



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

RESPUESTA TRIDIMENSIONAL DE EDIFICIOS DE ACERO ANTE SECUENCIAS
SÍSMICAS

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

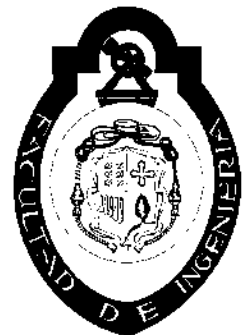
PRESENTA:

ANGEL TÉLLEZ CORDERO

ASESOR:

DR. JORGE RUÍZ GARCÍA

MORELIA, MICHOACÁN. ENERO 2016



Índice

1	Introducción.....	1
1.1	Motivación	1
1.2	Estudios previos	2
1.3	Objetivos y alcances.....	3
2	Edificios considerados en este estudio	5
2.1	Descripción de los edificios	5
2.1.1	Edificio de 3 niveles.....	5
2.1.2	Edificio de 9 niveles.....	7
2.1.3	Edificio de 20 niveles	9
2.2	Modelado de los edificios	11
2.2.1	Análisis no lineal de SMGL	11
2.2.2	Modelado	12
2.2.3	Curvas de capacidad y propiedades dinámicas	15
3	Secuencias sísmicas	19
3.1	Método aleatorio para generar secuencias sísmicas.....	19
3.2	Conjunto de eventos principales	19
3.3	Conjunto de secuencias sísmicas artificiales	20
4	Respuesta ante secuencias sísmicas.....	23
4.1	Efecto del tipo de modelado.....	23
4.1.1	Edificio de 3 niveles.....	23
4.1.2	Edificio de 9 niveles.....	27
4.1.3	Edificio de 20 niveles	31
4.2	Influencia del ángulo de ataque.....	36
4.2.1	Edificio tridimensional sin columnas interiores	37
4.2.2	Edificio tridimensional con columnas interiores	40
4.2.3	Comparación entre edificios tridimensionales 3DSC y 3DCG.....	42
5	Conclusiones.....	44
5.1	Resumen	44
5.2	Conclusiones	44
6	Referencias	46

Índice de tablas

Tabla 2.1 Perfiles usados para el edificio de 3 niveles.	6
Tabla 2.2 Perfiles usados para el edificio de 9 niveles.	7
Tabla 2.3 Perfiles usados en el edificio de 20 niveles.....	9
Tabla 2.4 Periodos de vibración correspondientes a cada modelo analítico de los edificios considerados en este estudio.	15
Tabla 3.1 Conjunto de registros C2-50.	20
Tabla 3.2 Esquema de combinaciones de registros para generar las secuencias sísmicas.	20

Índice de figuras

Figura 2.1 Vista en planta del edificio de 3 niveles.	6
Figura 2.2 Vista en elevación del edificio de 3 niveles.	7
Figura 2.3 Vista en planta del edificio de 9 niveles.	8
Figura 2.4 Vista en elevación del edificio de 9 niveles.	8
Figura 2.5 Vista en planta del edificio de 20 niveles.	10
Figura 2.6 Vista en elevación del edificio de 20 niveles.	11
Figura 2.7 Ilustración de la pérdida de resistencia en vigas con conexiones a momento.....	13
Figura 2.8 Ilustración del comportamiento histerético en vigas interiores.	13
Figura 2.9 Modelos analíticos en 3D, sin columnas y con columnas gravitacionales: a) 3 niveles, b) 9 niveles, c) 20 niveles.	14
Figura 2.10 Curvas de capacidad obtenida para los modelos 3D del edificio de 3 niveles: a) sin columnas interiores, b) con columnas interiores.....	16
Figura 2.11 Curvas de capacidad obtenida para los modelos 3D del edificio de 9 niveles: a) sin columnas interiores, b) con columnas interiores.....	16
Figura 2.12 Curvas de capacidad obtenida para los modelos 3D del edificio de 20 niveles: a) sin columnas interiores, b) con columnas interiores.....	17
Figura 2.13 Comparación de las curvas de capacidad obtenida para los modelos 3D y 2D: a) edificio de 3 niveles, b) edificio de 9 niveles, c) edificio de 20 niveles.	18
Figura 3.1 Ejemplos de las secuencias sísmicas utilizadas en el estudio: a) LA2122, b) LA2223, c) LA2421, d) LA2521.....	22
Figura 4.1 Distorsiones de entrepiso máximas generadas en el edificio de 3 niveles ante el evento principal LA21 y la secuencia LA2122: a) modelo 2D, b) modelo 3DSC, c) modelo 3DCG.	23
Figura 4.2 Comparación de los efectos de la distorsión de entrepiso en los modelos 2D, 3DSC y 3DCG: a) evento principal LA21, b) secuencia LA2122.	24
Figura 4.3 Comparación de la historia de desplazamiento de azotea de los modelos 3DSC y 3DCG sujeto a la secuencia sísmica LA2122.....	25
Figura 4.4 Comparación de la historia de desplazamiento en el segundo nivel de los modelos 3DSC y 3DCG sujeto a la secuencia sísmica LA2122.	25
Figura 4.5 Ejemplos de pérdida de resistencia en las vigas ante la secuencia LA2122: a) Viga1 en el eje 1, entre A y B, del primer nivel sin columnas interiores 3D,	

b) Viga 1 en eje 1, entre A y B, del primer nivel con columnas interiores 3D,	
c) Viga 178 en eje 3, entre A y B, del primer nivel con columnas interiores.	26
Figura 4.6 Comparación de la distorsión máxima de entrepiso en los modelos bidimensional y tridimensional del edificio de 3 niveles ante el evento principal LA21 y la secuencia LA2122.	27
Figura 4.7 Distorsiones de entrepiso máximas generadas en el edificio de 9 niveles ante el evento principal LA21 y la secuencia LA2122: a) modelo 2D, b) modelo 3DSC.	28
Figura 4.8 comparación de los efectos de la distorsión de entrepiso en los modelos 2D y 3DSC: a) evento principal LA21, b) secuencia La2122.	29
Figura 4.9 Comparación de la historia de desplazamiento de azotea del modelo 3DSC sujeto a la secuencia sísmica LA2425.	30
Figura 4.10 Comparación de la historia de desplazamiento en el noveno nivel del modelo 3DSC sujeto a la secuencia sísmica LA2425.	30
Figura 4.11 Ejemplo de pérdida de resistencia en las vigas del modelo 3DSC ante la secuencia LA2425: a) Viga45 en el eje 1, entre E y F, del nivel nueve.	31
Figura 4.12 Comparación de la distorsión máxima de entrepiso en los modelos bidimensional y tridimensional del edificio de 9 niveles ante el evento principal LA24 y la secuencia LA2425.	31
Figura 4.13 Distorsiones de entrepiso máximas generadas en el edificio de 20 niveles ante el evento principal LA21 y la secuencia LA2122: a) modelo 2D, b) modelo 3DSC, c) modelo 3DCG.	32
Figura 4.14 comparación de los efectos de la distorsión de entrepiso en los modelos 2D, 3DSC y 3DCG: a) evento principal LA21, b) secuencia La2122.	33
Figura 4.15 Comparación de la historia de desplazamiento de azotea de los modelos 3DSC y 3DCG sujeto a la secuencia sísmica LA2122.	34
Figura 4.16 Comparación de la historia de desplazamiento en el segundo nivel de los modelos 3DSC y 3DCG sujeto a la secuencia sísmica LA2122.	34
Figura 4.17 Comportamiento histerético de las vigas ante la secuencia LA2221: a) Viga 53 en el eje 1, entre C y D, del nivel 10 del modelo 3DSC, b) Viga 53 en eje 1, entre C y D, del nivel 10 del modelo 3DCG, c) Viga 1094 en eje 3, entre C y D, del nivel 13 del modelo 3DCG	35
Figura 4.18 Comparación de la distorsión máxima de entrepiso en los modelos bidimensional y tridimensional del edificio de 20 niveles ante el evento principal LA24 y la secuencia LA2425.	36

Figura 4.19 Esquema de la variación del ángulo de incidencia, θ , de las secuencias sísmicas	38
Figura 4.20 Influencia del ángulo de ataque en la dirección X y Y del edificio de 3 niveles: a) $\theta=0^\circ$, b) $\theta=22.5^\circ$, c) $\theta=45^\circ$, d) $\theta=67.5^\circ$, e) $\theta=90^\circ$	39
Figura 4.21 Influencia del ángulo de ataque en las distorsiones absolutas de 3 niveles: a) $\theta=0^\circ$, b) $\theta=22.5^\circ$, c) $\theta=45^\circ$, d) $\theta=67.5^\circ$, e) $\theta=90^\circ$	40
Figura 4.22 Influencia del ángulo de ataque en la dirección X y Y del edificio de 3 niveles: a) $\theta=0^\circ$, b) $\theta=22.5^\circ$, c) $\theta=45^\circ$, d) $\theta=67.5^\circ$, e) $\theta=90^\circ$	41
Figura 4.23 Influencia del ángulo de ataque en las distorsiones absolutas del modelo 3DCG de 3 niveles: a) $\theta=0^\circ$, b) $\theta=22.5^\circ$, c) $\theta=45^\circ$, d) $\theta=67.5^\circ$, e) $\theta=90^\circ$	42
Figura 4.24 Comparación de la influencia del ángulo de ataque en las distorsiones absolutas de los modelos 3DSC y 3DCG: a) $\theta=0^\circ$, b) $\theta=22.5^\circ$, c) $\theta=45^\circ$, d) $\theta=67.5^\circ$, e) $\theta=90^\circ$	43

RESUMEN

Esta tesis presenta la evaluación de la respuesta tridimensional (3D) de edificios de acero. Dos modelos analíticos tridimensionales fueron desarrollados, considerando y sin considerar la participación de las columnas y vigas interiores, para tres edificios de 3, 9 y 20 niveles. En principio, se obtuvo la curva de capacidad a partir de modelos 3D, la cual se comparó con la curva de capacidad obtenida a partir de sus correspondientes modelos bidimensionales (2D). En la segunda parte de este estudio, se investigó la influencia del tipo de modelado en la respuesta no-lineal de los modelos 2D y 3D sujetos a secuencias sísmicas artificiales evento principal-réplica. Finalmente, se evaluó la influencia del ángulo de incidencia de las secuencias sísmicas en la respuesta tridimensional del edificio de 3 niveles.

Palabras clave: respuesta tridimensional, edificios de acero, curva capacidad, influencia del tipo de modelado, ángulo de incidencia.

ABSTRACT

This thesis presents the evaluation of the three-dimensional (3D) response of steel buildings. Two three-dimensional analytical models were developed, including or not the interior gravity beams and columns, for 3-, 9-, and 20-story buildings. First, the capacity curve for each 3D model was obtained in this study, which was compared with the capacity curve obtained from their corresponding bi-dimensional (2D) models. Next, the influence of type of modeling in the nonlinear response of 2D and 3D models when subjected to artificial seismic sequences was investigated. Finally, the influence of the angle of incidence of the seismic sequences in the three-dimensional response of the 3-story building was studied.

INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

Una secuencia sísmica se le denomina al conjunto de movimientos sísmicos ocurridos en una región específica en un intervalo de tiempo determinado. Es decir, cuando se genera un sismo importante ocurrido por el movimiento abrupto de las placas tectónicas, posteriormente ocurren otros sismos en localidades cercanas. Asimismo, los sismólogos han acuñado tres términos para describir este fenómeno: precursor, evento principal y réplicas. El sismo de mayor magnitud en una secuencia se les denomina como evento principal, mientras que a los sismos que anteceden al evento principal se les denomina precursor, cuya magnitud no es significativa para causar daño estructural, y a los sismos que ocurren después al evento principal se denominan como réplicas. Usualmente las magnitudes presentadas por las réplicas disminuyen con el paso del tiempo, sin embargo pueden alcanzar magnitudes importantes las cuales pueden ocasionar daños posteriores en estructuras afectadas por eventos principales o réplicas previas.

Para definir las secuencias sísmicas primeramente se requiere de registros obtenidos mediante los acelerógrafos, en los cuales se registran los acelerogramas, que a su vez son una representación temporal de la aceleración que experimenta el suelo en un determinado punto durante un terremoto.

Idealmente, si se requiere evaluar la respuesta de una estructura ante el efecto de una secuencia sísmica, se requiere que los datos suministrados para el análisis por el conjunto de acelerogramas (amplitud, contenido de frecuencia y duración), sean los más cercanos a la zona de estudio. Dicho esto, para tener certeza de los comportamientos más cercanos a la realidad de cualquier estructura en la región estudiada.

El análisis de la respuesta de estructuras civiles (por ejemplo, edificios), ante secuencias sísmicas es un tema que ha llamado mucho la atención dentro de la comunidad enfocada a la ingeniería sísmica. La mayor parte de los estudios previos se han realizado en sistemas de un grado de libertad (S1GL) y, en los últimos años, en

sistemas de múltiples grados de libertad (SMGL). Cabe notar, que los estudios previos en SMGL han sido desarrollados con modelos bi-dimensionales (2D), y en menor medida en modelos tridimensionales (3D). En general, en los estudios llevados a cabo en SMGL se ha demostrado que la respuesta en modelos analíticos 2D puede diferir significativamente de la respuesta de los modelos desarrollados en 3D.

Ante este panorama, por la diferencia en la respuesta de los modelos (2D vs 3D), se ha decidido modelar estructuras de edificios tridimensionales y bi-dimensionales que se asemejen tanto en su geometría así como características de diseño a las estructuras reales para así poder analizar estos distintos comportamientos que se presentan entre ellos. Dichos modelos, pudiendo diferir debido a que en los modelos 3D se representan los marcos interiores que de acuerdo a la práctica americana se diseñan como marcos sujetos a gravedad. Además, de que en este tipo de modelos 3D son considerados los marcos ortogonales, los cuales aportan una mayor rigidez ante las cargas laterales.

Asimismo, los estudios realizados generalmente cuentan con análisis y respuesta ante un solo evento principal, más sin embargo, se ha observado que una estructura no solamente responde ante tales eventos, sino también a diversas réplicas que se suscitan después de que ocurre el evento principal. Es así, que en algunos de los casos estas réplicas pueden ocasionar una mayor inestabilidad en las estructuras afectadas previamente por los eventos principales. Ante estos efectos, estas estructuras pueden presentar desde mayores desplazamientos en su eje inicial, hasta desplazamientos permanentes. Así como también, en el peor de los casos, el colapso de las mismas.

1.2 Estudios previos

Gupta y Krawinkler (1999) estudiaron la respuesta sísmica de tres edificios de acero de 3, 9 y 20 niveles localizados en la ciudad de los Ángeles, California, los cuales están estructurados a base de marcos resistentes a momento. Dichos edificios fueron diseñados para fines de investigación como parte del proyecto *SAC Steel Project*, después de los acontecimientos del terremoto de Northridge del 17 de enero de 1994, en donde varios de los edificios fueron dañados presentando fractura en sus conexiones a momento de marcos exteriores. Estos edificios se emplean para desarrollar esta investigación.

McRae y Mattheis (2000) observaron que la respuesta obtenida de un modelo 2D de un edificio de 3 niveles contra la respuesta de un modelo 3D del mismo edificio puede diferir de manera significativa. Asimismo, obtuvieron que la respuesta sísmica de un modelo 2D no siempre es mayor a un modelo 3D como pudiera esperarse.

Reyes-Salazar y otros (2014) estudiaron la respuesta tridimensional de dos edificios de acero de 3 y 9 niveles. Observaron que la participación de los marcos interiores cuyas conexiones de la unión viga-columna supone como articulada o parcialmente restringida, así como también el tipo de modelo (2D, 3D), tienen una influencia importante en la resistencia ante cargas laterales.

Li y Ellingwood (2007) Estudiaron la respuesta sísmica de dos edificios de acero de 9 y 20 niveles sujetos a secuencias sísmicas derivadas de 20 acelerogramas con características de fuente cercana y 2% de probabilidad de excedencia en 50 años. Para generar sus secuencias sísmicas, emplearon los mismos acelerogramas multiplicando por un factor de escala, el cual depende del peligro sísmico de la región, para representar sus respectivas réplicas. A fin de introducir acumulación de daño, los autores emplearon factores de escala mayores a 0.8. Entre sus conclusiones, los autores indican que las características de las réplicas (amplitud y contenido de frecuencia) tienen una influencia significativa en el incremento de daño de los marcos estudiados.

1.3 Objetivos y alcances

El objetivo general de esta tesis consiste en evaluar la respuesta tridimensional de edificios de acero ante secuencias sísmicas. Para ello, se emplearon tres modelos tridimensionales representativos de edificios de 3, 9 y 20 niveles.

Para fines de esta investigación se establecieron los siguientes objetivos particulares:

- 1) Comparar las curvas capacidad (cortante basal normalizado con respecto al peso total del edificio vs la distorsión en la azotea) de cada uno de los edificios, considerando un modelo bidimensional y dos modelos tridimensionales (uno con marcos interiores y otro sin marcos interiores).
- 2) Evaluar el efecto del tipo de modelado en la respuesta sísmica de los modelos bidimensionales y tridimensionales con base en las distorsiones de entrepiso.
- 3) Evaluar el efecto del ángulo de incidencia en la respuesta sísmica de los modelos tridimensionales del edificio de 3 niveles.

Este estudio aporta información relevante sobre la respuesta tridimensional de edificios de acero existentes ante secuencias sísmicas. Sin embargo, debe reconocerse que el estudio tiene algunas limitaciones, como son:

- 1) No se considera la contribución de la losa en la resistencia y rigidez de las vigas, solo se consideran las propiedades mecánicas de las vigas.
- 2) Los modelos analíticos fueron desarrollados con respecto al eje de los elementos, por lo que no se considera la flexibilidad de la zona del panel. En las conexiones de los elementos solo se consideró una zona rígida.
- 3) En el estudio de la influencia del ángulo de ataque solo se consideró una componente, y no dos componentes actuando simultáneamente.

EDIFICIOS CONSIDERADOS EN ESTE ESTUDIO

2.1 Descripción de los edificios

En este estudio se consideran tres edificios de acero proyectados para albergar oficinas, ubicados en terreno firme de la ciudad de los Ángeles, California. Los edificios se diseñaron como parte del proyecto *SAC Steel Project*, el cual investigó el daño causado por los sismos de Northridge de 1994 en marcos dúctiles de acero con conexiones soldadas. Los tres edificios fueron diseñados con el código *UBC* (Uniform Building Code, por sus siglas en inglés), edición 1994. El proyecto *SAC Steel Project* fue promovido por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (*SEAOL*), con fondos de la Agencia Federal Para el Manejo de Emergencias (*FEMA*), después del terremoto de Northridge ocurrido el 17 de enero de 1994.

Los edificios considerados en el estudio, con una altura de 3, 9 y 20 niveles, fueron diseñados con características similares entre ellos. Los tres edificios son conformados por marcos interiores y exteriores, siendo los marcos exteriores diseñados como marcos resistentes a momento (MRM), los cuales consideran conexiones a momento. Su sistema de marcos interiores está conformado por “marcos de gravedad”, en los cuales sus columnas y vigas solo resisten cargas gravitacionales. Las vigas interiores fueron diseñadas con conexiones a cortante de acuerdo a la práctica americana. En el diseño de su estructura se consideraron perfiles de acero con calidad A36 ($F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$) y A572 ($F_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2$), para vigas y columnas respectivamente.

2.1.1 Edificio de 3 niveles

El edificio de 3 niveles se conforma por 6 crujías en la dirección Este-Oeste y 4 crujías en la dirección Norte-Sur. Cada una tiene 914.4 cm de ancho. Asimismo, el diseño cuenta con un penthouse ubicado entre las columnas D-3, D-5, C-3 y C-5 el cual es considerado en el diseño, de acuerdo a Gupta (1999). El edificio está formado por los perfiles indicados en la tabla 2.1.

Tabla 2.1 Perfiles usados para el edificio de 3 niveles.

Nivel	Columnas		Vigas	Columnas		Vigas
	Exterior	Interior		bajo penthouse	otras	
1/2.	W14x257	W14x311	W33x118	W14x82	W14x68	W18x35
2/3.	W14x257	W14x311	W30x116	W14x82	W14x68	W18x35
3/azotea	W14x257	W14x311	W24x68	W14x82	W14x68	W16x26

En las figuras 2.1 y 2.2 se muestran la planta y elevación del edificio de 3 niveles, respectivamente, en el cual se resalta con un tono más oscuro la configuración de los MRM así como también las conexiones a momento, mientras que con línea suave se indican los marcos diseñados únicamente ante cargas gravitacionales.

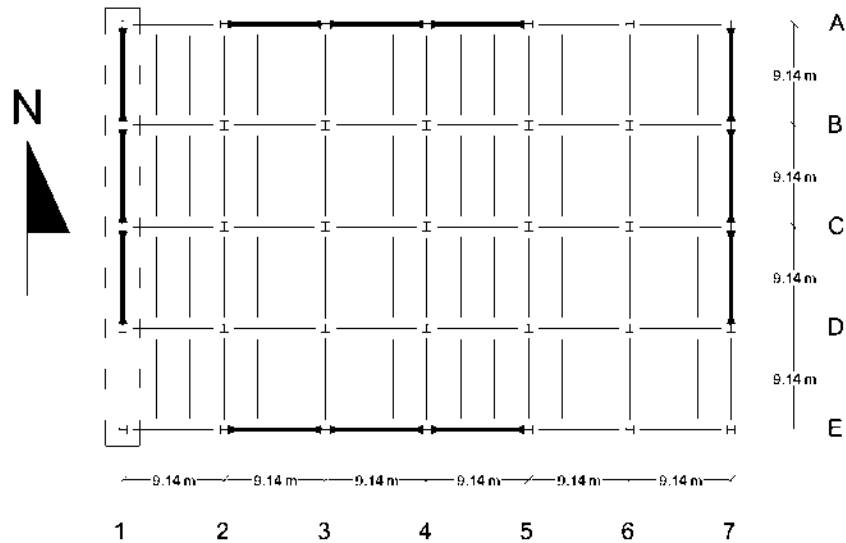


Figura 2.1 Vista en planta del edificio de 3 niveles.

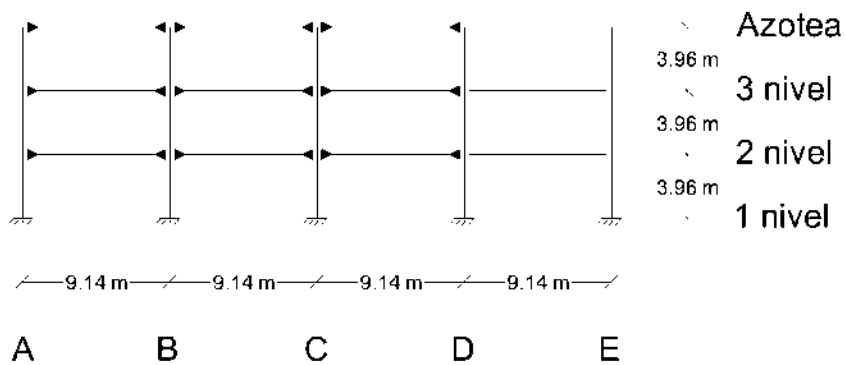


Figura 2.2 Vista en elevación del edificio de 3 niveles.

2.1.2 Edificio de 9 niveles

El edificio de 9 niveles es simétrico en ambas direcciones, con 5 crujeas en cada dirección con una distancia de 914.4 cm. Este edificio cuenta con un penthouse, ubicado entre las columnas C-3, C-4, E-3 y E-4. En la tabla 2.2 se indican los perfiles considerados en su diseño.

Tabla 2.2 Perfiles usados para el edificio de 9 niveles.

Nivel	Columnas		Vigas	Columnas		Vigas
	Exterior	Interior		bajo penthouse	otras	
.-1/1	W14x370	W14x500	W36x160	W14x211	W14x193	W21x44
1/2.	W14x370	W14x500	W36x160	W14x211	W14x193	W18x35
2/3.	W14x370	W14x500	W36x160	W14x211	W14x193	W18x35
3/4.	W14x370	W14x455	W36x135	W14x159	W14x145	W18x35
4/5.	W14x370	W14x455	W36x136	W14x159	W14x145	W18x35
5/6.	W14x283	W14x370	W36x137	W14x120	W14x109	W18x35
6/7.	W14x283	W14x370	W36x138	W14x120	W14x109	W18x35
7/8.	W14x257	W14x283	W30x99	W14x90	W14x82	W18x35
8/9.	W14x257	W14x283	W27x84	W14x90	W14x82	W18x35
9/azotea	W14x233	W14x257	W24x68	W14x61	W14x48	W16x26

En las figuras 2.3 y 2.4 se muestran la planta y elevación del edificio de 9 niveles, respectivamente, en el cual se resalta con un tono más oscuro la configuración de los MRM así como también las conexiones a momento, mientras que con línea suave se indican los marcos diseñados únicamente ante cargas gravitacionales. El edificio cuenta con un nivel inferior destinado como sótano.

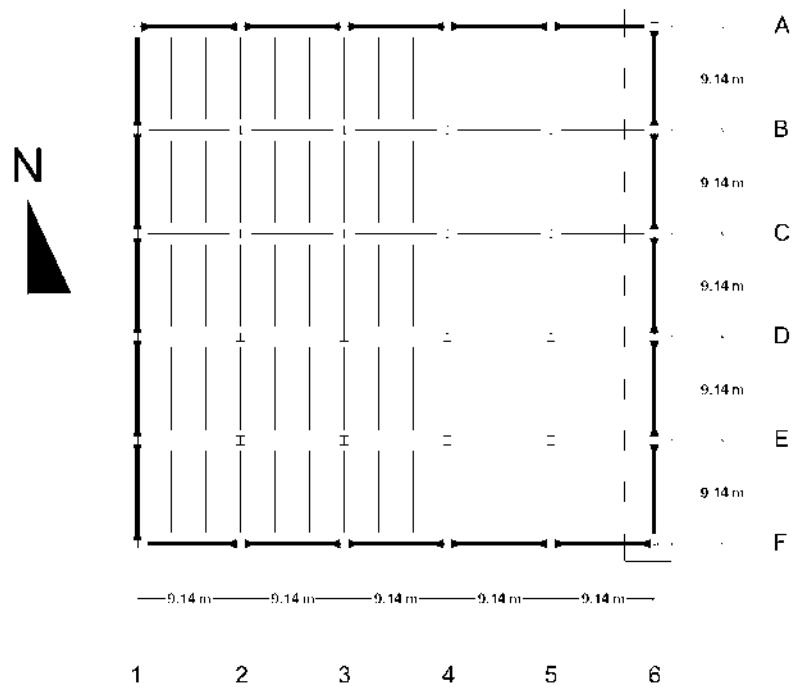


Figura 2.3 Vista en planta del edificio de 9 niveles.

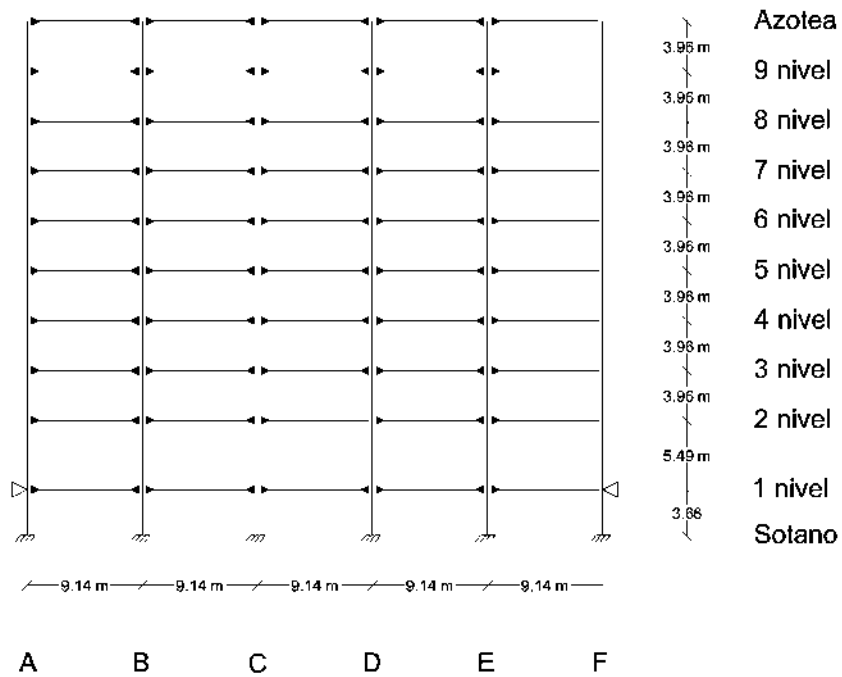


Figura 2.4 Vista en elevación del edificio de 9 niveles.

2.1.3 Edificio de 20 niveles

El edificio de 20 niveles lo conforman 6 crujías en la dirección Este-Oeste y 5 crujías en la dirección Norte-Sur. Sin embargo, en sus marcos interiores solo cuenta con 3 crujías en ambas direcciones. Asimismo, cuenta con un penthouse ubicado entre los ejes C-3, C-5 y D-3, D-5. Este edificio fue diseñado con los perfiles indicados en la tabla 2.3.

Tabla 2.3 Perfiles usados en el edificio de 20 niveles.

Nivel	Columnas		Vigas	Columnas		Vigas
	Exterior	Interior		bajo penthouse	otras	
.-2/-1	15x15x2.00	W24x335	W14x22	W14x550	W21x50	W14x22
.-1/1	15x15x2.00	W24x335	W30x99	W14x550	W24x68	W16x26
1/2.	15x15x2.00	W24x335	W30x99	W14x550	W21x50	W14x22
2/3.	15x15x2.00	W24x335	W30x99	W14x550	W21x50	W14x22
3/4.	15x15x1.25	W24x335	W30x99	W14x445	W21x50	W14x22
4/5.	15x15x1.25	W24x335	W30x99	W14x445	W21x50	W14x22
5/6.	15x15x1.25	W24x335	W30x108	W14x445	W21x50	W14x22
6/7.	15x15x1.00	W24x229	W30x108	W14x370	W21x50	W14x22
7/8.	15x15x1.00	W24x229	W30x108	W14x370	W21x50	W14x22
8/9.	15x15x1.00	W24x229	W30x108	W14x370	W21x50	W14x22
9/10.	15x15x1.00	W24x229	W30x108	W14x311	W21x50	W14x22
10/11.	15x15x1.00	W24x229	W30x108	W14x311	W21x50	W14x22
11/12.	15x15x1.00	W24x229	W30x99	W14x311	W21x50	W14x22
12/13.	15x15x1.00	W24x192	W30x99	W14x257	W21x50	W14x22
13/14.	15x15x1.00	W24x192	W30x99	W14x257	W21x50	W14x22
14/15.	15x15x1.00	W24x192	W30x99	W14x257	W21x50	W14x22
15/16.	15x15x0.75	W24x131	W30x99	W14x176	W21x50	W14x22
16/17.	15x15x0.75	W24x131	W30x99	W14x176	W21x50	W14x22
17/18.	15x15x0.75	W24x131	W27x84	W14x176	W21x50	W14x22
18/19.	15x15x0.75	W24x117	W27x84	W14x108	W21x50	W14x22
19/20.	15x15x0.75	W24x117	W24x62	W14x108	W21x50	W14x22
20/azotea.	15x15x0.50	W24x84	W21x50	W14x108	W21x44	W12x16

En las figuras 2.5 y 2.6 se muestra la planta y elevación del edificio de 20 niveles, respectivamente, en el cual se resalta con un tono más obscuro la configuración de lo MRM así como también las conexiones a momento, mientras que con línea suave se indican los marcos diseñados únicamente ante cargas gravitacionales. El edificio cuenta con dos niveles destinados como sótano. Una diferencia con los edificios de 3 y 9 niveles se encuentra en las columnas de esquina, ya que el edificio de 20 niveles cuenta con secciones en cajón formadas por placas.

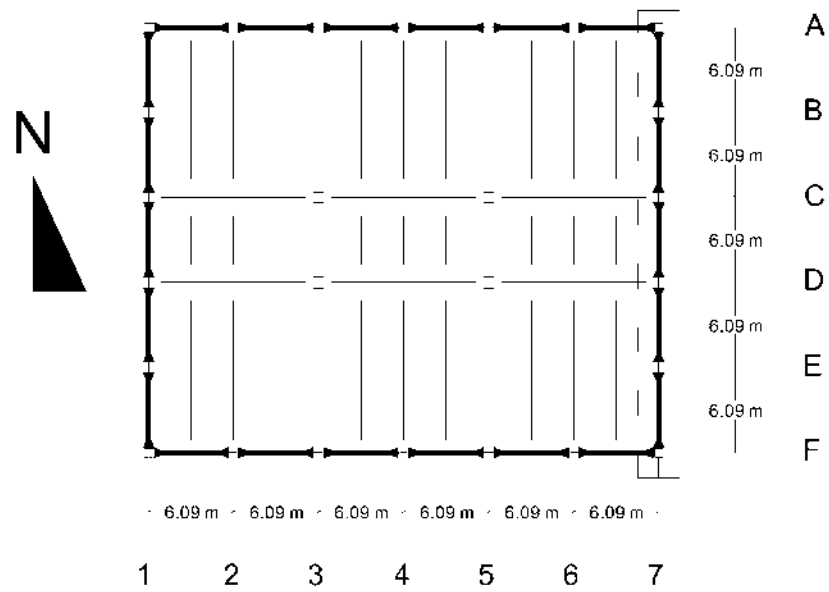


Figura 2.5 Vista en planta del edificio de 20 niveles.

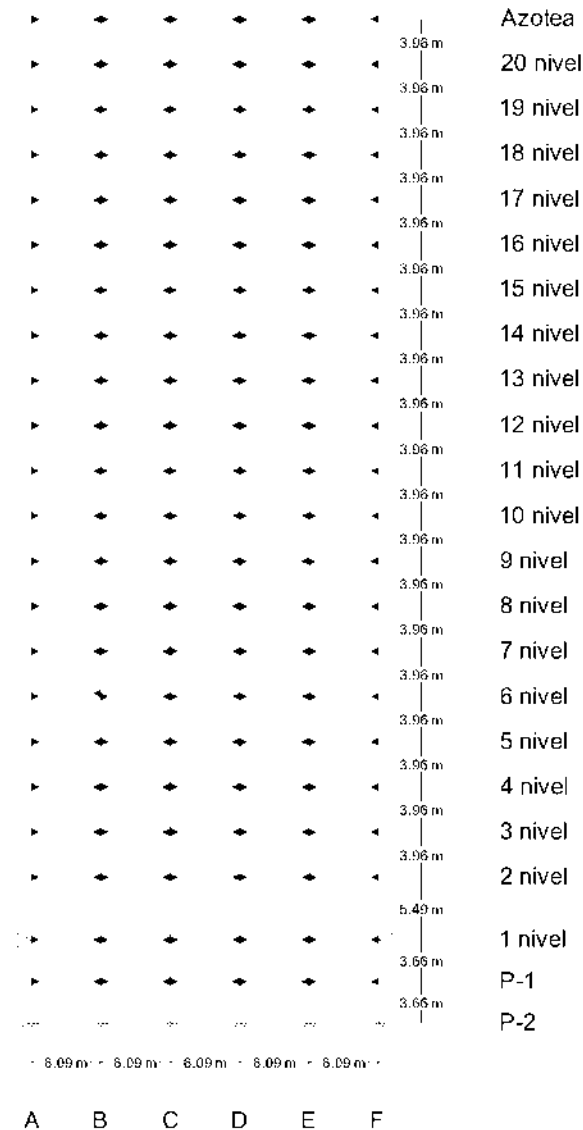


Figura 2.6 Vista en elevación del edificio de 20 niveles.

2.2 Modelado de los edificios

2.2.1 Análisis no lineal de SMGL

La ecuación del equilibrio dinámico para sistemas de múltiples grados de libertad, se puede expresar con la siguiente ecuación, Bazan y Meli (1999):

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -MR\ddot{u}_g(t) \quad (\text{ec. 2.1})$$

Donde M , C y K son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez del SMGL, mientras que u es un vector de desplazamientos laterales del sistema relativos al terreno. $u_g(t)$ es un vector que contiene las componentes de aceleración del terreno y R es un vector que define las componentes para el análisis. Los términos $\dot{u}$ y $\ddot{u}$ denotan vectores que contienen la velocidad y aceleración del sistema.

Cuando se consideran los efectos no lineales, la ecuación (2.1) puede expresarse como:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + [F(u) - K_g u] = -MR\ddot{u}_g(t) \quad (\text{ec. 2.2})$$

En donde el término que toma en cuenta las fuerzas restitutivas, Ku , fue remplazado por $[F(u) - K_g u]$, siendo K_g la matriz de rigidez geométrica del sistema, que toma en cuenta los efectos de esbeltez, y $F(u)$ es un vector de fuerzas, que es función no lineal del vector de los desplazamientos u del sistema. El efecto inmediato de la no linealidad impide resolver el sistema por medio del análisis modal. Asimismo, existen dos tipos de comportamiento inelástico de los edificios: no linealidad geométrica (efecto $P-\Delta$) y del material (reflejada en la relación fuerza-deformación). La solución de la ecuación (2.2) para cada edificio se llevó a cabo mediante el programa de análisis *RUAUMOKO* (Carr, 2004), el cual considera ambos tipos de comportamiento no-lineal.

2.2.2 Modelado

En este estudio se desarrollaron 3 modelos correspondientes a cada uno de los edificios incluidos en esta tesis. En el primer modelo se consideró una representación bi-dimensional (2D) en donde solo se observan los marcos exteriores de un solo eje (indicados con línea punteada en las figuras de la sección 2.1). Asimismo, se desarrollaron dos modelos tridimensionales (3D), uno considerando columnas interiores y otro sin considerar las columnas interiores.

Para desarrollar los modelos analíticos y los análisis dinámicos en este estudio se emplearon los programas *RUAUMOKO2D* (Carr, 2009a) para los modelos bi-dimensionales y *RUAUMOKO3D* (Carr, 2009b) para los modelos tridimensionales.

Para los modelos 2D y 3D, se supuso que las deformaciones inelásticas se concentraron en las articulaciones plásticas en los extremos de las vigas y columnas. Tanto en vigas y columnas se consideró una relación histerética momento-curvatura idealizada con un comportamiento bilineal, con un endurecimiento del 0.1% a la deformación una vez alcanzada la fluencia. Se consideró explícitamente la interacción momento flexionante-carga axial en las columnas. Cabe mencionar que en el caso de las vigas se consideró la pérdida de resistencia debido a fractura en la conexión, como se ilustra en la figura 2.7. Por ejemplo, en línea suave se muestran los efectos ante el

evento principal (EP) y en línea oscura los efectos de la secuencia, evento principal-réplica (S).

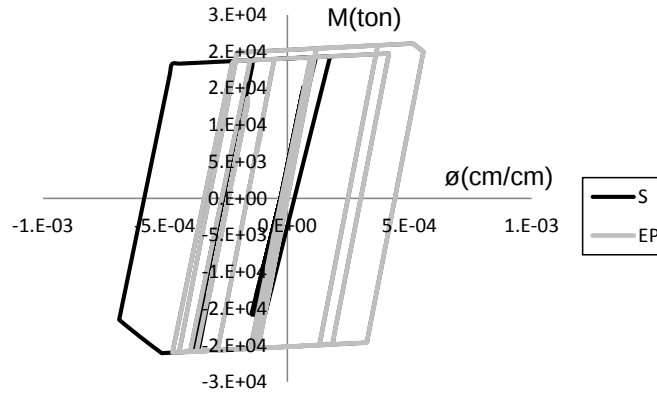


Figura 2.7 Ilustración de la pérdida de resistencia en vigas con conexiones a momento.

En el modelado en 3D se consideró la participación de los marcos interiores, los cuales se conforman con columnas sujetas a cargas gravitacionales y vigas sujetas a cortante. Asimismo, en las vigas se indicó una capacidad a momento flexionante igual al 20% del momento plástico en sentido positivo y del 10% en sentido negativo. En la figura 2.8 se ilustra un ejemplo del comportamiento histerético momento-curvatura de las vigas interiores.

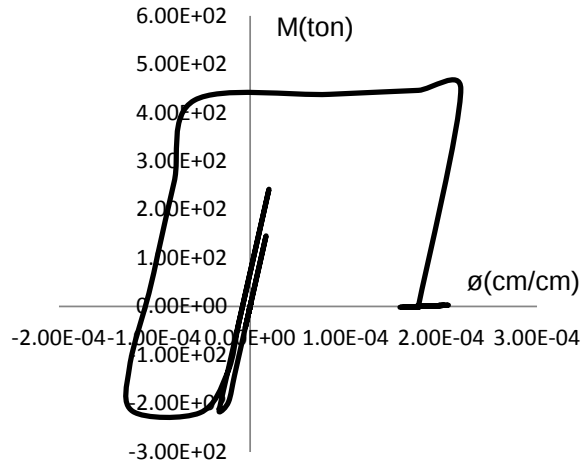
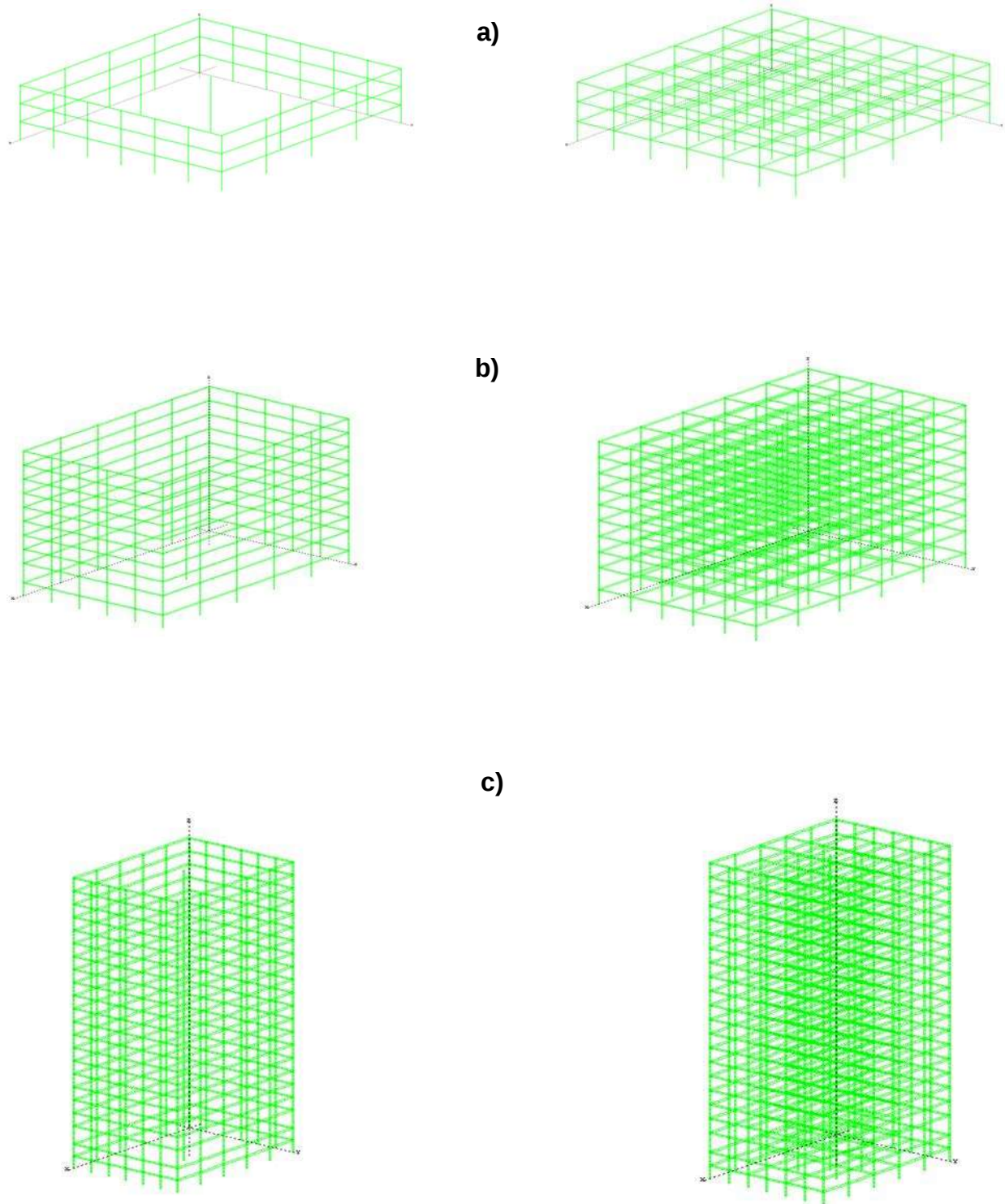


Figura 2.8 Ilustración del comportamiento histerético en vigas interiores.

En la figura 2.9 se muestra cada uno de los edificios modelados en el programa RUAUMOKO, mencionando que los marcos para el análisis se consideraron empotrados en su base al terreno firme



*Figura 2.9 Modelos analíticos en 3D, sin columnas y con columnas gravitacionales:
a) 3 niveles, b) 9 niveles, c) 20 niveles.*

2.2.3 Curvas de capacidad y propiedades dinámicas

Para ambos modelos se desarrolló un análisis estático no lineal incremental para obtener las curvas de capacidad de los 3 edificios. Asimismo, en el análisis dinámico se empleó el método de Newmark y se consideró un amortiguamiento de Rayleigh del 2% en cada uno de los modelos. Sin embargo, antes de desarrollar los análisis dinámicos no lineales, se obtuvieron las propiedades dinámicas de los edificios mediante un análisis modal convencional. En la tabla 2.4 se indican los periodos de vibración correspondientes al primer modo de cada uno de los edificios (T_1), así como también, cada modelo analítico. En dicha tabla, podemos observar como el periodo de vibración entre los edificios en 2D y 3D sin columnas interiores no difieren mucho uno con respecto al otro. Asimismo, se puede observar como el modelo 3D con columnas interiores representa un periodo de vibrar más corto respecto a los otros dos modelos, lo cual puede atribuirse a la rigidez lateral que aportan las columnas internas no obstante que solo se diseñan para resistir cargas gravitacionales.

Tabla 2.4 Periodos de vibración correspondientes a cada modelo analítico de los edificios considerados en este estudio.

Edificio	Modelo		
	T_1 (seg)		
	2D	3D sin columnas interiores	3D con columnas interiores
3 niveles	1.02	0.99	0.81
9 niveles	2.15	2.16	2.02
20 niveles	3.78	3.83	3.72

Posteriormente, se desarrollaron los análisis estáticos, con la finalidad de determinar las características mecánicas de cada edificio. En la figura 2.10 se muestra la curva cortante basal normalizado con respecto al peso total del edificio, V_b/W , contra la distorsión de azotea, θ_{azotea} , obtenida para los modelos 3D-CE¹ y 3D-CEI² del edificio de 3 niveles. Como puede apreciarse en la figura, el edificio 3D-CEI proporciona una mayor resistencia que el edificio 3D-CE, lo cual puede ser contribuido a la presencia de las columnas interiores y vigas interiores. Asimismo, con la finalidad de investigar la contribución de los marcos exteriores, interiores y ortogonales en las curvas de capacidad del edificio en cada tabla se ilustra la curva de capacidad obtenida del análisis con columnas exteriores (CE), columnas interiores (CI) y columnas ortogonales (CO), para cada uno de los modelos. En dichas curvas se observa como la mayor contribución se presenta en los marcos exteriores ubicados en dirección de la aplicación de la carga y en menor medida en los marcos ortogonales e interiores respectivamente. En la figura 2.11 y 2.12 se ilustran la comparación de las curvas de

¹ Modelo 3D solo con columnas exteriores.

² Modelo 3D con columnas exteriores e interiores.

capacidad de los edificios de 9 y 20 niveles en 3D, respectivamente, en las cuales puede apreciarse como la participación de los marcos interiores en la capacidad total del edificio se hace más presente conforme el número de niveles aumenta

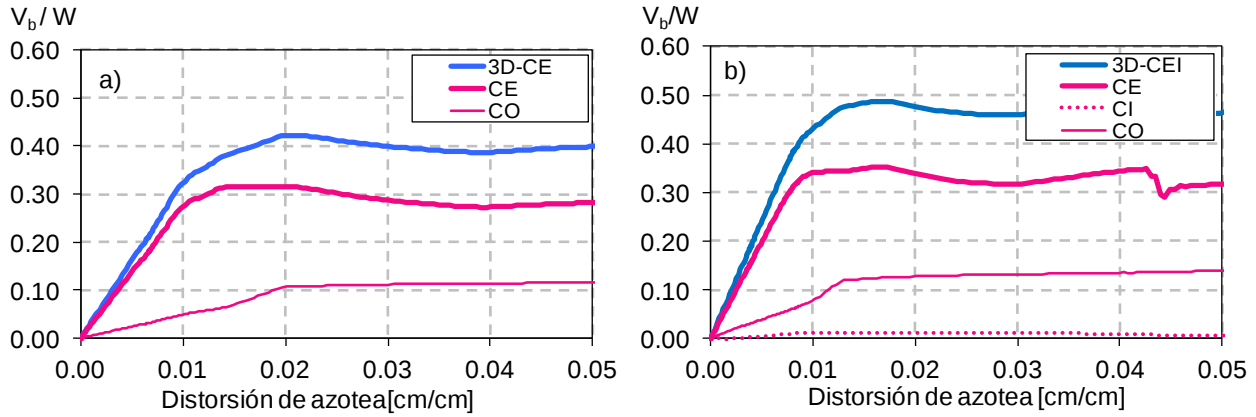


Figura 2.10 Curvas de capacidad obtenida para los modelos 3D del edificio de 3 niveles: a) sin columnas interiores, b) con columnas interiores.

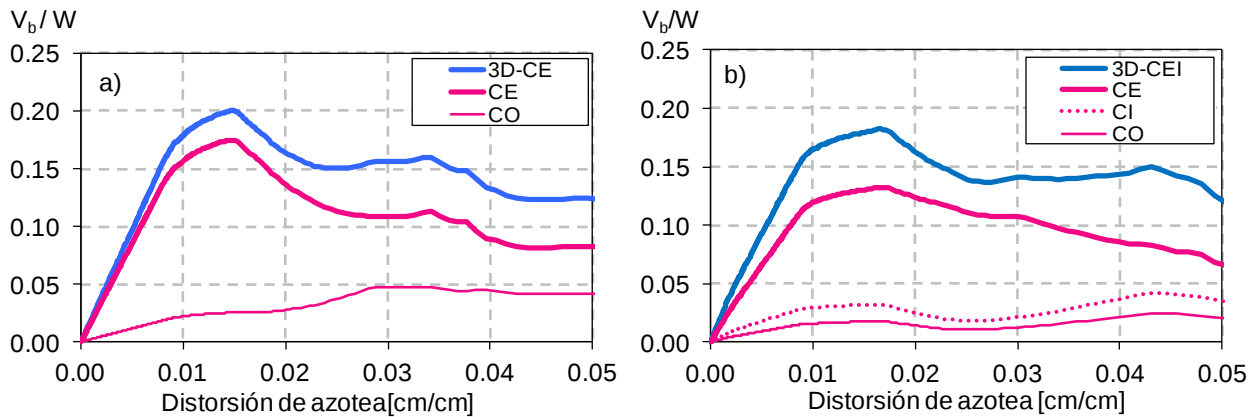


Figura 2.11 Curvas de capacidad obtenida para los modelos 3D del edificio de 9 niveles: a) sin columnas interiores, b) con columnas interiores.

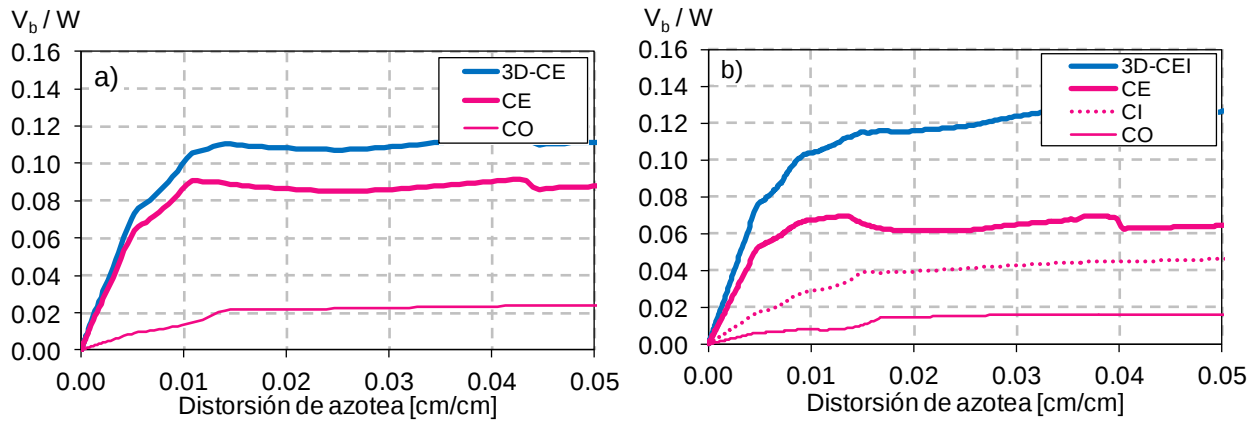


Figura 2.12 Curvas de capacidad obtenida para los modelos 3D del edificio de 20 niveles: a) sin columnas interiores, b) con columnas interiores.

Con el fin de observar la influencia del tipo de modelado en las curvas de capacidad de cada edificio, en la figura 2.13 se ilustra una comparación entre sus curvas de capacidad obtenidas de los modelos 2D, 3D-CE y 3D-CEI. En estas curvas se observa como en el edificio de 3 niveles es más notable la diferencia entre los modelos 2D y 3D, mientras que esta diferencia disminuye al incrementarse el número de niveles, apreciándose como esta diferencia es poca en el edificio de 20 niveles.

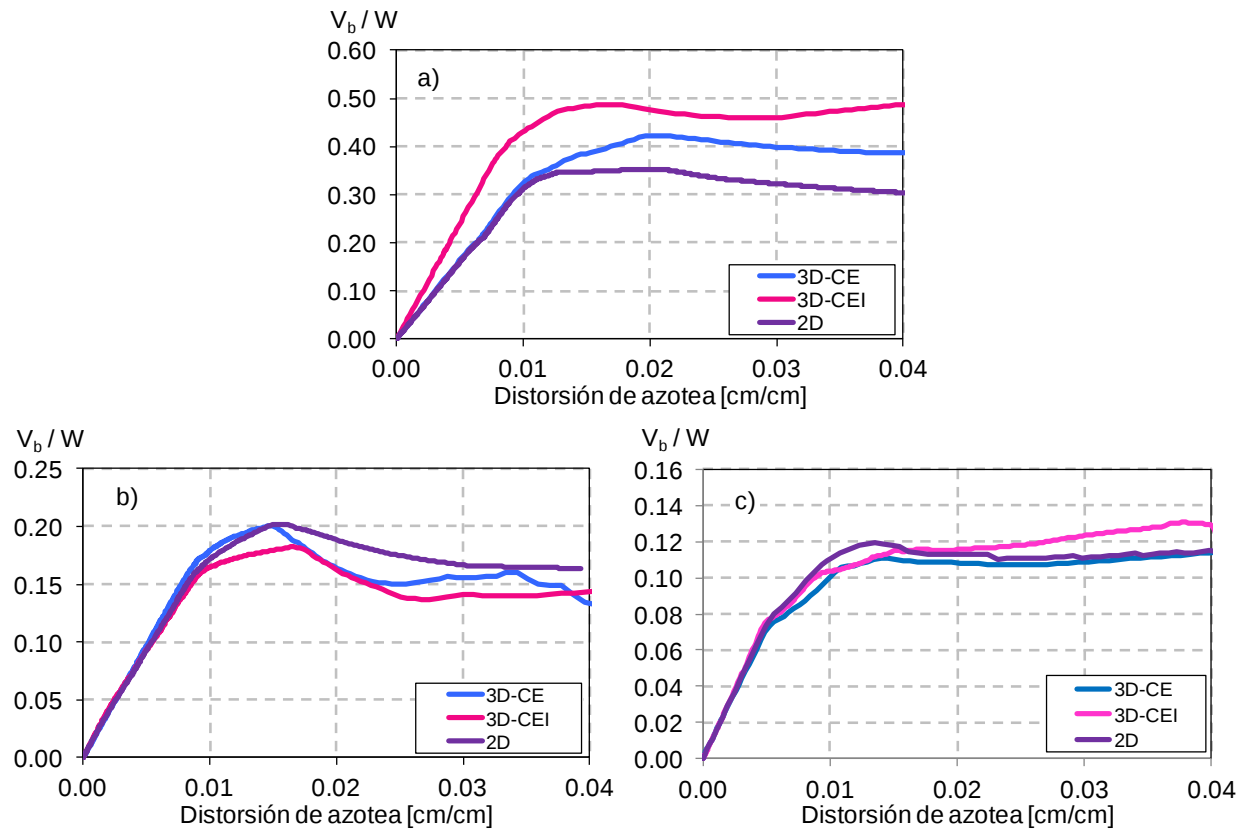


Figura 2.13 Comparación de las curvas de capacidad obtenida para los modelos 3D y 2D: a) edificio de 3 niveles, b) edificio de 9 niveles, c) edificio de 20 niveles.

SECUENCIAS SÍSMICAS

3.1 Método aleatorio para generar secuencias sísmicas

Para generar las secuencias sísmicas artificiales que se emplearon en este estudio se recurrió a utilizar un método aleatorio empleando la metodología descrita en Li y Ellingwood (2007). Este método consiste en tomar un conjunto de excitaciones sísmicas que representan a los eventos principales y utilizar el conjunto de excitaciones para la generación de sus respectivas réplicas, sin repetir la misma excitación en una misma secuencia. Asimismo, para representar un nivel de peligro sísmico en el conjunto de réplicas artificiales, Li y Ellingwood (2007) consideraron la relación que existe entre la magnitud de los eventos principales y la magnitud de las réplicas para determinar factores de escala apropiados para aplicar a cada conjunto de réplicas artificiales. En este caso, se tomó el factor propuesto por los autores, igual a 0.91, aplicando a cada una de las réplicas de los conjuntos de secuencias sísmicas artificiales.

3.2 Conjunto de eventos principales

Para nuestro estudio se consideró un conjunto de 10 registros empleados en el proyecto *FEMA/SAC Steel Project* (Somerville et al., 1997). Los 10 registros incluidos en este conjunto representan un peligro sísmico del 2% de probabilidad de excedencia en 50 años para la zona de los Ángeles, California, zona donde se ubican los edificios analizados. Las excitaciones sísmicas incluidas en el conjunto son representativas de excitaciones registradas en terreno firme. Para fines de este trabajo, se le denominará conjunto C2-50.

En la tabla 3.1 se indican las características del conjunto de registros, observando que 4 se derivan de registros obtenidos durante el terremoto de Northridge de 1994. Además se observa que la mayor aceleración máxima del terreno es de 1304.10 cm/s^2 con una duración de 59.98 segundos.

Tabla 3.1 Conjunto de registros C2-50.

SAC Nombre	Registro	Año	Magnitud	Distancia (km)	Factor de Escala	Número de puntos	DT (s)	Duración (s)	AMT (cm/s ²)
LA 21	Kobe	1995	6.9	3.4	1.15	3000	0.02	59.980	1258.00
LA 22	Kobe	1995	6.9	3.4	1.15	3000	0.02	59.980	902.75
LA 23	Loma prieta	1989	7.0	3.5	0.82	2500	0.01	24.990	409.95
LA 24	Loma prieta	1989	7.0	3.5	0.82	2500	0.01	24.990	463.76
LA 25	Northridge	1994	6.7	7.5	1.29	2990	0.005	14.945	851.62
LA 26	Northridge	1994	6.7	7.5	1.29	2990	0.005	14.945	925.29
LA 27	Northridge	1994	6.7	6.4	1.61	3000	0.02	59.980	908.70
LA 28	Northridge	1994	6.7	6.4	1.61	3000	0.02	59.980	1304.10
LA 29	Tabas	1974	7.4	1.2	1.08	2500	0.02	49.980	793.45
LA 30	Tabas	1974	7.4	1.2	1.08	2500	0.02	49.980	972.58

3.3 Conjunto de secuencias sísmicas artificiales

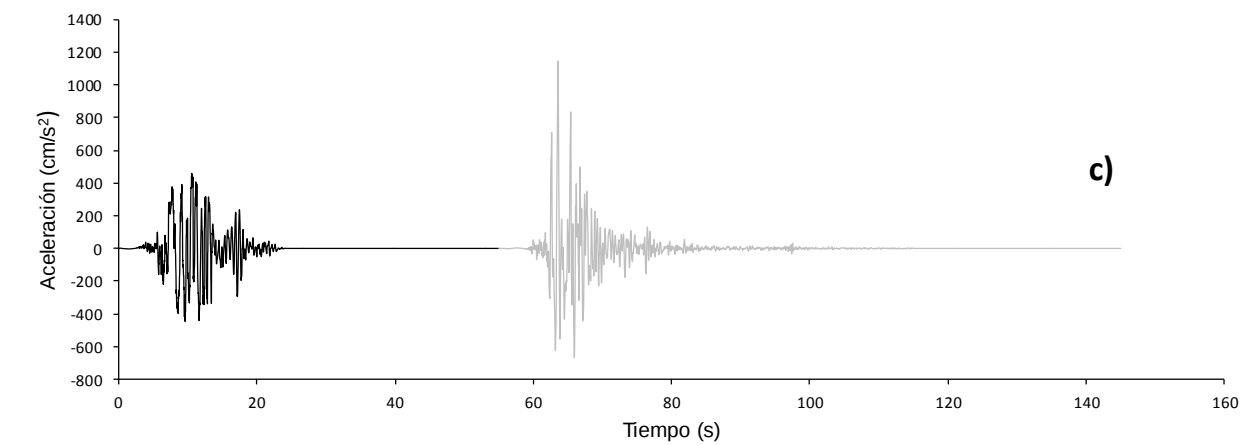
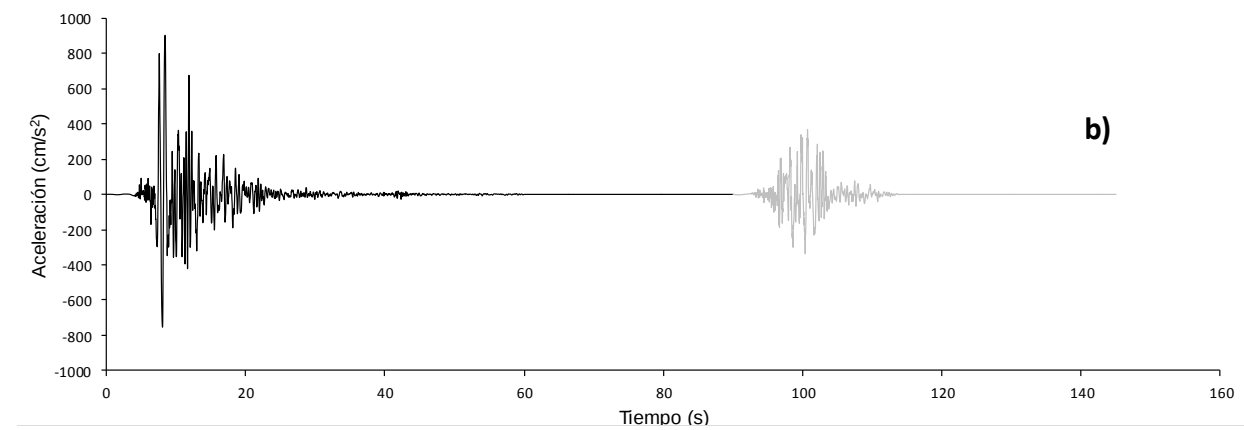
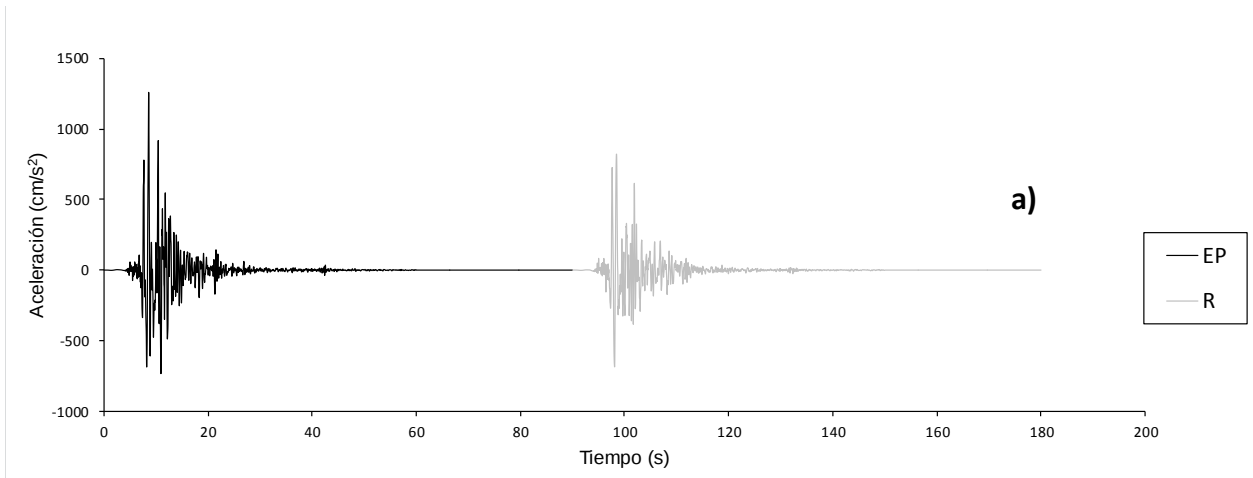
Empleando el método aleatorio de Li y Ellingwood (2007), se tomó el conjunto de registros C2-50 para la generación de las secuencias sísmicas artificiales a utilizar en nuestro estudio. En principio, se consideró a cada uno de los 10 registros del conjunto como eventos principales. Para poder generar cada secuencia, los 9 registros restantes fueron tomados para representar una réplica. En cada secuencia sísmica se tienen dos eventos principales. Las historias de aceleración se distinguen con un umbral entre ellas de 30 segundos de aceleración cero. Cabe notar que el segundo evento (réplica artificial), se multiplicó por un factor de escala igual a 0.91 para representar, en conjunto, una probabilidad de excedencia del 3% en 50 años. En la tabla 3.2 se muestran las combinaciones de cada una de las secuencias sísmicas artificiales formadas con los registros C2-50.

Tabla 3.2 Esquema de combinaciones de registros para generar las secuencias sísmicas.

Evento Principal	Réplicas										Evento no utilizado
	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
LA 21	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	Evento utilizado
LA 22	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
LA 23	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
LA 24	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
LA 25	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
LA 26	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
LA 27	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
LA 28	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
LA 29	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
LA 30	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	

Considerando cada una de las combinaciones se generaron en total 90 secuencias artificiales. Ejemplos de secuencias sísmicas artificiales se muestran en la figura 3.3. Se observa que en las secuencia artificiales a) y b) la aceleración máxima del terreno se ubica en el evento principal (con una aceleración de 1258 cm/s² y 920 cm/s², respectivamente). Sin embargo en las secuencias sísmicas artificiales c) y d) se

muestra que la aceleración máxima del terreno se ubica en la réplica (con una aceleración de $1\,144.78\text{ cm/s}^2$).



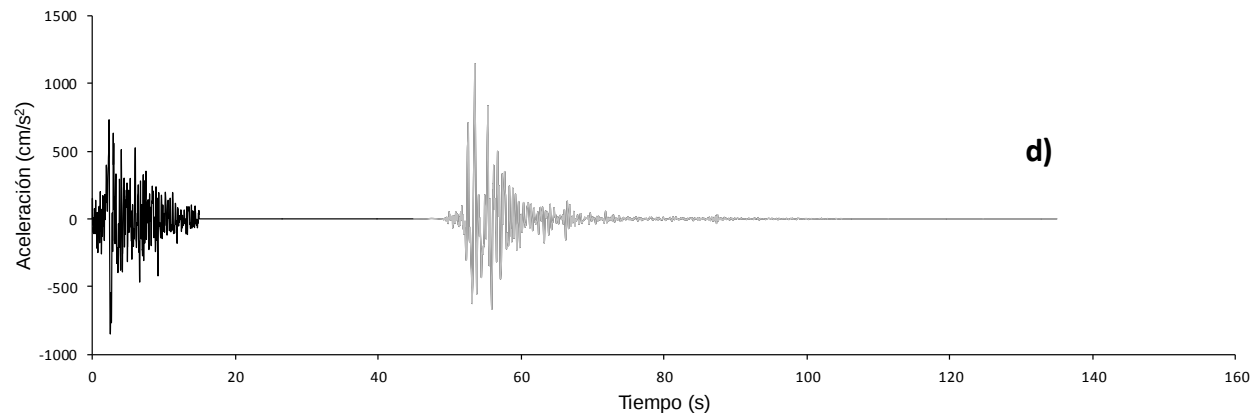


Figura 3.1 Ejemplos de las secuencias sísmicas utilizadas en el estudio: a) LA2122, b) LA2223, c) LA2421, d) LA2521.

RESPUESTA ANTE SECUENCIAS SÍSMICAS

4.1 Efecto del tipo de modelado

En esta sección se presentan y discuten los resultados acerca de la influencia del tipo de modelado en la respuesta de los edificios tridimensionales. La respuesta de cada edificio se expresa en términos de la distorsión de entrepiso (IDR).

4.1.1 Edificio de 3 niveles

En la figura 4.1 se observa la respuesta de los modelos bi-dimensional (2D), tridimensional sin columnas gravitacionales (3DSC) y tridimensional con columnas gravitacionales (3DCG) del edificio de 3 niveles ante el evento principal (EP) LA21 y la secuencia (S) LA2122.

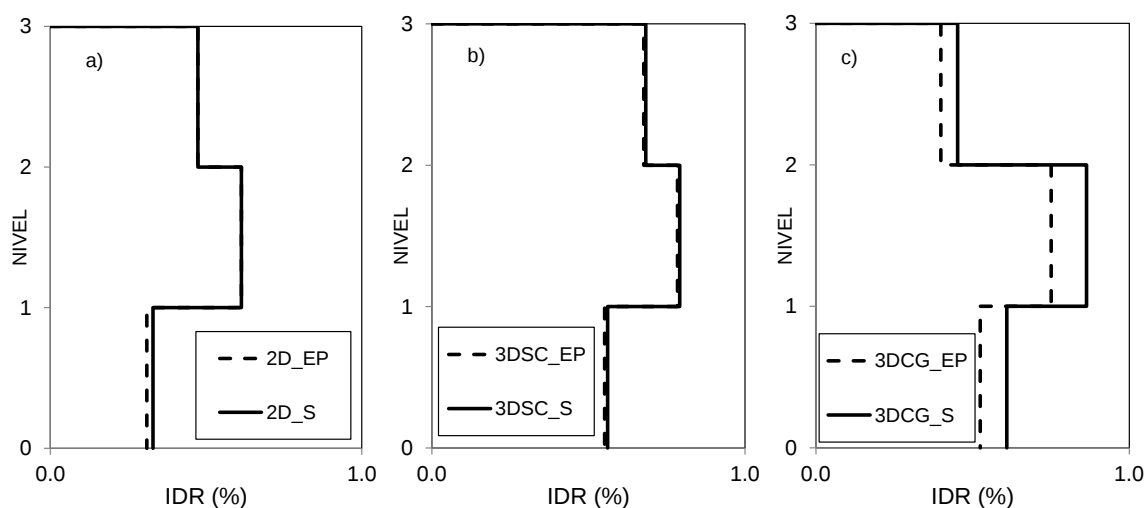


Figura 4.1 Distorsiones máximas de entrepiso generadas en el edificio de 3 niveles ante el evento principal LA21 y la secuencia LA2122: a) modelo 2D, b) modelo 3DSC, c) modelo 3DCG.

Como puede observarse cada uno de los modelos presenta diferentes comportamientos en su respuesta. Puede notarse, que en el modelo 2D la réplica solo

incrementa la distorsión generada por el evento principal en el primer nivel. En el modelo 3DSC, el IDR se incrementa mínimamente por acción de la réplica respecto al calculado durante el evento principal. Por el contrario, el modelo 3DCG presenta un incremento máximo del orden del 17.3% de IDR en el primer nivel por efecto de la réplica.

Asimismo, en la figura 4.2 se muestra una comparación entre los tres modelos sujetos al evento principal (Figura 4.2a) y a la secuencia (Figura 4.2b).

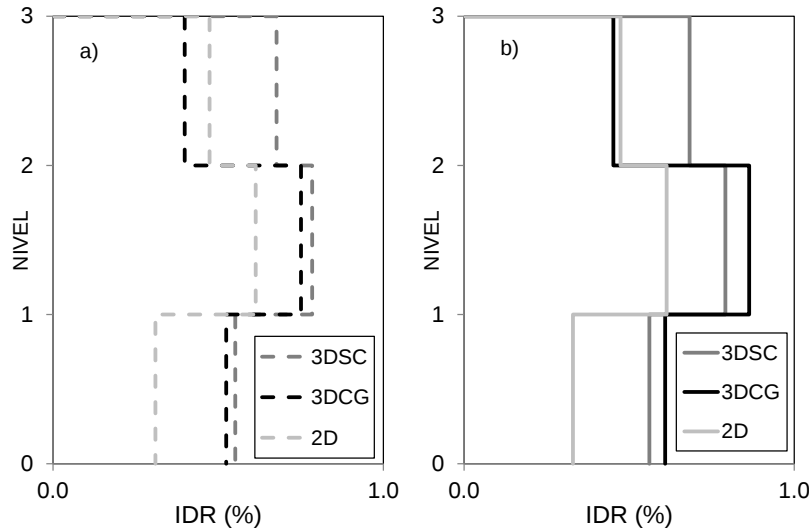


Figura 4.2 Comparación de los efectos de la distorsión de entrepiso en los modelos 2D, 3DSC y 3DCG: a) evento principal LA21, b) secuencia LA2122.

La comparación de la respuesta de los tres modelos muestra que tanto el evento principal como la secuencia generan la misma tendencia en las distorsiones de entrepiso. Sin embargo, puede observarse que el IDR del modelo 3DCG es mayor en los primeros dos niveles al IDR del modelo 3DSC ante la secuencia sísmica, contrario a la respuesta ante el evento principal. Asimismo, el modelo 2D presenta las menores distorsiones de entrepiso en los primeros dos niveles ante los dos eventos.

Los análisis de los modelos tridimensionales mostraron que los desplazamientos en los primeros dos niveles del modelo 3DCG ante la réplica son mayores a los desplazamientos obtenidos con el modelo 3DSC. Este comportamiento no se esperaría considerando que en el modelo 3DCG se cuenta con columnas gravitacionales interiores. Para tener una posible explicación a este comportamiento, en las figuras 4.3 y 4.4 se muestra una comparación de la historia de desplazamiento de azotea y del segundo nivel, respectivamente de los modelos 3DCG y 3DSC sujetos a la secuencia LA2122. Puede observarse que el modelo 3DCG presenta un mayor desplazamiento residual al final del EP que el modelo 3DSC. Este efecto puede atribuirse a que en el

modelo 3DCG las vigas interiores alcanzan su momento de fluencia en un periodo de tiempo más corto que en las vigas exteriores del modelo 3DSC. No obstante que el modelo 3DSC no presenta un desplazamiento residual significativo después del EP, puede observarse que la acción de la réplica si contribuye a que finalice con un desplazamiento residual al final de la secuencia. Por otra parte, los resultados indican que la presencia de vigas y columnas interiores en el modelo 3DCG no permiten el incremento del desplazamiento residual al final de la réplica e inclusive, tienden a recentrar al modelo al final de la secuencia.

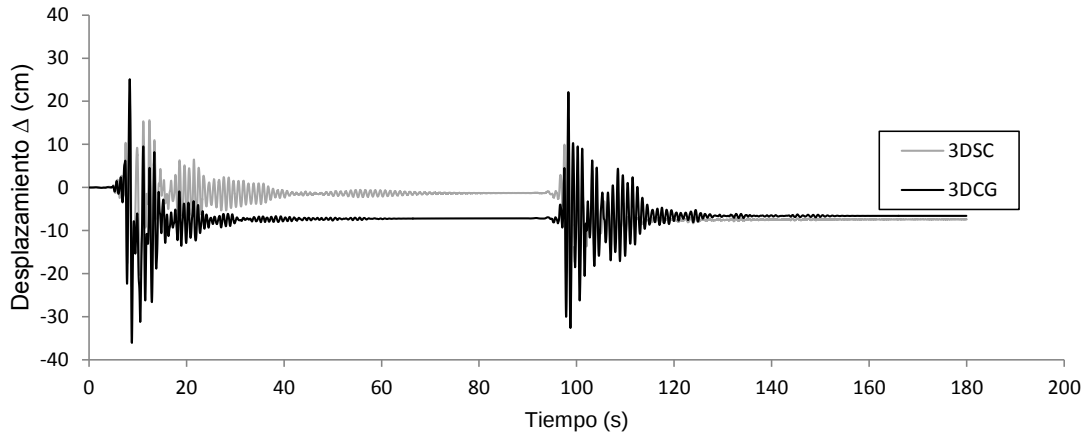


Figura 4.3 Comparación de la historia de desplazamiento de azotea de los modelos 3DSC y 3DCG sujeto a la secuencia sísmica LA2122.

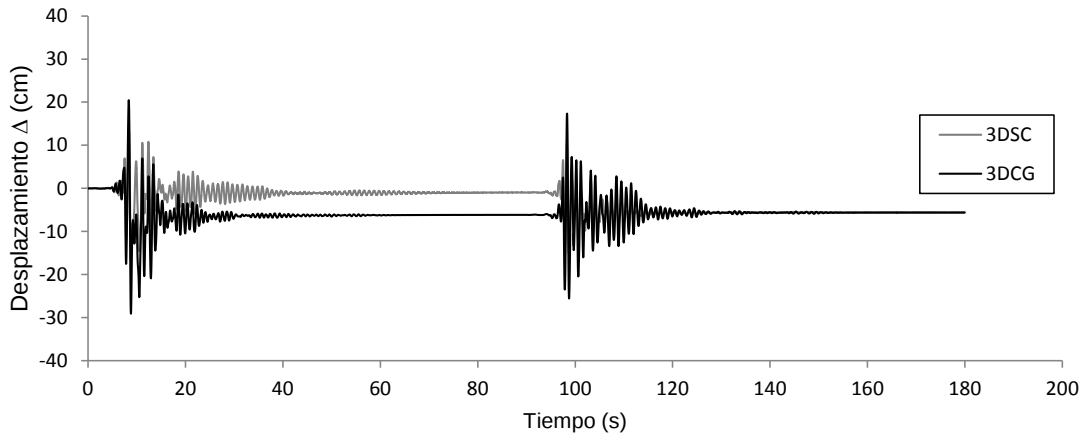


Figura 4.4 Comparación de la historia de desplazamiento en el segundo nivel de los modelos 3DSC y 3DCG sujeto a la secuencia sísmica LA2122.

En la figura 4.5 se ilustran los efectos en la pérdida de resistencia en vigas exteriores e interiores típicas de ambos modelos durante la secuencia LA2122. Puede observarse que la pérdida de resistencia en el modelo 3DSC se presenta durante la acción de la réplica (figura 4.5a). Por el contrario, la misma la viga exterior del modelo 3DCG sufre

pérdida de resistencia desde el EP (figura 4.5b) y la viga interior agota su capacidad a momento (figura 4.5c) durante el EP.

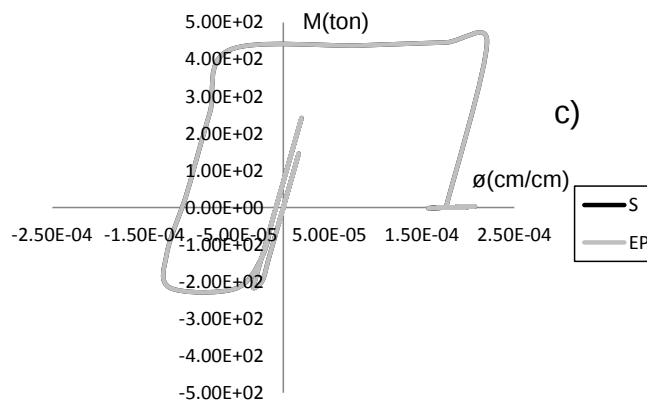
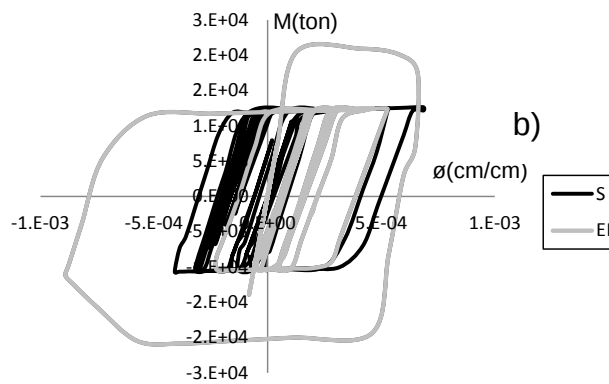
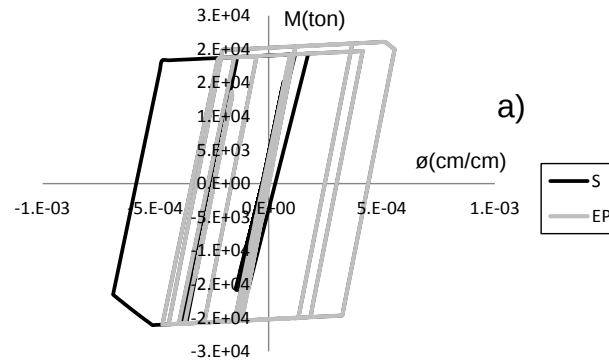


Figura 4.5 Ejemplos de pérdida de resistencia en las vigas ante la secuencia LA2122: a) Viga principal (en el eje 1, entre A y B), del primer nivel, modelo 3DSC, b) Viga principal (en eje 1, entre A y B), del primer nivel, modelo 3DCG, c) Viga secundaria (178 en eje 3, entre A y B), del primer nivel, modelo 3DCG.

Para fines de comparación, los resultados posteriores se mostrarán en términos de la altura normalizada z/H , donde z es la altura relativa y H es la altura total.

En la figura 4.6 se muestra en conjunto el comportamiento del IDR obtenido para cada uno de los modelos (2D, 3DSC y 3DCG), cuando su respuesta es calculada ante el evento principal y la secuencia sísmica (evento principal-réplica) LA2122.

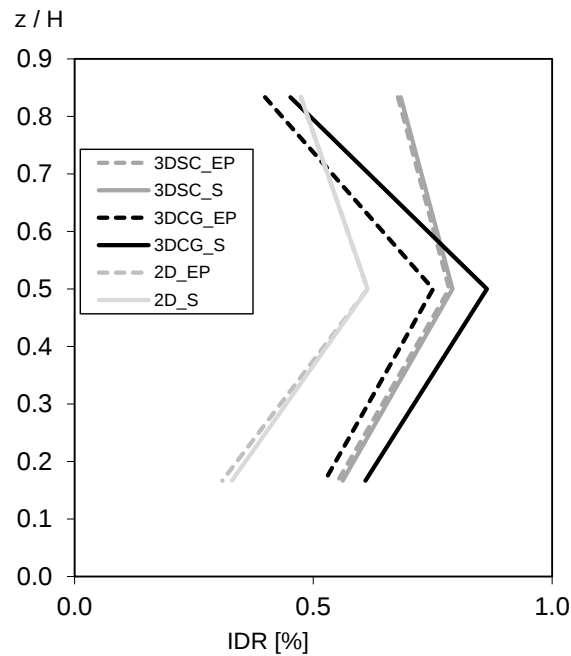


Figura 4.6 Comparación de IDR en los modelos bidimensional y tridimensional del edificio de 3 niveles ante el evento principal LA21 y la secuencia LA2122.

En este caso particular, en el edificio de 3 niveles podemos observar que la amplitud de IDR en el modelo 2D, es menor que el IDR en los modelos 3DSC y 3DCG. Asimismo, se observa que las réplicas aumentan la distorsión máxima registrada durante el evento principal principalmente en los modelos tridimensionales y que las mayores distorsiones por efecto de la réplica son generadas en el modelo 3DCG.

4.1.2 Edificio de 9 niveles

En la figura 4.7 se observa la respuesta de los modelos (2D) y (3DSC) del edificio de 9 niveles ante el (EP) del registro LA21 y la secuencia (S) LA2122.

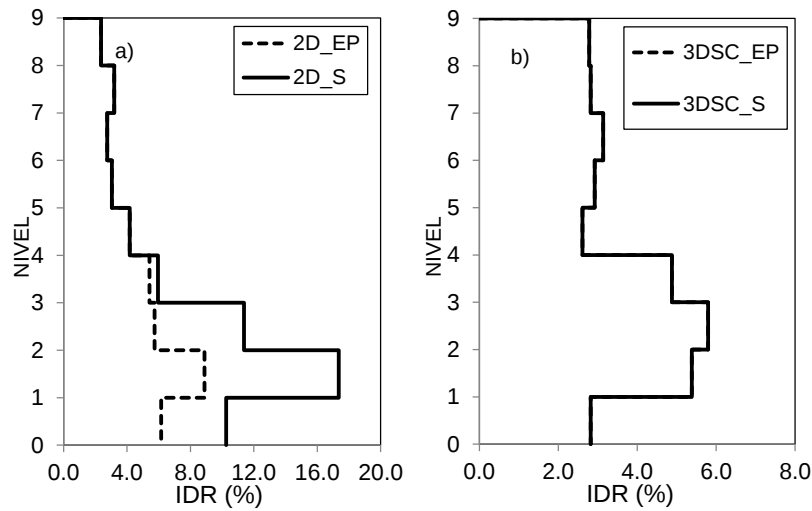


Figura 4.7 Distorsiones de entrepiso máximas generadas en el edificio de 9 niveles ante el evento principal LA21 y la secuencia LA2122: a) modelo 2D, b) modelo 3DSC.

Como puede observarse, los modelos 2D y 3DSC presentan diferentes distribuciones de IDR en su altura. Puede observarse que solo se presentan incrementos de las distorsiones de entrepiso debido a la réplica en el modelo bi-dimensional. Para este tipo de secuencia en particular, en el modelo 2D, se presenta un incremento de las distorsiones de entrepiso del segundo nivel por efecto de la réplica del orden del 0.96% respecto a la IDR del evento principal.

Asimismo, en la figura 4.8 se muestra una comparación entre los dos modelos sujetos al evento principal (Figura 4.8a) y a la secuencia (Figura 4.8b).

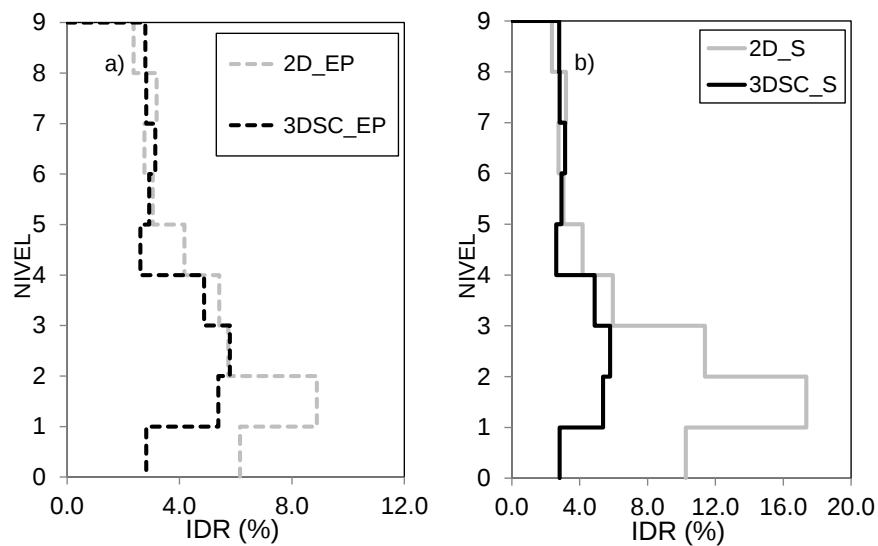


Figura 4.8 comparación de los efectos de la distorsión de entrepiso en los modelos 2D y 3DSC: a) evento principal LA21, b) secuencia La2122.

En la comparación de la respuesta de ambos modelos (2D vs 3D), se observa que en los primeros cinco niveles las IDR del edificio bi-dimensional son mayores a las distorsiones de entrepiso efectuadas en el edificio tridimensional. Sin embargo, es notorio que en los niveles superiores a estos, las distorsiones de entrepiso del edificio 2D tienen una tendencia similar a las del edificio 3DSC. Asimismo, se muestra que la mayor distorsión entre el modelo 2D y 3DSC se genera en el segundo nivel en un orden de 3.22 veces.

Para explicar por qué no se incrementa el IDR a consecuencia de la réplica en el modelo 3DSC, en las figuras 4.9 y 4.10 se muestra una comparación de la historia de desplazamiento de azotea así como también del quinto nivel del modelo 3DSC sujeto a la secuencia LA2425, respectivamente. Asimismo, en la figura 4.11 se ilustra el comportamiento histerético de una viga exterior del modelo 3DSC. Puede apreciarse que la pérdida de resistencia ocurre durante el EP, lo cual manifiesta en un desplazamiento residual al final del EP como se ilustra en las figuras 4.9 y 4.10. Asimismo, se aprecia que la réplica no incrementa significativamente tanto el desplazamiento máximo como el residual.

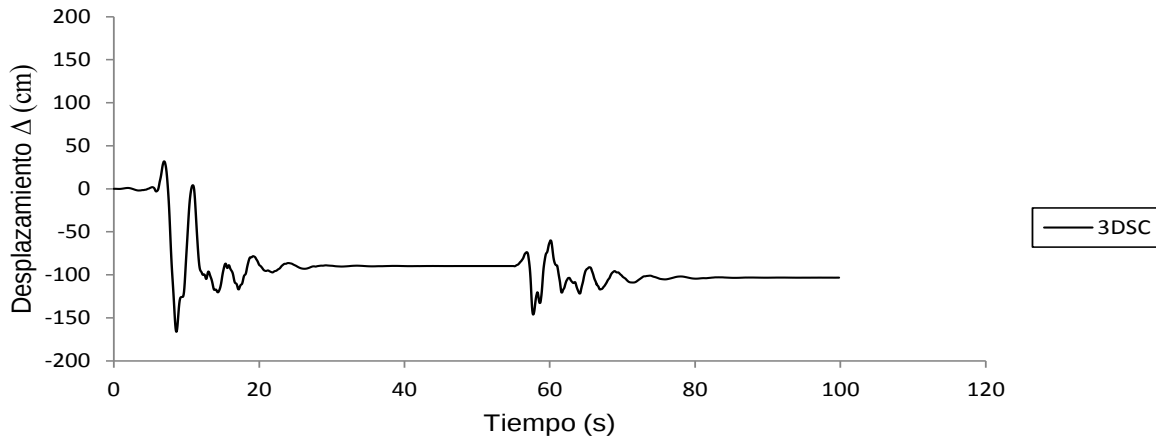


Figura 4.9 Comparación de la historia de desplazamiento de azotea del modelo 3DSC sujeto a la secuencia sísmica LA2425.

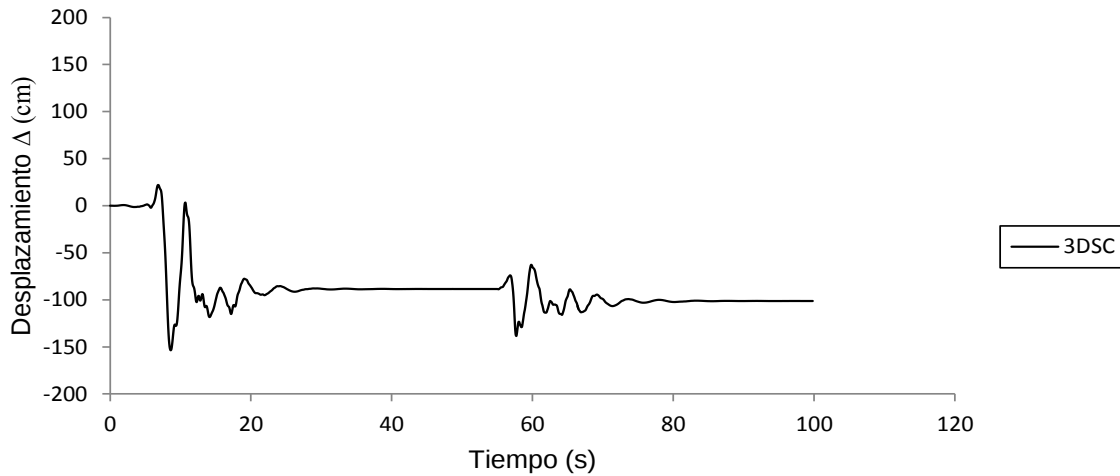


Figura 4.10 Comparación de la historia de desplazamiento en el noveno nivel del modelo 3DSC sujeto a la secuencia sísmica LA2425.

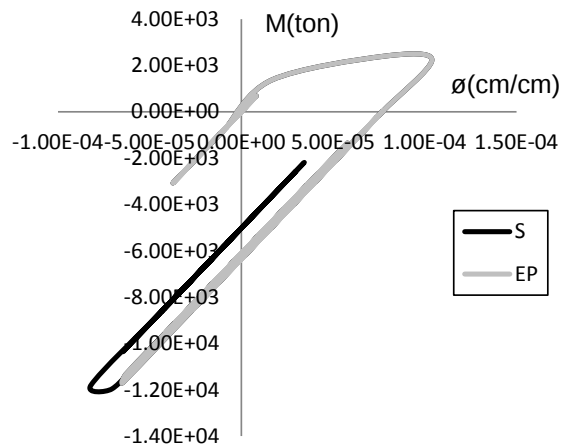


Figura 4.11 Ejemplo de pérdida de resistencia en las vigas del modelo 3DSC ante la secuencia LA2425: a) Viga45 en el eje 1, entre E y F, del nivel nueve.

En la figura 4.12 se muestra en conjunto el comportamiento del IDR de cada uno de los modelos 2D y 3DSC cuando se obtiene su respuesta ante el EP LA24 y la secuencia sísmica LA2425.

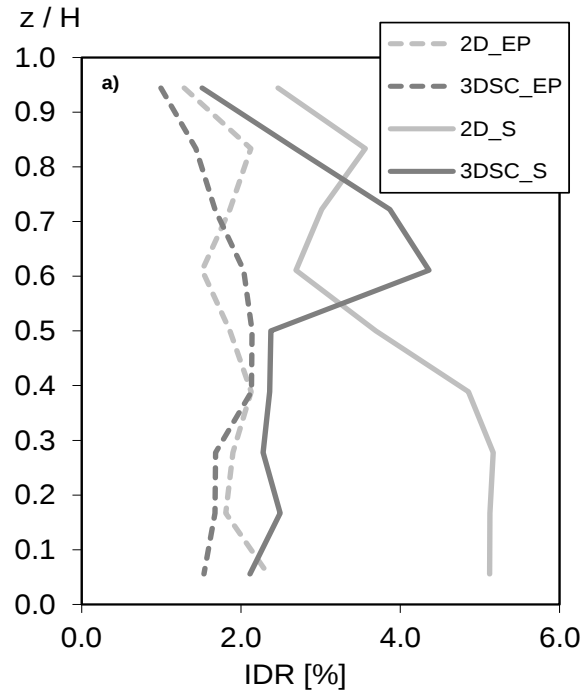


Figura 4.12 Comparación de la distorsión máxima de entrepiso en los modelos bidimensional y tridimensional del edificio de 9 niveles ante el evento principal LA24 y la secuencia LA2425.

Para estas excitaciones sísmicas en particular se observa cómo la influencia de la réplica sí afecta las IDR en ambos modelos. Se observa que los máximos IDR se presentan en el modelo 2D. Las distorsiones máximas efectuadas por la secuencia en el edificio 2D se presentan en el nivel inferior y son del orden del 1.18 veces su valor con respecto al evento principal. En el modelo 3DSC, las distorsiones máximas generadas durante la secuencia se presentan en el nivel 7 y son del orden del 1.12 veces el IDR registrado durante el EP. Asimismo, se puede observar que en los niveles del 1 al 4 así como del 7 al 9 las distorsiones generadas por el modelo 3DSC son menores a las del modelos 2D. Por el contrario, en los niveles del 4 al 7 se presenta una tendencia inversa.

4.1.3 Edificio de 20 niveles

En la figura 4.13 se observa la respuesta de los modelos (2D), (3DSC) y (3DCG) del edificio de 20 niveles ante el (EP) LA21 y la secuencia (S) LA2122.

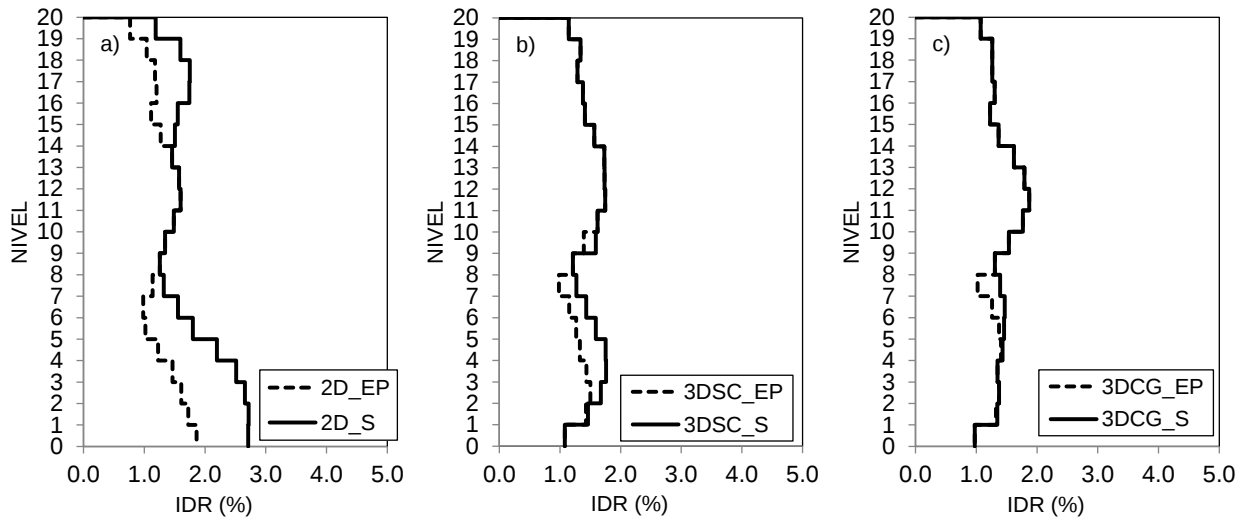


Figura 4.13 Distorsiones de entrepiso máximas generadas en el edificio de 20 niveles ante el evento principal LA21 y la secuencia LA2122: a) modelo 2D, b) modelo 3DSC, c) modelo 3DCG.

Como puede observarse, cada uno de los modelos presenta diferentes tendencias en su respuesta. Para este caso particular, la influencia de la réplica afecta en gran medida las distorsiones de entrepis en el modelo 2D, sobre todo en el nivel de azotea en donde se generan las distorsiones máximas del orden del 5.96 veces al evento principal. En los modelos tridimensionales puede observarse que el efecto de la réplica en incrementar los IDR no es significativo, ya que solo se presentan incrementos en algunos niveles.

Asimismo, en la figura 4.14 se muestra una comparación entre los tres modelos sujetos ante el evento principal (Figura 4.14a) y a la secuencia (Figura 4.14b). Puede observarse que la amplitud de IDR en los tres modelos es muy similar ante el EP (con excepción de los tres primeros niveles en el modelo 2D). Sin embargo, puede apreciarse que el modelo 2D predice distorsiones de entrepiso sensiblemente mayores ante la réplica respecto a las distorsiones de entrepiso calculadas en los modelos 3D.

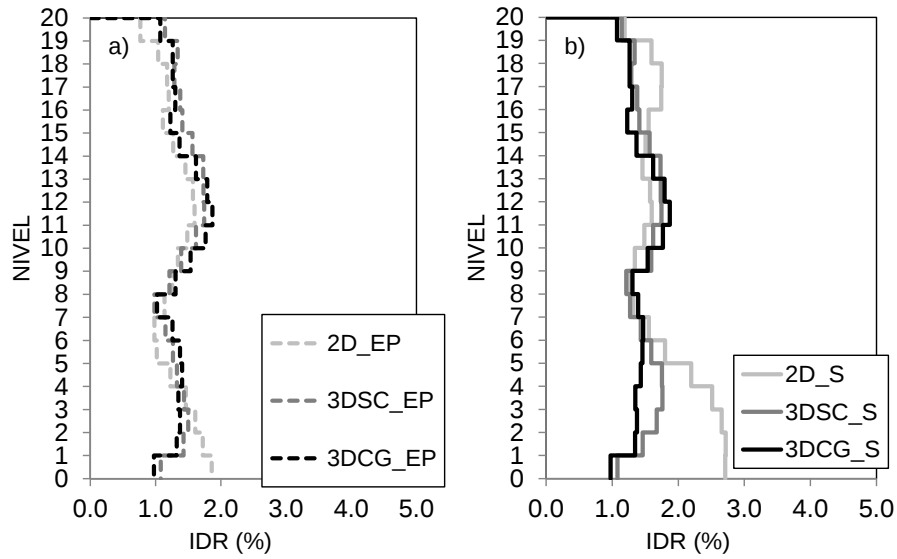


Figura 4.14 comparación de los efectos de la distorsión de entrepiso en los modelos 2D, 3DSC y 3DCG: a) evento principal LA21, b) secuencia La2122.

En las figuras 4.15 y 4.16 se muestra una comparación de la historia de desplazamiento de azotea así como también del décimo nivel de los modelos 3DSC y 3DCG sujetos a la secuencia LA2122. Se puede observar que ambos modelos tienen una respuesta muy similar ante el EP. Ante la acción de la réplica, se puede observar que las vigas y columnas interiores en el modelo 3DCG restringen la respuesta comparada con la respuesta del modelo 3DSC.

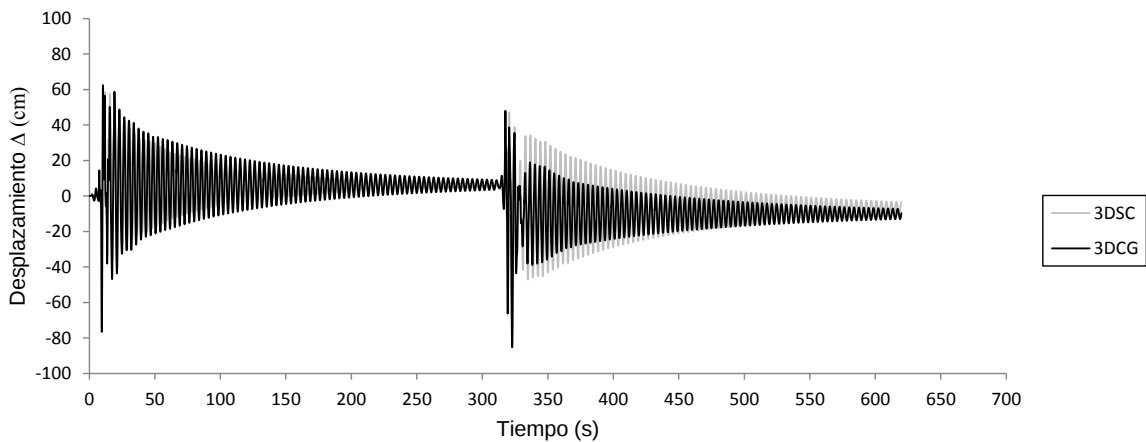


Figura 4.15 Comparación de la historia de desplazamiento de azotea de los modelos 3DSC y 3DCG sujeto a la secuencia sísmica LA2122.

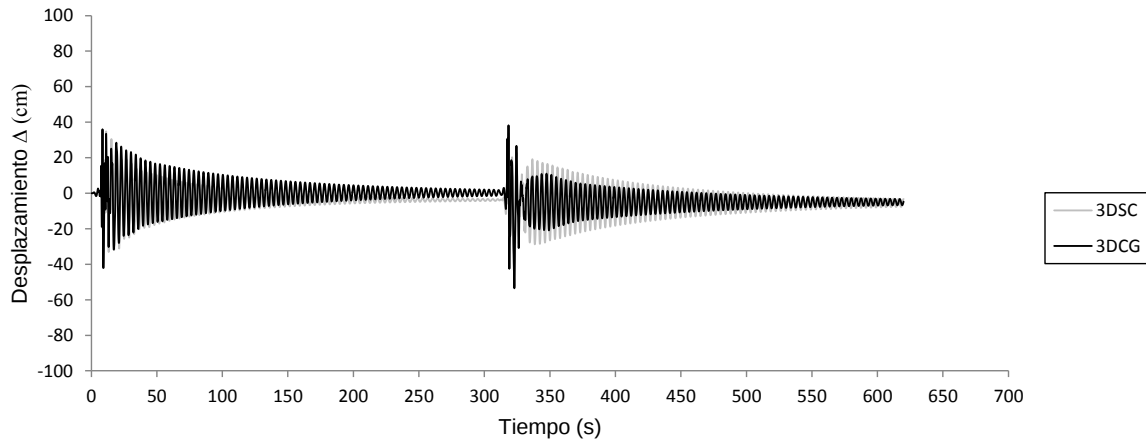
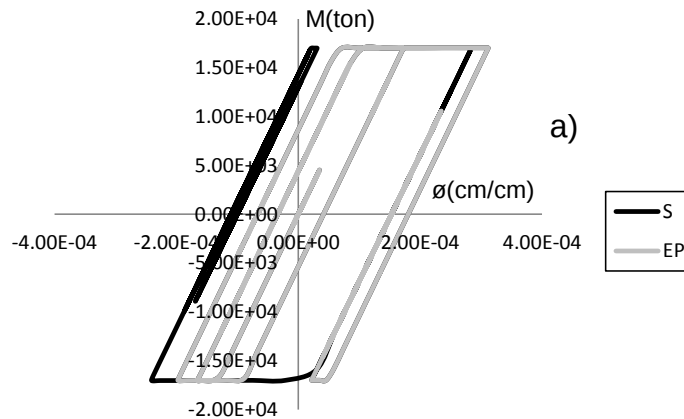


Figura 4.16 Comparación de la historia de desplazamiento en el segundo nivel de los modelos 3DSC y 3DCG sujeto a la secuencia sísmica LA2122.

Asimismo, en la figura 4.17 se ilustra el comportamiento histerético de una viga exterior en los modelos 3DSC y 3DCG, así como una viga interior en el modelo 3DCG. Puede observarse que la viga interior tiene un comportamiento prácticamente elástico ante el EP, y sólo tiene un comportamiento inelástico (disipando energía) ante la acción de la réplica. De esta manera, puede explicarse que la mitigación de la respuesta en el modelo 3DCG, ilustrada en la figura 4.16 ante la acción de la réplica.



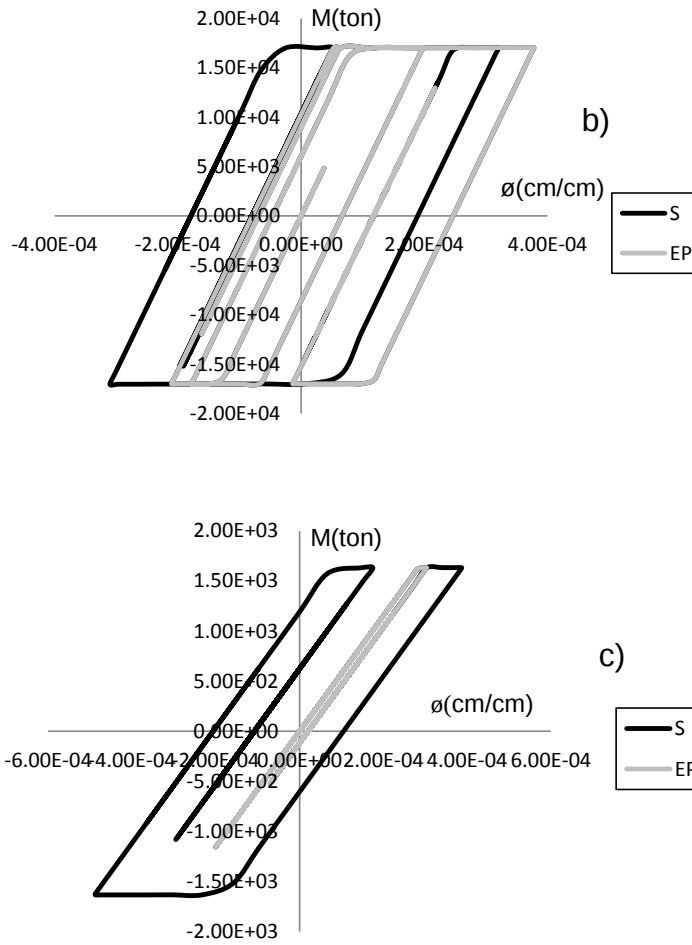


Figura 4.17 Comportamiento histerético de las vigas ante la secuencia LA2221: a) Viga 53 en el eje 1, entre C y D, del nivel 10 del modelo 3DSC, b) Viga 53 en eje 1, entre C y D, del nivel 10 del modelo 3DCG, c) Viga 1094 en eje 3, entre C y D, del nivel 13 del modelo 3DCG.

En la figura 4.18 se muestra una comparación de la distribución de IDR en los modelos 2D, 3DSC y 3DCG, cuando su respuesta es efectuada mediante un evento principal y una secuencia sísmica (evento principal-réplica).

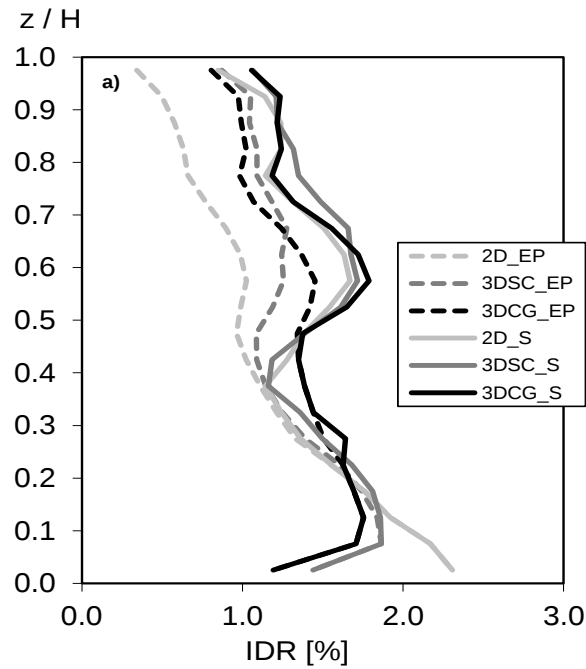


Figura 4.18 Comparación de la distorsión máxima de entrepiso en los modelos bidimensional y tridimensional del edificio de 20 niveles ante el evento principal LA24 y la secuencia LA2425.

En este caso se observa que la respuesta del edificio 2D genera distorsiones máximas en los niveles inferiores, mientras que en los niveles superiores sus distorsiones son las menores de los tres modelos, tanto para los eventos principales como para las réplicas. Asimismo, en los modelos tridimensionales se observa que en los niveles inferiores y superiores del modelo 3DSC se generan mayores distorsiones que en el modelo 3DCG. Por el contrario, el modelo 3DCG genera mayores distorsiones que el modelo 3DSC en los niveles intermedios. En esta secuencia en particular se puede observar cómo los tres modelos responden al efecto de la réplica generando mayores distorsiones ante el evento principal. De los tres modelos, el modelo 2D es el que genera mayor incremento de distorsiones ante la réplica, en un orden del 2.49 veces respecto a las registradas durante el EP.

4.2 Influencia del ángulo de ataque en el edificio de 3 niveles

Un factor importante a evaluarse en la respuesta de cada uno de los modelos tridimensionales es la influencia del ángulo de ataque de la excitación sísmica. Para tal fin, la excitación sísmica fue variándose en diferentes ángulos para poder obtener la

respuesta en cada una de las direcciones globales X y Y. En la figura 4.19 se ilustra el ángulo de ataque en la planta del edificio de 3 niveles. Este ángulo se roto entre 0° y 90° ($\theta = 0^\circ, 22.5^\circ, 45^\circ, 67.5^\circ, 90^\circ$). Para cada ángulo de ataque, se obtuvieron las distorsiones de entrepiso que resultaron de la respuesta ante cada uno de los eventos principales y sus réplicas correspondientes.

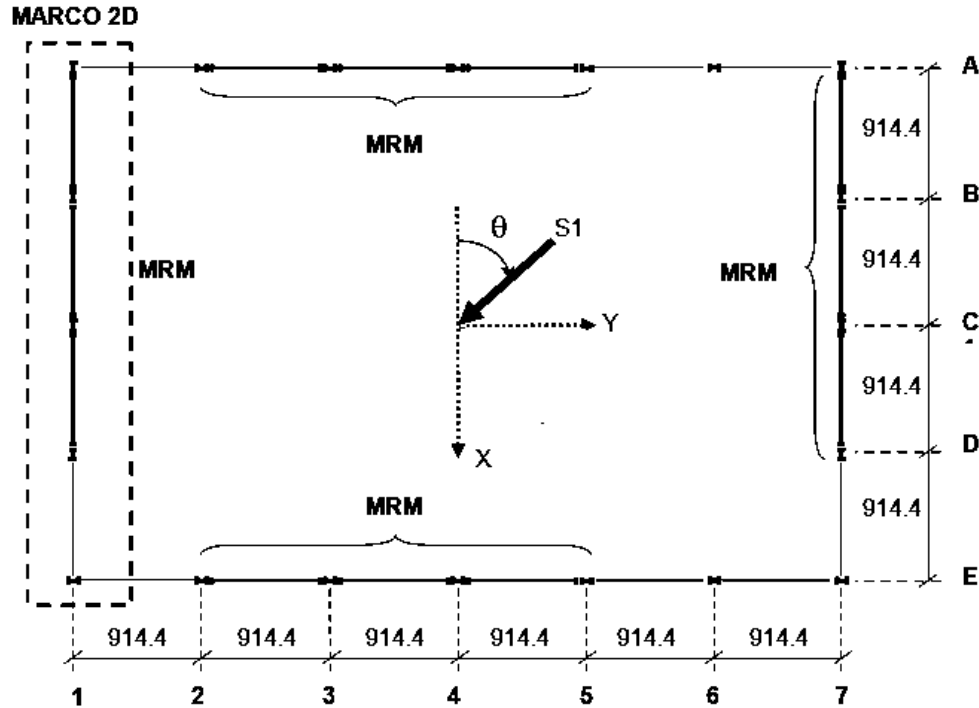


Figura 4.19 Esquema de la variación del ángulo de incidencia, θ , de las secuencias sísmicas.

En las gráficas siguientes se representan las IDR obtenidas en la dirección X y la dirección Y de los modelos 3D del edificio de 3 niveles (con columnas interiores y sin columnas interiores), correspondientes a cada uno de los ángulos. También se presenta el IDR absoluto, el cual se obtuvo a partir de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (RCSC) de la respuesta en la dirección X y en la dirección Y. Cabe mencionar que se presenta la mediana de IDR obtenida del conjunto de registros de la tabla 3.2, así como también de las 90 secuencias artificiales generadas en esta tesis.

4.2.1 Edificio tridimensional sin columnas interiores

En la gráfica 4.20 se muestra el efecto de cada uno de los ángulos de incidencia en la distorsión de entrepiso del edificio de 3 niveles en la dirección X y Y, ante el evento principal (EP) y la secuencia evento principal-réplica (S).

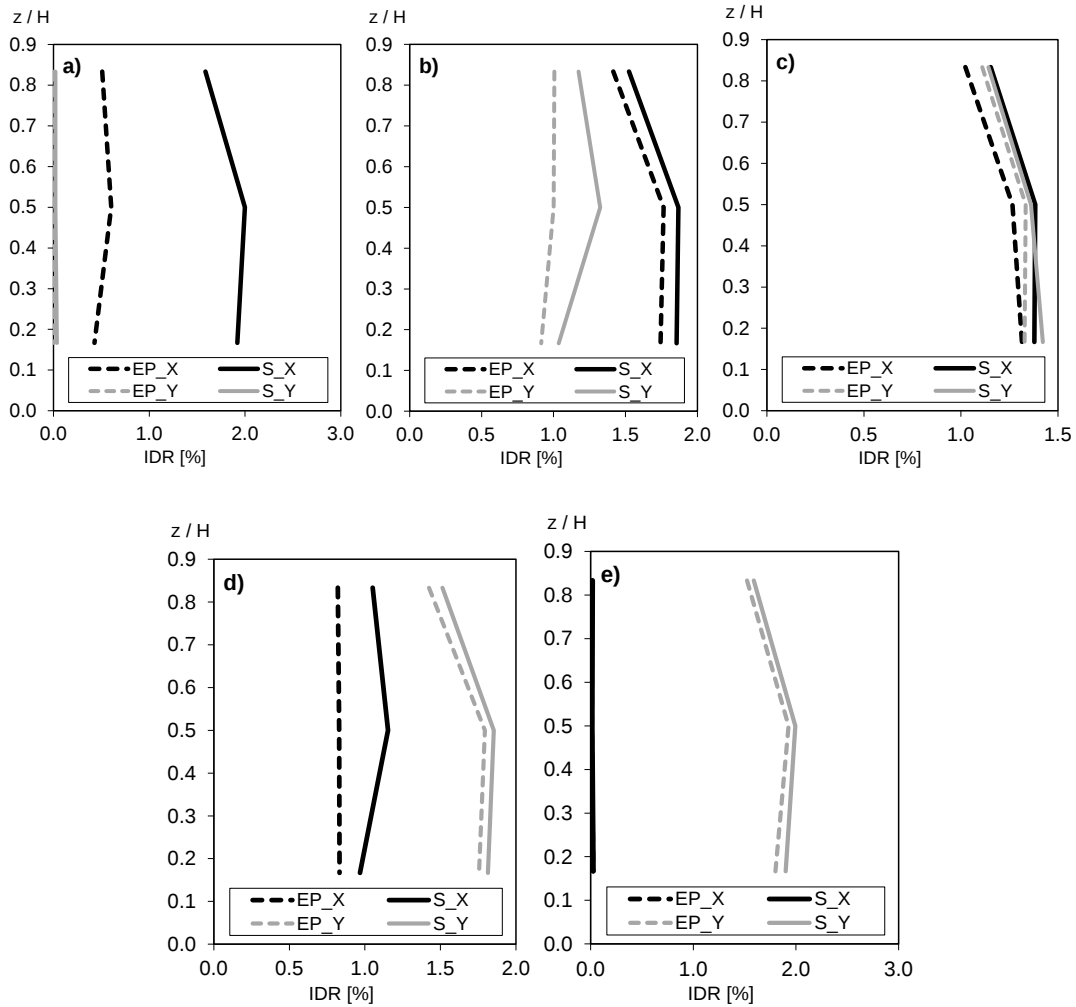


Figura 4.20 Influencia del ángulo de ataque en la dirección X y Y del edificio de 3 niveles: a) $\theta=0^\circ$, b) $\theta=22.5^\circ$, c) $\theta=45^\circ$, d) $\theta=67.5^\circ$, e) $\theta=90^\circ$.

En la figura se puede observar cómo el ángulo de incidencia afecta la amplitud de la distorsión de entrepiso. Cuando el ángulo $\theta=0^\circ$, las distorsiones máximas se efectúan en dirección X, ya que es la dirección en la que actúa directamente la componente del sismo. Cuando se va rotando el ángulo, las distorsiones en dirección X van disminuyendo mientras que las distorsiones en dirección Y se van incrementando hasta cuando $\theta=90^\circ$. Asimismo, puede apreciarse que las secuencias artificiales incrementan las distorsiones de entrepiso.

En la figura 4.21 se muestra la influencia del ángulo de incidencia en la respuesta absoluta.

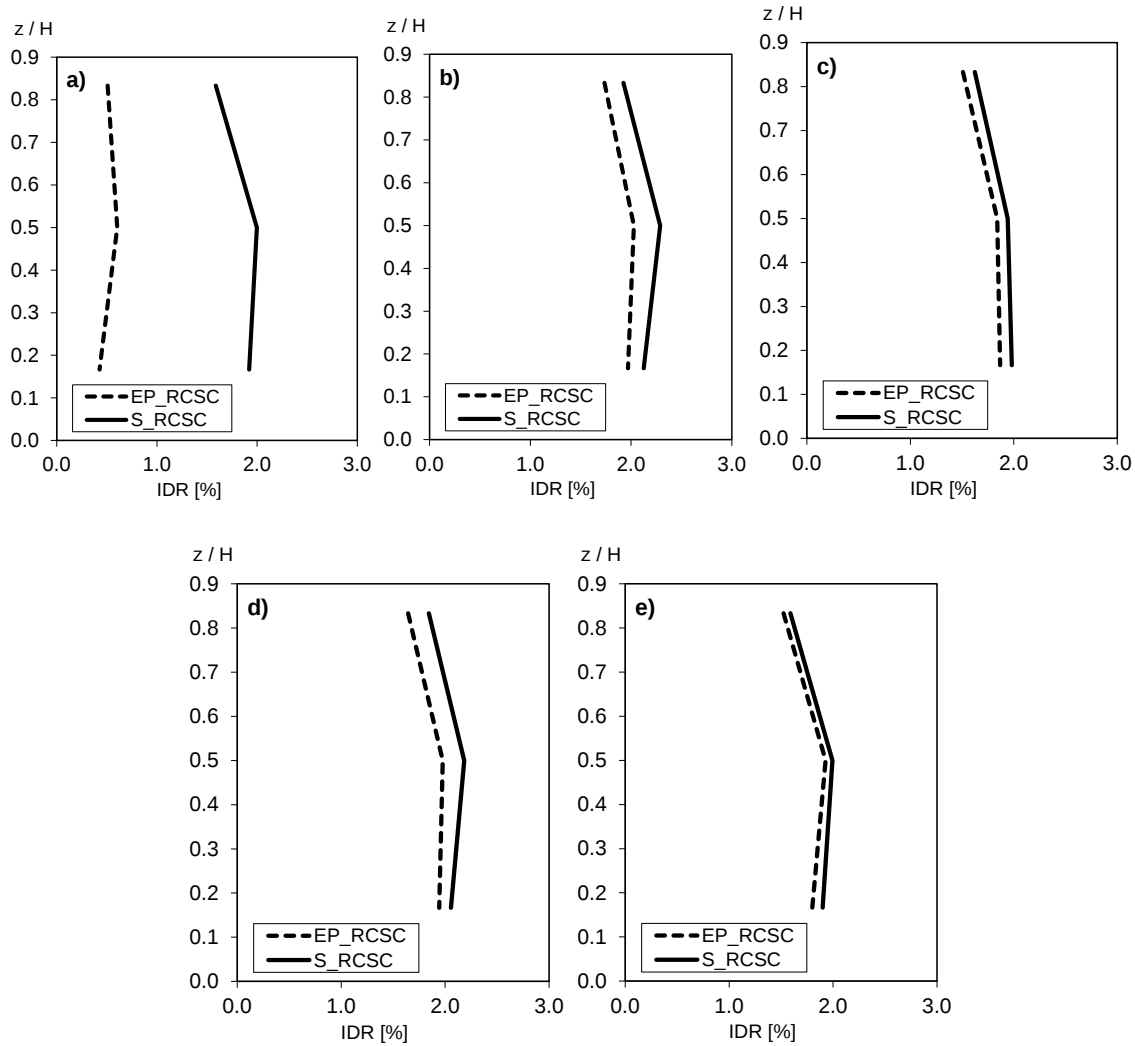


Figura 4.21 Influencia del ángulo de ataque en las distorsiones absolutas de 3 niveles:
a) $\theta=0^\circ$, b) $\theta=22.5^\circ$, c) $\theta=45^\circ$, d) $\theta=67.5^\circ$, e) $\theta=90^\circ$.

En este caso se observa el efecto del ángulo de incidencia en las distorsiones absolutas del edificio de tres niveles sin columnas interiores. Tanto en los ángulos $\theta=0^\circ$ y $\theta=90^\circ$ la distorsión absoluta se toma como distorsión en la dirección donde se posiciona la componente, en este caso X y Y respectivamente ya que en dirección contraria las distorsiones son mínimas. Así mismo para el escenario mostrado las distorsiones máximas se generan, tanto para el evento principal como para la réplica, cuando el ángulo $\theta=22.5^\circ$ efectuado en el segundo nivel. Dando mención que los efectos de distorsión mínimos son generados cuando $\theta=45^\circ$ en un orden con las máximos del 18%. Además es notable observar que los efectos de la réplica son mayores cuando $\theta=0^\circ$ y menores cuando $\theta=90^\circ$.

4.2.2 Edificio tridimensional con columnas interiores

En la figura 4.22 se muestra el efecto del ángulo de ataque en la distorsión de entrepiso en el edificio de 3 niveles, así como se observa el efecto de las columnas de gravedad en las distorsiones.

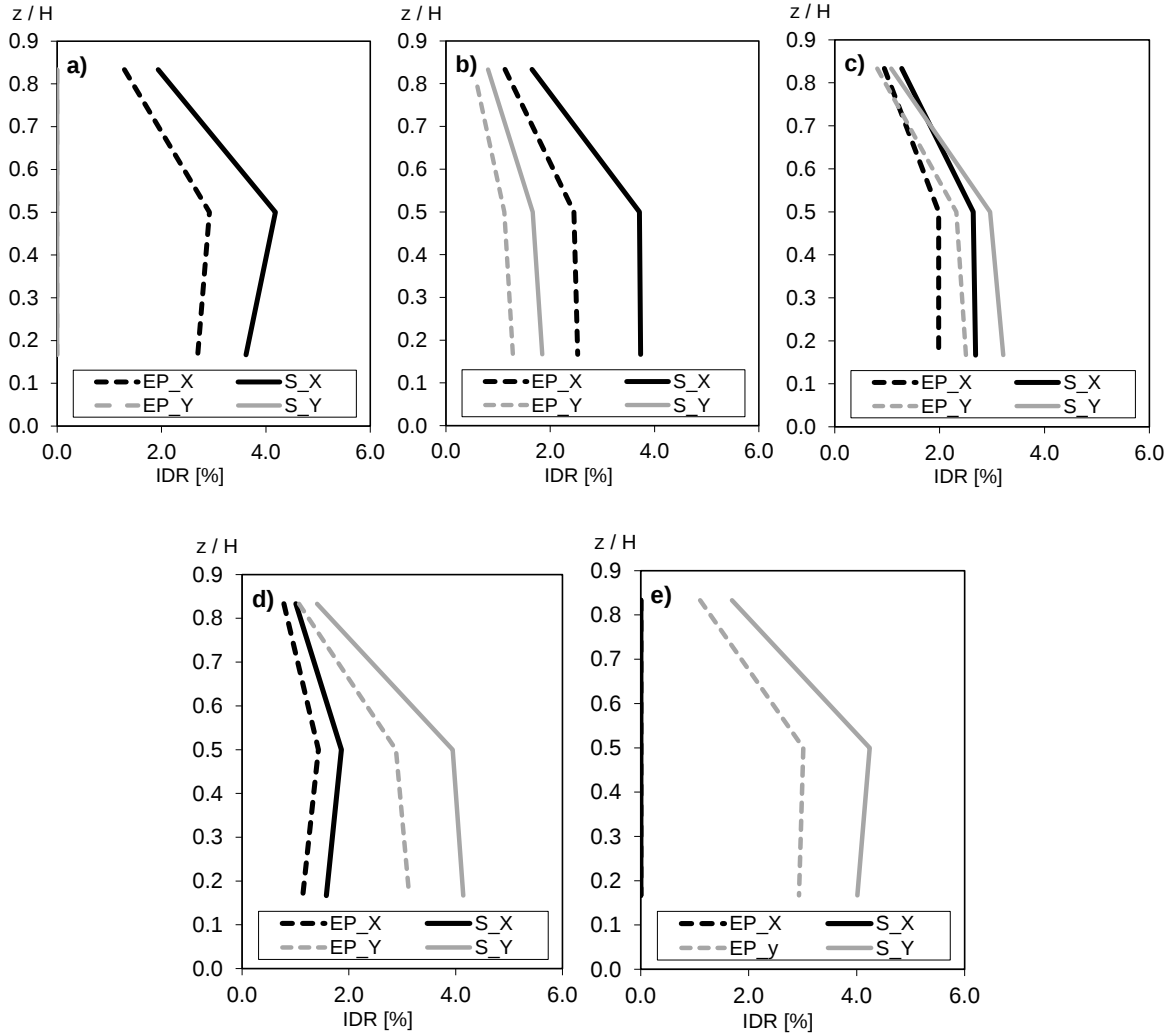


Figura 4.22 Influencia del ángulo de ataque en la dirección X y Y del edificio de 3 niveles: a) $\theta=0^\circ$, b) $\theta=22.5^\circ$, c) $\theta=45^\circ$, d) $\theta=67.5^\circ$, e) $\theta=90^\circ$.

En cada una de las gráficas puede observarse como es que afecta el ángulo de incidencia en la distorsión de entrepiso del edificio. Puede notarse que al igual que el edificio sin columnas interiores las distorsiones aumentan y disminuyen dependiendo de la dirección de ataque de la componente, sin embargo el efecto de la réplica genera mayores distorsiones en este modelo, sobre todo en el segundo nivel.

En la figura 4.23 se muestra la influencia del ángulo de incidencia en la respuesta absoluta que se obtuvo la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (RCSC).

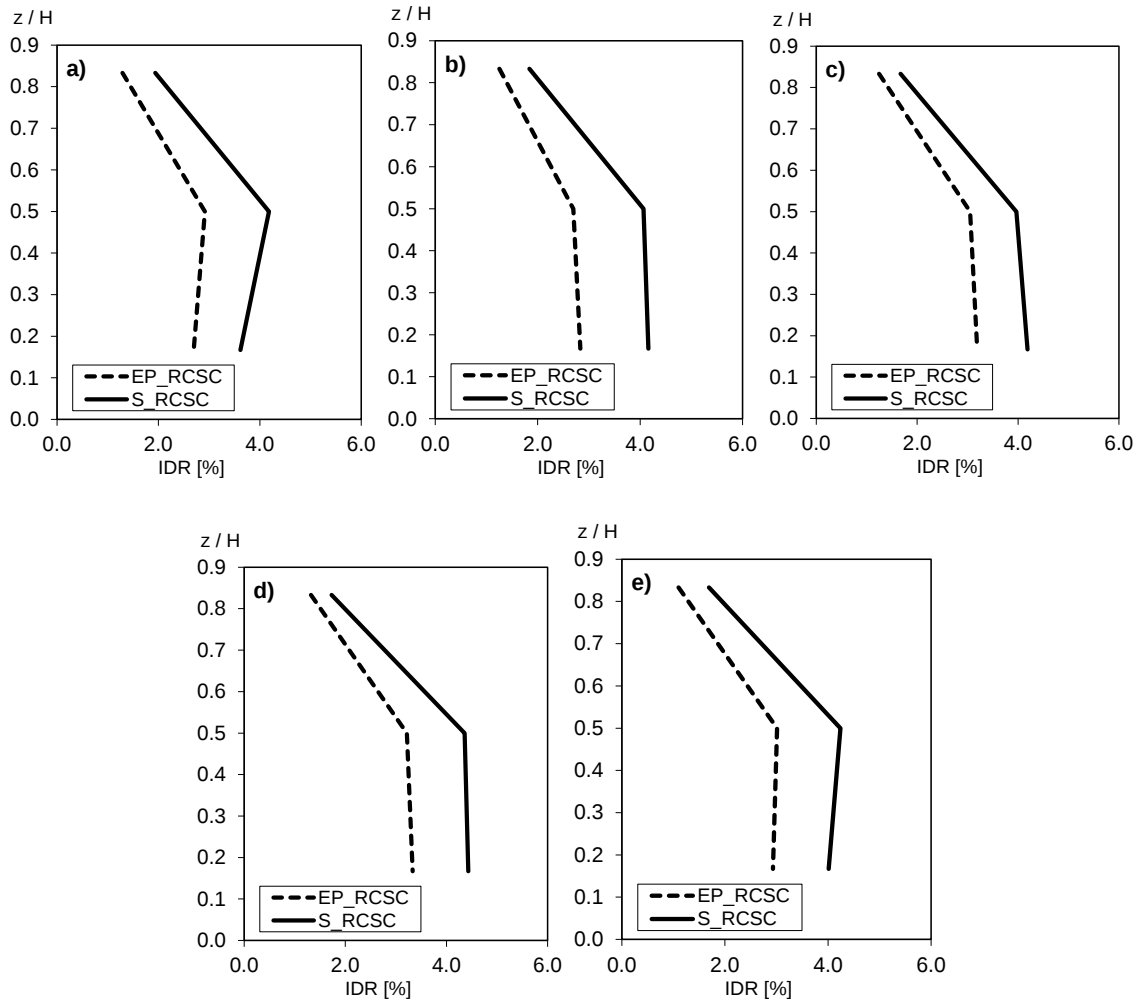


Figura 4.23 Influencia del ángulo de ataque en las distorsiones absolutas del modelo 3DGC de 3 niveles: a) $\theta=0^\circ$, b) $\theta=22.5^\circ$, c) $\theta=45^\circ$, d) $\theta=67.5^\circ$, e) $\theta=90^\circ$.

Para el escenario dado se observa que las distorsiones máximas se generan cuando $\theta=67.5^\circ$ y las mínimas cuando $\theta=45^\circ$ teniendo una diferencia del orden del 10.1%. En este caso se puede notar que, a diferencia del modelo tridimensional sin columnas interiores, en la mayoría de los casos la réplica si tiene mayor influencia en la amplitud de la distorsión de entrepiso. Este efecto en la distorsión de entrepiso puede atribuirse por la pérdida de resistencia prematura de las vigas tanto exteriores como interiores.

4.2.3 Comparación entre edificios tridimensionales 3DSC y 3DCG

Observando las características de cada uno de los modelos 3DSC y 3DCG podemos observar comportamientos distintos entre ellos debido a sus distintas características. En la figura 4.24 se muestra una comparación entre ambos modelos tridimensionales ante la respuesta absoluta generada bajo la influencia del ángulo de incidencia.

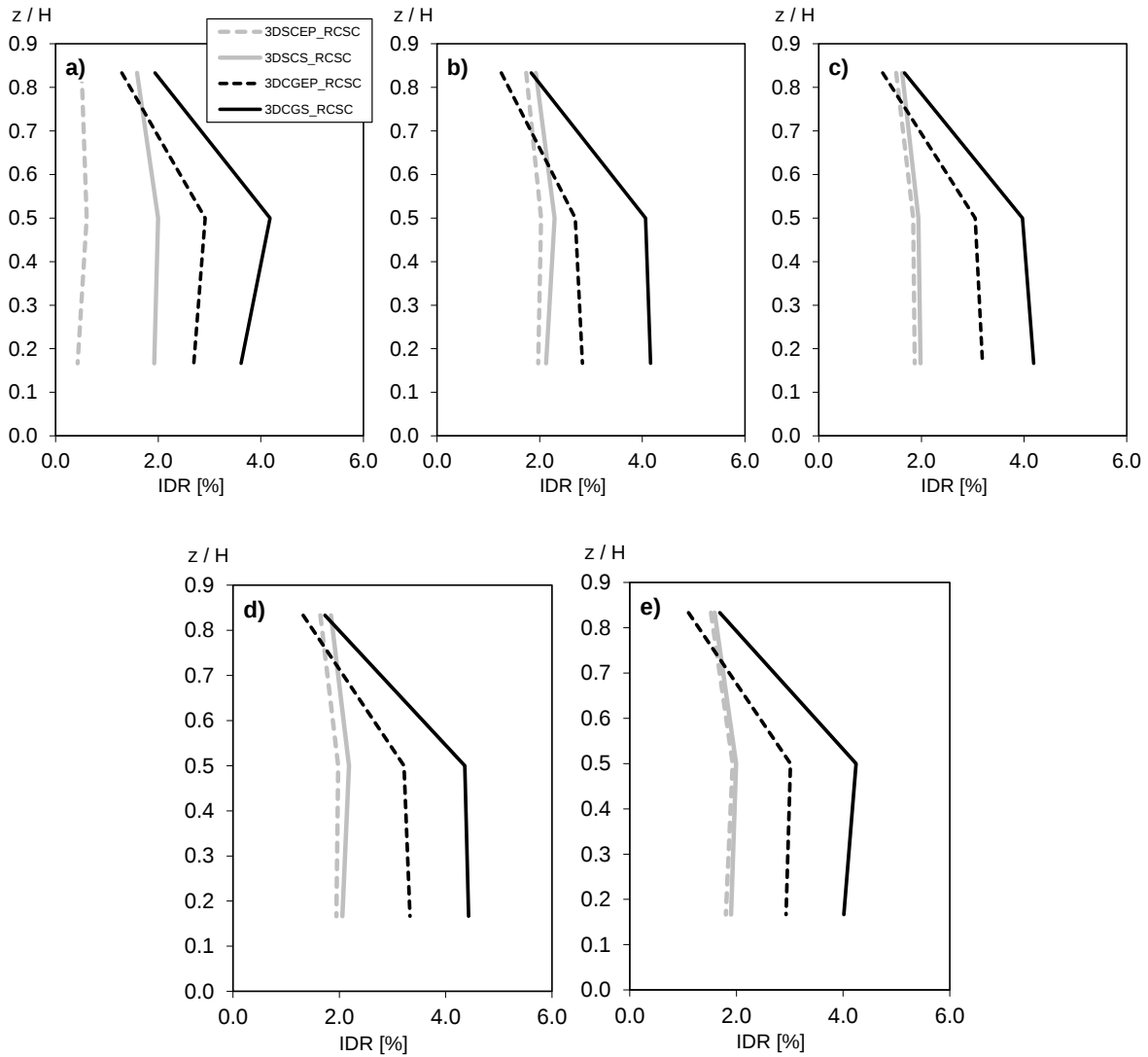


Figura 4.24 Comparación de la influencia del ángulo de ataque en las distorsiones absolutas de los modelos 3DSC y 3DCG: a) $\theta=0^\circ$, b) $\theta=22.5^\circ$, c) $\theta=45^\circ$, d) $\theta=67.5^\circ$, e) $\theta=90^\circ$.

En las figuras anteriores es notorio el comportamiento del modelo 3DCG contra el modelo 3DSC, ya que el primero presenta las mayores distorsiones de entrepiso en cualquiera de los ángulos de incidencia con respecto al 3DSC tanto para eventos

principales como para secuencias sísmicas. Es notable como en el modelo 3DSC el efecto de la réplica no es muy significativo en sus IDR, a excepción cuando el ángulo se encuentra a 0° , mientras que en el modelo 3DCG es muy notable el efecto de la réplica en los cinco casos estudiados.

CONCLUSIONES

5.1 Resumen

El objetivo general de este estudio consistió en evaluar la respuesta tridimensional de edificios de acero ante secuencias sísmicas. Para tal fin, se modelaron tres edificios de acero de 3, 9 y 20 niveles, diseñados para las condiciones sísmicas de la ciudad de los Ángeles, California. Para su análisis, los edificios fueron modelados mediante los programas RUAUMOKO 2D (Carr, 2009a), y RUAMOKO3D (Carr, 2009b). Para cada edificio, se generaron tres modelos, uno bi-dimensional y dos tridimensionales. En los modelos tridimensionales se consideró la contribución de los marcos interiores, así como también la ausencia de ellos. Asimismo, en las vigas principales se consideró el deterioro de resistencia debido a fractura en la conexión.

En principio, se desarrolló un análisis no lineal incremental para obtener las curvas de capacidad de los 3 edificios. Posteriormente, se realizaron análisis dinámicos para obtener las distorsiones de entrepiso de cada modelo al ser sujeto a secuencias sísmicas artificiales. Para ello, se utilizó un conjunto de 10 registros sísmicos representativos de la sismicidad de la zona donde se ubican los edificios. Con dichos registros, se generaron 90 secuencias sísmicas artificiales utilizando un método aleatorio descrito en el estudio realizado por Li y Ellingwood (2007).

En primera instancia, se evaluó la influencia del tipo de modelado en las distorsiones de entrepiso. Posteriormente, se estudió el efecto del ángulo de incidencia en los modelos tridimensionales 3DSC y 3DCG del edificio de 3 niveles.

5.2 Conclusiones

Con base en los resultados obtenidos en esta investigación, se ofrecen las siguientes conclusiones:

- 1) La capacidad ante cargas laterales (medida en términos de V_b/W , donde V_b es el cortante basal y W es el peso del edificio) disminuye conforme aumenta el número de niveles, lo cual se puede apreciar en las curvas de capacidad de cada uno de los modelos.

- 2) Existen diferencias significativas entre las curvas de capacidad obtenidas apartir de los modelos 2D, 3DSC y 3DCG del edificio de 3 niveles, sin embargo, es notable como esta diferencia disminuye para los edificios de 9 y, principalmente 20 niveles.
- 3) La respuesta en términos de IDR, de los modelos 2D es diferente a la respuesta de los modelos en 3D. Dependiendo del número de niveles, la respuesta del modelo 3DSC puede ser mayor, o menor, que la respuesta del modelo 3DCG.
- 4) La contribución de marcos interiores aporta rigidez lateral en el tipo de modelado. Sin embargo, se observó que la contribución de los marcos interiores no siempre ayuda a restringir los desplazamientos laterales. Ello depende de que las vigas interiores no fluyan prematuramente durante el evento principal (como fue el caso del modelo de 3 niveles).
- 5) La influencia del ángulo de incidencia en la respuesta tridimensional del edificio de 3 niveles es importante, sobre todo cuando se consideran los efectos de la secuencia sísmica.
- 6) La respuesta tridimensional fue mayor en el modelo tridimensional con columnas interiores.

REFERENCIAS

AISC (2010), "Specification for structural steel buildings" American Institute of Steel Construction (AISC), AISC-360-10, Inc. Chicago, Illinois.

Carr, A. J. (2009a), RUAUMOKO3D. Volume 3: User manual for the 3-Dimensional version, Dept. of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Carr, A. J. (2009b), RUAUMOKO2D. Volume 2: User manual for the 2-Dimensional version, Dept. of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Gupta, A., y Krawinkler, H. (1999), "Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures", Report No. 132, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil Engineering, Stanford University.

Li, Q., y Ellingwood, B.R. (2007), "Performance evaluation and damage assessment of steel frame buildings under main shock-aftershock sequences", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 36-405-427.

Luco, N. (2002), "Probabilistic demand analysis, SMRF connection fractures, and near-source effects", PhD. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, CA.

MacRae, G., y Mattheis, J. (2000), "Three-dimensional steel building response to near-fault ground motions", Journal of Structural Engineering ASCE, 126(1)117-126.

Reyes-Salazar, A., Bojórquez, E., Haldar, A., López Barraza, A., Rivera Salas, J.L. (2014), "Seismic Response of 3D steel buildings considering the effect of PR connections and gravity Frames". The Scientific World Journal Volume 2014, Article ID 346156, <http://dx.doi.org/10.1155/2014/346156>.