modelos aquí descritos, no volverán a ser referenciados durante las siguientes secciones. Finalmente los modelos elegidos para representar el edificio de 4 niveles serán, el modelo 1 que en adelante se referirá como 4NmE y el modelo 4 que se referirá como 4NmEI.

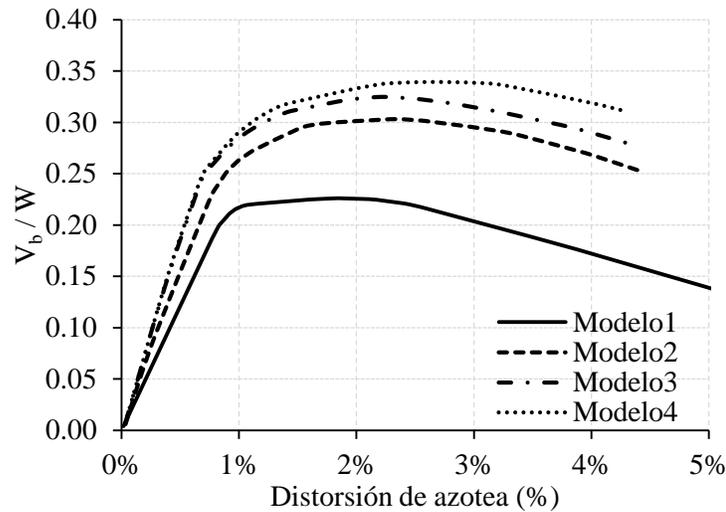


Figura 2.27. Comparación entre la curva de capacidad de los cuatro modelos analíticos desarrollados para el edificio de 4 niveles.

2.4.2 Edificio de 6 Niveles

Este edificio, descrito en la sección 2.2.3, forma parte del programa CESMD (Center for Engineering Strong-Motion Data) de la ciudad de California, Estados Unidos. El programa tiene como objetivo proveer el acceso a la información generada por la interacción de varios edificios de la ciudad con sismos de magnitud considerable. Los edificios que pertenecen a este programa han sido propiamente instrumentados, con la finalidad de registrar su respuesta sísmica. En la figura 2.28 se señala la localización de los sensores instalados en el edificio.

Durante la calibración del modelo se buscó igualar los desplazamientos de azotea registrados durante el sismo de Northridge ocurrido el 17 de enero de 1994, lo anterior considerando que el desplazamiento en lo alto del edificio es muy sensible y por tanto difícil de predecir. El modelo se desarrolló en *OpenSees* considerando la información disponible. El resultado de esta calibración se puede observar en la Figura 2.29, la calibración fue satisfactoria ya que se logró predecir de forma muy aproximada los desplazamientos registrados. Estos resultados aumentan la confianza para la modelación de los edificios restantes.

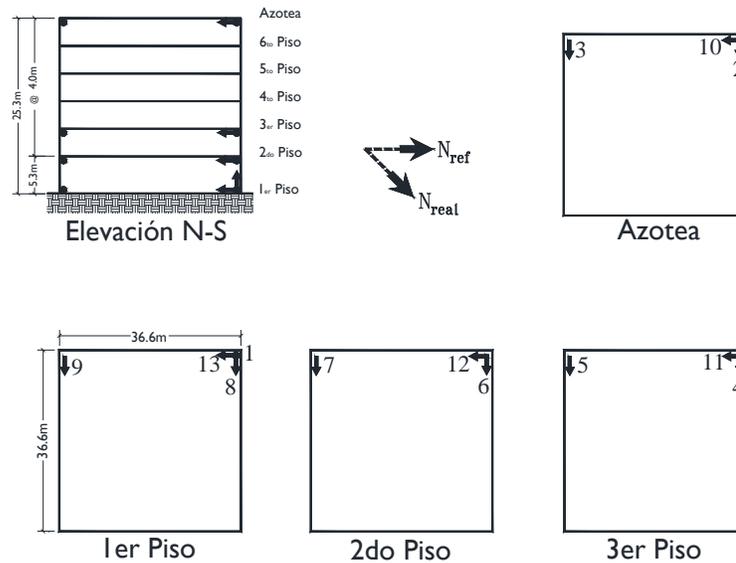


Figura 2.28. Localización de los sensores en el edificio de 6 niveles.

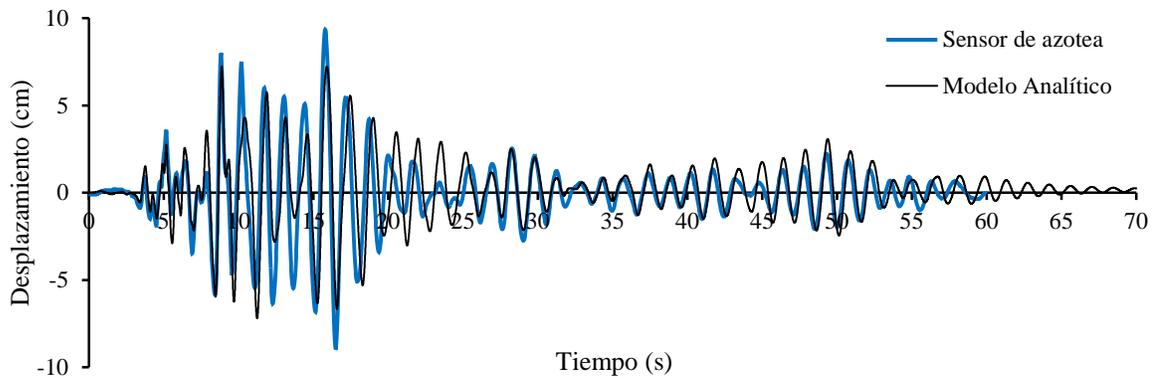


Figura 2.29. Comparación de desplazamientos en la azotea del edificio de 6 niveles, modelo analítico contra sensor de azotea.

2.4.3 Propiedades Dinámicas y Mecánicas

Considerando la información disponible acerca de las propiedades de cada edificio, durante el desarrollo de los modelos se buscó igualar las características principales reportadas en la literatura. En este apartado se resumen las propiedades dinámicas y mecánicas obtenidas durante la calibración de cada uno de los modelos desarrollados.

La primer parte de la calibración para cada modelo, consistió en igualar el periodo fundamental de vibración de la estructura (T_1). Esto se hizo a través de un análisis modal de la estructura dentro del mismo *OpenSees*. En la Tabla 2.10 se presentan los valores obtenidos

para cada uno de los modelos, incluyendo el factor de participación modal normalizado de azotea ($\Gamma_1\phi_{1,azotea}$).

La siguiente parte de la calibración consistió en igualar la curva de capacidad presentada en las referencias de cada edificio, para ello se aplicó un análisis estático no-lineal (AENL) usando el programa *OpenSees*. El AENL consiste en aplicar fuerzas laterales en cada nivel de la estructura, estas se definen de acuerdo a la Ec. 2.11. Donde w_i es el peso del nivel i , h_i es la altura del suelo al nivel i , w_x es el peso del nivel en cuestión, h_x es la altura del suelo al nivel en cuestión y k es un factor que depende del periodo fundamental de vibración.

$$C_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.11)$$

Los resultados del AENL se expresan por medio de la curva de capacidad, en la Figura 2.30 se muestran las curvas de cada uno de los modelos analizados. En las gráficas correspondientes a los edificios de 3, 4 y 9 niveles se incluye, a modo de comparación, la curva de los modelos “mE” y “mEI”. Es importante observar la diferencia entre la pendiente inicial de ambos modelos, así como la sobrerresistencia proporcionada por los marcos interiores. En la Tabla 2.10 se indican los valores característicos de resistencia (V_b/W), así como la distorsión en la que comienza la fluencia de la estructura (θ_y).

Tabla 2.10. Propiedades dinámicas y mecánicas de los modelos desarrollados.

Modelo	T₁ (s)	$\Gamma_1\phi_{1,azotea}$	V_b/ W	θ_y (%)
3N mE	1.04	1.29	0.30	1.10
3N mEI	0.92	1.28	0.38	0.81
4N mE	1.28	1.29	0.23	0.92
4N mEI	1.06	1.28	0.34	0.88
6N mE	1.40	1.29	0.20	0.60
9N mE	2.12	1.37	0.15	0.98
9N mEI	1.91	1.35	0.20	0.90
13N mE	3.04	1.34	0.11	0.80

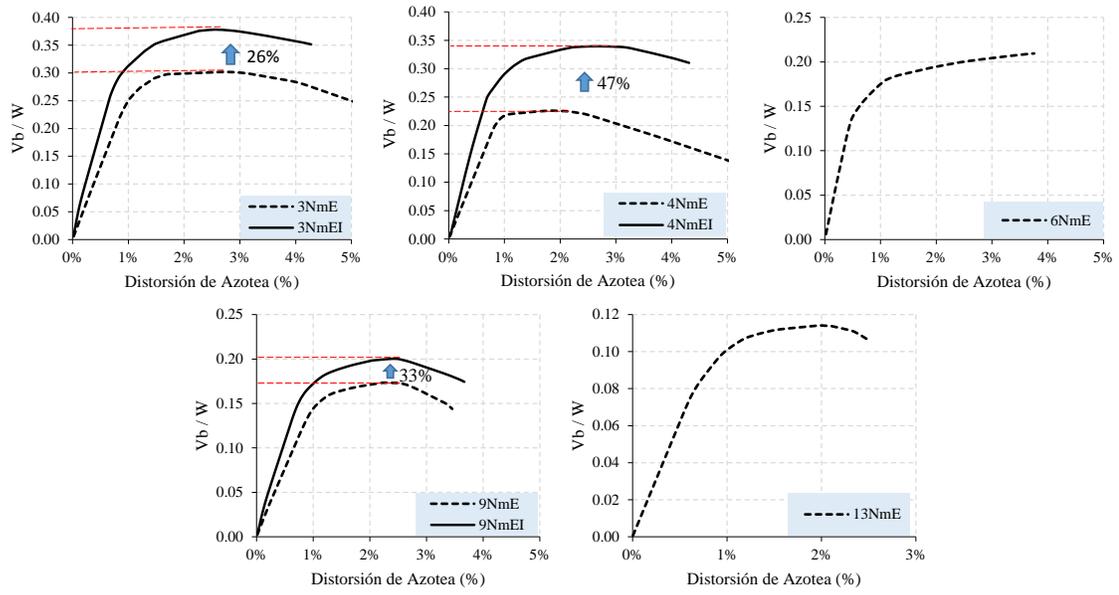


Figura 2.30. Curvas de capacidad para la familia de modelos desarrollada.

3 Registros Sísmicos

3.1 Introducción

Una de las herramientas necesarias para el estudio son los registros sísmicos, estos se usarán para evaluar la respuesta dinámica de los edificios. Los eventos sísmicos de una región particular tienden a presentar propiedades similares entre diferentes eventos, estas propiedades terminan definiendo propiedades características del lugar. Por tanto los registros elegidos deberán ser compatibles tomando en cuenta el lugar y las características ahí observadas anteriormente.

Los edificios seleccionados se ubican al sur del Estado de California en Estados Unidos, esta región es de particular importancia ya que California se ubica como el segundo estado con más eventos sísmicos. Entre los eventos sísmicos históricos más importantes de la zona se encuentran el terremoto de San Francisco en 1906 y el terremoto de Northridge en 1994. Existen varios programas destinados a reducir el riesgo ante eventos sísmicos futuros, parte de los trabajos que realizan consiste en desarrollar conjuntos sísmicos que puedan ser usados en la evaluación de estructuras.

En este capítulo se describen los conjuntos de acelerogramas usados en este estudio; así mismo, se presentan tablas con información de cada registro, gráficas que muestran la historia de aceleraciones de cada registro y espectros de respuesta de los conjuntos seleccionados.

3.2 Conjunto de Registros Utilizados en esta Investigación

3.2.1 Conjunto “FL”

Este conjunto de registros, originalmente denominado “Conjunto básico de fuente lejana”, es parte de un conjunto completo de 78 registros de fuente lejana desarrollado en la Universidad Estatal Chico de California. El conjunto básico de fuente lejana, renombrado aquí con el nombre de “FL”, se creó con la finalidad de incluirse dentro del documento ATC-63 (2007) y para usarse en proyectos derivados. Los registros se eligieron tomando en cuenta que fueran capaces de causar daños en edificios modernos, por lo que se establecieron los siguientes criterios para su selección y ensamble de las historias de aceleración:

- Magnitud mínima de 6.5.
- Distancia de la fuente al sitio mayor a 10 km.
- Aceleración mayor a 0.2g (donde g es la aceleración de la gravedad) y velocidad mayor a 15 cm/seg.
- Eventos con origen en fallas de rumbo o fallas inversas, es decir, consistentes con la zona de California.
- Registrados en roca suave y terreno duro, estos son tipos de terreno C y D de acuerdo al programa nacional de reducción de riesgos por terremoto (NEHRP, por sus siglas en inglés).
- Se tomaron como máximo 2 registros por evento sísmico.

En la Tabla 3.1 se indican los registros que conforman en conjunto FL. Indicándose su aceleración máxima del terreno (AMT), así como sus principales características (distancia epicentral, duración del registro y magnitud).

En la Figura 3.1 se muestran las historias de aceleración para cada uno de los registros que componen el conjunto FL, en cada una de las gráficas se puede observar la duración del registro y el punto donde se presenta la AMT. Se presentan también los espectros de respuesta de aceleración y desplazamiento para cada uno de los registros, incluyendo la mediana de cada conjunto (Figura 3.2).

Tabla 3.1. Lista de registros e información básica del conjunto FL.

Registro	Información del Evento			Información del Registro		
	Evento	Año	Magnitud	Distancia epicentral	Duración del registro	AMT
Clave			M_w	(km)	(s)	(g)
FL -1	Northridge	1994	6.7	13.3	29.99	0.42
FL -2	Northridge	1994	6.7	26.5	19.99	0.41
FL -3	Duzce, Turkey	1999	7.1	41.3	55.90	0.73
FL -4	Hector Mine	1999	7.1	26.5	45.31	0.27
FL -5	Imperial Valley	1979	6.5	33.7	99.92	0.24
FL -6	Imperial Valley	1979	6.5	29.4	39.04	0.36
FL -7	Kobe, Japan	1995	6.9	8.7	40.96	0.51
FL -8	Kobe, Japan	1995	6.9	46.0	40.96	0.24
FL -9	Kocaeli, Turkey	1999	7.5	98.2	27.19	0.31
FL -10	Kocaeli, Turkey	1999	7.5	53.7	30.00	0.22
FL -11	Landers	1992	7.3	86.0	44.00	0.24
FL -12	Landers	1992	7.3	82.1	27.97	0.28
FL -13	Loma Prieta	1989	6.9	9.8	39.96	0.53
FL -14	Loma Prieta	1989	6.9	31.4	39.95	0.56
FL -15	Manjil, Iran	1990	7.4	40.4	53.52	0.51
FL -16	Superstition Hills	1987	6.5	35.8	40.00	0.36
FL -17	Superstition Hills	1987	6.5	11.2	22.30	0.45
FL -18	Cape Mendocino	1992	7.0	22.7	36.00	0.39
FL -19	Chi-Chi, Taiwan	1999	7.6	32.0	90.00	0.35
FL -20	Chi-Chi, Taiwan	1999	7.6	77.5	90.00	0.47
FL -21	San Fernando	1971	6.6	39.5	28.00	0.21
FL -22	Friuli, Italy	1976	6.5	20.2	36.35	0.35

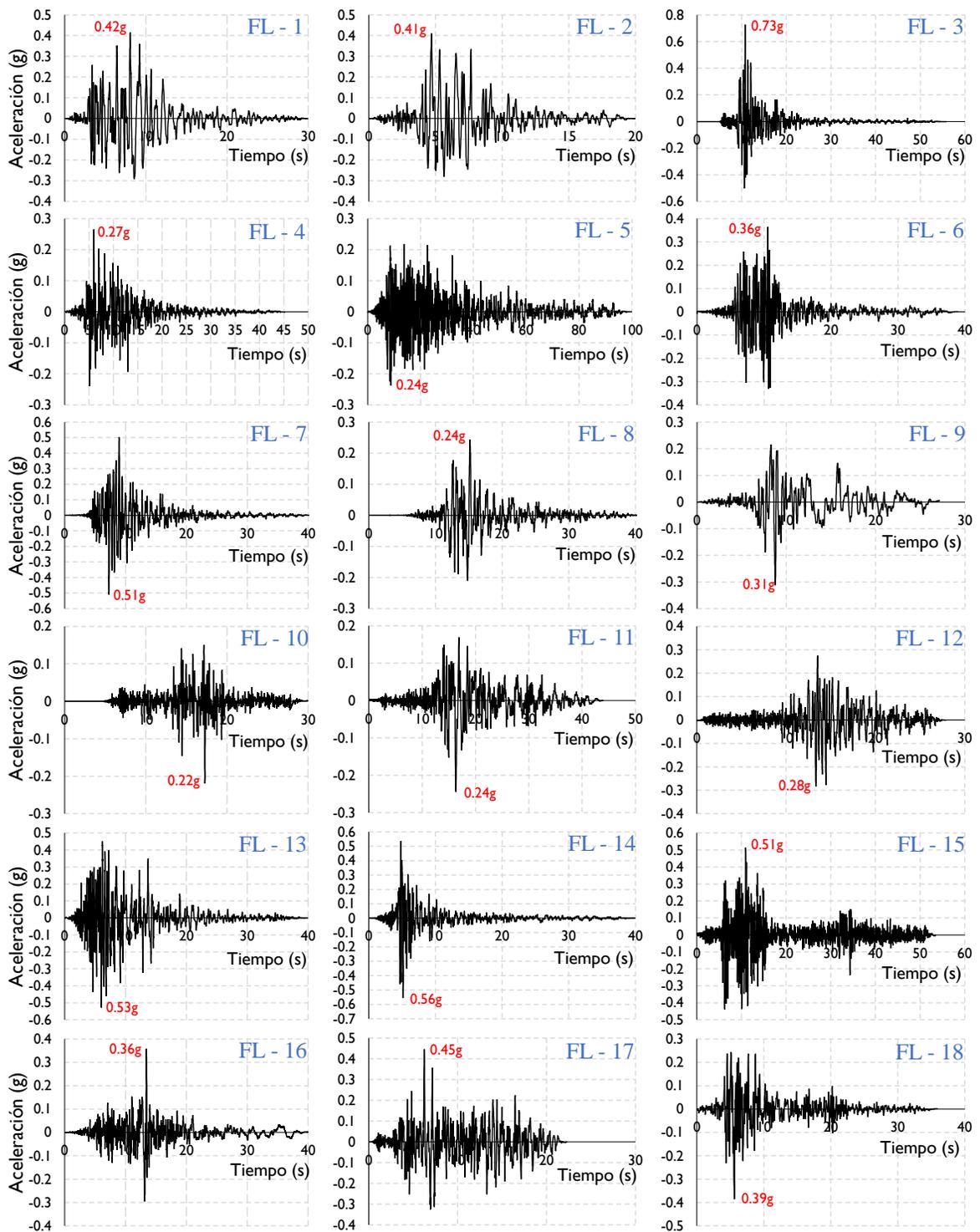


Figura 3.1. Historias de aceleración para los registros del conjunto FL.

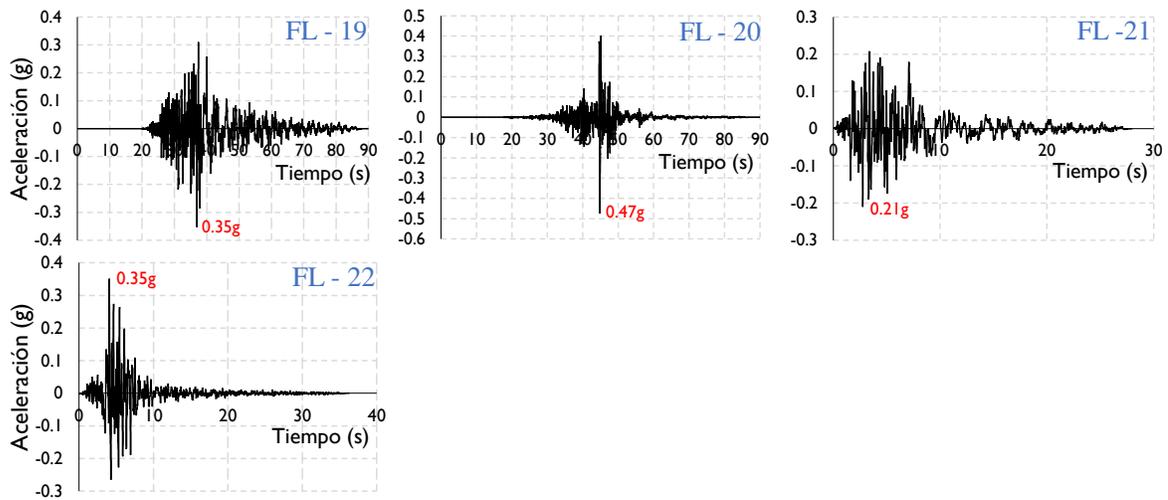


Figura 3.1 (Continuación). Historias de aceleración para los registros del conjunto FL.

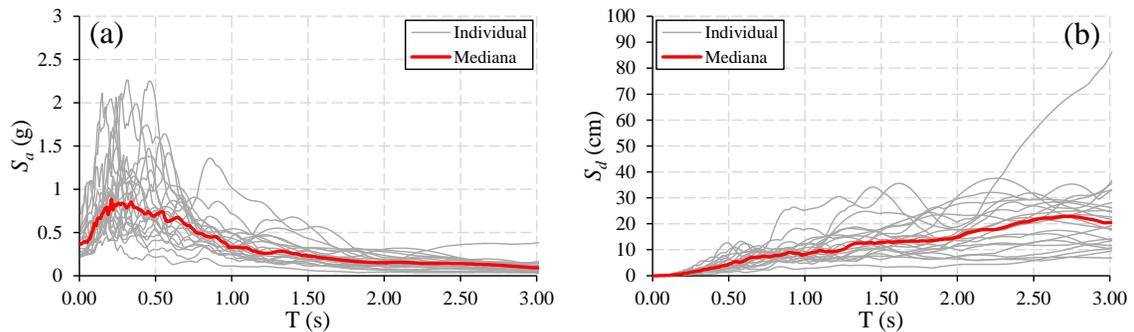


Figura 3.2. Espectros de respuesta para los registros que componen el conjunto FL: (a) espectros de aceleración y (b) espectros de desplazamiento.

3.2.2 Conjunto “LA50/50”

Este conjunto de acelerogramas fue desarrollado como parte del proyecto *SAC Steel Project* (Somerville et al., 1997). El proyecto incluyó 3 conjuntos de acelerogramas para 3 ciudades de Estados Unidos (Los Angeles, Seattle y Boston). Este conjunto se desarrolló para la ciudad de Los Angeles y se compone de historias de aceleración registradas en terreno tipo D (terreno duro de acuerdo al NEHRP).

Los eventos elegidos presentaron magnitudes de momento, M_w , de entre 5.7 y 7.7, mientras que las distancias entre la fuente y la estación de 5 km hasta más de 100 km. Los registros fueron escalados en amplitud con la finalidad de que el espectro de respuesta promedio del conjunto, coincidiera con el espectro de respuesta correspondiente a una probabilidad de excedencia de 50% en un periodo de 50 años propuesto por el NEHRP.

En la Tabla 3.2 se indican los registros que componen el conjunto LA50/50, indicándose las principales características de cada registro. Además en la Figura 3.3 se muestran las historias de aceleración de cada registro, incluyendo la AMT. En la Figura 3.4 se presentan los espectros de respuesta de aceleración y desplazamiento para el conjunto de registros.

Tabla 3.2. Lista de registros e información básica del conjunto LA50/50.

Registro	Información del Evento			Información del Registro		
	Evento	Año	Magnitud	Distancia epicentral	Duración del registro	AMT
Clave			M_w	(km)	(s)	(g)
LA50/50 - 1	Coyote Lake	1979	5.7	8.8	39.38	0.59
LA50/50 - 2	Coyote Lake	1979	5.7	8.8	39.38	0.33
LA50/50 - 3	Imperial Valley	1979	6.5	1.2	39.08	0.14
LA50/50 - 4	Imperial Valley	1979	6.5	1.2	39.08	0.11
LA50/50 - 5	Kern	1952	7.7	107.0	78.60	0.14
LA50/50 - 6	Kern	1952	7.7	107.0	78.60	0.16
LA50/50 - 7	Landers	1992	7.3	64.0	79.98	0.34
LA50/50 - 8	Landers	1992	7.3	64.0	79.98	0.31
LA50/50 - 9	Morgan Hill	1984	6.2	15.0	59.98	0.32
LA50/50 - 10	Morgan Hill	1984	6.2	15.0	59.98	0.55
LA50/50 - 11	Parkfield, Cholame 5W	1966	6.1	3.7	43.92	0.78
LA50/50 - 12	Parkfield, Cholame 5W	1966	6.1	3.7	43.92	0.63
LA50/50 - 13	Parkfield, Cholame 8W	1966	6.1	8.0	26.14	0.69
LA50/50 - 14	Parkfield, Cholame 8W	1966	6.1	8.0	26.14	0.79
LA50/50 - 15	North Palm Springs	1986	6.0	9.6	59.98	0.52
LA50/50 - 16	North Palm Springs	1986	6.0	9.6	59.98	0.38
LA50/50 - 17	San Fernando	1971	6.5	1.0	79.46	0.25
LA50/50 - 18	San Fernando	1971	6.5	1.0	79.46	0.23
LA50/50 - 19	Whittier	1987	6.0	17.0	39.98	0.77
LA50/50 - 20	Whittier	1987	6.0	17.0	39.98	0.48

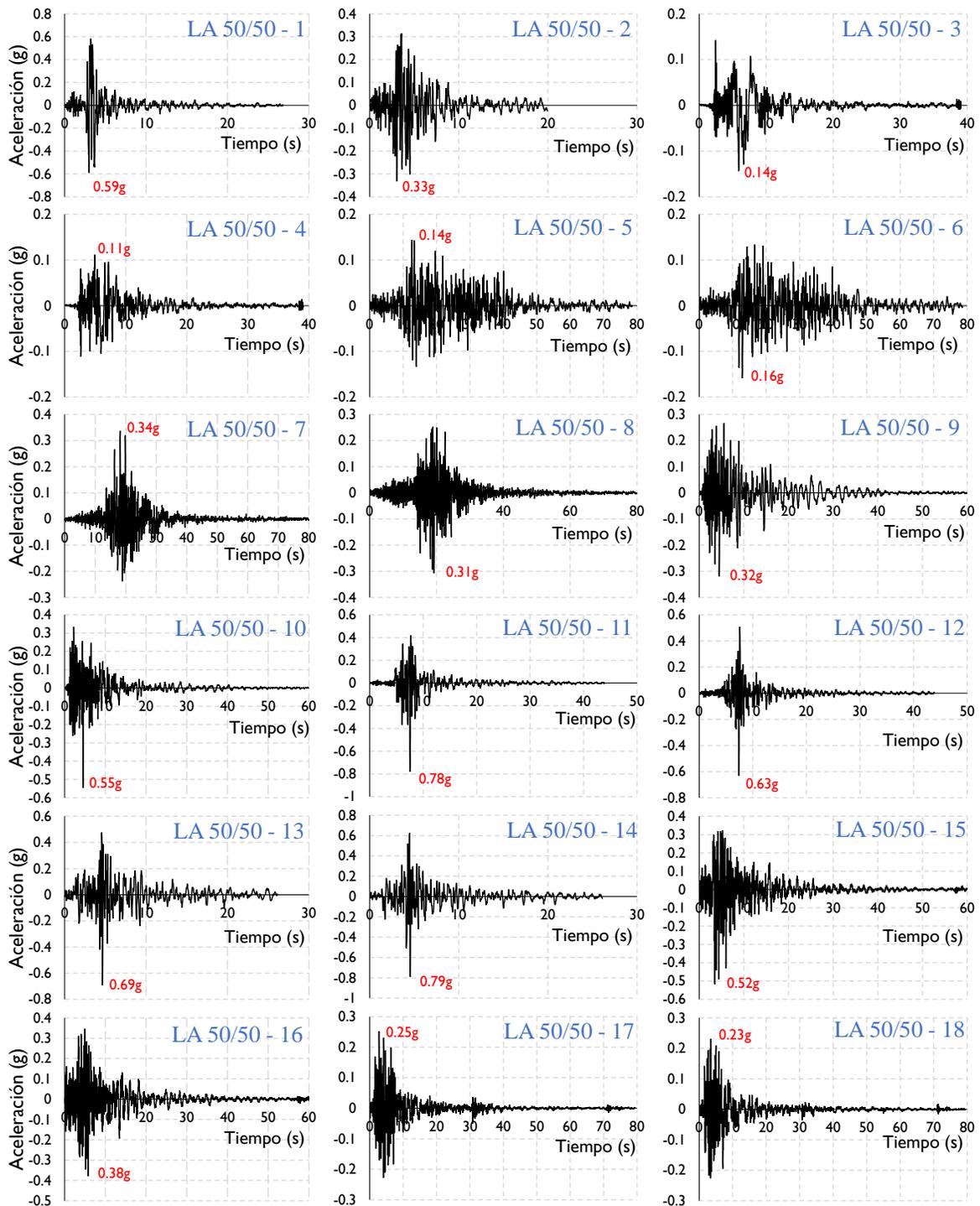


Figura 3.3. Historias de aceleración para los registros del conjunto LA50/50.

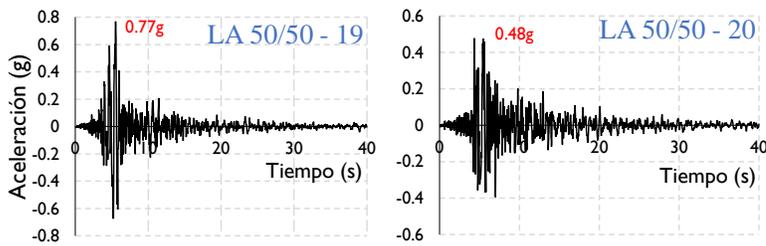


Figura 3.3 (Continuación). Historias de aceleración para los registros del conjunto LA50/50.

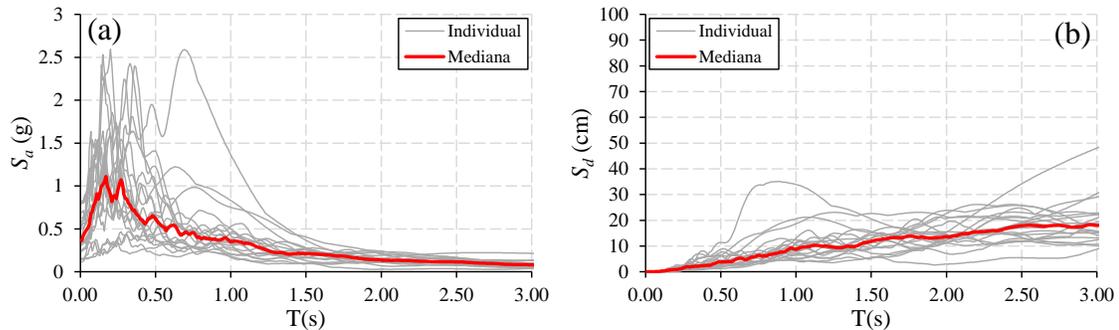


Figura 3.4. Espectros de respuesta para los registros que componen el conjunto LA50/50: (a) espectros de aceleración y (b) espectros de desplazamiento.

3.2.3 Conjunto “LA10/50”

El conjunto Los Angeles 10/50, al igual que el descrito en la sección anterior, pertenece al grupo de registros desarrollados dentro de un proyecto del *SAC Steel Project*. Se ensambló usando diez registros de diferentes eventos en sus dos componentes, en todos ellos la fuente los identificó como sismos superficiales y se registraron en terreno tipo D (terreno duro de acuerdo al NEHRP). Ocho de los pares de registros se clasificaron como sismos de fuente cercana, los dos pares restantes se registraron a distancias de 25 km y 36 km,

La consideración de las distancias epicentrales se hizo para ser consistente con la distancia aproximada entre la falla de San Andrés y la ciudad de Los Angeles. Al igual que el conjunto anterior los registros se escalan en amplitud para coincidir con el espectro de diseño correspondiente a una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años.

En la Tabla 3.3 se indican los registros que componen el conjunto LA10/50, indicándose las principales características de cada registro. Las gráficas con la historia de aceleración de cada

registro se muestran en la Figura 3.5 y los espectros de aceleración y desplazamiento se reúnen en la Figura 3.6.

Tabla 3.3. Lista de registros e información básica del conjunto LA10/50.

Registro	Información del Evento			Información del Registro		
	Evento	Año	Magnitud	Distancia epicentral	Duración del registro	AMT
Clave			M _w	(km)	(s)	(g)
LA10/50 - 1	Imperial Valley, El Centro	1940	6.9	10.0	39.38	0.46
LA10/50 - 2	Imperial Valley, El Centro	1940	6.9	10.0	39.38	0.68
LA10/50 - 3	Imperial Valley, Array #05	1979	6.5	4.1	39.38	0.39
LA10/50 - 4	Imperial Valley, Array #05	1979	6.5	4.1	39.38	0.49
LA10/50 - 5	Imperial Valley, Array #06	1979	6.5	1.2	39.08	0.30
LA10/50 - 6	Imperial Valley, Array #06	1979	6.5	1.2	39.08	0.23
LA10/50 - 7	Landers, Barstow	1992	7.3	36.0	79.98	0.42
LA10/50 - 8	Landers, Barstow	1992	7.3	36.0	79.98	0.43
LA10/50 - 9	Landers, Yermo	1992	7.3	25.0	79.98	0.52
LA10/50 - 10	Landers, Yermo	1992	7.3	25.0	79.98	0.36
LA10/50 - 11	Loma Prieta, Gilroy	1989	7.0	12.0	39.98	0.67
LA10/50 - 12	Loma Prieta, Gilroy	1989	7.0	12.0	39.98	0.97
LA10/50 - 13	Northridge, Newhall	1994	6.7	6.7	59.98	0.68
LA10/50 - 14	Northridge, Newhall	1994	6.7	6.7	59.98	0.66
LA10/50 - 15	Northridge, Rinaldi RS	1994	6.7	7.5	14.945	0.53
LA10/50 - 16	Northridge, Rinaldi RS	1994	6.7	7.5	14.945	0.58
LA10/50 - 17	Northridge, Sylmar	1994	6.7	6.4	59.98	0.57
LA10/50 - 18	Northridge, Sylmar	1994	6.7	6.4	59.98	0.82
LA10/50 - 19	North Palm Springs	1986	6.0	6.7	59.98	1.02
LA10/50 - 20	North Palm Springs	1986	6.0	6.7	59.98	0.99

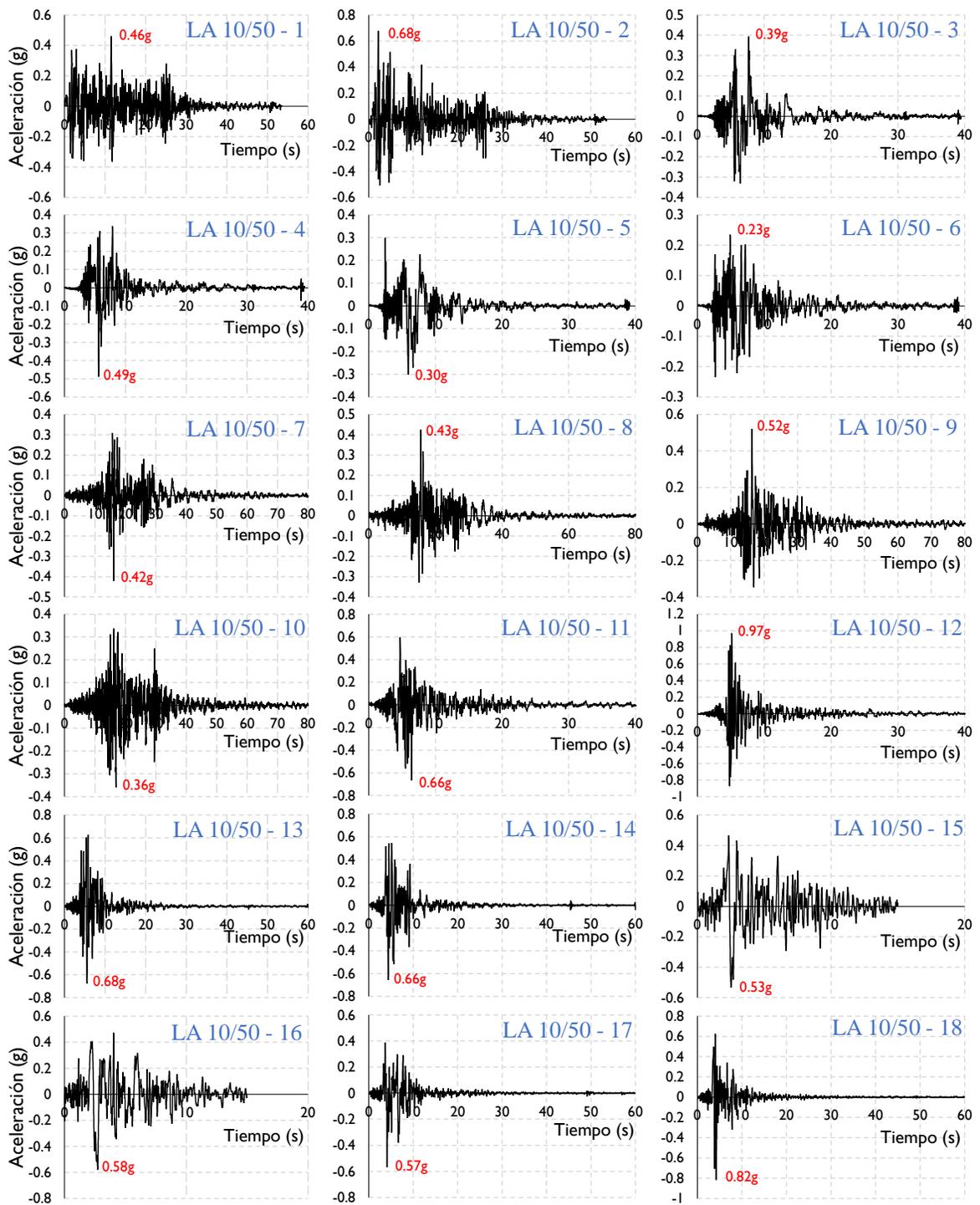


Figura 3.5. Historias de aceleración para los registros del conjunto LA10/50.

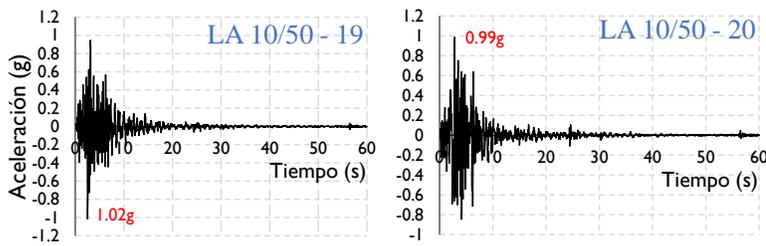


Figura 3.5 (Continuación). Historias de aceleración para los registros del conjunto LA10/50.

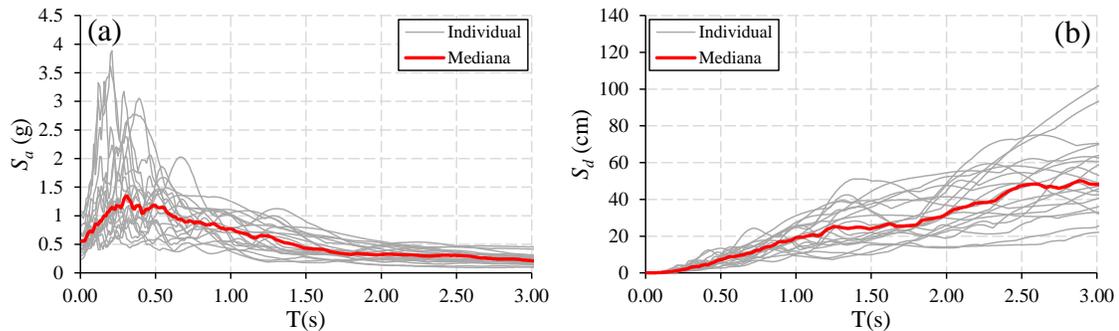


Figura 3.6. Espectros de respuesta para los registros que componen el conjunto LA10/50: (a) espectros de aceleración y (b) espectros de desplazamiento.

3.2.4 Conjunto “LA02/50”

Este conjunto se compone de cinco pares de registros de fuente cercana y se complementa con registros simulados. En su mayoría los registros reales se captaron sobre terreno tipo D. Al igual que en los conjuntos anteriores se escalan los registros para coincidir con una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años, solo que en este caso los factores de escala resultaron cercanos a la unidad.

En la Tabla 3.4 se indican los registros que componen el conjunto LA02/50, al igual que en los conjuntos anteriores se reúnen las características principales de cada registro. Las gráficas con la historia de aceleraciones y las AMT se presentan en la Figura 3.7, mientras que los espectros de respuesta correspondientes a este conjunto se muestran en la Figura 3.8.

Tabla 3.4. Lista de registros e información básica del conjunto LA02/50.

Registro	Información del Evento			Información del Registro		
	Evento	Año	Magnitud	Distancia epicentral	Duración del registro	AMT
Clave			M _w	(km)	(s)	(g)
LA02/50 - 1	Kobe	1995	6.9	3.4	59.98	1.28
LA02/50 - 2	Kobe	1995	6.9	3.4	59.98	0.92
LA02/50 - 3	Loma Prieta	1989	7.0	3.5	24.99	0.42
LA02/50 - 4	Loma Prieta	1989	7.0	3.5	24.99	0.47
LA02/50 - 5	Northridge	1994	6.7	7.5	14.945	0.87
LA02/50 - 6	Northridge	1994	6.7	7.5	14.945	0.94
LA02/50 - 7	Northridge	1994	6.7	6.4	59.98	0.93
LA02/50 - 8	Northridge	1994	6.7	6.4	59.98	1.33
LA02/50 - 9	Tabas	1974	7.4	1.2	49.98	0.81
LA02/50 - 10	Tabas	1974	7.4	1.2	49.98	0.99
LA02/50 - 11	Elysian Park (simulado)	-	7.1	17.5	29.99	1.30
LA02/50 - 12	Elysian Park (simulado)	-	7.1	17.5	29.99	1.19
LA02/50 - 13	Elysian Park (simulado)	-	7.1	10.7	29.99	0.78
LA02/50 - 14	Elysian Park (simulado)	-	7.1	10.7	29.99	0.68
LA02/50 - 15	Elysian Park (simulado)	-	7.1	11.2	29.99	0.99
LA02/50 - 16	Elysian Park (simulado)	-	7.1	11.2	29.99	1.10
LA02/50 - 17	Palos Verdes (simulado)	-	7.1	1.5	59.98	0.71
LA02/50 - 18	Palos Verdes (simulado)	-	7.1	1.5	59.98	0.78
LA02/50 - 19	Palos Verdes (simulado)	-	7.1	1.5	59.98	0.50
LA02/50 - 20	Palos Verdes (simulado)	-	7.1	1.5	59.98	0.63

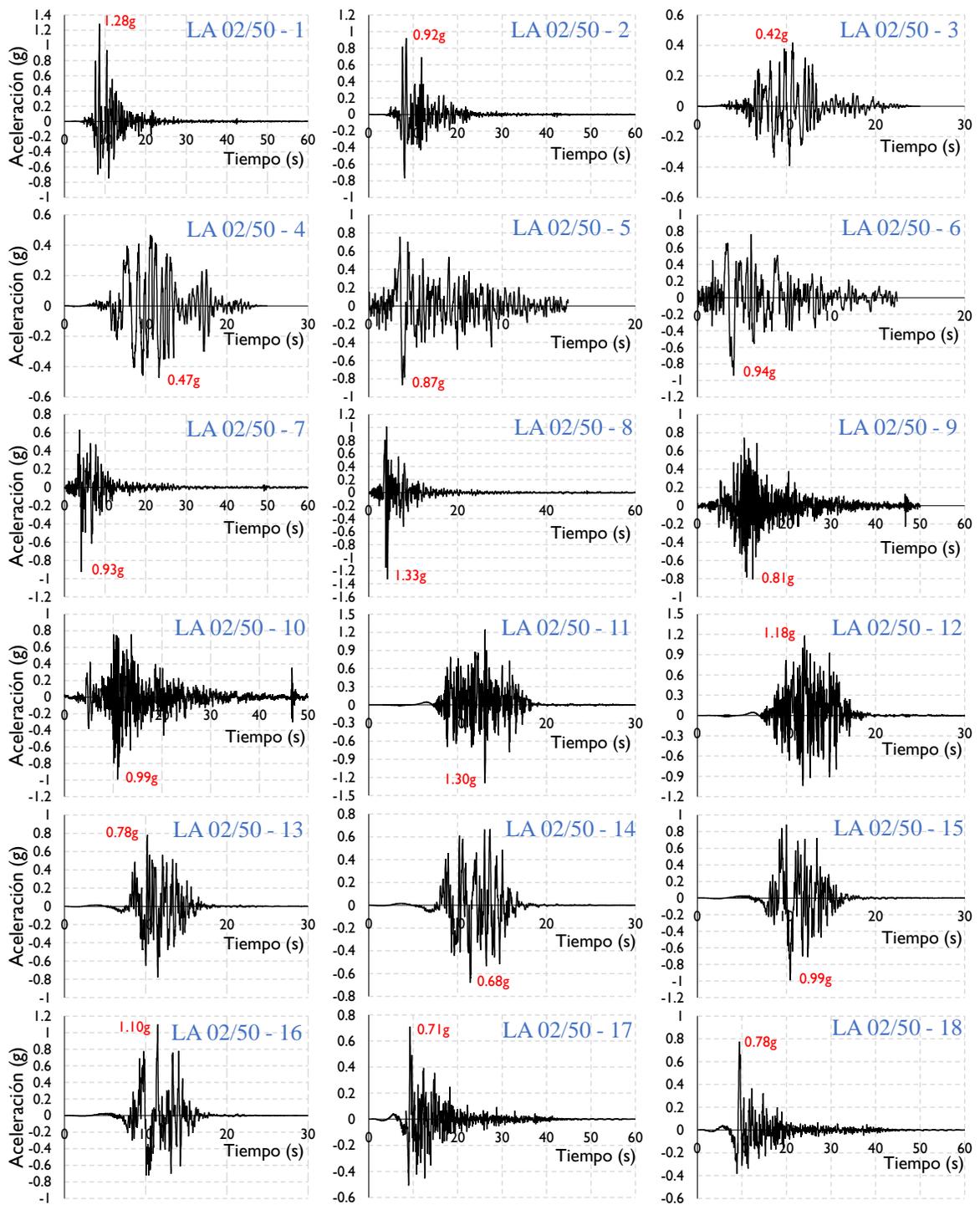


Figura 3.7. Historias de aceleración para los registros del conjunto LA02/50.

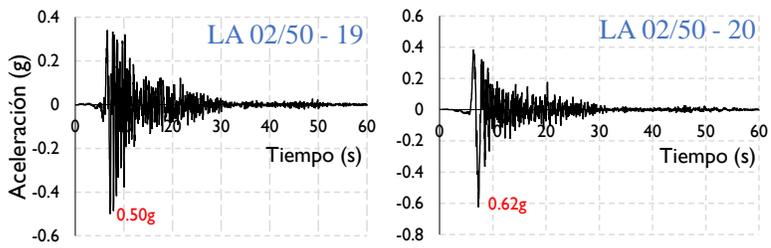


Figura 3.7 (Continuación). Historias de aceleración para los registros del conjunto LA02/50.

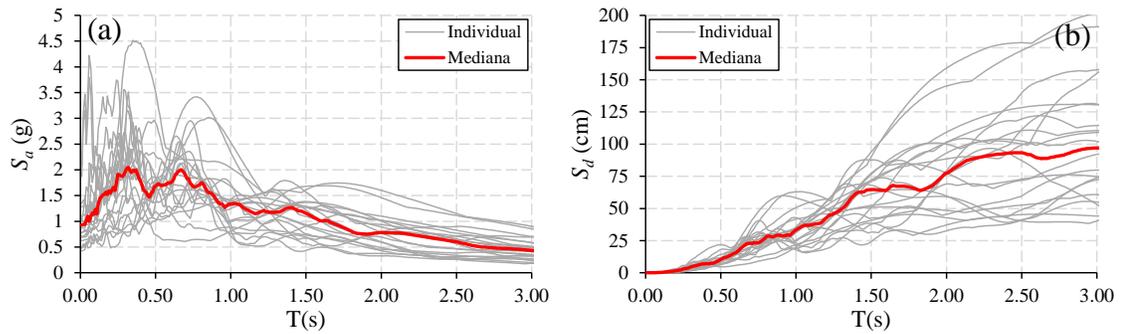


Figura 3.8. Espectros de respuesta para los registros que componen el conjunto LA02/50: (a) espectros de aceleración y (b) espectros de desplazamiento.

4 Respuesta de los Edificios

4.1 Introducción

El análisis dinámico no-lineal (ADNL) es el método de análisis más refinado para evaluar la respuesta de una estructura. En particular este tipo de análisis permite evaluar el desplazamiento máximo (transitorio) y desplazamiento residual (permanente), los cuales permiten relacionar su amplitud con el comportamiento de la estructura durante y al final de un evento sísmico.

Los modelos analíticos desarrollados en esta tesis se sometieron a un ADNL usando el programa *OpenSees* (McKenna, 2006). Cada uno de los modelos analíticos fue evaluado ante los 82 acelerogramas que componen los cuatro conjuntos sísmicos seleccionados. Los edificios seleccionados, los conjuntos sísmicos considerados y el tipo de modelos desarrollados permiten explorar la influencia de algunas variables relacionadas con estas consideraciones.

El objetivo de este capítulo consiste en evaluar la respuesta sísmica de los edificios seleccionados. En este capítulo se presentan los resultados de distorsión máxima y distorsión residual en los entresijos de cada edificio. Asimismo, se analiza la influencia de parámetros como la intensidad sísmica de los acelerogramas, el periodo fundamental de vibración (T_1) de los edificios y el tipo de modelado. Asimismo, se discute la dispersión en los resultados provocada por la variación registro-a-registro de los acelerogramas.

4.2 Medidas de la Respuesta

La respuesta de los edificios sometidos a un ADNL ante cada uno de los acelerogramas seleccionados se obtuvo en términos de distorsión de entrepiso (IDR) y de distorsión residual de entrepiso (RIDR). El término IDR se define como la diferencia relativa de desplazamiento lateral de un piso a otro normalizada respecto a la altura del nivel de interés, mientras que RIDR se define como la distorsión residual (permanente) al final de la excitación sísmica.

A partir de la respuesta en el tiempo en términos de IDR, se obtuvo la distorsión máxima de entrepiso (MIDR) y la RIDR para cada uno de los niveles del edificio en cuestión. Cabe aclarar que a cada acelerograma se le agregaron 30 segundos de aceleración nula, a fin de asegurar que los valores de la RIDR al final del ADNL correspondieran a un estado de reposo total de la estructura.

Para analizar la relación que existe entre la RIDR y la MIDR de cada entrepiso, se definió el cociente γ :

$$\gamma = \frac{RIDR}{MIDR} \quad (4.1)$$

Asimismo, el coeficiente de distorsión (COD) relaciona el valor máximo de la MIDR en los entrepisos de la estructura ($MIDR_{\max}$) con la distorsión máxima inelástica de azotea ($\theta_{azotea,i}$). De manera similar el coeficiente de distorsión residual (COD_r) relaciona el valor máximo de la RIDR en la altura ($RIDR_{\max}$) con la $\theta_{azotea,i}$. La definición matemática del COD y el COD_r se define a continuación:

$$COD = \frac{MIDR_{\max}}{\theta_{azotea,i}} \quad (4.2)$$

$$COD_r = \frac{RIDR_{\max}}{\theta_{azotea,i}} \quad (4.3)$$

Los valores de MIDR, RIDR, γ , COD y COD_r que se presentan en este capítulo corresponden a la mediana de los resultados obtenidos para cada conjunto de acelerogramas. Para fines de comparación, las gráficas presentan los valores de la mediana de MIDR, RIDR y γ respecto a la distancia del suelo a la mitad del nivel, z , normalizada por la altura total del edificio, H .

4.3 Efecto de la Intensidad de Movimiento

En la Figura 4.1 se presentan los perfiles de la MIDR para los cinco modelos “mE”. Se puede observar que en general los conjuntos FL y LA50/50 inducen distorsiones de entrepiso que son similares en distribución y amplitud. Ambos conjuntos inducen una MIDR del orden de 1.0% en todos los edificios estudiados.

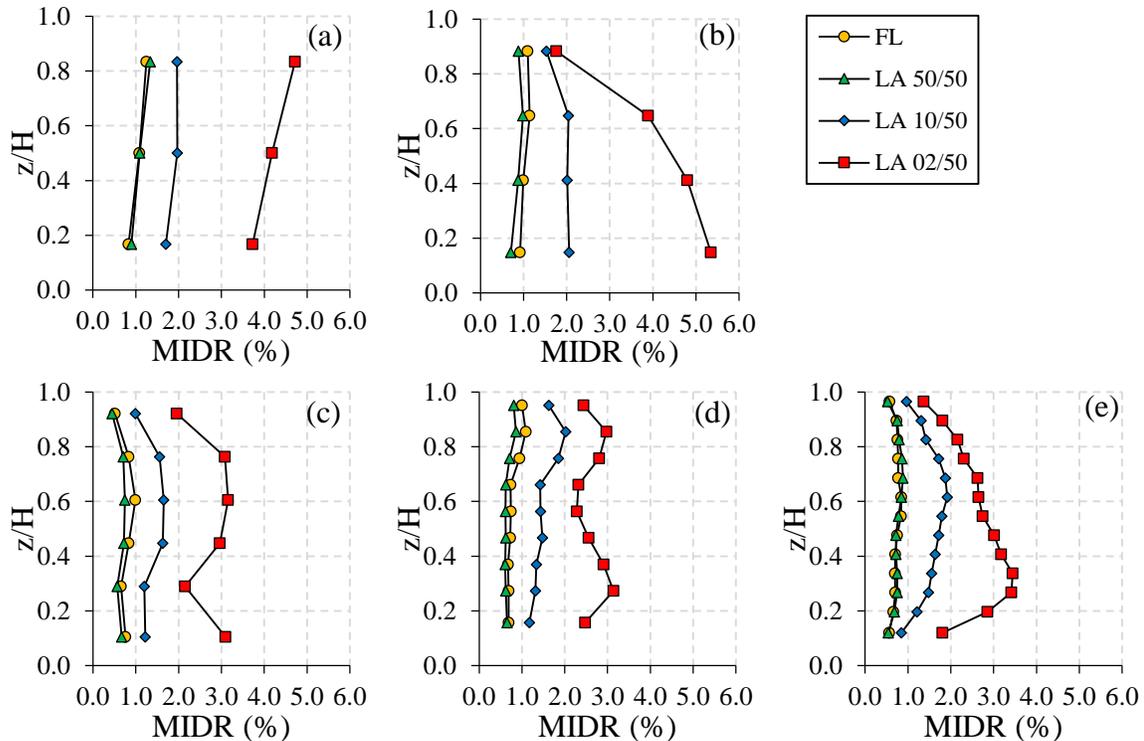


Figura 4.1. Efecto del nivel de intensidad sísmica en la MIDR para los modelos: (a) 3NmE, (b) 4NmE, (c) 6NmE, (d) 9NmE y (e) 13NmE.

Los perfiles obtenidos a partir del conjunto LA10/50 indican que la MIDR es cercana al 2.0% para los edificios de 3, 4, 9 y 13 niveles, mientras que la MIDR se reduce a 1.5% en el edificio de 6 niveles. Al comparar los perfiles de MIDR de los cinco modelos, se aprecia que los registros del conjunto LA10/50 aumentan la amplitud de MIDR casi al doble con respecto a los perfiles obtenidos para los conjuntos FL y LA50/50. Los registros que se incluyen en el conjunto LA02/50 inducen valores de MIDR que varían entre 3.0% y 5.0%. En particular la intensidad de los registros afecta al edificio de 4 niveles (Figura 4.1b), donde se aprecia que las MIDR se concentran en el primer nivel. Por otra parte al observar el perfil de la MIDR

correspondiente al edificio de 9 niveles (Figura 4.1d) se puede apreciar el efecto de los modos superiores.

En la Figura 4.2 se presentan los perfiles de RIDR para los cinco modelos “mE” sujetos a los cuatro conjuntos sísmicos. De manera similar que las MIDR, un incremento en la intensidad sísmica provoca un aumento en las amplitudes de RIDR. Por ejemplo, se puede observar que las amplitudes de distorsión del orden de 0.1%, cuando se consideran los registros incluidos en los conjuntos FL y LA50/50.

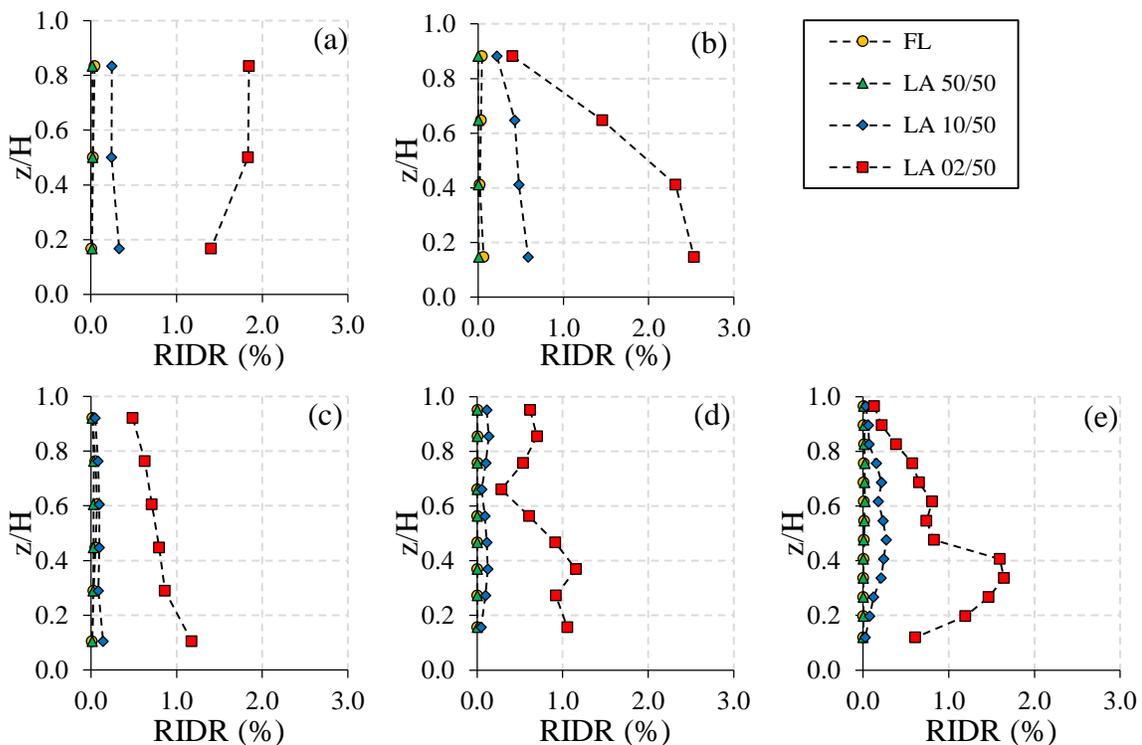


Figura 4.2. Efecto del nivel de intensidad sísmica en la RIDR para los modelos: (a) 3NmE, (b) 4NmE, (c) 6NmE, (d) 9NmE y (e) 13NmE.

Sin embargo, los acelerogramas que se incluyen en el conjunto LA10/50 provocan mayores amplitudes de RIDR. En particular los edificios de 3 y 4 niveles exhiben valores de RIDR de hasta 0.5%. Finalmente en los perfiles obtenidos para el conjunto LA02/50, las RIDR se incrementan a más del triple de la amplitud inducida por los acelerogramas del conjunto LA10/50. La intensidad de los registros que componen el conjunto LA02/50 hace notable el mecanismo de falla del edificio de 4 niveles (Figura 4.2b), algo similar se aprecia en los pisos inferiores del edificio de 13 niveles (Figura 4.2e). Cabe notar que los perfiles de RIDR

obtenidos a partir de los cuatro conjuntos de registros en cada modelo, mantienen una distribución similar a la obtenida para las MIDR en la Figura 4.1.

En la Figura 4.3 se muestran los perfiles de γ para los cinco modelos “mE”. Se observa que los acelerogramas que componen los conjuntos FL y LA50/50 conducen a valores de γ menores que 0.1 en todos los modelos. Los registros del conjunto LA10/50 inducen valores de γ ligeramente superiores a 0.3 para el edificio de 4 niveles, pero se mantienen en valores cercanos a 0.15 para los otros edificios. Finalmente respecto al efecto de los acelerogramas que componen el conjunto sísmico LA02/50, se observa un incremento del cociente γ , con valores del orden de 0.5 para todos los modelos. Los perfiles de γ obtenidos para los cuatro conjuntos sísmicos indican que al aumentar la intensidad sísmica las RIDR se incrementan a diferente tasa respecto a la de las MIDR.

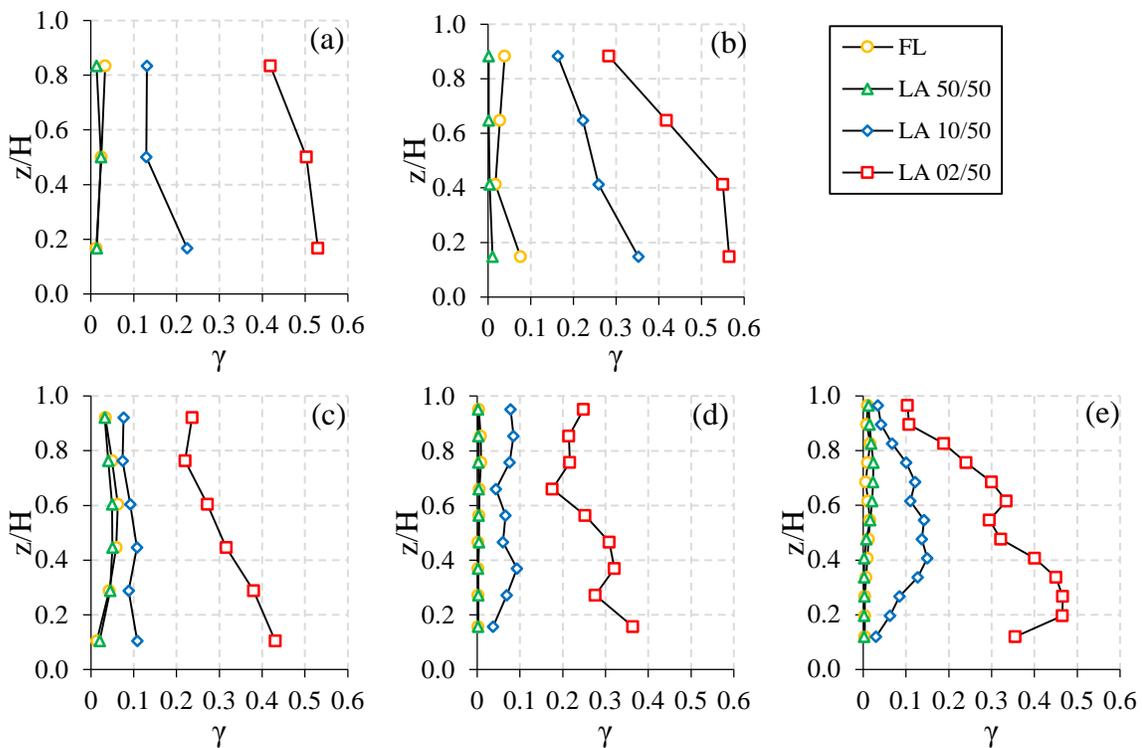


Figura 4.3. Efecto del nivel de intensidad sísmica en el parámetro γ para los modelos: (a) 3NmE, (b) 4NmE, (c) 6NmE, (d) 9NmE y (e) 13NmE.

4.4 Efecto del Periodo Fundamental de Vibración

En la Figura 4.4 se presentan los perfiles de la MIDR para los cinco edificios analizados, obtenidos a partir de los acelerogramas que componen los cuatro conjuntos seleccionados.

Como ya se había mencionado, los acelerogramas de los conjuntos FL y LA50/50 poseen una intensidad sísmica similar. En los perfiles de MIDR para estos dos conjuntos se observan valores con amplitudes entre 0.5% y 1.25%. Asimismo, se aprecia una tendencia a disminuir MIDR conforme aumenta el periodo fundamental de vibración, T_1 , excepto en el modelo 13NmE, el cual presenta un perfil de MIDR con amplitudes similares a las del modelo 9NmE.

Los perfiles de MIDR obtenidos a partir de la evaluación de los edificios ante los registros del conjunto LA10/50 se presentan en la Figura 4.4c, en la figura se observa que los perfiles de MIDR pierden la tendencia observada en las intensidades sísmicas anteriores. En los perfiles de MIDR resultado de la respuesta ante los acelerogramas del conjunto LA02/50, no se observa una tendencia general atribuible al efecto de T_1 . Cabe mencionar que en los resultados del conjunto LA02/50, los modelos 3NmE y 4NmE son los que presentan valores de mayor amplitud en la MIDR.

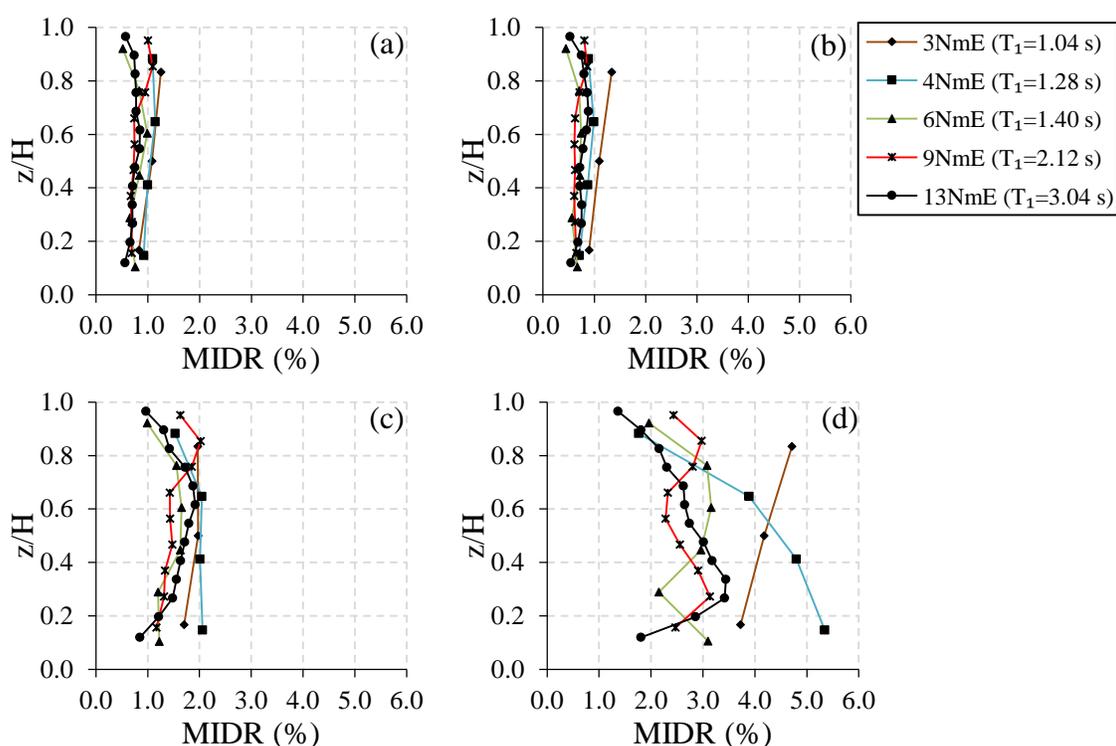


Figura 4.4. Efecto de T_1 en la MIDR ante los acelerogramas que componen los conjuntos: (a) FL, (b) LA50/50, (c) LA10/50 y (d) LA02/50.

En la Figura 4.5 se presentan los resultados de RIDR obtenidos a partir de la evaluación usando los cuatro conjuntos seleccionados. En los resultados correspondientes a los conjuntos FL y LA50/50 las amplitudes de RIDR son pequeñas y no se observa una tendencia en los perfiles que se pueda relacionar con el T_1 . Asimismo, en los resultados obtenidos con el conjunto LA10/50 la amplitud de las RIDR se incrementa y, aunque no se aprecia una tendencia relacionada con el T_1 , los perfiles de los modelos 3NmE y 4NmE son los que presentan RIDR de mayor amplitud. Algo similar sucede en los resultados obtenidos a partir de los acelerogramas incluidos en el conjunto LA02/50, asimismo en esta intensidad los perfiles de los modelos 6NmE, 9NmE y 13NmE tienen amplitudes de RIDR similares en algunos de sus niveles.

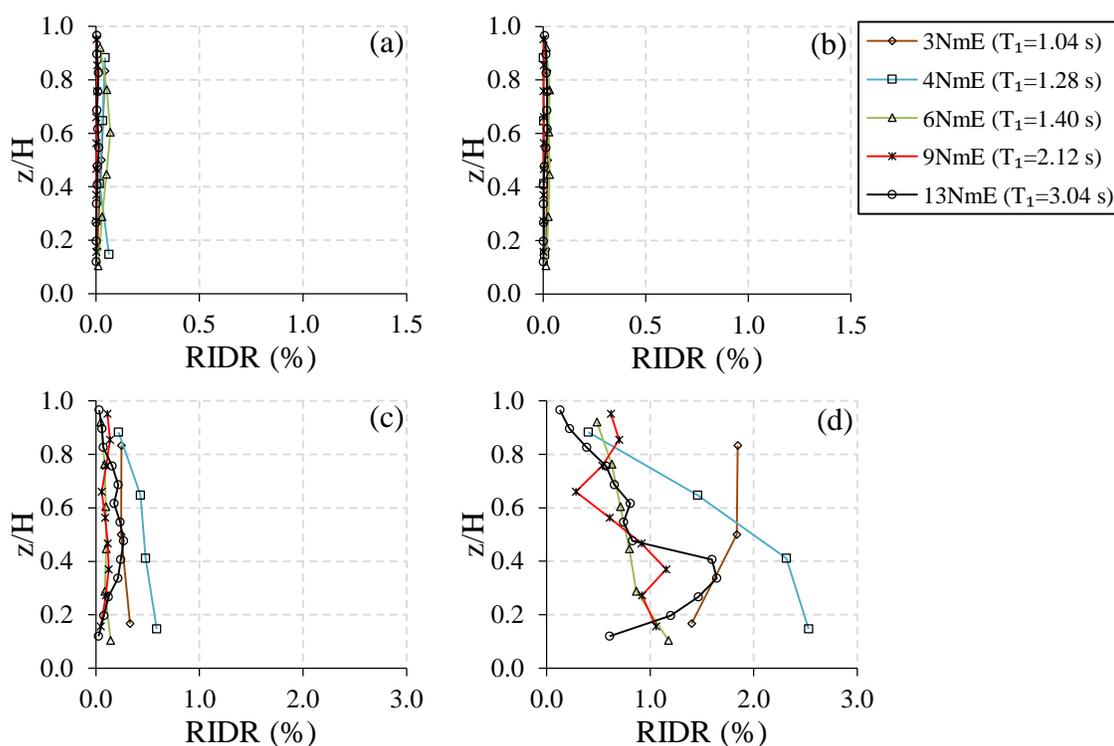


Figura 4.5. Efecto de T_1 en la RIDR ante los acelerogramas que componen los conjuntos: (a) FL, (b) LA50/50, (c) LA10/50 y (d) LA02/50.

La influencia del T_1 sobre el cociente γ se ilustra en la Figura 4.6, en la cual se presentan los perfiles de γ obtenidos a partir de los acelerogramas que componen los cuatro conjuntos sísmicos. En las Figuras 4.6a y 4.6b no se observa tendencia alguna ya que la amplitud de los valores es muy baja, mientras que en las Figuras 4.6c y 4.6d se observa una tendencia de

γ a disminuir conforme aumenta el T_1 . La observación anterior es más apreciable en los perfiles de la Figura 4.6d.

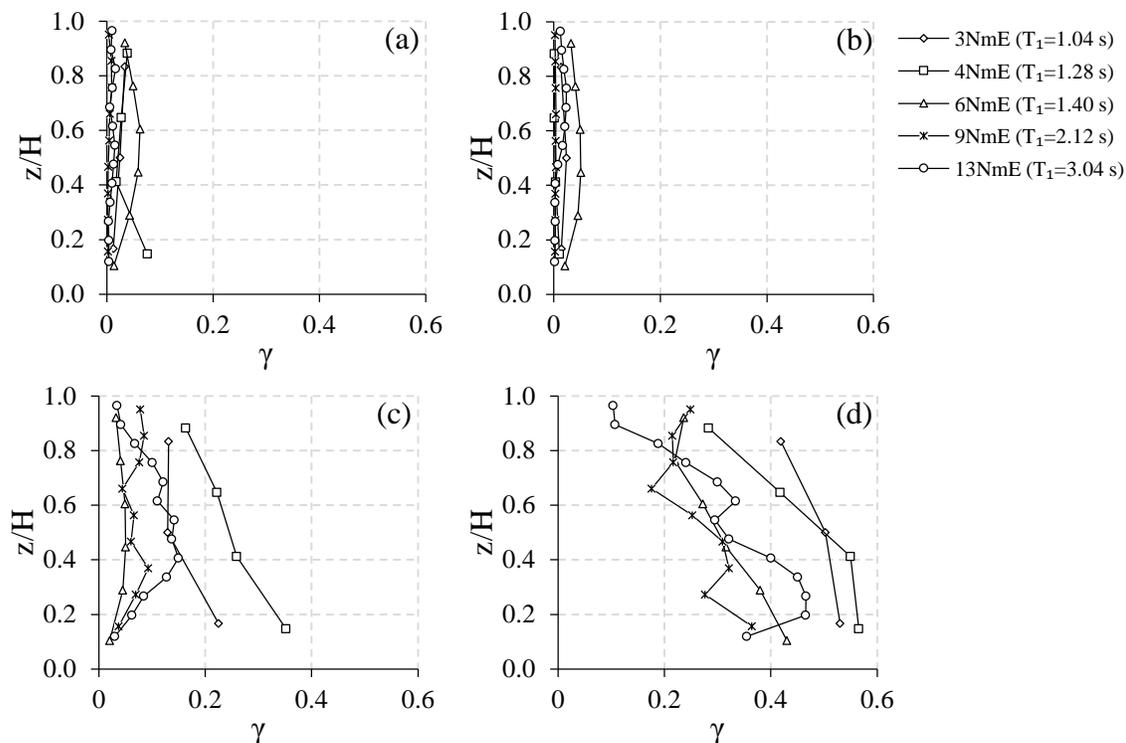


Figura 4.6. Efecto de T_1 en el parámetro γ ante los acelerogramas que componen los conjuntos: (a) FL, (b) LA50/50, (c) LA10/50 y (d) LA02/50.

4.5 Efecto del Tipo de Modelado

En esta sección se comparan los resultados de los modelos “mE” de los edificios de 3, 4 y 9 niveles con los resultados obtenidos para los modelos de los mismos edificios, que incluyen las fuentes adicionales de rigidez y resistencia consideradas (modelos “mEI”). En las Figuras 4.7-4.9 se presenta la comparación de los perfiles de IDR, en los que se incluye el porcentaje de reducción entre las RIDR y las MIDR de ambos tipos de modelado. Este porcentaje se obtuvo considerando la diferencia entre la respuesta de los modelos “mE” y “mEI” en cada uno de sus niveles, y posteriormente, estos se promediaron para obtener un porcentaje de reducción general.

En la Figura 4.7 se presentan los resultados para el edificio de 3 niveles. En general, la disminución de las MIDR se mantiene en valores de entre 20% y 25%, excepto para el conjunto LA50/50 donde se observa una disminución mayor. Respecto a los perfiles de RIDR

se observa que el modelo 3NmEI presentan una disminución en amplitud solo al aplicar los registros del conjunto LA02/50, donde las RIDR se reducen a la mitad de los que se obtuvieron para el modelo 3NmE.

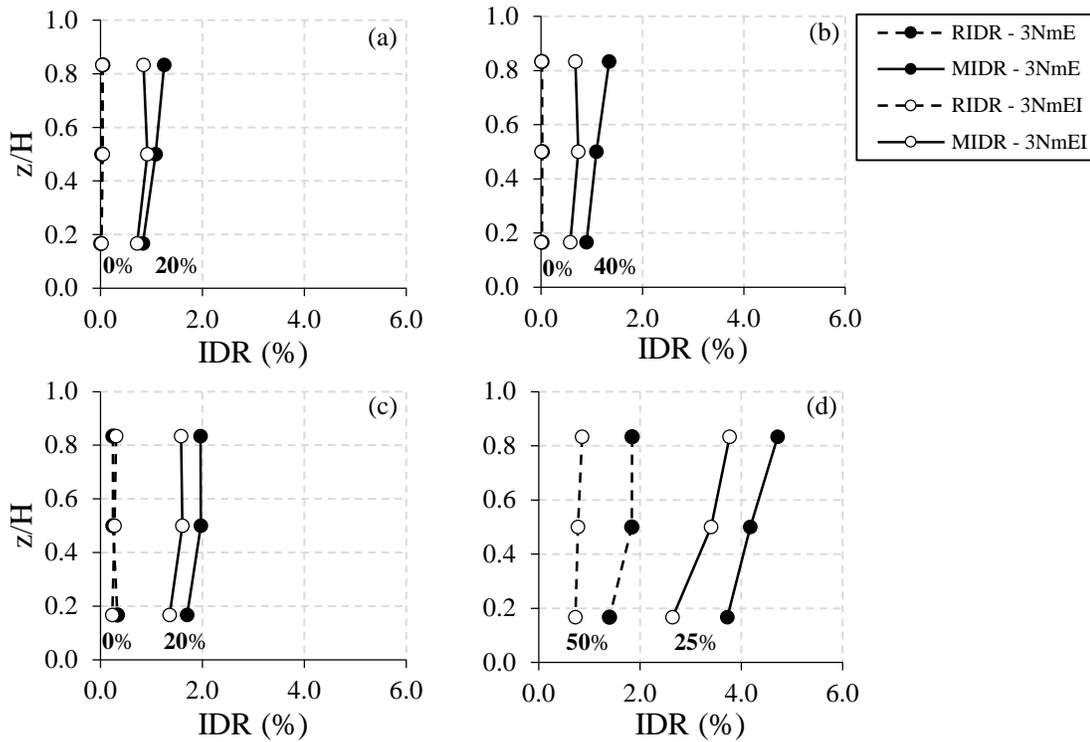


Figura 4.7. Efecto de las fuentes de sobrerresistencia en el edificio de 3 niveles ante los acelerogramas de los conjuntos: (a) FL, (b) LA50/50, (c) LA10/50 y (d) LA02/50.

En la Figura 4.8 se presentan las comparaciones entre los dos modelos del edificio de 4 niveles. Se observa que los porcentajes de reducción de las MIDR varían entre 16% y 28%. Por otra parte la reducción de RIDR es inapreciable cuando se emplean los acelerogramas de los conjuntos FL y LA50/50. Cabe notar que la mayor reducción de RIDR se presenta cuando se utilizan los registros que componen el conjunto LA10/50.

La Figura 4.9 reúne los resultados para los dos modelos del edificio de 9 niveles. Los perfiles de MIDR ante los conjuntos FL y LA50/50 muestran, por una parte, una disminución similar en la amplitud de MIDR y, por otra, una reducción inapreciable de RIDR. En cuanto a los resultados obtenidos a partir de los registros que componen los conjuntos LA10/50 y LA02/50, se aprecia una reducción menor, del orden de 22% y 15% respectivamente, para las MIDR; mientras que la amplitud de las RIDR se reduce un 15% en ambas intensidades.

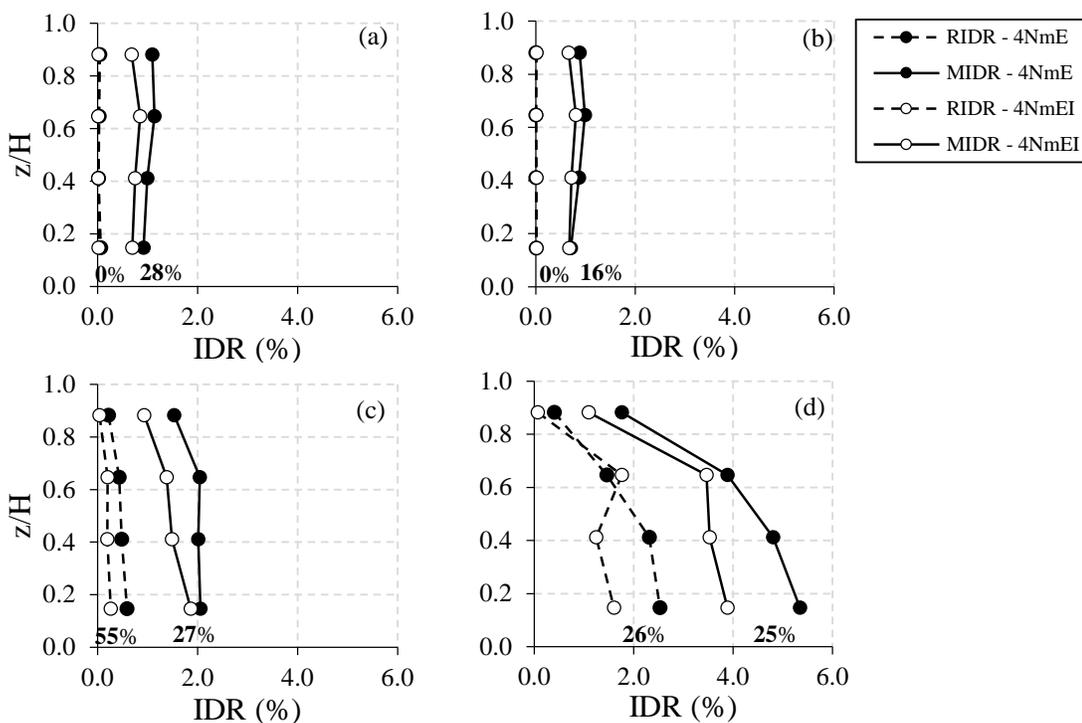


Figura 4.8. Efecto de las fuentes de sobrerresistencia en el edificio de 4 niveles ante los acelerogramas de los conjuntos: (a) FL, (b) LA50/50, (c) LA10/50 y (d) LA02/50.

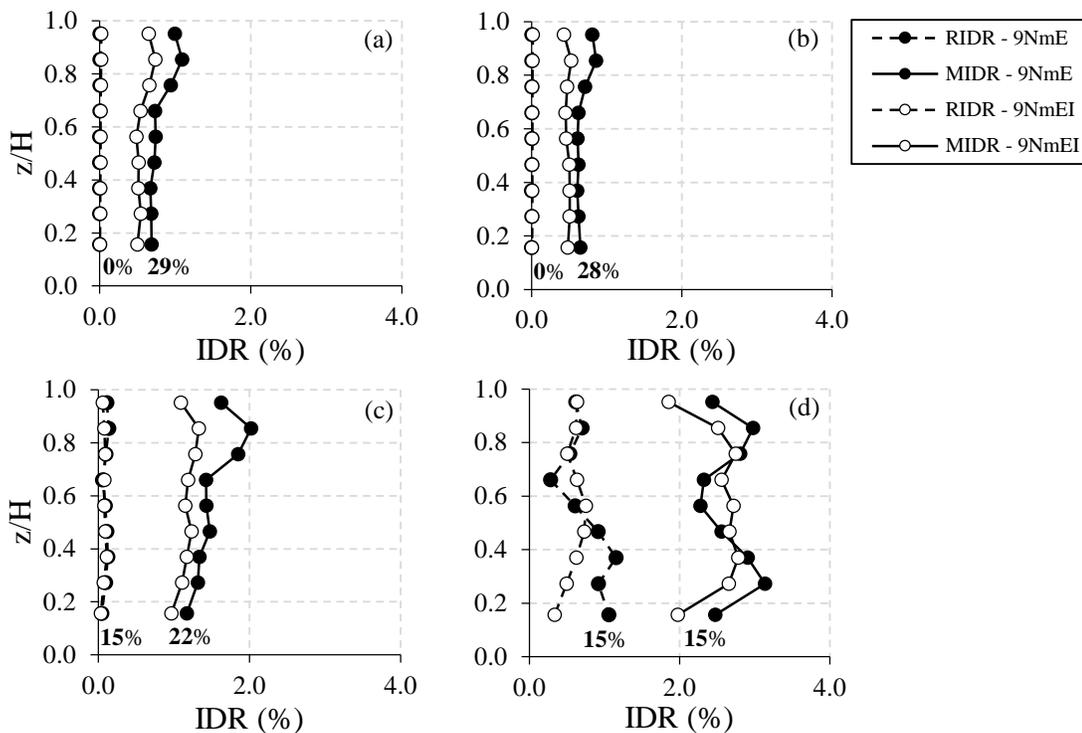


Figura 4.9. Efecto de las fuentes de sobrerresistencia en el edificio de 9 niveles ante los acelerogramas de los conjuntos: (a) FL, (b) LA50/50, (c) LA10/50 y (d) LA02/50.

En la Figura 4.10 se presenta el efecto del tipo de modelado en el cociente γ para los modelos de los edificios de 3, 4 y 9 niveles. Debido a la similitud en intensidad entre los acelerogramas que componen los conjuntos FL y LA50/50, se excluyeron los resultados de la intensidad FL. Los perfiles de γ obtenidos a partir de los acelerogramas del conjunto LA50/50 muestran un pequeño aumento en amplitud para los edificios de 4 y 9 niveles.

Los perfiles de γ correspondientes a los registros del conjunto LA10/50 muestran una reducción considerable en el edificio de 4 niveles, mientras que en el edificio de 3 niveles hay un aumento en la amplitud y en los perfiles del edificio de 9 niveles no hay diferencia apreciable. Los perfiles calculados a partir de la respuesta ante los acelerogramas del conjunto LA02/50 muestra una reducción de γ para los 3 edificios, esto se ve alterado solo por los pisos superiores del edificio de 9 niveles. En general la reducción del parámetro γ es poca, esto puede deberse a que las fuentes adicionales de rigidez y resistencia reducen de manera similar la amplitud de las RIDR y las MIDR.

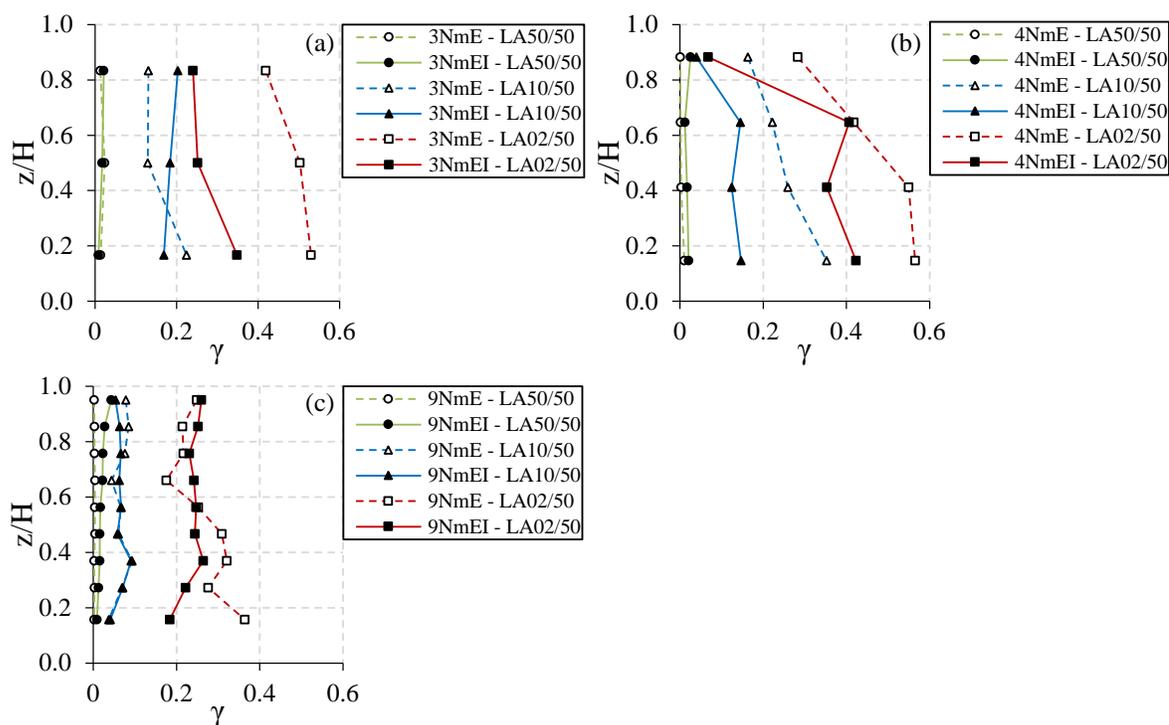


Figura 4.10. Efecto de las fuentes de sobrerresistencia en el cociente γ para los edificios de: (a) 3 niveles, (b) 4 niveles y (c) 9 niveles.

4.6 Coeficientes de Distorsión

En la Figura 4.11 se presenta la variación de la mediana de COD y COD_r respecto a T_1 , obtenidos a partir de la evaluación de los acelerogramas que componen los cuatro conjuntos sísmicos. Los datos de un mismo conjunto sísmico se unen con línea continua para COD y punteada para COD_r , a fin de mostrar la tendencia de cada variable.

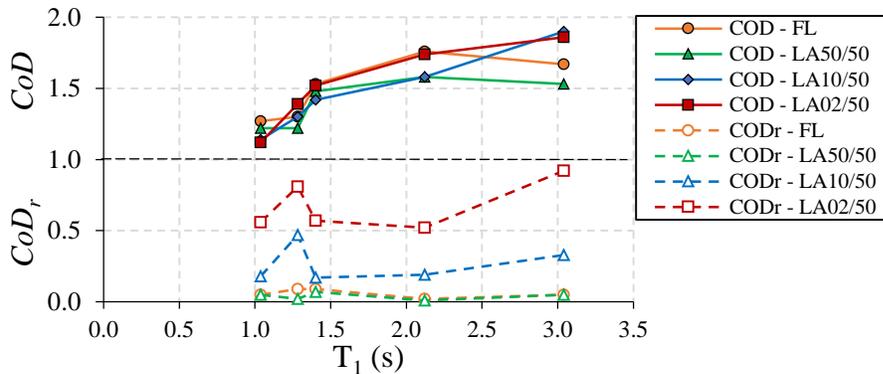


Figura 4.11. Variación de COD y COD_r para los modelos “mE”.

En general, los valores de COD tienden a incrementarse conforme T_1 se elonga. Es interesante notar que no existe una diferencia significativa en los valores de COD calculados a partir de los cuatro conjuntos de acelerogramas.

En la Figura 4.11 se puede observar una tendencia de incremento en los valores de COD_r conforme se incrementa T_1 . Esta tendencia se ve afectada por los resultados del edificio de 4 niveles ante los registros de los conjuntos LA10/50 y LA02/50. Contrario a la tendencia observada para COD , se aprecia una tendencia en los valores de COD_r a aumentar conforme se incrementa la intensidad sísmica de los acelerogramas.

En la Figura 4.12 se presenta la variación de COD y COD_r obtenida para los modelos con fuentes adicionales de rigidez y resistencia. En la figura, se puede observar que los valores de COD tienen, aunque en forma menos marcada, una tendencia a aumentar con respecto a T_1 , pero la intensidad sísmica de los acelerogramas no tiene un efecto apreciable en la tendencia. Por otra parte, se puede observar que los valores de COD_r tienen una tendencia a aumentar con respecto a la intensidad.

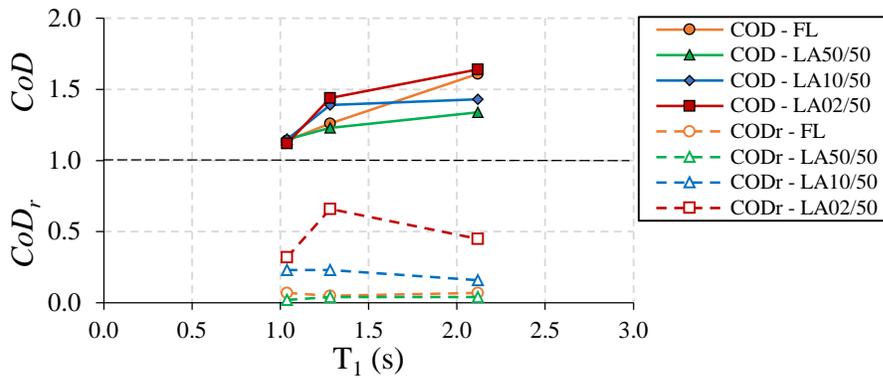


Figura 4.12. Variación de COD y COD_r para los modelos “mEI”.

4.7 Dispersión de los Resultados

En este capítulo se han presentado los resultados de la mediana de MIDR y RIDR. Sin embargo, es importante aceptar que dentro de cada conjunto de resultados existe una dispersión generada por la diferencia entre registros sísmicos. En este trabajo es de particular interés observar la dispersión en los resultados de las RIDR. Para tal motivo, se presenta la dispersión de las distorsiones medida por el coeficiente de variación (COV).

En la Figura 4.13 se presentan los perfiles del COV calculados para los modelos “mE”. Debido a que la dispersión en las RIDR es considerable, los valores del COV resultan cercanos o mayores de 1.0. En general, las gráficas muestran una amplitud de COV mayor en los resultados obtenidos con los acelerogramas de los conjuntos FL y LA50/50 que en los resultados derivados de los conjuntos LA10/50 y LA02/50. Asimismo, se puede observar que la amplitud de COV aumenta para los modelos 9NmE y 13NmE, mientras que en los modelos restantes los valores son similares.

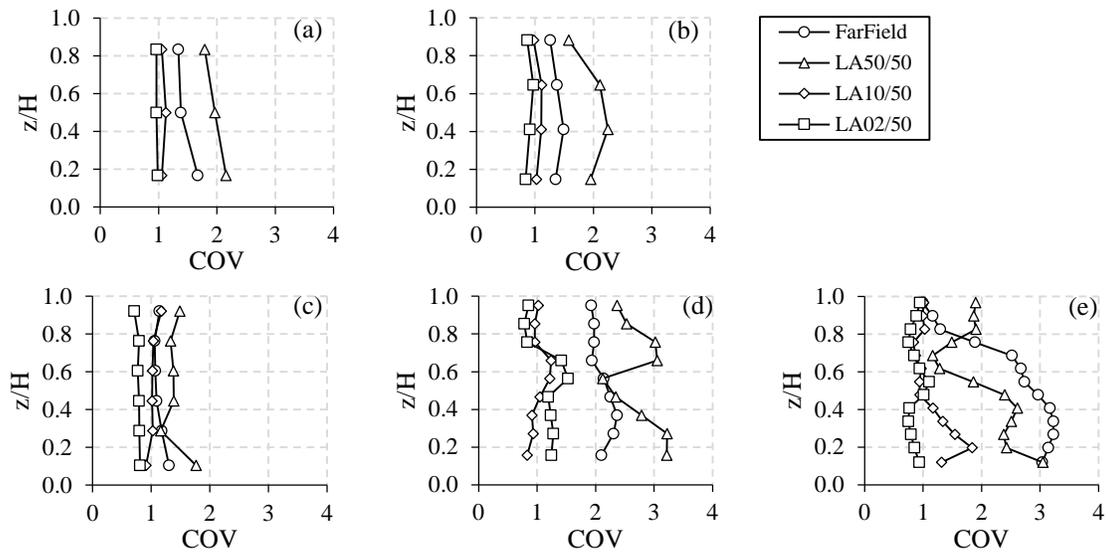


Figura 4.13. COV en los resultados de la RIDR para los modelos: (a) 3NmE, (b) 4NmE, (c) 6NmE, (d) 9NmE y (e) 13NmE.

Los resultados de COV calculados a partir de los resultados obtenidos en los modelos “mEI” se presentan en la Figura 4.16. Se observa como el COV resulta mayor en los resultados de los acelerogramas que componen los registros FL y LA50/50. En este caso los tres modelos presentan valores similares de COV. Respecto a la influencia del tipo de modelado con respecto a los modelos “mE”, se observa una pequeña disminución de COV en el edificio de 9 niveles.

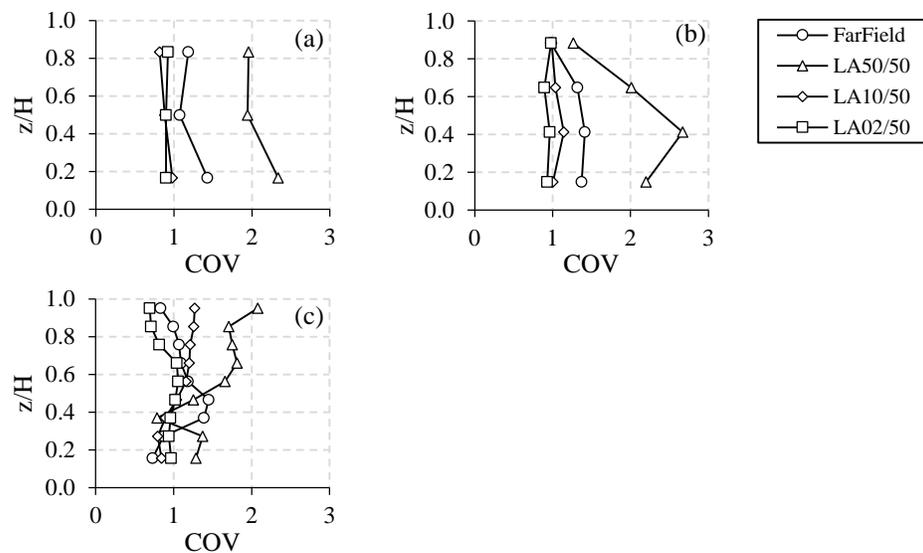


Figura 4.14. COV en los resultados de la RIDR para los modelos: (a) 3NmEI, (b) 4NmEI y (c) 9NmEI.

5 Evaluación de Métodos Aproximados

5.1 Introducción

La evaluación de las distorsiones residuales en edificios ha llamado la atención de la comunidad ingenieril recientemente. Sin embargo, se han propuesto muy pocos métodos para la predicción de esta demanda sísmica. Actualmente, solo las recomendaciones FEMA P-58 (2012), en los Estados Unidos, incluyen un método para estimar explícitamente las distorsiones residuales, como parte del proceso de evaluación sísmica de edificios. Asimismo, se encuentra en la literatura un método propuesto por Erochko *et al.* (2011), el cual propone una formulación para estimar distorsiones residuales. Una descripción detallada de ambos métodos se presentó en el Capítulo 1.

De esta manera, es de interés evaluar la precisión que aportan los métodos propuestos en la recomendaciones FEMA P-58 (2012) y por Erochko *et al.* (2011) para estimar distorsiones residuales en edificios, ya que al ser propuestas recientes no han sido evaluadas ampliamente.

El objetivo de este capítulo consiste en evaluar las formulaciones propuestas en el documento FEMA P-58 (2012) y por Erochko *et al.* (2011). Para ello, se usaran los resultados analíticos presentados en el Capítulo 4. Comparaciones gráficas entre los resultados analíticos y la predicción de los métodos se presentan y discuten en este capítulo, así como medidas del error que ofrece cada método en la estimación de distorsiones residuales.

5.2 Procedimiento de Evaluación

Los métodos elegidos para evaluarse en este capítulo presentan un enfoque diferente; sin embargo, estos métodos comparten variables en común como parte de su formulación. A continuación se describen los pasos para evaluar los métodos aproximados:

PASO 1: Desarrollo de un modelo analítico adecuado del edificio en estudio. El modelo deberá representar correctamente la rigidez y resistencia del sistema. Además, deberá considerar el comportamiento inelástico de sus componentes estructurales.

PASO 2: Calcular el desplazamiento de fluencia, Δ_y , del sistema, o del entrepiso de interés, a partir de la curva de capacidad del modelo (en el espacio $V_b-\delta_{azotea}$), obtenida de un análisis estático no-lineal incremental.

PASO 3: Estimar la distorsión inelástica máxima, de azotea o del entrepiso de interés, mediante un análisis dinámico no-lineal ante un acelerograma seleccionado.

PASO 4: Estimar la distorsión residual correspondiente a cada método, usando las Ecuaciones 1.1 y 1.2.

PASO 5: Repetir los pasos 3 y 4 para cada registro sísmico incluido en cada conjunto de acelerogramas.

PASO 6: Calcular una medida del error para cada método y cada conjunto de acelerogramas.

En esta investigación se eligieron como medidas del error al error estándar, ε , y al error logarítmico, ε_{ln} , las cuales se calculan como:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{1}{n} \times \sum_{i=1}^n \left[\left(\Delta_{r,ADNL,i} - \Delta_{r,a,i} \right)^2 \right]} \quad (5.1)$$

$$\varepsilon_{ln} = \sqrt{\frac{1}{n} \times \sum_{i=1}^n \left[\left(\ln \left(\frac{\Delta_{r,ADNL,i}}{\Delta_{r,a,i}} \right) \right)^2 \right]} \quad (5.2)$$

En donde n es el número de registros sísmicos en cada conjunto, $\Delta_{r,ADNL,i}$ es la distorsión residual obtenida del análisis dinámico correspondiente al i -ésimo registro sísmico y $\Delta_{r,a,i}$ es

la distorsión residual calculada con el método aproximado correspondiente al i -ésimo registro sísmico.

Se decidió usar las dos medidas de error mencionadas debido a que, por la formulación particular que presentan, conducen a valores del mismo orden pero con diferente tendencia. El error estándar conduce a una estimación global del error sin considerar la sobrestimación o subestimación de la predicción, en cambio en el error logarítmico este aspecto tiene una influencia considerable.

El procedimiento descrito se aplicó a los modelos y registros sísmicos descritos en los Capítulos 2 y 3. Ambos métodos permiten elegir el nivel en que se hará la predicción, considerando el Δ_y definido para el sistema completo o para un nivel específico. En este trabajo se evaluaron las distorsiones residuales del primer nivel y de la azotea. En el caso de los edificios de 9 y 13 niveles se consideraron los niveles por encima del sótano.

Adicionalmente a las medidas de error, se presentan gráficas de dispersión $\Delta_{r,ADNL} - \Delta_{r,a}$ para cada combinación modelo-conjunto sísmico. En la misma gráfica se incluye una línea diagonal que indica una perfecta estimación del método aproximado (es decir, $\Delta_{r,a} = \Delta_{r,ADNL,i}$).

Esta presentación gráfica permite visualizar aquellos casos en que la aproximación del método es adecuada (puntos cercanos a la línea), así como apreciar visualmente las subestimaciones (puntos por debajo de la línea) y las sobrestimaciones (puntos por encima de la línea) del método aproximado. En cada gráfica se presenta la comparación para los dos métodos, cada uno evaluado en el primer nivel y en la azotea.

Asimismo, se presentan gráficas que ilustran los porcentajes de sobreestimación y subestimación. Estos porcentajes se obtuvieron considerando el número de estimaciones que resultaron por debajo y por encima de la línea diagonal, con respecto al total de evaluaciones. Los casos en que el método indica un Δ_r nulo no contribuyen a ninguno de los porcentajes. En las gráficas el porcentaje de sobrestimación tiene valor positivo y el porcentaje de subestimación se presenta en valor negativo.

5.3 Resultados

En la Figura 5.1 se presentan las gráficas de dispersión $\Delta_{r,ADNL} - \Delta_{r,a}$ para el modelo 3NmE. En general, la predicción es dispersa para ambos métodos ya que hay puntos que tienden a seguir la línea diagonal y otros se alejan sensiblemente.

Visualmente, la predicción obtenida con la evaluación de los acelerogramas del conjunto FL exhibe una subestimación de las distorsiones permanentes, ya que las estimaciones siguen una tendencia por debajo de la línea diagonal. Una situación similar sucede en las predicciones obtenidas con los acelerogramas que componen los conjuntos LA10/50 y LA02/50. Sin embargo, en estos casos también se presentan algunas sobreestimaciones para amplitudes bajas de distorsión residual.

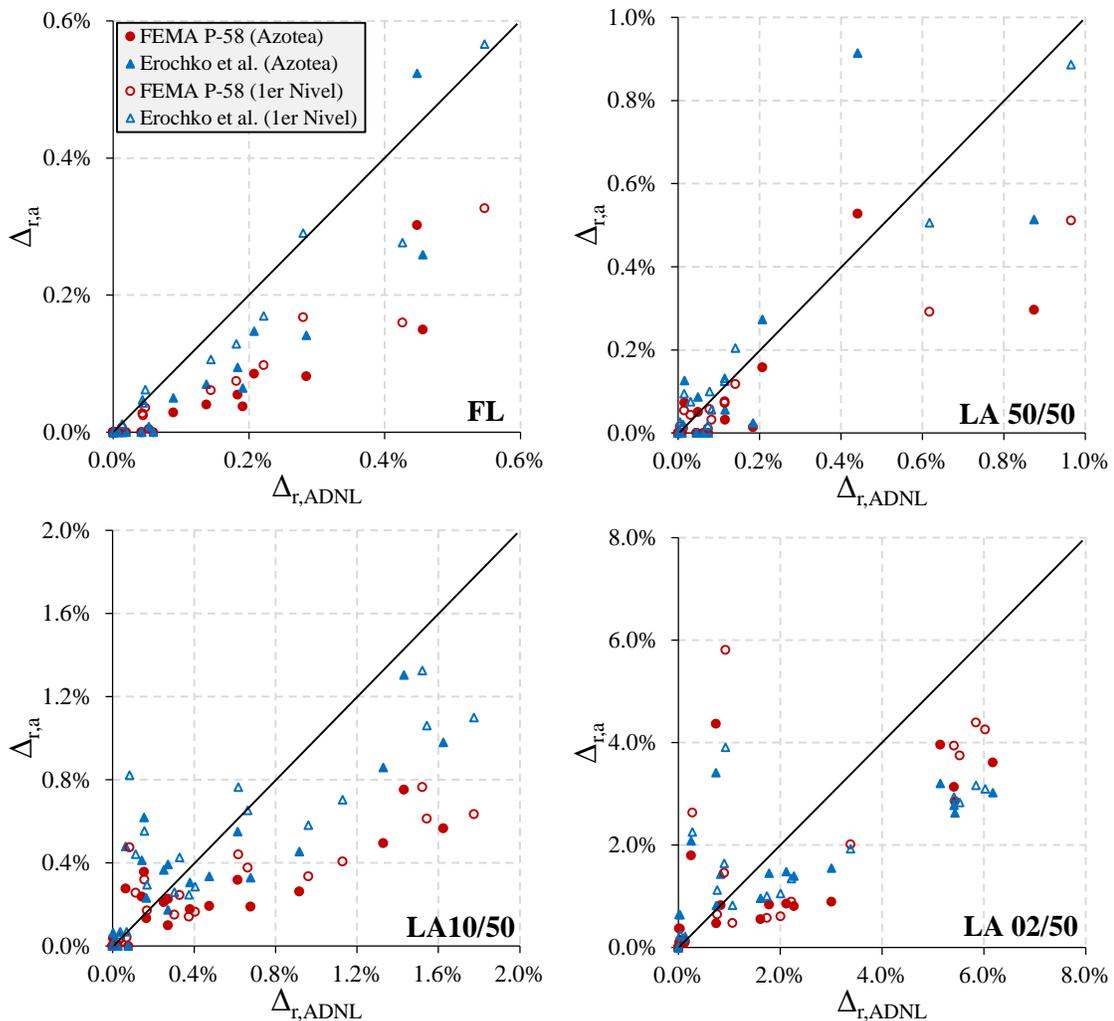


Figura 5.1. Dispersión de las estimaciones ($\Delta_{r,ADNL} - \Delta_{r,a}$) para el modelo 3NmE.

En la Figura 5.2 se presentan las gráficas de dispersión para el modelo 4NmE. En este caso las predicciones presentan una tendencia similar para las cuatro intensidades sísmicas. Las predicciones con más dispersión se presentan en los resultados del conjunto de acelerogramas LA50/50, mientras que para los conjuntos restantes la tendencia es más clara. Es interesante notar que para este modelo ambos métodos tienden a subestimar la estimación de las distorsiones residuales.

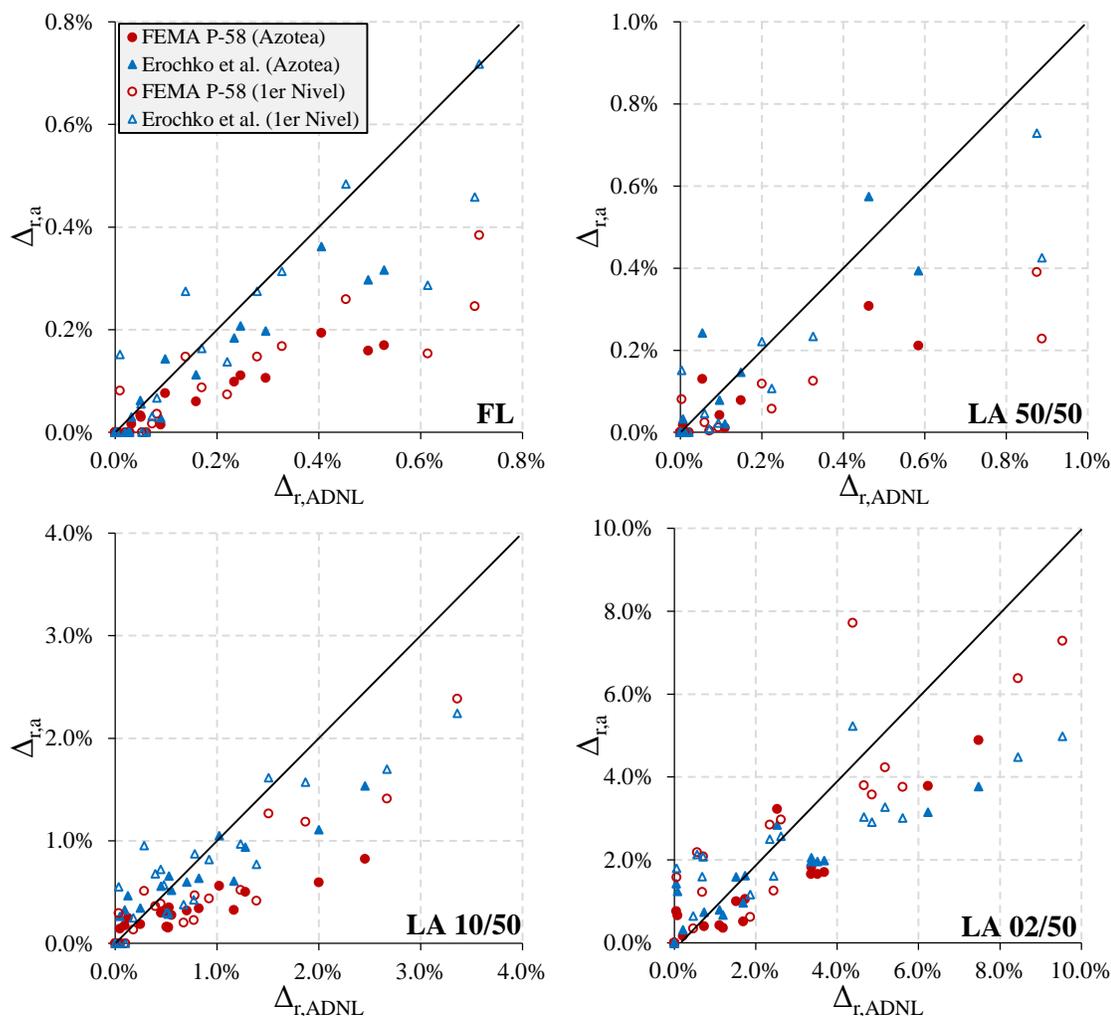


Figura 5.2. Dispersión de las estimaciones ($\Delta_{r,ADNL} - \Delta_{r,a}$) para el modelo 4NmE.

Los resultados de la evaluación de ambos métodos considerando los resultados del modelo 6NmE se presentan en la Figura 5.3. En general, se observa una dispersión considerable con ambos métodos, principalmente cuando se emplean los acelerogramas del conjunto LA10/50, la cual se acentúa en las estimaciones obtenidas con el método de Erochko *et al.* (2011). Las

predicciones con una tendencia más marcada a seguir la línea diagonal son aquellas que se obtuvieron con la evaluación del conjunto LA02/50. También es interesante notar que para este modelo, un porcentaje importante de los resultados en los primeros dos conjuntos sísmicos se agrupan cerca del origen, lo cual refleja la baja intensidad de los registros.

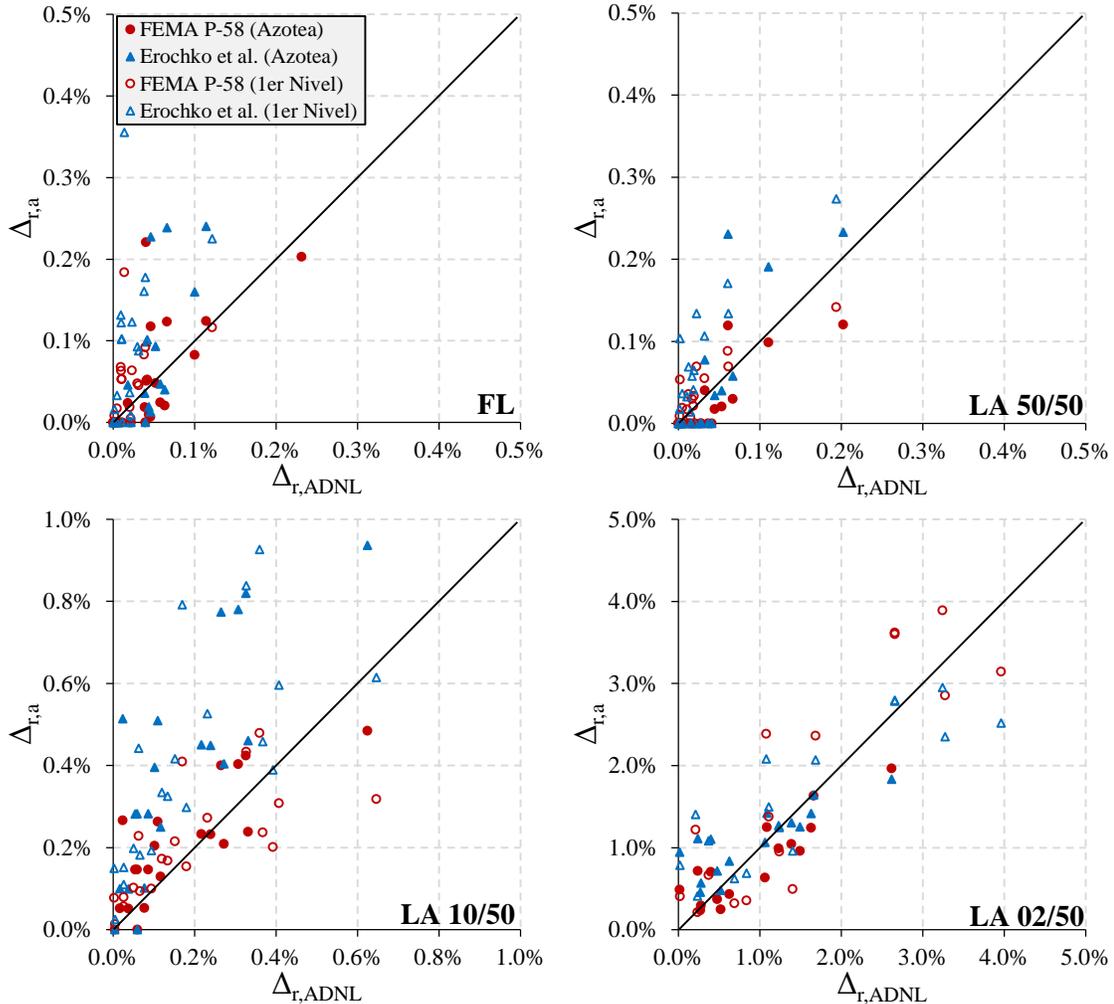


Figura 5.3. Gráficas de dispersión $\Delta_{r,ADNL} - \Delta_{r,a}$ para el modelo 6NmE.

En la Figura 5.4 se presentan las gráficas de dispersión para el modelo 9NmE. En este caso solo se presentan las gráficas correspondientes a los conjuntos LA10/50 y LA02/50, debido a que para los conjuntos con intensidades menores existieron pocos casos con distorsiones residuales. Para este modelo, las predicciones obtenidas del conjunto LA02/50 parecen tener una buena aproximación, con una tendencia por debajo de la línea diagonal (subestimación). Respecto a las predicciones obtenidas con el conjunto LA10/50, los resultados son más

dispersos, principalmente cuando se emplea el método de Erochko *et al.* (2011), y la mayoría de estos indican una sobrestimación en la predicción de las distorsiones residuales.

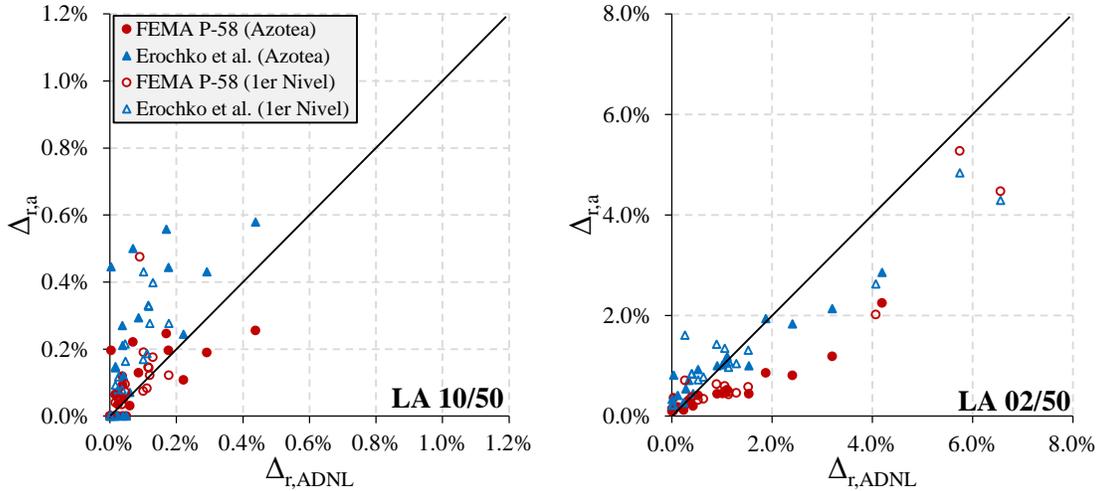


Figura 5.4. Gráficas de dispersión $\Delta_{r,ADNL} - \Delta_{r,a}$ para el modelo 9NmE.

Una comparación similar para el modelo 13NmE se presenta en la Figura 5.5. Para este modelo, las predicciones se muestran más dispersas cuando se emplea el conjunto LA10/50. Para esta intensidad, el método de Erochko *et al.* (2011) muestra una tendencia a sobrestimar los resultados alejándose bastante de la línea diagonal. En la gráfica correspondiente al conjunto LA02/50, los dos métodos muestran una tendencia a seguir la línea diagonal, pero el método de FEMA P-58 (2012) muestra una mayor tendencia a subestimar las distorsiones residuales que el método de Erochko *et al.* (2011).

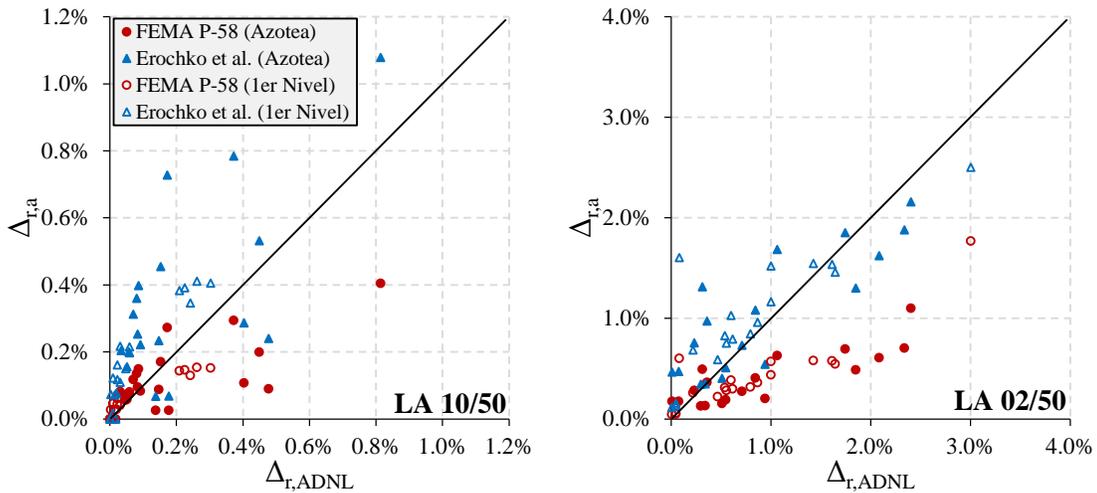


Figura 5.5. Gráficas de dispersión $\Delta_{r,ADNL} - \Delta_{r,a}$ para el modelo 13NmE.

En la Figura 5.6 se muestra el error estándar correspondiente a ambos métodos aproximados para los modelos “mE”. En la figura, se muestra el error para los cuatro conjuntos sísmicos. Asimismo, se puede comparar el error del primer nivel y de la azotea.

En general, el error estándar es sensiblemente mayor cuando se emplean los registros del conjunto LA02/50 que cuando se emplean los otros conjuntos. Asimismo, el error tiende a aumentar con respecto a la intensidad sísmica en todos los modelos. Cabe mencionar que, en general, ambos métodos inducen un error similar en la predicción de la distorsión residual de azotea comparado con la predicción de la distorsión residual del primer nivel.

Finalmente, puede decirse que el error obtenido con ambos métodos es similar en la mayoría de los casos, excepto para el caso del modelo 4NmE, donde el error de la predicción del método de Erochko *et al.* (2011) se eleva visiblemente cuando se emplea el conjunto LA02/50.

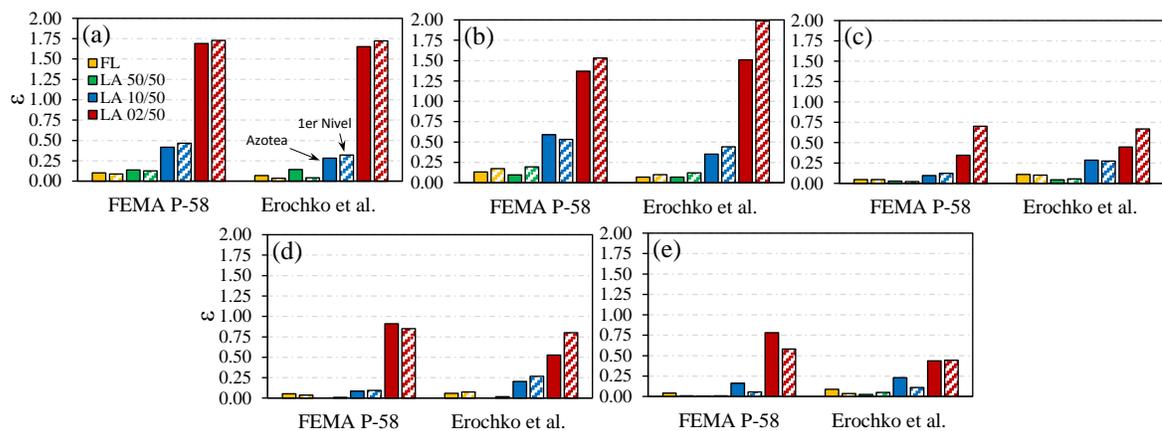


Figura 5.6. Error estándar de los métodos aproximados para los modelos: (a) 3NmE, (b) 4NmE, (c) 6NmE, (d) 9NmE y (e) 13NmE.

En la Figura 5.7 se presentan las gráficas correspondientes al error logarítmico para los modelos “mE”. En este caso, se puede observar que la magnitud de errores es más uniforme para las diferentes intensidades. Lo anterior se debe a que la formulación del error logarítmico no se ve afectada por la magnitud de las distorsiones residuales y por tanto conduce a valores de ε_{ln} del mismo orden para diferentes intensidades sísmicas.

Aunque la magnitud del error logarítmico es más uniforme, aún se puede observar un aumento de ε_{ln} con respecto a la intensidad, lo cual es particularmente cierto para los modelos

3NmE y 13NmE. Al comparar el error de azotea con el del primer piso, podemos observar que la magnitud de estos es diferente en muchos de los casos, particularmente en las predicciones para las intensidades bajas. En general se puede decir que al considerar el error logarítmico, ambos métodos proporcionan una aproximación similar.

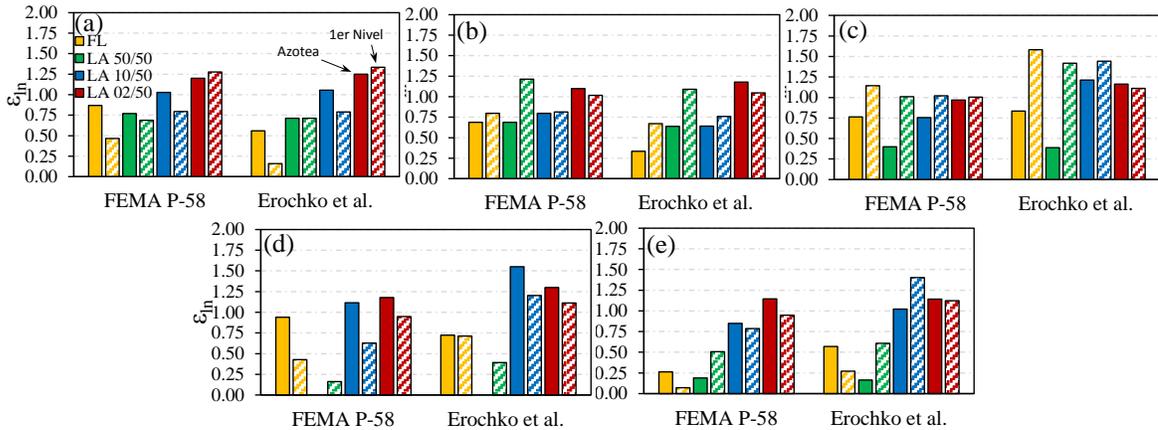


Figura 5.7. Error logarítmico de los métodos aproximados para los modelos: (a) 3NmE, (b) 4NmE, (c) 6NmE, (d) 9NmE y (e) 13NmE.

La Figura 5.8 muestra los porcentajes de sobrestimación y subestimación en la predicción de la distorsión residual para los modelos “mE”. En todas las gráficas se observan porcentajes menores en las predicciones correspondientes a los conjuntos FL y LA50/50. Esto se debe a que para estas intensidades sísmicas algunos de los acelerogramas no indujeron distorsiones residuales, por lo que el porcentaje faltante corresponde a los casos en que no se requirió la aplicación del método. De esta manera, las gráficas también ayudan a visualizar que porcentaje de aplicación tuvieron los métodos en la estimación de las distorsiones residuales, para cada conjunto de acelerogramas.

De acuerdo a las gráficas de la Figura 5.8, ambos métodos tienden a subestimar la distorsión residual en los modelos 3NmE y 4NmE, siendo esta subestimación ligeramente mayor cuando se emplea el método FEMA P-58 (2012). En los modelos 6NmE, 9NmE y 13NmE se puede observar un cambio de tendencia, dado que los métodos tienden a sobrestimar la predicción. Esta sobrestimación es mayor cuando se usa el método de Erochko *et al.* (2011) respecto al método propuesto por el FEMA P-58 (2012).

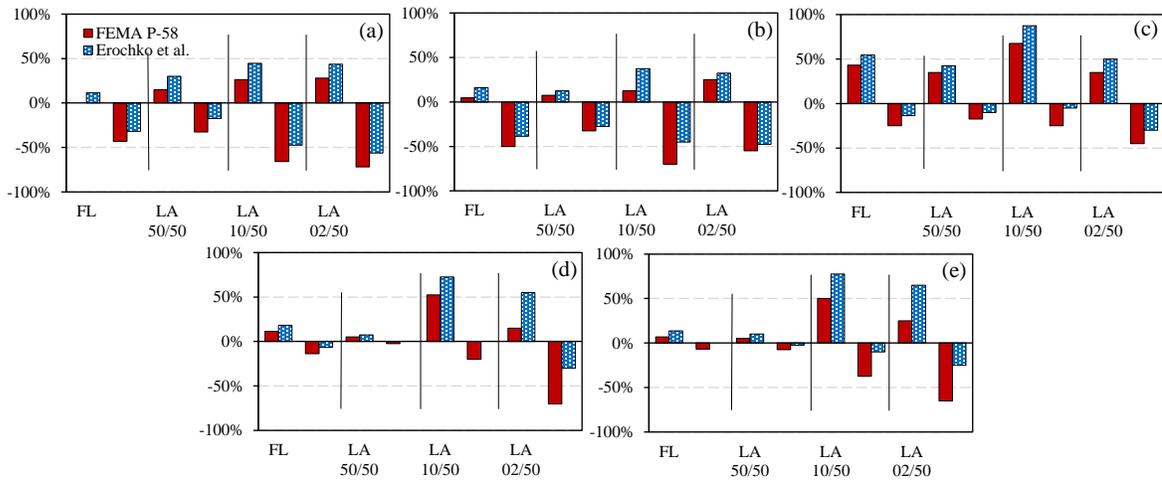


Figura 5.8. Porcentaje de sobrestimación y subestimación de los métodos aproximados para los modelos: (a) 3NmE, (b) 4NmE, (c) 6NmE, (d) 9NmE y (e) 13NmE.

Como se mencionó anteriormente, la evaluación de los métodos también se realizó empleando los modelos que incluyen las fuentes de sobrerresistencia y rigidez adicional. Dado que en estos modelos la amplitud de las distorsiones residuales se redujo considerablemente, los gráficos de dispersión solo incluyen resultados de los conjuntos LA10/50 y LA02/50.

En la Figura 5.9 se muestran las gráficas de dispersión para el modelo 3NmEI. En ellas se observa una estimación razonable ya que los resultados tienden a seguir la línea diagonal. Sin embargo, las predicciones obtenidas con el conjunto LA10/50 son más dispersas cerca de la diagonal con respecto a las predicciones obtenidas con el conjunto LA02/50.

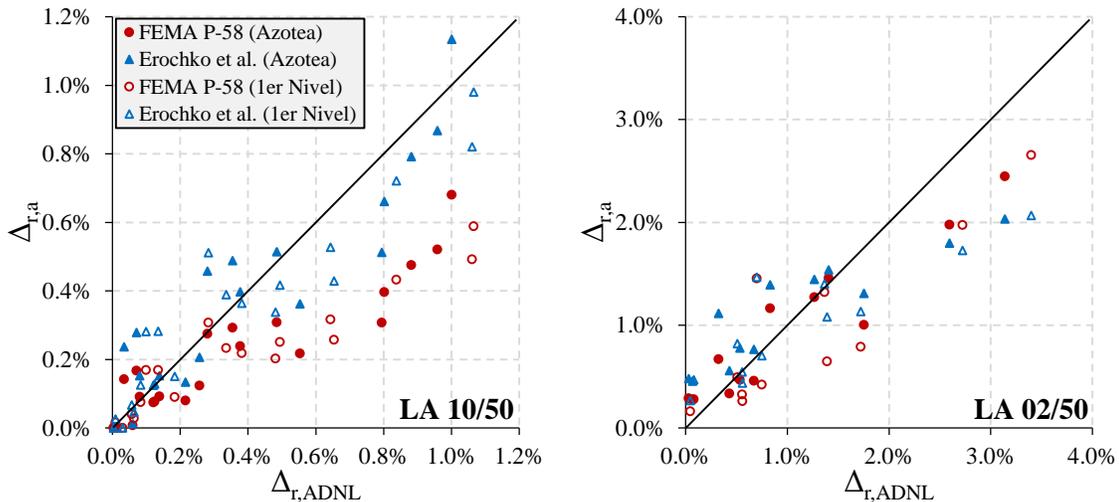


Figura 5.9. Gráficas de dispersión $\Delta_{r,ADNL} - \Delta_{r,a}$ para el modelo 3NmEI.

Los resultados del modelo 4NmEI se muestran en la Figura 5.10. En este caso, las predicciones derivadas con el conjunto de registros LA10/50 tienen mayor dispersión que aquellas obtenidas con los acelerogramas del conjunto LA02/50.

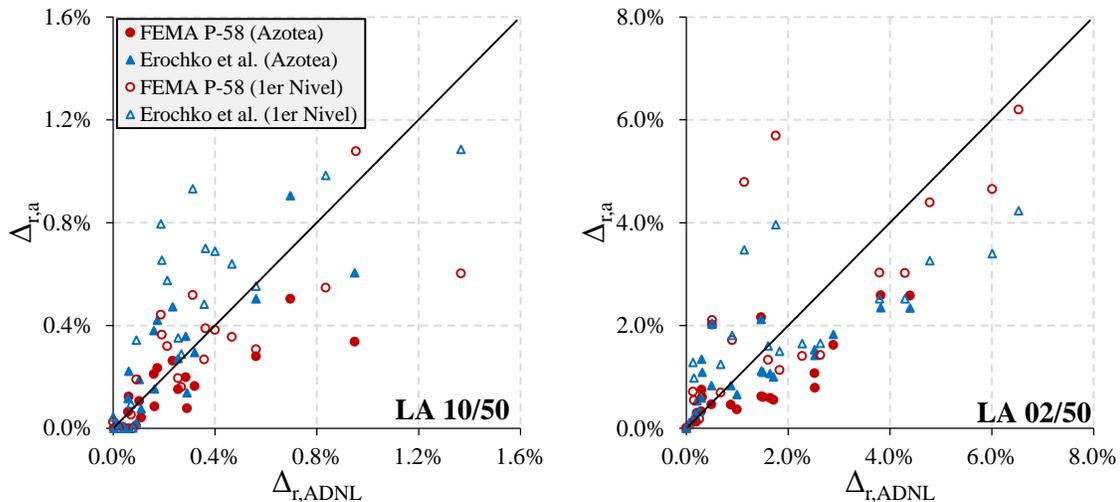


Figura 5.10. Gráficas de dispersión $\Delta_{r,ADNL} - \Delta_{r,a}$ para el modelo 4NmEI.

En la Figura 5.11 se muestran las predicciones correspondientes al modelo 9NmEI. Estas se muestran más dispersas para el caso correspondiente al conjunto de acelerogramas LA10/50. Las predicciones obtenidas a partir de los acelerogramas del conjunto LA02/50 tienden a seguir la línea diagonal, excepto por algunos casos en los que la sobrestimación es muy marcada. En general para este modelo se pudo observar que el método de FEMA P-58 (2012) tiende a subestimar las distorsiones residuales, mientras que el de Erochko *et al.* (2011) se inclina a sobrestimar las distorsiones residuales.

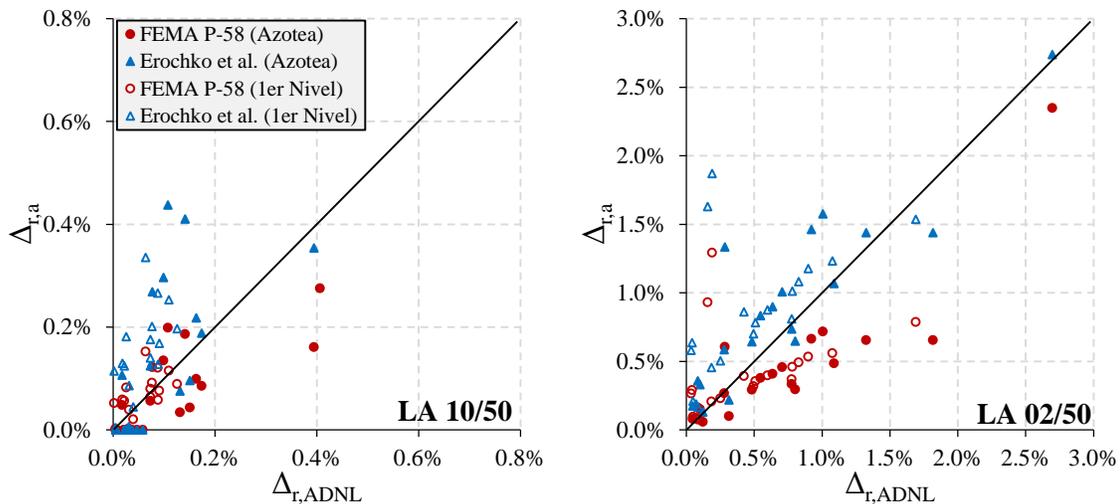


Figura 5.11. Gráficas de dispersión $\Delta_{r,ADNL} - \Delta_{r,a}$ para el modelo 9NmEI.

En la Figura 5.12 se presentan las gráficas del error estándar calculado para los modelos “mEI”. En ellas se observa una tendencia similar de incremento del error con respecto a la intensidad que se observó en los modelos “mE”. Sin embargo, debe notarse que la magnitud del error se reduce visiblemente para los edificios de 3 y 9 niveles. Cabe mencionar que en estos modelos, la evaluación de la distorsión residual del primer nivel y de la azotea conduce a valores de error similares. Nuevamente, al comparar las magnitudes de error entre los dos métodos se puede observar que conducen a un error similar.

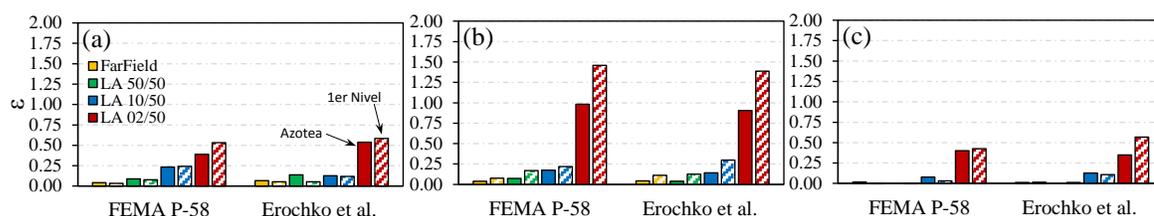


Figura 5.12. Error estándar de los métodos aproximados para los modelos: (a) 3NmEI, (b) 4NmEI, y (c) 9NmEI.

El error logarítmico, ilustrado en la Figura 5.13, muestra una tendencia más uniforme con respecto a la intensidad sísmica y con valores similares entre ambos métodos de evaluación. Solo en el modelo 9NmEI se observó una ligera tendencia del error ha incrementarse con respecto a la intensidad sísmica.

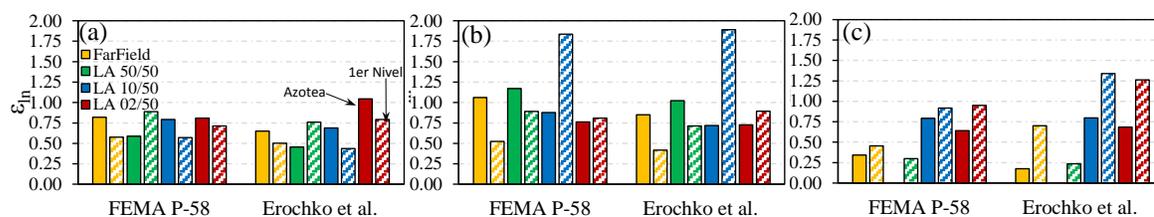


Figura 5.13. Error logarítmico de los métodos aproximados para los modelos: (a) 3NmEI, (b) 4NmEI, y (c) 9NmEI.

La Figura 5.14 muestra los porcentajes de sobrestimación y subestimación para ambos métodos. En general, en los tres modelos “mEI” se observa una tendencia a subestimar la distorsión residual por parte del método de FEMA P-58 (2012), mientras que el método de Erochko et al. (2011) tiende a sobrestimar las predicciones de la distorsión residual.

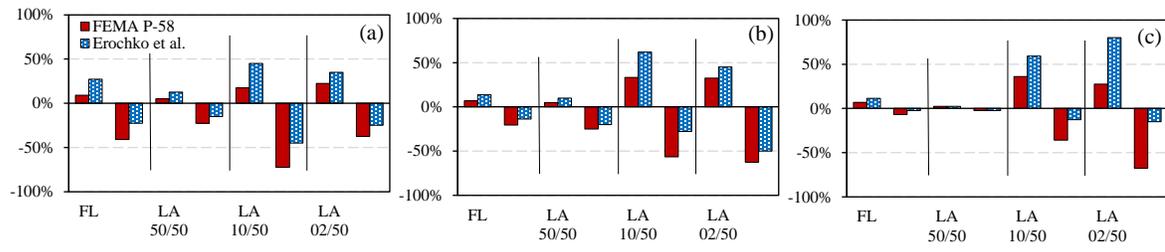


Figura 5.14. Porcentaje de sobrestimación y subestimación de los métodos aproximados para los modelos: (a) 3NmEI, (b) 4NmEI, y (c) 9NmEI.

6 Estimación de Distorsiones Residuales Basada en un Método de Coeficientes

6.1 Introducción

Actualmente, existen pocos métodos para la predicción de distorsiones residuales en edificios. Sin embargo, todavía es necesario contar con un método alternativo que, haciendo uso de las propiedades mecánicas y dinámicas básicas de un edificio, aporte una predicción aceptable de las distorsiones residuales.

En este capítulo se presenta un nuevo método para la predicción de distorsiones residuales, basado en el concepto de coeficientes. El método que se propone considera conceptos de dinámica estructural, parámetros relacionados con las propiedades mecánicas y dinámicas del edificio, así como coeficientes empíricos.

De esta manera, se presenta el desarrollo del método propuesto y su evaluación, a fin de conocer la aproximación que proporciona el método, aplicado a los edificios considerados en este trabajo. Los resultados indican que el método propuesto conduce a un nivel de errores similares que los métodos aproximados evaluados en el Capítulo 5 de esta tesis, por lo que resulta una opción alternativa para estimar distorsiones residuales.

6.2 Formulación

La formulación del método aquí presentado ha sido desarrollada usando como referencia los modelos desarrollados en esta tesis. Por lo anterior, la formulación propuesta es aplicable para edificios de acero estructurados a base de marcos resistentes a momento (MRM), además de ser edificios regulares en planta y elevación.

La formulación del método propuesto puede dividirse en tres partes. En la primera parte se obtiene el desplazamiento elástico de azotea (δ_{azotea}) de un sistema de múltiples grados de libertad (SMGL), a partir del desplazamiento espectral (S_d) y el factor de participación modal normalizado de azotea ($\Gamma_1\phi_{1,azotea}$). La relación anterior se expresa matemáticamente como (Chopra, 2003):

$$\delta_{azotea} = \Gamma_1\phi_{1,azotea} \cdot S_d \quad (6.1)$$

La Ec. 6.1 permite conocer el valor del δ_{azotea} suponiendo un comportamiento elástico del edificio. Para considerar la respuesta en el intervalo inelástico se considera el coeficiente C_R . Este coeficiente se puede encontrar bajo la denominación de C_I en el documento FEMA 356 (2000). C_R se define como el desplazamiento máximo inelástico de un sistema de un grado de libertad (S1GL) con comportamiento elastoplástico, dividido por el S_d obtenido para el mismo S1GL con igual periodo de vibración y amortiguamiento, pero con comportamiento elástico. La definición matemática de C_R es la siguiente:

$$C_R = \frac{\Delta_i}{S_d} \quad (6.2)$$

Cabe notar que existen diversas ecuaciones para obtener el valor de C_R . Por ejemplo, el documento FEMA 440 (2005) recomienda la siguiente ecuación:

$$C_R = 1 + \frac{R-1}{a \cdot T_e^2} \quad (6.3)$$

En la Ec. 6.3, R es la resistencia lateral relativa del sistema (coeficiente adimensional) y T_e es el periodo fundamental efectivo del sistema (en segundos). La constante a depende del tipo de terreno (por ejemplo, se considera igual a 130 para terreno firme). El valor de T_e se obtiene de un sistema equivalente de un grado de libertad (SE1GL) del edificio.

De esta manera, es posible obtener una estimación del desplazamiento máximo inelástico de azotea al incluir la Ec. 6.3 en la Ec. 6.1:

$$\delta_{azotea,i} = \Gamma_1 \phi_{1,azotea} \cdot S_d \cdot C_R \quad (6.4)$$

Dividiendo la Ec. 6.4 entre la altura del edificio, H , es posible estimar la distorsión máxima inelástica de azotea ($\theta_{azotea,i}$):

$$\theta_{azotea,i} = \frac{\delta_{azotea,i}}{H} = \frac{\Gamma_1 \phi_{1,azotea} \cdot S_d \cdot C_R}{H} \quad (6.5)$$

En la tercera parte de la formulación se incluye el coeficiente de distorsión residual (COD_r). La finalidad del coeficiente COD_r consiste en relacionar la distorsión residual máxima de entrepiso ($RIDR_{max}$) con la $\theta_{azotea,i}$. COD_r se definió anteriormente en la Ec. 4.2 y se expresa como:

$$COD_r = \frac{RIDR_{max}}{\theta_{azotea,i}}$$

Finalmente, la formulación propuesta para estimar la distorsión residual máxima de entrepiso queda definida de la siguiente manera:

$$RIDR_{max} = \frac{\Gamma_1 \phi_{1,azotea} \cdot S_d \cdot C_R}{H} \cdot COD_r \quad (6.6)$$

La determinación de las variables que se requieren para encontrar el valor de C_R y COD_r se explicará en las sub-secciones siguientes.

6.2.1 Desarrollo del Sistema Equivalente de un Grado de Libertad

La formulación propuesta requiere conocer los valores de variables características de la resistencia y rigidez del edificio. Los valores de R y T_e se calculan a partir del SE1GL del edificio en cuestión. El SE1GL se obtiene idealizando la curva de capacidad del edificio como una curva bilineal, usando el criterio de igual energía, la cual se representa en un espacio S_d contra S_a . Para ello se emplean las siguientes ecuaciones (Freeman *et al.*, 1984):

$$S_a = V / \alpha_j W \quad (6.7)$$

$$S_d = \delta / PF_{ij} \quad (6.8)$$

Donde α_j es el coeficiente de masa efectiva modal asociado al modo j y PF_{ij} es el factor de participación modal para el nivel i en el modo j . Los parámetros α_j y PF_{ij} se pueden calcular de la siguiente manera:

$$PF_{ij} = \frac{\left[\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj} \right]}{\left[\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj}^2 \right]} \phi_{ij} \quad (6.9)$$

$$\alpha_j = \frac{\left[\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj} \right]^2}{\left[\sum_{k=1}^N m_k \right] \left[\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj}^2 \right]} \quad (6.10)$$

La Ec. 6.9 puede usarse para calcular $\Gamma_1 \phi_{1,azotea}$ en la Ec. 6.6. El coeficiente de fluencia normalizado, C_y , puede calcularse con la Ec. 6.7 correspondiente a la fuerza cortante asociada a la fluencia, V_y , mientras que el valor de T_e se calculó con la siguiente ecuación.

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a \cdot g}} \quad (6.11)$$

La idealización bilineal de la curva de capacidad de cada uno de los edificios usados en esta tesis se muestra en la Figura 6.1. Los parámetros característicos de cada SE1GL se listan en la Tabla 6.1. Se incluye el porcentaje de pendiente de post-fluencia, α , calculado como la pendiente de post-fluencia normalizada con respecto a la pendiente elástica. Cabe notar que los valores del coeficiente α_1 (factor de participación modal de la masa asociado al primer modo), son similares a los valores recomendados para el coeficiente C_m indicado en las recomendaciones FEMA 356 (2000).

Tabla 6.1. Propiedades de los SE1GL.

Modelo	T_e (s)	$F_1\phi_{1,azotea}$	α_1	C_y	α (%)
3N mE	1.09	1.29	0.82	0.34	4.09
3N mEI	0.89	1.28	0.84	0.38	7.8
4N mE	1.3	1.29	0.84	0.26	2.79
4N mEI	1.09	1.28	0.86	0.36	4.66
6N mE	1.53	1.29	0.87	0.2	3.73
9N mE	2.39	1.37	0.82	0.19	10.33
9N mEI	2.13	1.35	0.83	0.22	5.52
13N mE	3.17	1.34	0.79	0.13	9.75

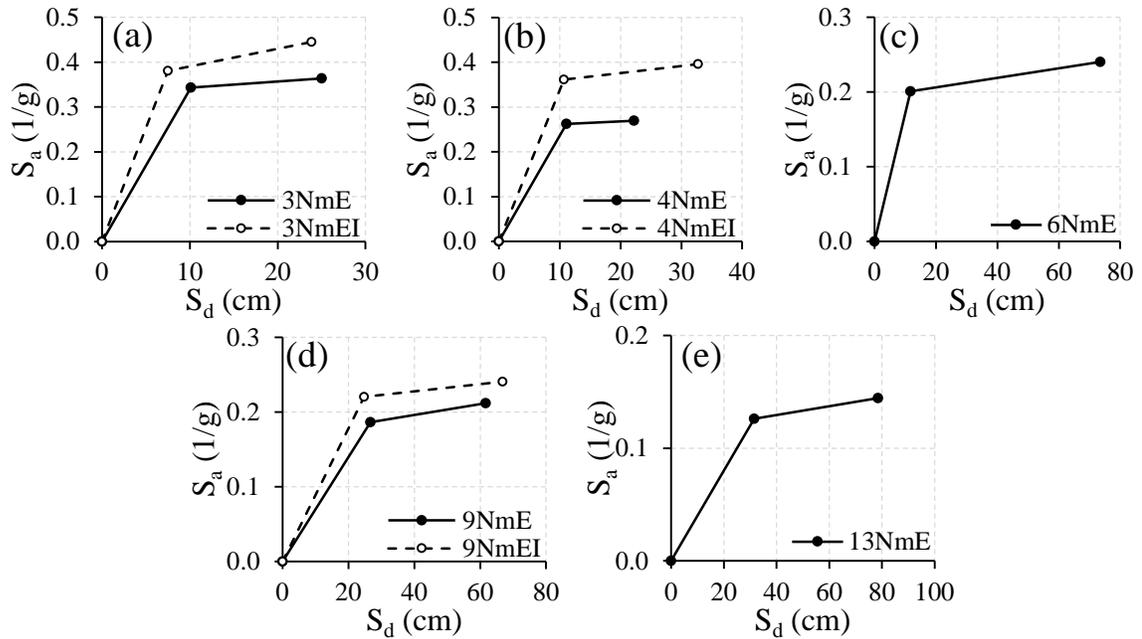


Figura 6.1. Curva envolvente bilineal idealizada de los edificios: (a) 3 niveles, (b) 4 niveles, (c) 6 niveles, (d) 9 niveles y (e) 13 niveles.

6.2.2 Resistencia Lateral Relativa y Escalamiento de Acelerogramas

La resistencia lateral relativa, R , se define como la relación entre la demanda de resistencia lateral impuesta por un sismo y la capacidad de la estructura para resistir las fuerzas laterales.

La resistencia lateral relativa queda definida de la siguiente manera:

$$R = \frac{S_a / g}{C_y} \quad (6.12)$$

Donde S_a es la aceleración espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura, T_1 , C_y es el coeficiente de resistencia asociado a la fluencia y g es la aceleración de la gravedad. Por medio de la Ec. 6.12 se puede calcular la demanda necesaria de S_a para alcanzar una R cualquiera, denominada $S_{a,req}$, la cual se expresa como:

$$S_{a,req} = R \cdot C_y \cdot g \quad (6.13)$$

La demanda requerida se obtendrá modificando el registro por un factor de escala, FE , el cual se define como el cociente de la demanda requerida y la demanda impuesta por el registro original:

$$FE = \frac{S_{a,req}}{S_a} \quad (6.14)$$

Usando la Ec. 6.14 se obtuvieron los FE necesarios para evaluar cada edificio con valores R constantes (iguales a 1.5, 2.0, 3.0 y 4.0). Se decidió evaluar hasta un límite de R igual a 4.0 ya que valores más altos representan un movimiento sísmico con probabilidad de ocurrencia muy baja, o bien un edificio con una resistencia lateral muy baja.

6.2.3 Estimación de COD_r

Con la finalidad de encontrar una tendencia en la variación del coeficiente COD_r , que pudiera implementarse en la formulación propuesta, se realizó un análisis estadístico con los resultados de los modelos “mE”. Los resultados se obtuvieron a partir de los acelerogramas que componen los conjuntos FL y LA10/50.

Para cada conjunto de resultados se calculó el valor de la mediana de COD_r . La variación de la mediana de COD_r con respecto a T_1 se presenta en la Figura 6.2. En la Figura 6.2a correspondiente al conjunto FL, se observa una tendencia de COD_r a incrementarse conforme se incrementa T_1 . Para un mismo T_1 , COD_r tiende a incrementarse conforme R se incrementa. En la Figura 6.2b se presentan los resultados obtenidos a partir de los acelerogramas que componen el conjunto LA10/50. En este caso se observan las mismas tendencias, aunque para este conjunto los valores de COD_r son ligeramente mayores.

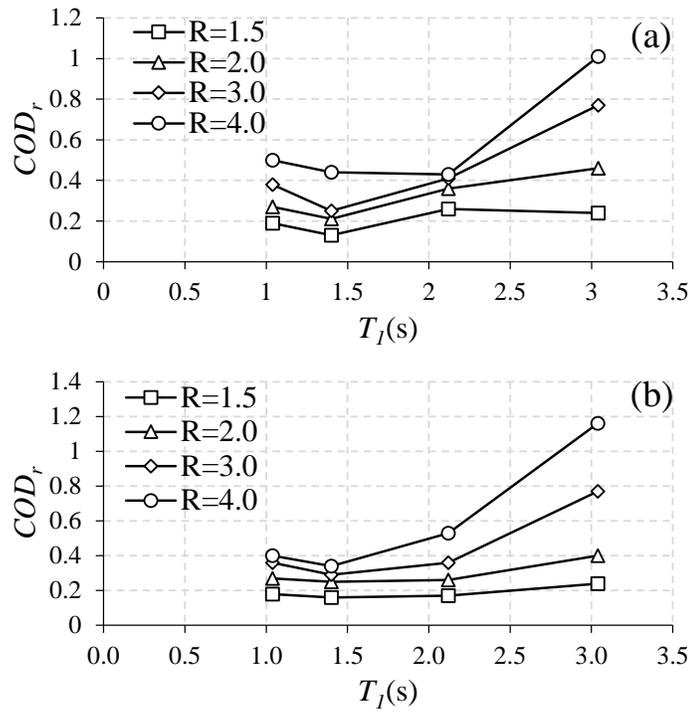


Figura 6.2. Variación de la mediana de COD_r obtenida con los modelos “mE”, evaluados en distintas R , usando los acelerogramas de los conjuntos: (a) FL y (b) LA10/50.

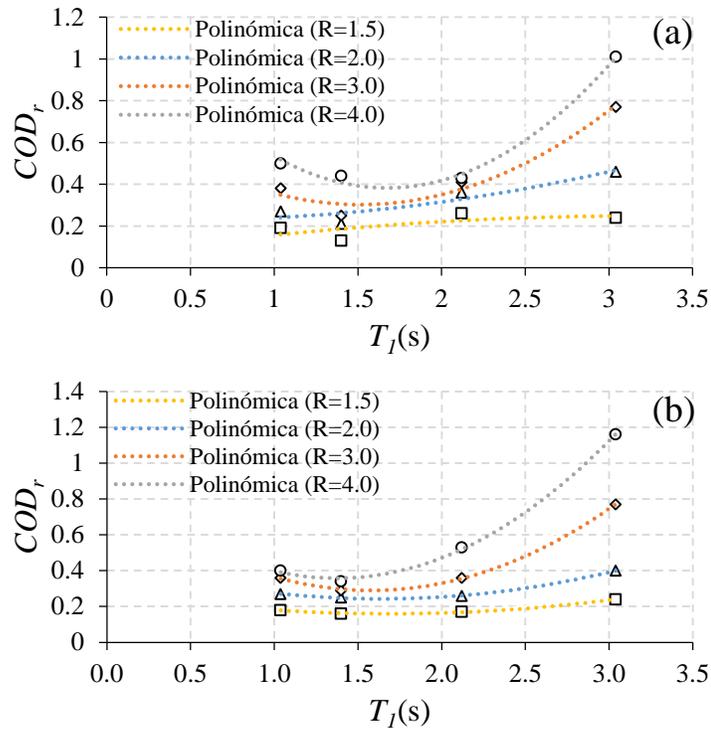


Figura 6.3. Curvas aproximadas para la variación de la mediana de COD_r en los resultados de los conjuntos: (a) FL y (b) LA10/50.

La tendencia estadística (empírica) ilustrada en la Figura 6.2 puede aproximarse usando una ecuación paramétrica. Por ejemplo, en este estudio se propuso la siguiente ecuación:

$$COD_r = \beta_1 T_1^2 + \beta_2 T_1 + \beta_3 \quad (6.15)$$

Empleando el programa Excel, se obtuvieron las constantes que definen cada caso. Las curvas aproximadas para ambos conjuntos sísmicos se muestran en la Figura 6.3. En la Ec. 6.15 los coeficientes β_1 , β_2 y β_3 dependen de la intensidad del movimiento (es decir, del conjunto sísmico utilizado) y de R . En la Tabla 6.2 se resumen los coeficientes a usar para cada intensidad. Nótese que en el caso en que R sea igual a 1.5, la Ec. 6.15 se convierte en un polinomio de primer grado.

Tabla 6.2. Coeficientes β_1 , β_2 y β_3 a emplear en la Ec. 6.15.

Conjunto FL			
	β_1	β_2	β_3
$R=4.0$	0.345	-1.245	1.478
$R=3.0$	0.232	-0.790	0.948
$R=2.0$	0.057	-0.135	0.327
$R=1.5$	0.000	0.043	0.116

Conjunto LA10/50			
	β_1	β_2	β_3
$R=4.0$	0.331	-1.051	1.159
$R=3.0$	0.244	-0.846	1.000
$R=2.0$	0.084	-0.298	0.500
$R=1.5$	0.000	-0.029	0.128

Los coeficientes dados en la Tabla 6.2 permiten estimar COD_r para valores fijos de R . En el caso de considerar una R diferente, se pueden interpolar linealmente los valores de los coeficientes. En el caso de existir valores de R menores que uno, se supondrá que el registro sísmico no induce un comportamiento inelástico en la estructura y, por tanto, el coeficiente COD_r será igual a cero.

Una alternativa en el uso de los coeficientes de la Tabla 6.2 consiste en determinar la variación de β_1 , β_2 y β_3 con respecto a R . En la Figura 6.4 se presenta la relación entre β y R .

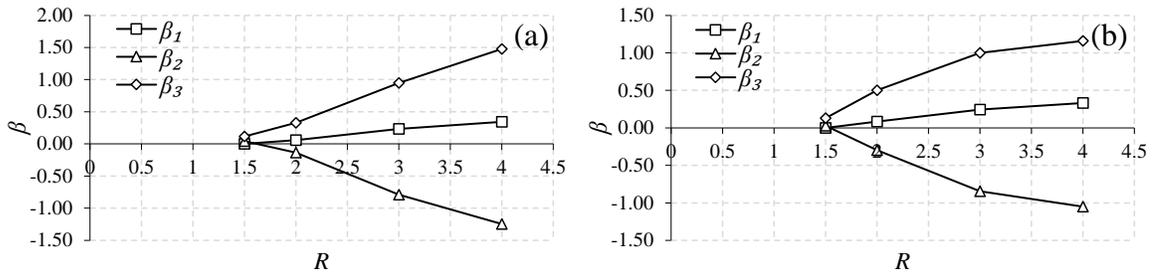


Figura 6.4. Variación de β con respecto a R para los conjuntos: (a) FL y (b) LA10/50.

La tendencia mostrada en la Figura 6.4 puede aproximarse con una nueva ecuación paramétrica. Por ejemplo, se puede proponer una tendencia lineal como en la siguiente ecuación:

$$\beta = \alpha_0 R - \alpha_1 \quad (6.16)$$

Empleando nuevamente el programa Excel, se obtuvieron las constantes α que definen cada caso como parte de una segunda regresión. Las curvas aproximadas para ambos conjuntos sísmicos se muestran en la Figura 6.5.

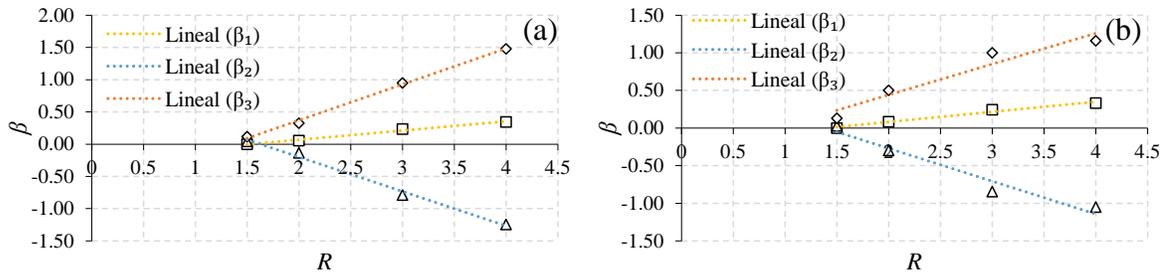


Figura 6.5. Curvas aproximadas para estimar β en función de R para los conjuntos: (a) FL y (b) LA10/50.

De esta manera, la Ec. 6.15 se puede expresar ahora como:

$$COD_r = (\alpha_0 R - \alpha_1)T_1 - (\alpha_2 R - \alpha_3)T_1 + \alpha_4 R - \alpha_5 \quad (6.17)$$

Los coeficientes α_0 , α_1 , α_2 , α_3 , α_4 y α_5 permiten estimar COD_r para valores de R no necesariamente fijos, cabe aclarar que los coeficientes dependen del conjunto sísmico utilizado. En la Tabla 6.3 se resumen los coeficientes a usar para cada caso.

Tabla 6.3. Coeficientes α_0 , α_1 , α_2 , α_3 , α_4 y α_5 a emplear en la Ec. 6.17.

Conjunto Sísmico	Coeficientes					
	α_0	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5
FL	0.14	0.22	0.53	0.87	0.56	0.74
LA10/50	0.13	0.19	0.44	0.6	0.41	0.38

La determinación de los valores de COD_r constituye la última parte de la formulación propuesta. En la siguiente sección se evaluará la formulación considerando la primera aproximación de COD_r (es decir, empleando la Ec. 6.15). Posteriormente, se evaluará la Ec. 6.17 como parte de la segunda propuesta para calcular COD_r , a fin de estimar la diferencia de resultados obtenida con respecto a la primera aproximación.

6.3 Evaluación del Criterio Propuesto

Empleando los resultados obtenidos en este trabajo (descritos en el Capítulo 4), se evaluará la formulación propuesta considerando los modelos “mE” y “mEI”. Lo anterior implica la aplicación de la formulación para cada uno de los 42 registros que componen los conjuntos seleccionados. Finalmente, la predicción de la distorsión residual obtenida con la Ec. 6.7 se comparará directamente con la distorsión residual obtenida a partir de un análisis dinámico no-lineal (ADNL) empleando cada registro.

A continuación se describen los pasos a seguir para la evaluación del criterio propuesto:

PASO 1: Desarrollo de un modelo analítico del edificio de interés, el cual deberá representar adecuadamente la rigidez y resistencia del sistema. Además, deberá considerar el comportamiento inelástico de sus componentes estructurales.

PASO 2: Obtener la curva de capacidad del edificio de interés por medio de un análisis estático no-lineal (AENL), la cual se representa en una gráfica de cortante basal contra desplazamiento de azotea, $V_b-\delta_{azotea}$.

PASO 3: Transformación de la curva de capacidad ($V_b-\delta_{azotea}$) a una curva en el espacio S_a-S_d .

PASO 4: Obtener los valores de T_l , C_y y $\Gamma_1\phi_{1,azotea}$. Los dos últimos parámetros se obtienen mediante las Ecs. 6.7 y 6.9, respectivamente.

PASO 5: Obtener el espectro de desplazamiento del registro evaluado. Considerando T_l , se obtendrán los valores de S_a y S_d correspondientes.

PASO 6: Calcular el valor de R , C_R y COD_r usando las Ecs. 6.12, 6.3 y 6.15.

PASO 7: Aplicar la Ec. 6.6 para obtener la estimación de $RIDR_{max}$ del edificio ante el registro elegido.

A continuación, se comparan los resultados de la $RIDR_{max}$ obtenidos del ADNL con las predicciones de la Ec. 6.6. En la Figura 6.6 se presenta dicha comparación empleando los modelos “mE”. En las gráficas, los ejes tienen los mismos límites, lo cual permite comparar la aproximación usando la línea diagonal que representa una estimación perfecta. Los marcadores más cercanos a la línea diagonal indican una buena aproximación del criterio propuesto. Aquellos que están por debajo de la línea indican una subestimación del método, mientras que los marcadores por arriba de la línea indican una sobrestimación.

Los resultados del modelo 3NmE muestran una predicción razonable para el conjunto FL; sin embargo, la dispersión de resultados es bastante alta para el conjunto LA10/50. En este modelo no se aprecia una tendencia clara a subestimar o sobrestimar el RIDR. En la parte inicial del eje de las abscisas se observan puntos muy cercanos al eje, los cuales representan casos donde se calculó un $RIDR_{max,ADNL}$ muy pequeño y el método predice que $RIDR_{max,p}$ será nulo.

En la gráfica correspondiente al modelo 4NmE se observa una buena predicción para el conjunto FL. La comparación para el conjunto LA10/50 indica, principalmente, una sobrestimación del $RIDR_{max}$.

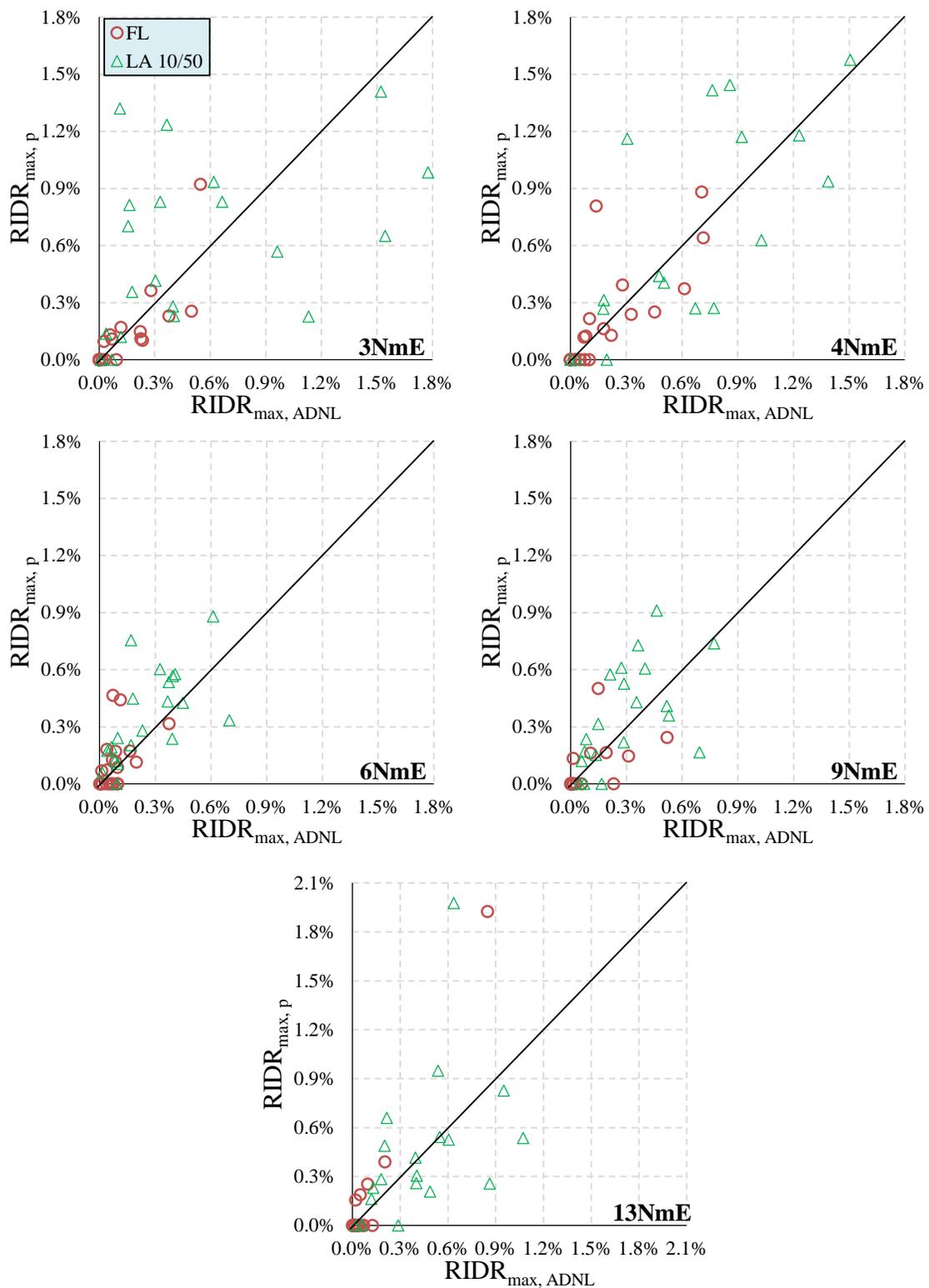


Figura 6.6. Comparación de RIDR obtenida del ADNL y la estimación dada por la Ec. 6.6 para los modelos “mE”.

En el caso del modelo 6NmE, las amplitudes de la $RIDR_{max}$ son pequeñas y, por ello, los resultados tienden a agruparse cerca del origen. Los puntos asociados a ambos conjuntos se mantienen cercanos a la línea diagonal, indicando una aproximación razonable. Algo similar sucede en las predicción para el modelo 9NmE, donde se observan puntos cercanos a la línea diagonal para ambos conjuntos sísmicos

La gráfica correspondiente al modelo 13NmE muestra una predicción con poca dispersión para ambos conjuntos sísmicos. Sin embargo aparecen dos puntos, uno por cada conjunto, que sobrestiman fuertemente la $RIDR_{max}$. La sobrestimación de estos registros se debe a la forma que adoptan sus espectros de aceleración, ya que en valores de T_l del orden de 3.0 seg la ordenada S_a no muestra una disminución, como podría esperarse.

Aunque las ecuaciones para estimar COD_r se desarrollaron con base en los resultados de los modelos “mE”, dado que solo se contaba con tres modelos “mEI”, a continuación se presenta la evaluación de la Ec. 6.6 para los modelos “mEI”. Los resultados de estas comparaciones se presentan en la Figura 6.7.

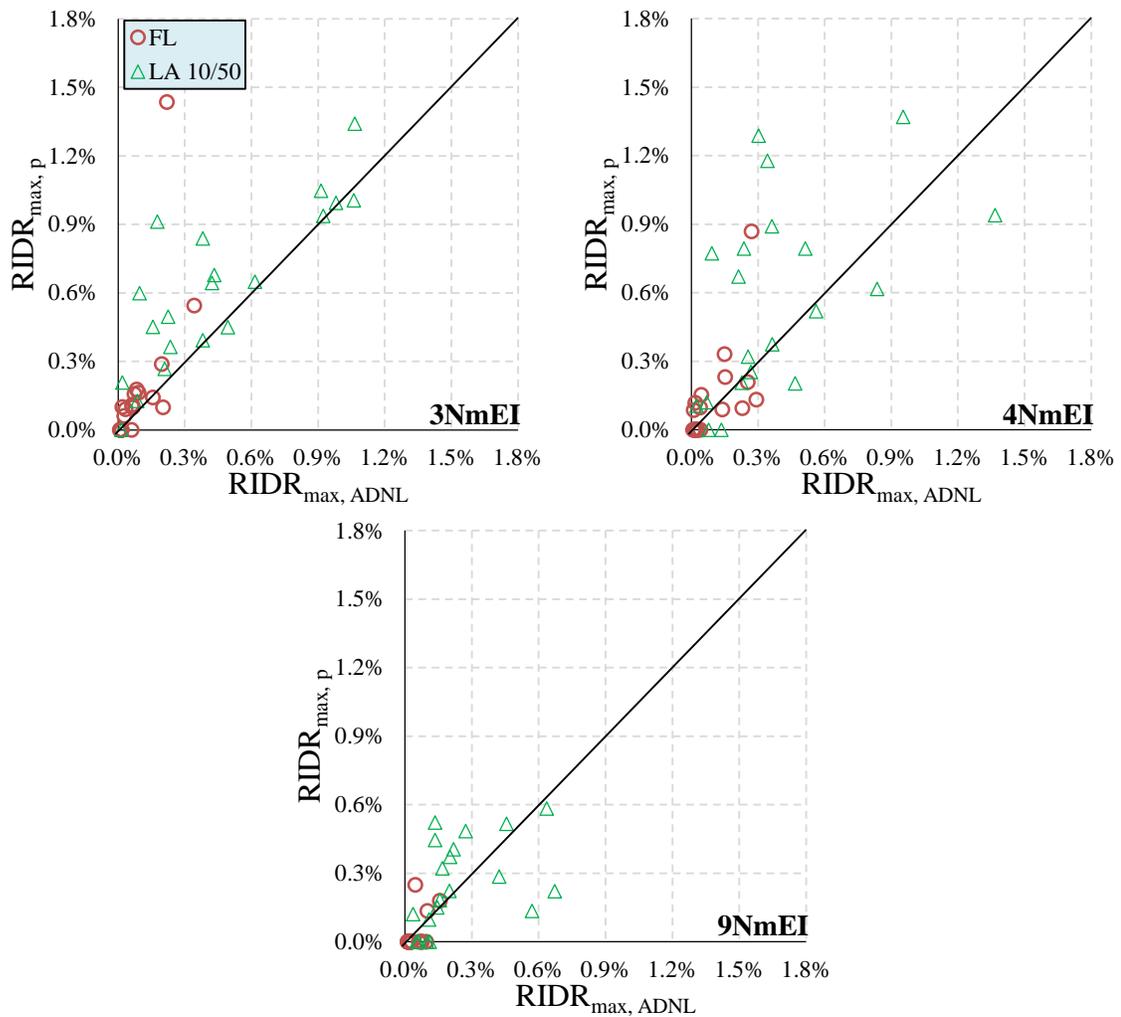


Figura 6.7. Comparación de $RIDR$ entre los resultados del ADNL y la estimación del criterio propuesto para los modelos mEI.

La gráfica correspondiente al modelo 3NmEI muestra una buena predicción de la $RIDR_{max}$ cuando se emplean los registros del conjunto FL; no obstante que un punto sobrestima notablemente el $RIDR_{max}$, debido a que el registro generó un valor de R alto. En el caso del conjunto LA10/50 la aproximación es adecuada, ya que los puntos se mantienen cercanos a la diagonal. Para este modelo, se observa claramente una sobrestimación de las $RIDR_{max}$ para ambos conjuntos sísmicos. Esto se debe a que COD_r se definió con los resultados de los modelos “mE”, los cuales exhiben amplitudes más grandes de $RIDR_{max}$ que aquellas calculadas para los modelos “mEI”.

Para el caso de los modelos 4NmEI y 9NmEI, la predicción presenta una mayor dispersión en los resultados obtenidos con el conjunto LA10/50 que los obtenidos con el conjunto FL. En ambos modelos se observa principalmente una sobrestimación de las distorsiones residuales. En el modelo 4NmEI la predicción en el conjunto FL es razonable, excepto por un punto que sobrestima visiblemente el $RIDR_{max}$. Mientras que en el modelo 9NmEI, los amplitud de los valores de $RIDR_{max}$ es menor, esto provoca que haya pocas comparaciones para el conjunto FL.

Además de las comparaciones gráficas de la predicción de $RIDR_{max}$, se calculó una medida del error generado por la formulación propuesta. Las medidas de error empleadas fueron el error estándar y el error logarítmico, definidas por las Ecs. 5.1 y 5.2.

La Figura 6.8 muestra los valores del error estándar calculados para los modelos “mE” y “mEI”. En la Figura 6.8a se observa que el error es muy similar para cada modelo, con un nivel de error por debajo de 0.25 cuando se consideran los registros del conjunto FL. Sin embargo, el error se incrementa cuando se emplean los acelerogramas del conjunto LA10/50.

Los errores calculados para los modelos “mEI” se muestran en la Figura 6.8b. La mayoría de estos se mantienen por debajo de 0.25. En particular, el error para el conjunto FL tiende a disminuir conforme aumenta el número de niveles. Lo anterior se atribuye a que el nivel de $RIDR_{max}$ es muy bajo para la mayoría de los registros en el modelo 9NmEI.

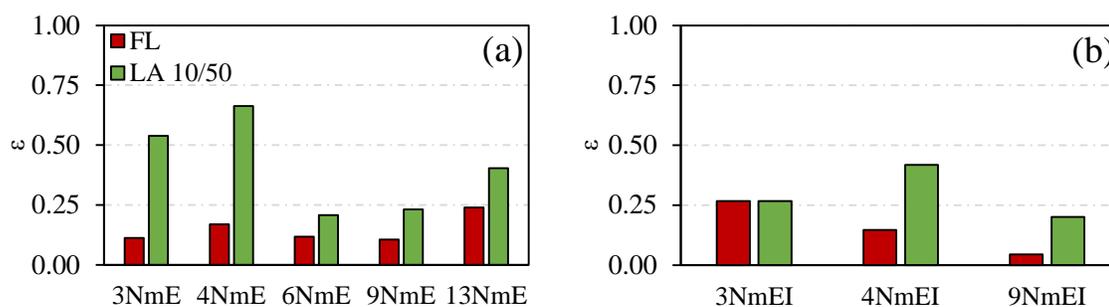


Figura 6.8. Error estándar del método propuesto obtenido para la familia de modelos considerados en este estudio: (a) modelos “mE” y (b) modelos “mEI”.

En la Figura 6.9 se muestra el error logarítmico obtenido para los mismos conjuntos y modelos. En la Figura 6.9a se aprecia que el error es muy semejante, con valores por debajo

de 0.75 (excepto para el caso correspondiente al modelo 3NmE). En la gráfica también se observa que el error es similar para los dos conjuntos sísmicos.

La Figura 6.9b muestra errores del orden de 0.75, con excepción a los errores calculados para el modelo 9NmEI que presenta errores menores. Usando el error logarítmico, el error para los modelos “mEI” tiende a ser mayor que el error de los “mE”. Esto puede atribuirse a la sobrestimación observada en la Figura 6.7.

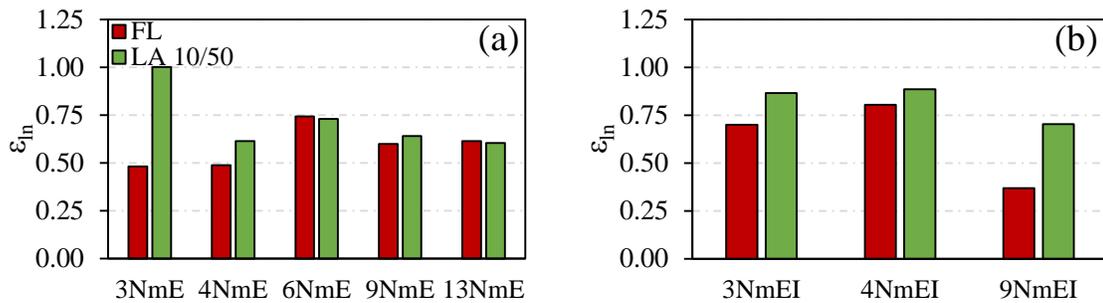


Figura 6.9. Error logarítmico del método propuesto obtenido para la familia de modelos considerados en este estudio: (a) modelos “mE” y (b) modelos “mEI”.

Las comparaciones y errores obtenidos muestran que el método propuesto, en general, tiene una aproximación similar para ambas intensidades sísmicas. Además, la dispersión en la predicción parece ser mayor en los edificios con un T_I pequeño.

Aunque la estimación de COD_r se desarrolló empleando los resultados de los modelos “mE”, la aplicación del método en los modelos “mEI” también muestra una aproximación razonable. Cabe notar que en estos modelos se tiende a sobrestimar los $RIDR_{max}$. Cabe aclarar que la formulación actual no es capaz de considerar la pendiente de post-fluencia, α , de cada edificio, lo cual representa una limitación en la formulación.

Como parte de la segunda aproximación de COD_r se evaluó nuevamente el método propuesto en los modelos “mE” y “mEI”, esta vez usando la Ec. 6.17. En las Figuras 6.10 y 6.11 se presentan los errores estándar y logarítmico respectivamente, los resultados en ambas figuras se muestran muy similares a los obtenidos con la primera evaluación. Las gráficas de comparación de $RIDR_{max}$ no se presentan debido a que los resultados se asemejan bastante a los mostrados en las Figuras 6.6 y 6.7.

Los resultados anteriores indican que la Ec. 6.17, junto con los coeficientes de la Tabla 6.3, también proporciona una aproximación similar a la formulación de la Ec. 6.15.

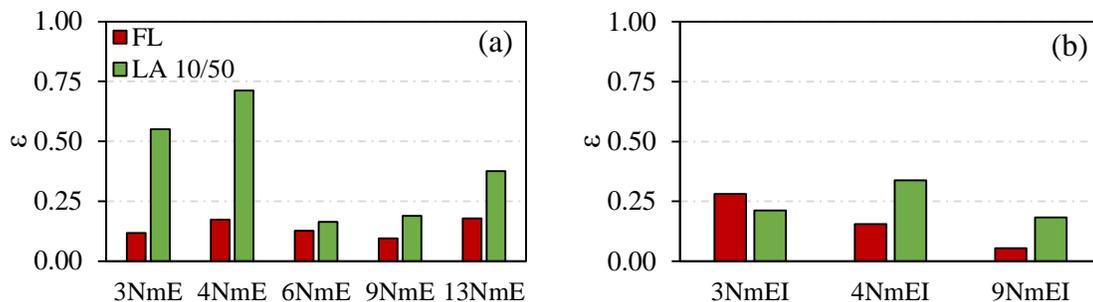


Figura 6.10. Error estándar usando la Ec. 6.17 para estimar COD_r , considerando los conjuntos sísmicos FL y LA10/50: (a) modelos "mE" y (b) modelos "mEI".

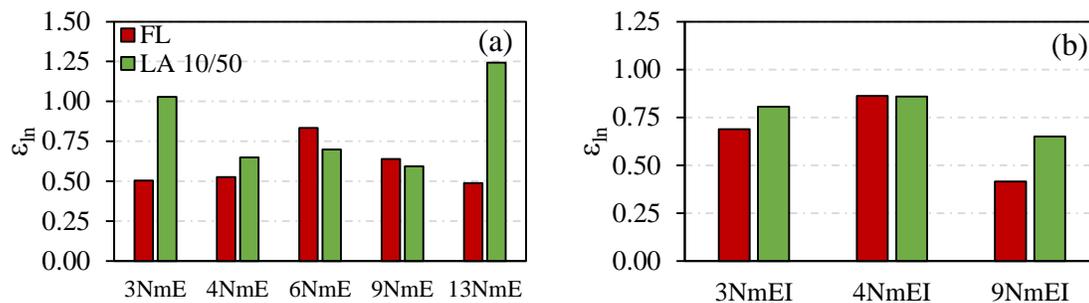


Figura 6.11. Error logarítmico usando la Ec. 6.17 para estimar COD_r , considerando los conjuntos sísmicos FL y LA10/50: (a) modelos "mE" y (b) modelos "mEI".

7 Conclusiones

7.1 Resumen

El presente estudio surgió a partir de la incertidumbre en la estimación de distorsiones residuales, como parte de la evaluación sísmica de estructuras. Particularmente, en edificios estructurados a base de marcos resistentes a momento, es común que durante un evento sísmico intenso los componentes estructurales queden dañados tras experimentar un comportamiento inelástico. Lo anterior incrementa la posibilidad de demoler el edificio, debido a la inminente pérdida de funcionalidad del mismo.

A fin de estudiar la respuesta dinámica en edificios considerando las distorsiones residuales, se seleccionaron cinco edificios de acero estructurados a base de marcos resistentes a momento (MRM). Los edificios son regulares en planta y elevación, estos se eligieron en diferentes alturas teniendo 3, 4, 6, 9 y 13 niveles; para cada edificio se desarrolló su modelo analítico en el programa *OpenSees* (McKenna, 2006). En una primera etapa los modelos analíticos se hicieron considerando solamente el MRM en uno de los sentidos de la estructura, considerándolo representativo de la mitad del edificio.

Durante esta etapa se calibró la respuesta del modelo de 4 niveles, comparada con la respuesta obtenida en pruebas experimentales sobre mesa vibradora, los resultados indicaron que la estrategia de modelado adoptada es capaz de representar la respuesta dinámica del edificio. En una segunda etapa se desarrollaron modelos más completos para los edificios de 3, 4 y 9 niveles, estos modelos consideraron las fuentes adicionales de rigidez y resistencia que aportan los marcos interiores y la inclusión de la losa.

Para el estudio se seleccionaron cuatro conjuntos de acelerogramas que fueron usados en los análisis dinámicos no-lineales (ADNL) empleando el programa *OpenSees* (McKenna, 2006).

El conjunto FL es representativo de registros de fuente lejana, mientras que los tres conjuntos restantes fueron compilados y modificados para representar probabilidades de excedencia de 50%, 10% y 2% en un periodo de 50 años representativa de la zona de Los Angeles, California (EU).

Los modelos desarrollados se sometieron a un ADNL usando los 82 acelerogramas que componen los cuatro conjuntos sísmicos seleccionados. La respuesta de los modelos se cuantificó en términos de distorsiones de entrepiso (IDR), se obtuvieron distorsiones máximas y distorsiones residuales como parámetros relevantes de la respuesta. Además se analizó la influencia de la intensidad del movimiento, el periodo fundamental de vibración, T_1 , y el tipo de modelado.

En este trabajo se evaluaron dos métodos aproximados para la estimación de distorsiones residuales, la evaluación se hizo considerando los mismos edificios y acelerogramas mencionados anteriormente. Los métodos evaluados son propuestas del documento FEMA P-58 (2012) y de Erochko *et al.* (2011), la comparación de la estimación de los métodos con los resultados del ADNL permitieron evaluar la eficacia de sus formulaciones. Adicionalmente se propuso un método para la estimación de distorsiones residuales basado en el uso de coeficientes así como las propiedades mecánicas y dinámicas del edificio, la formulación de este método fue desarrollada durante este trabajo considerando los resultados obtenidos de los ADNL.

7.2 Conclusiones

Con base en los resultados y observaciones obtenidas durante el estudio, se ofrecen las siguientes conclusiones:

1. La amplitud de las distorsiones residuales se ve altamente afectada por la intensidad sísmica de los acelerogramas usados.
2. El periodo fundamental de vibración, T_1 , tiene una ligera influencia en la amplitud de las distorsiones residuales, lo anterior se acentúa particularmente en los modelos con un T_1 pequeño.

3. El modelo representativo del edificio de 4 niveles conduce a resultados de distorsión de mayor amplitud, debido a que su estructuración incluye vigas con RBS y esto incrementa la ductilidad del edificio.
4. La distorsión residual de entrepiso se manifiesta como un porcentaje significativo de la distorsión máxima de entrepiso, esta relación no es constante ya que varía de acuerdo a la intensidad sísmica de los acelerogramas y el T_1 de la estructura.
5. La adición de las fuentes adicionales de rigidez y resistencia consideradas en este estudio, llevan a una reducción considerable tanto de distorsiones máximas como de distorsiones residuales. Esta reducción depende fuertemente de la intensidad sísmica en las amplitudes de distorsión residual, mientras que en la distorsión máxima es más constante.
6. El coeficiente COD_r mostro ser un parámetro estable para relacionar la distorsión residual máxima de entrepiso con la distorsión máxima de azotea, ya que la variación de COD_r depende de la intensidad sísmica y del T_1 .
7. La dispersión en los resultados de distorsión residual obtenidos a partir de los análisis dinámicos no-lineales, es considerablemente mayor cuando se emplean los registros de baja intensidad (por ejemplo, los registros que componen los conjuntos FL y LA50/50).
8. Los resultados en la predicción de distorsión residual realizada usando los métodos aproximados del documento FEMA P-58 (2012) y Erochko *et al.* (2011), llevan a valores de error razonables considerando la dispersión propia de las distorsiones residuales.
9. Los métodos aproximados del FEMA P-58 (2012) y Erochko *et al.* (2011) presentan amplitudes de error similares en la predicción de la distorsión residual. Pero los errores obtenidos entre la predicción de azotea y de primer nivel para cada método, muestran diferencias considerables.
10. Ambos métodos de predicción tienden a subestimar los resultados del ADNL en T_1 pequeños (es decir, los edificios de 3 y 4 niveles), mientras que en T_1 mayores ambos

métodos tienden a sobrestimar los resultados. Comparando los dos métodos se observa que la subestimación es mayor al emplear el método del FEMA P-58 (2012), mientras que el método de Erochko *et al.* (2011) tiene porcentajes de sobrestimación mayores.

11. La tendencia en la variación del coeficiente COD_r puede definirse usando como variables el T_1 , la resistencia lateral relativa de edificio, R , y la intensidad sísmica de los acelerogramas.
12. La formulación del método propuesto conduce a amplitudes de error similares a las obtenidas con los métodos del FEMA P-58 (2012) y Erochko *et al.* (2011).

7.3 Estudios Sugeridos

Dados los alcances de esta tesis, a continuación se sugieren estudios adicionales que pueden servir para complementar y extender los objetivos aquí propuestos:

- Aumentar la familia de edificios en estudio, considerando un rango más amplio de número de niveles y de T_1 . Siendo de particular interés un T_1 asociado a edificios rígidos.
- Extender el estudio del coeficiente COD_r y su incorporación en la estimación de las distorsiones residuales. Asimismo, se recomienda incluir explícitamente la rigidez de post-fluencia dentro de la formulación.
- Extender la formulación propuesta para que sea capaz de considerar edificios con estructuraciones diversas (por ejemplo, contraventeos restringidos contra pandeo y marcos resistentes a momento con vigas de sección reducida).
- Aumentar el número de acelerogramas en estudio para considerar sismos característicos de diferentes zonas y múltiples intensidades sísmicas.
- Usar modelos analíticos más refinados, con la posibilidad de usar otro tipo de modelado o incluso considerar modelos en tres dimensiones.
- Extender el estudio para diferentes tipos de terreno y considerar la flexibilidad en la base de la estructura.

Referencias

AISC (2005), “Seismic provisions for structural steel buildings,” American Institute of Steel Construction (AISC), AISC-341-05, Inc. Chicago, Illinois.

AISC (2010), “Specification for Structural Steel Buildings,” American Institute of Steel Construction (AISC), AISC-360-10, Inc. Chicago, Illinois.

Applied Technology Council [ATC]. (2007). “Recommended Methodology for Quantification of Building System Performance and Response Parameters,” ATC-63 90% Draft, Redwood City, CA.

ASCE-7 (2002), “Minimum design loads for buildings and other structures,” Structural Engineering Institute.

Carr, A. J. (2005). Ruaumoko program for inelastic dynamic analysis—User manual, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Erochko, J., Christopoulos, C., Tremblay, R. & Choi, H. (2011), “Residual drift response of SMRFs and BRB frames in steel buildings designed according to ASCE 7-05.” *J. of Struct. Eng.*, 137, 589–599.

FEMA-356 (2000), Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency.

FEMA-440 (2005), Improvement of Nonlinear Static Seismic Procedures, ATC-55 Draft, Washington.

FEMA. (2012). “FEMA P-58: Seismic performance assessment of buildings. Volume 1-Methodology”. Federal Emergency Management Agency: Washington, DC.

Freeman, S.A., Nicoletti, J.P. & Matsumura, G. (1984). “Seismic design guidelines for essential buildings”, Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, United States, August.

Gupta, A., & Krawinkler, H. (1999). “Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures”. Tech. Rep. 132, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.

IBC. (2003). International building code IBC 2003. “International Code Council, Birmingham, AL.

Iwata, Y., Sugimoto, H. & Kugamura, H. (2006), “Reparability limit of steel structural buildings based on the actual data of the Hyogoken-Nanbu earthquake”, Proceedings of the 38th Joint Panel. Wind and Seismic effects. NIST Special Publication 1057, 23-32.

- Kalkan, E., & Chopra, A.K. (2010). Practical guidelines to select and scale earthquake records for nonlinear response history analysis of structures: U.S. Geological Survey Open-File Report 2010-1068, 124 p.
- Lignos, D. G., & Krawinkler, H. (2007). "A database in support of modeling of component deterioration for collapse prediction of steel frame structures." Proc. ASCE Structures Congress, SEI institute, Long Beach, CA.
- Lignos, D. G., Krawinkler, H. & Whittaker, A. S. (2010). "Prediction and validation of sidesway collapse of two scale models of a 4-story steel moment frame". Earthquake Engng. Struct. Dyn., 40: 807–825. doi: 10.1002/eqe.1061
- Lignos, D. & Krawinkler, H. (2011). "Deterioration Modeling of Steel Components in Support of Collapse Prediction of Steel Moment Frames under Earthquake Loading." J. Struct. Eng., 137(11), 1291–1302.
- Lignos, D. G. & Krawinkler, H. (2012). "Sidesway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations." Rep. No. TB 172, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford Univ., Stanford, CA.
- Liu, J. & Astanteh-Asl, A. (2000). "Cyclic Testing of Simple Connections Including Effects of Slab." J. Struct. Eng., 126(1), 32-39.
- Luco, N. (2002). "Probabilistic seismic demand analysis, SMRF connection fractures, and near-source effects". Dissertation for the degree of doctor of philosophy, Dept. of Civil Engineering and Environmental Engineering, Univ. of Stanford university.
- McCormick, J., Aburano, H., Ikenaga & Nakashima, M. (2008). "Permissible Residual Deformation Levels For Building Structures Considering Both Safety And Human Elements", Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, Paper No. 05-06-0071.
- McKenna, F., Fenves, G. L., & Scott, M. H. (2006). "Open system for earthquake engineering simulation". Univ. of Calif., Berkeley, Calif., <http://opensees.berkeley.edu>.
- Okada, T., Kabeyasawa, T., Nakano, T., Maeda, M. & Nakamura, T. (2000). "Improvement of seismic performance of reinforced concrete school buildings in Japan-Part 1 Damage survey and performance evaluation after the 1995 Hyogo-Ken Nambu earthquake". Proceedings of the twelfth world conference on earthquake engineering, Paper 2421.
- Pampanin, S., Christopoulos, C. & Priestley, MJN. (2003). "Performance-based seismic response of framed structures including residual deformations. Part II: Multiple-degree-of-freedom systems". J Earthq Eng, 1(7):119-47.

- Pettinga, D., Christopoulos, C., Pampanin, S. & Priestley, N. (2007), "Effectiveness of simple approaches in mitigating residual deformations in buildings". *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 36: 1763–1783. doi: 10.1002/eqe.717
- Ricles, J., Zhang, X., Lu, L.W., & Fisher, J. (2004). "Development of Seismic Guidelines for Deep-Column Steel Moment Connections": ATLSS Report No. 04-13, ATLSS Engineering Research Center, Lehigh University, Bethlehem, PA.
- Rosenblueth, E. & Meli, R. (1986). "The 1985 Mexico earthquake: Causes and effects in Mexico City". *Concrete International (ACI)*, 8(5):23-34.
- Ruiz-García, J. & Miranda, E. (2005). "Performance-based assessment of existing structures accounting for residual displacements". Report no. 153. Stanford (CA): The John A. Blume Earthquake Engrg Ctr, Stanford Univ.
- Ruiz-García, J. & Miranda, E. (2006a). "Residual displacement ratios for assessment of existing structures". *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, 35: 315–336. doi: 10.1002/eqe.523
- Ruiz-Garcia, J. & Miranda, E. (2006b). "Evaluation of residual drift demands in regular multistory frame buildings for performance-based assessment". *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 35(13):1609-29.
- Ruiz-García, J. & Miranda, E. (2010). "Probabilistic estimation of residual drift demands for seismic assessment of multi-story framed buildings". *Engineering Structures*, 32 (1), 11-20.
- Somerville, P., Smith, N., Punyamurthula, S., & Sun, J. (1997). "Development of Ground Motion Time Histories For Phase II Of The FEMA/SAC Steel Project, SAC Background Document Report SAC/BD-97/04."
- Uang, C. M., Yu, Q. S., Sadre, A., Bonowitz, D., Youssef, N. & Vinkler, J. (1997). "Seismic Response of an Instrumented 13-Story Steel Frame Building Damaged in the 1994 Northridge Earthquake". *Earthquake Spectra*: February 1997, Vol. 13, No. 1, pp. 131-149.
- Uma, S. R., Pampanin, Stefano. & Christopoulos, Constantin. (2010). "Development of Probabilistic Framework for Performance-Based Seismic Assessment of Structures Considering Residual Deformations". *Journal of Earthquake Engineering*, 14: 7, 1092-1111.
- Zareian, F. & Medina, R. A. (2010). "A practical method for proper modeling of structural damping in inelastic plane structural systems". *Computers & Structures*, Vol. 88, 1-2, pp. 45-53.
- Zareian, F. & Kanvinde, A. (2013). "Effect of Column-Base Flexibility on the Seismic Response and Safety of Steel Moment-Resisting Frames". *Earthquake Spectra*: November 2013, Vol. 29, No. 4, pp. 1537-1559.