



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Estudio de la respuesta sísmica de
edificios de planta baja débil
rehabilitados con dispositivos de control
en su primer nivel**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Valentín Ángel Juárez Hoces

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Miguel Ángel Jaimes Téllez



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2022



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Dedicatoria

A mi madre, quien me ha apoyado como pilar fundamental durante todo mi camino para que sea un hombre de bien, me supere y viva libre y feliz

A mi padre, que me enseñó que no importa qué tantos obstáculos se me crucen en la vida ni de quienes vengan, debo seguir adelante

A todos los que han creído en mí como ejemplo a seguir, incluso aunque yo no fuera capaz de verlo

A los habitantes de San Gregorio Atlapulco, en Xochimilco. La impotencia de ese momento marcó mi vida y el rumbo de la misma

Agradecimientos

Al Dr. Miguel Ángel Jaimes Téllez, quien me permitió desarrollar bajo su asesoría este tema de tesis, por su dedicación y compromiso con mi desarrollo en el campo de la investigación.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por brindarme todas las herramientas necesarias para desarrollar este trabajo y encaminarme a la investigación.

Al *Institute of International Education*, al brindarme la oportunidad de al brindarme la oportunidad de ser uno de los seis ganadores de la beca *ExxonMobil para la Investigación* de la generación 2020-2021 debido a este trabajo de tesis.

A la M. en I. Amalia Adriana Cafaggi Félix, mi tutora al ingresar a la Facultad de Ingeniería, quien me ayudó y guió durante las distintas etapas de mi desarrollo universitario.

Al Ing. Octavio Díaz, mi mentor en el programa *ExxonMobil para la Investigación*, quien me apoyó en el aspecto profesional y me permitió enfocarme en mi futuro.

Finalmente a todos mis profesores, que contribuyeron a mi aprendizaje y me ayudaron a lograr mis objetivos académicos y profesionales.

ÍNDICE

RESUMEN	17
ABSTRACT	19
INTRODUCCIÓN	21
I. METODOLOGÍA	25
I.1 Respuesta sísmica	25
<i>I.1.1 Eventos sísmicos utilizados</i>	25
<i>I.1.2 Modelación de la respuesta de las estructuras</i>	26
<i>I.1.3 Resultados de la respuesta estructural: desplazamientos, distorsiones y espectros de respuesta</i>	26
I.2 Funciones de fragilidad.....	28
<i>I.2.1 Desplazamiento máximo de la estructura</i>	30
<i>I.2.2 Distorsiones de entrepiso máximas de la estructura</i>	30
<i>I.2.3 Aceleración de piso máxima de la estructura</i>	30
I.3 Estimación de costos por rehabilitación.....	31
II. CASO ILUSTRATIVO	33
II.1 Sitio de estudio	33
II.2 Descripción de la estructura bajo estudio	34
II.3 Respuesta sísmica en el sitio de estudio	36
<i>II.3.1 Sitio considerado y selección de los eventos sísmicos</i>	36
<i>II.3.2 Configuraciones de rehabilitación bajo estudio</i>	39
<i>II.3.2.1 Condiciones originales de la estructura</i>	39
<i>II.3.2.2 Estructura rehabilitada con amortiguadores viscosos</i>	41
<i>II.3.2.3 Estructura rehabilitada con contraventeos restringidos al pandeo</i>	42
<i>II.3.2.4 Estructura rehabilitada con aisladores de base</i>	44
<i>II.3.3 Modelo de respuesta de la estructura debida a sollicitaciones sísmicas</i>	48
<i>II.3.4 Desplazamientos, distorsiones y espectros de respuesta en la zona de estudio</i>	50
<i>Desplazamientos obtenidos</i>	50
<i>Distorsiones y cortantes de piso</i>	60
<i>Diagramas de histéresis</i>	66
<i>Espectros de respuesta</i>	73
II.4 Funciones de fragilidad.....	77

II.4.1 Distorsiones de entrepiso máximas estudiadas	77
II.4.2 Aceleraciones de piso máximas estimadas en la estructura analizada	81
II.5 Estimación de costos por rehabilitación	84
III. DISCUSIÓN.....	85
IV. CONCLUSIONES.....	93
REFERENCIAS	95
APÉNDICES.....	99
Apéndice A. Diagramas esfuerzo-deformación.....	99
Apéndice B. Diagramas momento-curvatura	102
Apéndice C. Diagramas P-M.....	104
Apéndice D. Simulaciones sísmicas realizadas	106
Apéndice E. Resultados ante los sismos del 19 de septiembre de 1985 y 2017.....	112
E.1 Sismos registrados 1985 y 2017.....	112
E.2 Distorsiones máximas estimadas	115
E.3 Cortantes máximos estimados.....	122
E.4 Diagramas de histéresis obtenidos	123
E.5 Espectros de respuesta obtenidos	137
Apéndice F. Análisis detallado de amortiguadores viscosos.....	143
F.1 Planteamiento de los casos de estudio.....	143
F.2 Respuesta sísmica del sitio de estudio	152
F.3 Distorsiones de entrepiso máximas estudiadas.....	159
F.4 Aceleraciones de piso máximas estudiadas en la estructura analizada	160
F.5 Discusión.....	162
Apéndice G. Ecuaciones desarrolladas.....	165
Apéndice H. Evaluación de costos de rehabilitación	169
Apéndice I. Intensidades sísmicas asociadas al sitio de estudio.....	172

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura I.1.3.1 Ejemplo de gráfica de desplazamiento por nivel respecto al tiempo de ejecución del sismo.....	26
Figura I.1.3.2 Ejemplo de gráfica de distorsión de entrepiso respecto al tiempo del sismo.....	27
Figura I.1.3.3 Ejemplo de (a) aceleración de piso y (b) aceleración generada en cada uno de los niveles de la estructura.....	27
Figura I.1.3.4 Ejemplo de espectros de respuesta de piso generados para cada uno de los niveles de la estructura.....	28
Figura I.2.1 Ejemplos de (a) funciones de densidad y (b) distribuciones de probabilidad acumulada para la distribución de tipo log-normal.....	29
Figura I.2.3.1 Ejemplo de distorsiones generadas para la estructura en condiciones originales, y su intersección con las distorsiones asociadas a los estados límite analizados.....	31
Figura II.1.1 Secretaría de Comunicaciones y Transportes (Romero, 2017)	33
Figura II.1.2 Ubicación de la SCT, en (a) vista tridimensional y (b) vista de plano (Google Earth, 2021)	33
Figura II.1.3 Daños a la SCT durante (a) el sismo del 19 de septiembre de 1985 y (b) en la actualidad (Vértigo político, 2015) ...	34
Figura II.2.1 Dimensiones globales de la estructura en condiciones originales (acotaciones en m)	35
Figura II.2.2 Configuración de la estructura en condiciones originales en SAP2000.....	35
Figura II.3.1.1 Acelerogramas (a) S1SA3, (b) S1SA8, (c) S5SA3 y (d) S5SA8.....	38
Figura II.3.1.2 Espectros de respuesta asociados a estructuras con periodos de (a) $T = 0.776$ s, (b) $T = 2$ s, (c) $T = 3$ s y (d) $T = 4$ s	39
Figura II.3.2.1.1 Formas modales de la estructura en condiciones <i>As Built</i>	41
Figura II.3.2.2.1 Formas modales del edificio con amortiguadores viscosos.....	41
Figura II.3.2.3.1 Formas modales del edificio con contraventeos restringidos al pandeo.....	43
Figura II.3.2.3.2 Diagramas de histéresis de contraventeos restringidos al pandeo. Fuerza contra desplazamiento axial para (a) S1SA3 y para (b) S1SA8.....	44
Figura II.3.2.3.3 Diagramas de histéresis de contraventeos restringidos al pandeo. Fuerza contra desplazamiento axial para (a) S5SA3, y para (b) S5SA8.....	44
Figura II.3.2.4.1 Formas modales del edificio con aisladores de (a) $T_b = 2$ s, (b) $T_b = 3$ s y (c) $T_b = 4$ s.....	47
Figura II.3.2.4.2 Comparación de las formas modales asociadas al primer modo de vibrar. (a) Primer, (b) segundo y (c) tercer modo de vibrar.....	48
Figura II.3.3.1 Configuraciones estructurales para la modelación en SAP2000 para (a) condiciones originales de la estructura, (b) amortiguadores diagonales, (c) contraventeos restringidos al pandeo y (d) aisladores de base.....	49
Figura II.3.3.2 Análisis de casos de tipo no lineal en SAP2000, ejemplificado con la simulación S1SA3.....	50
Figura II.3.4.1 Desplazamientos de los niveles 1 y 5 de la estructura en condiciones <i>As Built</i> . (a) Sismo intraplaca de intensidad baja (S1SA3) y (b) sismo intraplaca de intensidad alta (S1SA8)	51
Figura II.3.4.2 Desplazamientos de los niveles 1 y 5 de la estructura con amortiguadores viscosos no lineales. Para sismos intraplaca (a) S1SA3, y (b) S1SA8	51
Figura II.3.4.3 Desplazamientos de los niveles 1 y 5 de la estructura con contraventeos restringidos al pandeo. (a) Sismo intraplaca de intensidad baja (S1SA3) y (b) sismo intraplaca de intensidad alta (S1SA8)	52
Figura II.3.4.4 Desplazamientos de los niveles 1 y 5 de la estructura con aislador de $T_b = 2$ s para (a) la simulación S1SA3 y (b) S1SA8, aislador de $T_b = 3$ s para (c) la simulación S1SA3 y (d) S1SA8 y aislador de $T_b = 4$ s para (e) la simulación S1SA3 y (f) S1SA8.....	53
Figura II.3.4.5 Desplazamientos relativos al aislador de los niveles 1 y 5 de la estructura con aislador de $T_b = 2$ s para (a) la simulación S1SA3 y (b) S1SA8, aislador de $T_b = 3$ s para (c) la simulación S1SA3 y (d) S1SA8 y aislador de $T_b = 4$ s para (e) la simulación S1SA3 y (f) S1SA8.....	54
Figura II.3.4.6 Desplazamientos de los niveles 1 y 5 de la estructura en condiciones <i>As Built</i> . (a) Sismo de subducción de intensidad baja (S5SA3) y (b) sismo de subducción de intensidad alta (S5SA8)	55
Figura II.3.4.7 Desplazamientos de los niveles 1 y 5 de la estructura con amortiguadores viscosos no lineales. Para sismos de subducción (a) S5SA3, y (b) S5SA8	55
Figura II.3.4.8 Desplazamientos de los niveles 1 y 5 de la estructura con contraventeos restringidos al pandeo. (a) Sismo de subducción de intensidad baja (S5SA3) y (b) sismo de subducción de intensidad alta (S5SA8)	57

Figura II.3.4.9 Desplazamientos de los niveles 1 y 5 de la estructura con aislador de $T_b = 2$ s para (a) la simulación S5SA3 y (b) S5SA8, aislador de $T_b = 3$ s para (c) la simulación S5SA3 y (d) S5SA8 y aislador de $T_b = 4$ s para (e) la simulación S5SA3 y (f) S5SA8.....	58
Figura II.3.4.10 Desplazamientos relativos al aislador de los niveles 1 y 5 de la estructura con aislador de $T_b = 2$ s para (a) la simulación S5SA3 y (b) S5SA8, aislador de $T_b = 3$ s para (c) la simulación S5SA3 y (d) S5SA8 y aislador de $T_b = 4$ s para (e) la simulación S5SA3 y (f) S5SA8.....	59
Figura II.3.4.11 Distorsiones promedio de la estructura en condiciones originales, para (a) intensidades SA3 y (b) intensidades SA8.....	61
Figura II.3.4.12 Cortante máximo promedio respecto al peso total de la estructura, en condiciones originales para (a) intensidades SA3 y (b) intensidades SA8.....	61
Figura II.3.4.13 Distorsiones promedio de la estructura con contraventeos restringidos al pandeo, para (a) intensidades SA3 y (b) intensidades SA8.....	62
Figura II.3.4.14 Cortante máximo promedio respecto al peso total de la estructura, en la estructura con contraventeos restringidos al pandeo, para (a) intensidades SA3 y (b) intensidades SA8.....	62
Figura II.3.4.15 Distorsiones promedio de la estructura con amortiguadores viscosos, para condiciones no lineales de (a) intensidad SA3 y (b) intensidad SA8	63
Figura II.3.4.16 Cortante máximo promedio respecto al peso total de la estructura, en la estructura con amortiguadores viscosos, para condiciones no lineales de (a) intensidad SA3 y (b) intensidad SA8	63
Figura II.3.4.17 Distorsiones promedio de la estructura con aisladores de base, para el aislador 2 s de (a) intensidad SA3 y (b) intensidad SA8, para el aislador 3 de (c) intensidad SA3 y (d) intensidad SA8 y para el aislador 4 s de (e) intensidad SA3 y (f) intensidad SA8.....	64
Figura II.3.4.18 Cortante máximo promedio respecto al peso total de la estructura, en la estructura con aisladores de base, para el aislador 2 s de (a) intensidad SA3 y (b) intensidad SA8, para el aislador 3 de (c) intensidad SA3 y (d) intensidad SA8 y para el aislador 4 s de (e) intensidad SA3 y (f) intensidad SA8.....	65
Figura II.3.4.19 Diagramas de histéresis de la estructura <i>As Built</i> , distorsión de planta baja para sismos (a) S1SA8 y (b) S5SA8 y distorsión global para sismos (c) S1SA8 y (d) S5SA8.....	67
Figura II.3.4.20 Diagramas de histéresis de la estructura adicionada con <i>BRB</i> 's, distorsión de planta baja para sismos (a) S1SA8 y (b) S5SA8 y distorsión global para sismos (c) S1SA8 y (d) S5SA8.....	68
Figura II.3.4.21 Diagramas de histéresis de la estructura con amortiguadores viscosos no lineales, distorsión de planta baja para sismos (a) S1SA8 y (b) S5SA8 y distorsión global para sismos (c) S1SA8 y (d) S5SA8.....	69
Figura II.3.4.22 Diagramas de histéresis de la estructura con aisladores de 2 s, distorsión de planta baja para sismos (a) S1SA8 y (b) S5SA8 y distorsión global para sismos (c) S1SA8 y (d) S5SA8.....	70
Figura II.3.4.23 Diagramas de histéresis de la estructura con aisladores de 3 s, distorsión de planta baja para sismos (a) S1SA8 y (b) S5SA8 y distorsión global para sismos (c) S1SA8 y (d) S5SA8.....	71
Figura II.3.4.24 Diagramas de histéresis de la estructura con aisladores de 4 s, distorsión de planta baja para sismos (a) S1SA8 y (b) S5SA8 y distorsión global para sismos (c) S1SA8 y (d) S5SA8.....	72
Figura II.3.4.25 Diagramas de histéresis de la estructura <i>As Built</i> , comparados con el análisis estático <i>pushover</i> , para los sismos (a) S1SA8 y (b) S5SA8.....	73
Figura II.3.4.26 Espectros de respuesta de pisos asociados a la estructura <i>As Built</i> para el sismo (a) S1SA8 y (b) S5SA8.....	74
Figura II.3.4.27 Espectros de respuesta de pisos asociados a la estructura adicionada con <i>BRB</i> 's para el sismo (a) S1SA8 y (b) S5SA8.....	74
Figura II.3.4.28 Espectros de respuesta de pisos asociados a la estructura con amortiguadores viscosos no lineales para el sismo (a) S1SA8 y (b) S5SA8.....	75
Figura II.3.4.29 Espectros de respuesta de pisos asociados a la estructura de aisladores de 2 s para el sismo (a) S1SA8 y (b) S5SA8, la estructura de aisladores de 3 s para el sismo (c) S1SA8 y (d) S5SA8 y la estructura de aisladores de 4 s para el sismo (e) S1SA8 y (f) S5SA8.....	76
Figura II.4.1.1 Distorsiones de entrepiso máximas de la estructura <i>As Built</i>	78
Figura II.4.1.2 Distorsiones de entrepiso máximas de la estructura con amortiguadores viscosos no lineales	78
Figura II.4.1.3 Distorsiones de entrepiso máximas de la estructura con contraventeos restringidos al pandeo o <i>BRB</i> 's.....	79
Figura II.4.1.4 Distorsiones de entrepiso máximas de la estructura con aisladores de base, para periodos de la estructura (a) $T_b = 2$ s, (b) $T_b = 3$ s y (c) $T_b = 4$ s.....	80
Figura II.4.2.1 Funciones de fragilidad de la estructura <i>As Built</i>	81

Figura II.4.2.2 Funciones de fragilidad de la estructura con amortiguadores viscosos no lineales.....	82
Figura II.4.2.3 Funciones de fragilidad de la estructura con contraventeos restringidos al pandeo o <i>BRB</i> 's.....	82
Figura II.4.2.4 Funciones de fragilidad de la estructura con aisladores de base, para periodos de la estructura (a) $T_b = 2$ s, (b) $T_b = 3$ s y (c) $T_b = 4$ s.....	83
Figura II.5.1 Comparación de los porcentajes del costo original para cada caso de estudio.....	84
Figura III.1 Comparación de funciones de fragilidad en condiciones originales y con amortiguadores viscosos no lineales.....	86
Figura III.2 Comparación de funciones de fragilidad en condiciones originales y con contraventeos restringidos al pandeo.....	86
Figura III.3 Comparación de funciones de fragilidad de amortiguadores modificados no lineales y contraventeos restringidos al pandeo.....	87
Figura III.4 Espectro de Peligro uniforme asociado al sitio de estudio, para ELF y ELS.....	88
Figura III.5 Comparación de probabilidades de excedencia para cada dispositivo de control asociados al ELF.....	89
Figura III.6 Comparación de incremento o disminución de probabilidad de excedencia respecto a las condiciones <i>As Built</i> para cada dispositivo de control asociados al ELF.....	90
Figura III.7 Comparación de probabilidades de excedencia para cada dispositivo de control asociados al ELS.....	91
Figura III.8 Comparación de incremento o disminución de probabilidad de excedencia respecto a las condiciones <i>As Built</i> para cada dispositivo de control asociados al ELS.....	91
Figura A.1 Gráfica Esfuerzo-Deformación del concreto con y sin confinamiento.....	100
Figura A.2 Gráfica Esfuerzo-Deformación del acero A615Gr60.....	101
Figura A.3 Comparativa de gráficas Esfuerzo Deformación de distintos aceros.....	101
Figura B.1 Secciones transversales de vigas utilizadas. Viga tipo 1 (45x30 2#6+1#4-3#4 E#2@25 cm, a la izquierda) y viga tipo 2 (45x30 2#6-3#4 E#2@25 cm, a la derecha). Acotación en cm.....	102
Figura B.2 Diagrama Momento-Curvatura para la sección de viga tipo 1.....	103
Figura B.3 Diagrama Momento-Curvatura para la sección de viga tipo 2.....	103
Figura C.1 Secciones Transversales de columnas utilizadas. Columna tipo 1 (35x35 6#6 E#2@15cm, a la izquierda) y columna tipo 2 (35x35 6#4 E#2@15cm, a la derecha). Acotación en cm.....	104
Figura C.2 Diagrama de interacción para la columna tipo 1 en sus dos direcciones (X y Y).....	105
Figura C.3 Diagrama de interacción para la columna tipo 2 en sus dos direcciones (X y Y).....	105
Figura D.1 Aceleración escalada en cada set de análisis para las simulaciones realizadas.....	106
Figura D.2 Ejecución sísmica vinculada a un periodo $T = 0.776$ s de intensidad alta (SA8) para (a-d) sismos intraplaca 1-4 y para (f-j) sismos de subducción 5-10.....	107
Figura D.3 Espectro de respuesta referenciados al periodo de $T = 0.776$ s para los sismos en cada grupo o set, para una intensidad (a) baja (SA3) y (b) alta (SA8).....	108
Figura D.4 Espectro de respuesta referenciados al periodo de $T = 2$ s para los sismos en cada grupo o set, para una intensidad (a) baja (SA3) y (b) alta (SA8).....	109
Figura D.5 Espectro de respuesta referenciados al periodo de $T = 3$ s para los sismos en cada grupo o set, para una intensidad (a) baja (SA3) y (b) alta (SA8).....	109
Figura D.6 Espectro de respuesta referenciados al periodo de $T = 4$ s para los sismos en cada grupo o set, para una intensidad (a) baja (SA3) y (b) alta (SA8).....	110
Figura D.7 Comparación a escala del espectro de respuesta promedio para intensidad baja (SA3) y alta (SA8) para el periodo $T = 0.776$ s, $T_b = 2$ s, $T_b = 3$ s y $T_b = 4$ s.....	110
Figura E.1.1.1 Sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación acelerométrica SCT B-1. (a) Acelerograma y (b) espectro de respuesta para la componente N-S y (c) acelerograma y (d) espectro de respuesta para la componente E-O.....	113
Figura E.1.1.2 Sismo del 19 de septiembre de 2017 en la estación acelerométrica SCT B-2. (a) Acelerograma y (b) espectro de respuesta para la componente N-S y (c) acelerograma y (d) espectro de respuesta para la componente E-O.....	114
Figura E.2.1 Desplazamientos máximos obtenidos para el sismo del 19 de septiembre de 1985 para el caso <i>As Built</i> en su componente (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste, <i>BRB</i> 's en su componente (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste y amortiguador no lineal en su componente (e) Norte-Sur y (f) Este-Oeste.....	115
Figura E.2.2 Desplazamientos relativos al aislador para el sismo del 19 de septiembre de 1985 para el aislador de 2 s en su componente (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste, el aislador de 3 s en su componente (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste y el aislador de 4 s en su componente (e) Norte-Sur y (f) Este-Oeste.....	117
Figura E.2.3 Distorsiones máximas de entrepiso registradas para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en su componente (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste.....	118

Figura E.2.4 Desplazamientos máximos obtenidos para el sismo del 19 de septiembre de 2017 para el caso As Built en su componente (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste, BRB's en su componente (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste y amortiguador viscoso no lineal en su componente (e) Norte-Sur y (f) Este-Oeste.....	119
Figura E.2.5 Desplazamientos relativos al aislador para el sismo del 19 de septiembre de 2017 para el aislador de 2 s en su componente (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste, el aislador de 3 s en su componente (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste y el aislador de 4 s en su componente (e) Norte-Sur y (f) Este-Oeste.....	120
Figura E.2.6 Distorsiones máximas de entrepiso registradas para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en su componente (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste.....	122
Figura E.3.1 Cortantes máximos de entrepiso entre el peso total de la estructura registrados para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en su componente (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste.....	122
Figura E.3.2 Cortantes máximos de entrepiso entre el peso total de la estructura registrados para el sismo del 19 de septiembre de 2017, en su componente (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste.....	123
Figura E.4.1 Diagramas de histéresis de la estructura As Built, distorsión de planta baja para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en sus componentes (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste y distorsión global para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en sus componentes (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste.....	124
Figura E.4.2 Diagramas de histéresis de la estructura adicionada con BRB's, distorsión de planta baja para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en sus componentes (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste y distorsión global para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en sus componentes (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste.....	125
Figura E.4.3 Diagramas de histéresis de la estructura con amortiguadores viscosos no lineales, distorsión de planta baja para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en sus componentes (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste y distorsión global para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en sus componentes (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste.....	126
Figura E.4.4 Diagramas de histéresis de la estructura con aisladores de 2 s, distorsión de planta baja para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en sus componentes (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste y distorsión global para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en sus componentes (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste.....	127
Figura E.4.5 Diagramas de histéresis de la estructura con aisladores de 3 s, distorsión de planta baja para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en sus componentes (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste y distorsión global para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en sus componentes (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste.....	128
Figura E.4.6 Diagramas de histéresis de la estructura con aisladores de 4 s, distorsión de planta baja para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en sus componentes (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste y distorsión global para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en sus componentes (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste.....	129
Figura E.4.7 Diagramas de histéresis de la estructura As Built, distorsión de planta baja para el sismo del 19 de septiembre de 2017, en sus componentes (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste y distorsión global para el sismo del 19 de septiembre de 2017, en sus componentes (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste.....	130
Figura E.4.8 Diagramas de histéresis de la estructura adicionada con BRB's, distorsión de planta baja para el sismo del 19 de septiembre de 2017, en sus componentes (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste y distorsión global para el sismo del 19 de septiembre de 2017, en sus componentes (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste.....	131
Figura E.4.9 Diagramas de histéresis de la estructura con amortiguadores viscosos no lineales, distorsión de planta baja para el sismo del 19 de septiembre de 2017, en sus componentes (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste y distorsión global para el sismo del 19 de septiembre de 2017, en sus componentes (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste.....	132
Figura E.4.10 Diagramas de histéresis de la estructura con aisladores de 2 s, distorsión de planta baja para el sismo del 19 de septiembre de 2017, en sus componentes (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste y distorsión global para el sismo del 19 de septiembre de 2017, en sus componentes (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste.....	133
Figura E.4.11 Diagramas de histéresis de la estructura con aisladores de 3 s, distorsión de planta baja para el sismo del 19 de septiembre de 2017, en sus componentes (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste y distorsión global para el sismo del 19 de septiembre de 2017, en sus componentes (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste.....	134
Figura E.4.12 Diagramas de histéresis de la estructura con aisladores de 4 s, distorsión de planta baja para el sismo del 19 de septiembre de 2017, en sus componentes (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste y distorsión global para el sismo del 19 de septiembre de 2017, en sus componentes (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste.....	135
Figura E.4.13 Diagramas de histéresis de la estructura As Built, comparados con el análisis estático <i>pushover</i> , para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en las direcciones (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste y distorsión global para el sismo del 19 de septiembre de 2017, en las direcciones (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste.....	136

Figura E.5.1 Espectros de respuesta de pisos asociados a la estructura <i>As Built</i> para el sismo del 19 de septiembre de 1985 en su componente (a) Norte-sur y (b) Este-oeste y el sismo del 19 de septiembre de 2017 en su componente (c) Norte-sur y (d) Este-oeste.....	137
Figura E.5.2 Espectros de respuesta de pisos asociados a la estructura adicionada con <i>BRB's</i> para el sismo del 19 de septiembre de 1985 en su componente (a) Norte-sur y (b) Este-oeste y el sismo del 19 de septiembre de 2017 en su componente (c) Norte-sur y (d) Este-oeste.....	138
Figura E.5.3 Espectros de respuesta de pisos asociados a la estructura con amortiguadores viscosos no lineales para el sismo del 19 de septiembre de 1985 en su componente (a) Norte-sur y (b) Este-oeste y el sismo del 19 de septiembre de 2017 en su componente (c) Norte-sur y (d) Este-oeste.....	139
Figura E.5.4 Espectros de respuesta de pisos asociados a la estructura de aisladores de 2 s para el sismo del 19 de septiembre de 1985 en su componente (a) Norte-sur y (b) Este-oeste y el sismo del 19 de septiembre de 2017 en su componente (c) Norte-sur y (d) Este-oeste.....	140
Figura E.5.5 Espectros de respuesta de pisos asociados a la estructura de aisladores de 3 s para el sismo del 19 de septiembre de 1985 en su componente (a) Norte-sur y (b) Este-oeste y el sismo del 19 de septiembre de 2017 en su componente (c) Norte-sur y (d) Este-oeste.....	141
Figura E.5.6 Espectros de respuesta de pisos asociados a la estructura de aisladores de 4 s para el sismo del 19 de septiembre de 1985 en su componente (a) Norte-sur y (b) Este-oeste y el sismo del 19 de septiembre de 2017 en su componente (c) Norte-sur y (d) Este-oeste.....	142
Figura F.1.1 Gráfica Exponentes de velocidad contra el factor de histéresis.....	143
Figura F.1.2 Diagramas de histéresis para amortiguadores iniciales. Fuerza contra desplazamiento axial para F1SA3 (a) no lineal y (b) lineal, y para F1SA8 (c) no lineal y (d) lineal.....	145
Figura F.1.3 Diagramas de histéresis para amortiguadores iniciales. Fuerza contra desplazamiento axial para F5SA3 (a) no lineal y (b) lineal, y para F5SA8 (c) no lineal y (d) lineal.....	146
Figura F.1.4 Diagramas de histéresis para amortiguadores modificados. Fuerza contra desplazamiento axial para F1SA3 (a) no lineal y (b) lineal, y para F1SA8 (c) no lineal y (d) lineal.....	147
Figura F.1.5 Diagramas de histéresis para amortiguadores modificados. Fuerza contra desplazamiento axial para F5SA3 (a) no lineal y (b) lineal, y para F5SA8 (c) no lineal y (d) lineal.....	148
Figura F.1.6 Diagramas de histéresis de amortiguadores iniciales. Fuerza contra velocidad relativa. F1SA3 (a) no lineal y (b) lineal, y para F1SA8 (c) no lineal y (d) lineal.....	149
Figura F.1.7 Diagramas de histéresis de amortiguadores iniciales. Fuerza contra velocidad relativa. F5SA3 (a) no lineal y (b) lineal, y para F5SA8 (c) no lineal y (d) lineal.....	149
Figura F.1.8 Diagramas de histéresis de amortiguadores modificados. Fuerza contra velocidad relativa. F1SA3 (a) no lineal y (b) lineal, y para F1SA8 (c) no lineal y (d) lineal.....	150
Figura F.1.9 Diagramas de histéresis de amortiguadores modificados. Fuerza contra velocidad relativa. F5SA3 (a) no lineal y (b) lineal, y para F5SA8 (c) no lineal y (d) lineal.....	151
Figura F.2.1 Desplazamientos de los niveles 1 y 5 de la estructura con amortiguadores diagonales iniciales. Para sismos intraplaca F1SA3 (a) no lineal y (b) lineal, y F1SA8 (c) no lineal y (d) lineal.....	152
Figura F.2.2 Desplazamientos de los niveles 1 y 5 de la estructura con amortiguadores diagonales modificados. Para sismos intraplaca F1SA3 (a) no lineal y (b) lineal, y F1SA8 (c) no lineal y (d) lineal.....	153
Figura F.2.3 Desplazamientos de los niveles 1 y 5 de la estructura con amortiguadores diagonales iniciales. Para sismos de subducción F5SA3 (a) no lineal y (b) lineal, y F5SA8 (c) no lineal y (d) lineal.....	154
Figura F.2.4 Desplazamientos de los niveles 1 y 5 de la estructura con amortiguadores diagonales modificadas. Para sismos de subducción F5SA3 (a) no lineal y (b) lineal, y F5SA8 (c) no lineal y (d) lineal.....	155
Figura F.2.5 Distorsiones promedio de la estructura con amortiguadores diagonales, para condiciones iniciales, lineal de (a) intensidad SA3 y (b) intensidad SA8 y no lineal de (c) intensidad SA3 y (d) intensidad SA8.....	156
Figura F.2.6 Cortante máximo promedio respecto al peso total de la estructura, en la estructura con amortiguadores diagonales, para condiciones iniciales, lineal de (a) intensidad SA3 y (b) intensidad SA8 y no lineal de (c) intensidad SA3 y (d) intensidad SA8.....	157
Figura F.2.7 Distorsiones promedio de la estructura con amortiguadores diagonales, para condiciones modificadas, lineal de (a) intensidad SA3 y (b) intensidad SA8 y no lineal de (c) intensidad SA3 y (d) intensidad SA8.....	158

Figura F.2.8 Cortante máximo promedio respecto al peso total de la estructura, en la estructura con amortiguadores diagonales, para condiciones modificadas, lineal de (a) intensidad SA3 y (b) intensidad SA8 y no lineal de (c) intensidad SA3 y (d) intensidad SA8.....	159
Figura F.3.1 Distorsiones de entrepiso máximas de la estructura con amortiguadores diagonales. Amortiguador (a) lineal y (b) no lineal para condiciones iniciales, amortiguador (c) lineal y (d) no lineal para condiciones modificadas.....	160
Figura F.4.1 Funciones de fragilidad de la estructura con amortiguadores diagonales. Amortiguador (a) lineal y (b) no lineal para condiciones iniciales, amortiguador (c) lineal y (d) no lineal para condiciones modificadas.....	161
Figura F.5.1 Comparación de funciones de fragilidad en condiciones originales y con amortiguadores iniciales (a) lineal y (b) no lineal y amortiguadores modificados (c) lineal y (d) no lineal.....	163
Figura F.5.2 Comparación de funciones de fragilidad para amortiguadores lineales y no lineales en (a) condiciones iniciales y (b) condiciones modificadas.....	164
Figura G.I.1. Proyección de fuerzas y desplazamientos sobre el amortiguador. Ejemplificación de la estructura con amortiguadores diagonales deformada por una solicitación sísmica (a), y ampliación y detallado de las convenciones en proyecciones utilizadas para desplazamientos generados en la obtención de las características del amortiguador (b)	165

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla II.3.2.1.1 Periodos de vibrar y factores de participación de la estructura <i>As Built</i>	40
Tabla II.3.2.1.2 Formas modales de la estructura <i>As Built</i>	40
Tabla II.3.2.2.1 Coeficientes y exponentes de amortiguamiento para el sistema de estudio.....	42
Tabla II.3.2.3.1 Periodos de vibrar y factores de participación del edificio con <i>BRB's</i>	42
Tabla II.3.2.3.2 Formas modales del edificio con <i>BRB's</i>	43
Tabla II.3.2.4.1 Periodos de vibrar de la estructura y factores Γ en aisladores con un $T_b = 2, 3$ y 4 s.....	46
Tabla II.3.2.4.2 Formas modales para aisladores con un $T_b = 2, 3$ y 4 s.....	47
Tabla II.5.1 Costos y porcentajes del costo original para cada caso de análisis.....	84
Tabla III.1 Probabilidades de excedencia asociadas al EPU relacionado a un periodo $T_r = 250$ años para cada dispositivo de control.....	88
Tabla III.2 Probabilidades de excedencia asociadas al EPU relacionado a un periodo $T_r = 20$ años para cada dispositivo de control.....	90
Tabla IV.1 Resumen de resultados para cada caso de estudio realizado.....	94
Tabla A.1 Características del concreto simple utilizado.....	99
Tabla A.2 Características del Acero de refuerzo utilizado.....	100
Tabla F.1.1 Coeficientes y exponentes de amortiguamiento utilizados para el análisis.....	145
Tabla H.1 Costo directo de la edificación en condiciones originales.....	169
Tabla H.2 Costos directos de la rehabilitación con los amortiguadores viscosos.....	170
Tabla H.3 Costo directo de la rehabilitación con el contraventeo restringido al pandeo.....	171
Tabla H.4 Costos directos de la rehabilitación con los aisladores de base.....	171
Tabla I.1. Valores de intensidades sísmicas asociadas a diferentes periodos de retorno para sitios bajo estudio (en unidades de g)	172

RESUMEN

En este trabajo se presenta una comparación de las medidas de mitigación sísmicas en un edificio existente con planta baja débil al ser rehabilitado en su planta baja con tres sistemas de control para la protección sísmica, nombrados como: (1) amortiguadores viscosos, (2) contraventeos restringidos al pandeo y (3) aisladores de base. Se estudia el comportamiento de las estructuras rehabilitadas a partir de sus demandas de entrepiso, cortantes basales máximos y espectros de piso. Se utiliza un conjunto de movimientos sísmicos simulados para obtener estadísticas de la demanda estructural. A partir de las estadísticas se obtienen las funciones de fragilidad relacionadas con cada uno de estos modelos de rehabilitación. Se presenta una estimación de costos directos de construcción relacionados con cada sistema de rehabilitación. Finalmente se realiza una recomendación sobre la implementación de cada uno de estos dispositivos de control.

ABSTRACT

This paper presents a comparison of seismic mitigation measures in an existing building with a weak first floor when rehabilitated on the first floor with three control systems for seismic protection, named as: (1) viscous dampers, (2) buckling restrained braces and (3) base isolators. The behavior of the retrofitted structures is studied from their interstory demands, maximum basal shears and floor spectra. A set of simulated seismic motions is used to obtain structural demand statistics. Fragility functions related to each of these rehabilitation models are obtained from the statistics. An estimation of direct construction costs related to each rehabilitation system is presented. Finally, a recommendation on the implementation of each of these control devices is made.

INTRODUCCIÓN

Los eventos sísmicos recientes muestran que algunas estructuras son altamente vulnerables a presentar fallas de piso débil en su primer nivel. El estudio de la respuesta sísmica en edificios de planta baja débil a partir de la rehabilitación de su planta baja toma como justificación principal la integración de tres factores clave para su análisis, interpretación y posterior aplicabilidad en estudios subsecuentes de interés en el campo de la rehabilitación sísmica acotado al Valle de México. Dichos factores son el entorno sísmico bajo el cual se encuentra la Ciudad de México, la concurrencia estadística de edificaciones que muestran el fenómeno de planta baja débil aunadas a una cimentación realizada en suelos de tipo blando y finalmente la constante necesidad de economizar en costos relacionados a procesos de rehabilitación de estructuras dañadas por sollicitaciones sísmicas.

El primer factor por analizar es el referente al entorno sísmico. Debido al entorno bajo el cual se encuentra vinculada la Ciudad de México debido a sus condiciones geotécnicas, se tienen detectados cuatro tipos de fuentes sísmicas, siendo las más relevantes de estas las que presentan un origen por subducción de placas tectónicas y las que se generan de manera intraplaca (IIL, 2018). Por otra parte, la incidencia de sollicitaciones sísmicas de manera recurrente en la región en conjunción con un desempeño sísmico del suelo dependiente de sus propiedades mecánicas permiten la realización de predicciones sobre su comportamiento, así como la certeza de la recurrencia de este tipo de eventos en la zona de estudio (Aguirre et al., 2018) convergen en una de las razones por la cual un análisis sísmico en estructuras ubicadas en la Ciudad de México cobra tanta relevancia actualmente.

Como segundo factor se tiene el fenómeno de planta baja débil. Diversos autores concuerdan en su relevancia para la evaluación y análisis del comportamiento de una estructura ante sollicitaciones sísmicas debido a la frecuencia con la que este se presenta actualmente. La planta baja débil es un efecto generado por una diferencia de rigideces entre el primer nivel de una edificación en relación con los niveles superiores, ya sea por la existencia de elementos de mampostería que rigidicen los niveles superiores con respecto de una planta baja desprovista de estos, o debido a una altura de planta baja notoriamente mayor al resto de los niveles (Buendía et al. 2019). Este tipo de construcción suele ser común en ciudades cuyo espacio para el desarrollo de actividades de distinta índole se encuentra limitado por la misma expansión de la mancha urbana. En el caso de la Ciudad de México es común construir edificaciones cuya planta baja funcione como estacionamiento, zonas comerciales, salas de espera, entre otros, provocándose las condiciones idóneas para el fenómeno de planta baja débil (Ruiz et al., 2020).

Por otra parte, y aunado con el fenómeno antes descrito, existe un antecedente de amplia relevancia al evaluar edificaciones ante comportamiento sísmico en la región de estudio y tiene que ver con la composición geotécnica del suelo bajo el cual se encuentra cimentada la superestructura. La Ciudad de México está situada sobre sistemas de suelos profundos y blandos sobre los cuales alguna vez existió un lago (AP, 2017). Durante el proceso histórico de desecación de este cuerpo acuífero se generó un sustrato de sedimentos rocosos y de arenas finas encima de una capa de arcillas y demás materiales propios de este tipo de formaciones geológicas. Esta combinación de materiales de distintas granulometrías y a distintos ritmos en diferentes partes del anterior lago de Texcoco provocaron una serie de suelos, desde sistemas rocosos en las cercanías de los lomeríos y zonas volcánicas de la región, hasta una región de suelos completamente blandos sobre la cual se sustentan principalmente limos y arcillas (Braja, 2012). A partir de esta variedad geotécnica en la

composición del suelo del Valle de México se han observado a lo largo del tiempo distintos comportamientos referentes a las acciones sísmicas producidas en la región. Entre muchas características importantes a destacar, se enfatiza el efecto de amplificación que sufren las aceleraciones registradas en estaciones ubicadas en suelo blando con respecto a las estaciones ubicadas en suelo de lomas (ERN,2018).

Finalmente, el último factor considerado de gran importancia en la realización de este trabajo es el aspecto económico relacionado a los procesos de rehabilitación considerándose su implementación en estructuras ya construidas. Diversos autores a lo largo del tiempo han analizado las afectaciones económicas que se han generado a partir de los daños por movimientos telúricos. Desde estudios designados a la estimación de costos en rehabilitación para estructuras de tipo multifamiliar (Arroyo et al., 2009) hasta investigaciones cronológicas sobre los sismos acontecidos en 1985 y 2017 que narran las consecuencias respecto a daños estructurales, psicológicos y sociales se tiene en común a estas percepciones una preocupación constante, ¿cuánto cuesta la reparación de una estructura que cumple una determinada función social? (Allier, 2018).

Por otra parte, se puede observar la relevancia en el espacio actual de realizar un análisis de beneficios y mejoramientos estructurales no únicamente enfocados a la optimización de aspectos físicos de control sísmico, sino que también ocupar el enfoque de costos para realizar una comparación cuantitativa de estos, y a su vez partir de estas bases de información para realizar una toma de decisiones basadas en un análisis multicriterio. En diversas investigaciones y correlacionado a la magnitud del desastre generado por colapsos y daños estructurales que implicaron una rehabilitación urgente, los daños del sismo de 1985 superaron los nueve mil millones de dólares, mientras que los daños en 2017 fueron valuados en menos de dos mil millones de dólares (Gazcón, 2017). Si a la diferencia preexistente de cifras añadimos factores de inflación, se puede observar como la reducción de costos en 2017 resulta ser bastante considerable, permitiendo en este caso una respuesta más eficaz respecto al presupuesto existente para esto. La minimización de costos mediante la investigación de formas más económicas de rehabilitación de las estructuras resulta ser un factor fundamental en tiempos modernos.

Por lo tanto, a partir de los antecedentes expuestos y con base en las razones de interés para el desarrollo de este trabajo, se procederá a estudiar y comparar las medidas de mitigación sísmicas en un edificio existente con planta baja débil al ser rehabilitado en su planta baja con tres sistemas de control para la protección sísmica, nombrados como: (1) amortiguadores viscosos, (2) contraventeos restringidos al pandeo y (3) aisladores de base.

El estudio de la respuesta sísmica de edificios de planta baja débil ubicados en sitios de suelo blando, al ser rehabilitados con dispositivos de control sísmico únicamente en su primer nivel, toma en cuenta el comportamiento estructural no lineal ante una muestra de registros acelerométricos de una estructura de cinco niveles con un comportamiento de planta baja débil ubicada en la zona centro de la Ciudad de México, debido a las condiciones geotécnicas de la región. A partir de esta modelación, se adicionará a la estructura únicamente en su planta baja de sistemas de control sísmico, como lo son los amortiguadores viscosos, los contraventeos restringidos al pandeo y sistemas de aislamiento de base, para así poder comparar las respuestas generadas en cada ejecución y finalmente comparar la eficiencia física de estos. Por último, se estimarán los costos vinculados a los procesos constructivos en cada una de las rehabilitaciones propuestas para así poder comparar dichos la eficiencia económica de estos.

En este trabajo se abordarán cuatro apartados sobre los cuales se ilustrará y agrupará de manera detallada los distintos aspectos del párrafo anterior.

En el capítulo I se presenta la metodología de este trabajo. En este apartado se especificarán los procedimientos sobre los cuales se sustenta la investigación realizada, apegándose a un criterio científico y previamente probado por distintos autores respecto a este tema.

En el capítulo II se presenta el caso ilustrativo, en el cual se realizará mediante el procedimiento metodológico antes mencionado, una expansión y profundización de las características provistas para la modelación estructural, así como los resultados obtenidos ante la debida ejecución y su respectivo análisis e interpretación.

En el capítulo III se presenta la discusión, en donde se retoman todas las interpretaciones realizadas en el apartado de caso ilustrativo y se conjuntan en un sistema de comparaciones y síntesis de los resultados físicos y económicos obtenidos.

Finalmente, en el capítulo IV se presentan las conclusiones. En este apartado se observan de manera sintética todas las interpretaciones realizadas a partir de la terminación del desarrollo de este trabajo, así como una comparación sobre la eficacia y eficiencia de cada uno de los dispositivos de control sísmico propuestos en este trabajo.

I. METODOLOGÍA

La comparación de la estructura con sistemas de control para la protección sísmica en su primer piso se describe en tres pasos: 1) Evaluación de la respuesta sísmica, 2) Obtención de las funciones de fragilidad asociadas al comportamiento estructural observado ante las excitaciones sísmicas y 3) estimación de costos asociados a la rehabilitación sísmica.

I.1 Respuesta sísmica

I.1.1 Eventos sísmicos utilizados

A partir de una muestra representativa de eventos sísmicos (Apéndice D) se genera un análisis del comportamiento sísmico de los distintos modelos propuestos para este trabajo, sobre los cuales, mediante la utilización de un software auxiliar para el análisis estructural (en este caso SAP2000) y el formato de ejecución a partir de la historia sísmica de determinado evento, se logrará la generación de una discretización del comportamiento estructural dadas las condiciones de interés para analizar.

Por otra parte, para el sitio de estudio se toma como base la estación acelerométrica SCT-2 debido al tiempo bajo el cual se ha encontrado en funcionamiento y por lo mismo a la extensión de acelerogramas registrados en esta zona. Dicha base de datos permite la selección de una muestra representativa de sismos con distintas características vinculadas su origen y por lo mismo tener resultados vinculados a un escenario más realista. La región del Valle de México cuenta con un peligro sísmico inherente debido a sismos con diferentes tipos de orígenes, ya sean vinculados a una falla geológica relacionada mecanismos de falla inversa a lo largo de límites convergentes de placas tectónicas, o con mecanismos de falla normal localizados al interior de la placa Norteamericana (Jaimes y Reinoso, 2006).

Históricamente la presencia de sismos de subducción ha sido una de las mayores problemáticas del diseño de estructuras en el Valle de México. Debido a sus frecuencias y magnitudes, este tipo de sismos suelen ser eventos con un amplio grado de estudio en cuestiones de análisis estructural. Sin embargo, el considerar solamente la existencia de este tipo de eventos generaría un sesgo ante la gama de posibilidades que también poseen probabilidades de ocurrencia, como lo son los sismos de falla normal. En este caso, pese a que la frecuencia con la que se presentan estos eventos es menor a la de los sismos de subducción (Jaimes y Reinoso, 2001), se ha observado con el paso del tiempo cómo generan también daños estructurales y económicos, así como pérdidas de vidas humanas.

Las diferencias entre sismos de subducción y de falla normal puede observarse desde puntos de vista históricos hasta los avances tecnológicos recientes en el estudio de dichos fenómenos. Los sismos de falla normal usualmente son más energéticos que los de subducción (debido al tipo de falla, así como la caída de esfuerzos y su magnitud). Además, ambos movimientos cuentan con diferentes tipos de propagación de onda, donde la atenuación de las ondas sísmicas es mayor en sismos de falla normal que en sismos de subducción (Furumura y Singh, 2002). A partir de estas diferencias se puede observar que los efectos que producen sismos de subducción y de falla normal sean diferentes en la interacción con las estructuras, en este caso en específico, del Valle de México. Como diferencias principales, encontramos que la duración de los sismos de subducción es mayor que la de los eventos de falla normal. Por otra parte, en los sismos de falla normal encontramos un mayor contenido de altas frecuencias con respecto a los sismos de subducción. Así podemos entrever a priori cómo el comportamiento en una estructura expuesta a estos movimientos será diferente dependiendo de qué tipo de evento se presente.

Por esta misma razón es que para el estudio de este trabajo y modelación, se procede a tomar una muestra donde 40% de las ejecuciones sísmicas sean de tipo intraplaca y 60% de tipo subducción, esta ponderación debido a que, para el sitio de estudio se han observado históricamente mayores daños con sismos de tipo de subducción, sin embargo, la ponderación de eventos sísmicos resulta ser una apreciación propia para este trabajo de investigación, quedando abierto a distintos tipos de análisis en futuras investigaciones.

1.1.2 Modelación de la respuesta de las estructuras

La modelación de la respuesta estructural a través del software auxiliar de SAP2000 es a partir de la simulación de los eventos sísmicos antes estipulados en las siguientes condiciones a esquematizar:

- Estructura bajo las condiciones originales de construcción
- Estructura adicionada con amortiguadores viscosos en su planta baja
- Estructura adicionada con contraventeos restringidos al pandeo en su planta baja
- Estructura adicionada con aisladores de base

De igual forma, para cada uno de los dispositivos de control se procede a realizar adecuaciones a su funcionamiento con el fin de obtener la respuesta más conveniente ante las ejecuciones sísmicas, ya sea a través de la modificación de características de rigidez o amortiguamiento de estos, siempre procurándose que la modificación caiga sobre el dispositivo, así evitando aumentar costos de rehabilitación debido a la reestructuración en la edificación a mejorar. Después de evaluar que las condiciones de las distintas simulaciones cumplan las condiciones previstas, se procede a comparar con los sismos del 19 de septiembre de 1985 y 2017, debido a la relevancia histórica que estos eventos causaron en la región de análisis.

1.1.3 Resultados de la respuesta estructural: desplazamientos, distorsiones y espectros de respuesta

Para la expresión de los resultados de la respuesta estructural se extraen del software auxiliar los valores referentes a desplazamientos, distorsiones y espectros de respuesta generados para los modelos analizados para cada una de las cien ejecuciones sísmicas.

El desplazamiento por nivel se obtiene respecto al tiempo de simulación sísmica y se comparan sus resultados respecto a los eventos sísmicos equivalentes ante las distintas condiciones a realizar. En la figura I.1.3.1 se observa un ejemplo sobre cómo se procesa dicha información respecto a cada nivel estructural.

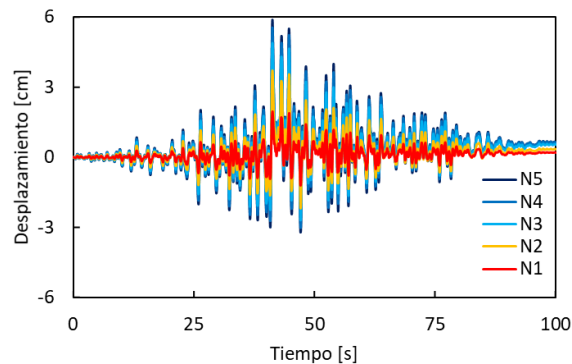


Figura I.1.3.1 Ejemplo de gráfica de desplazamiento por nivel respecto al tiempo de ejecución del sismo (elaborada por el autor)

Las distorsiones de entrepiso se obtienen a partir de la base de datos recabada de desplazamientos absolutos, procesando esta información, primero a desplazamientos relativos a cada entrepiso y después a distorsiones dividiendo dichas magnitudes con respecto a la altura del entrepiso analizado. En la figura I.1.3.2 se observa la misma información que en la figura anterior, solo que asociada ahora a su distorsión.

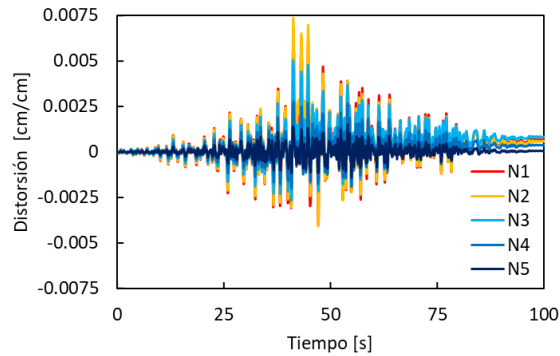


Figura I.1.3.2 Ejemplo de gráfica de distorsión de entrepiso respecto al tiempo del sismo (elaborada por el autor)

Por otra parte, otros de los resultados relevantes a extraer de cada simulación son las aceleraciones generadas en cada uno de los niveles a partir de una excitación externa, la cual es la información ingresada para la simulación que se vincula al evento sísmico evaluado. Esta excitación es una aceleración base sobre la cual a partir de las condiciones del terreno se va a interactuar con la superestructura y así reflejar esta información en aceleraciones espectrales o de piso (USGS, 2016). En la figura I.1.3.3 se observan dichas gráficas y el formato sobre el cual se procesarán.

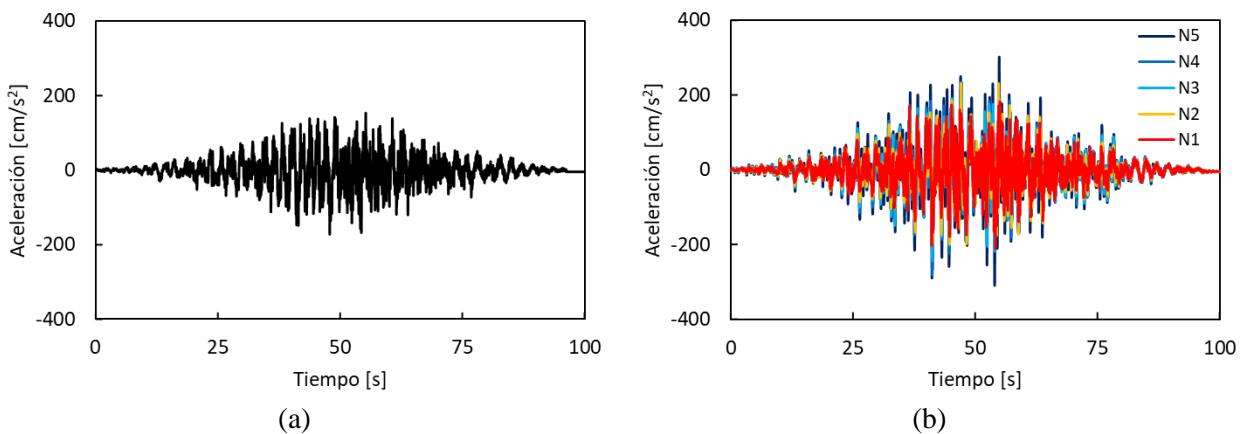


Figura I.1.3.3 Ejemplo de (a) aceleración de piso y (b) aceleración generada en cada uno de los niveles de la estructura (elaborada por el autor)

Finalmente se obtienen de las simulaciones realizadas los espectros de respuesta de las aceleraciones generadas para cada nivel estructural, teniéndose así una pauta para comparar no solamente los daños que pudieran causarse estructuralmente, sino también para evaluar los diferentes tipos de daños a elementos no estructurales generándose un análisis más completo sobre la eficacia de cada dispositivo de control. En la figura I.1.3.4 se observa un ejemplo respecto al formato bajo el cual se expresará dicha información.

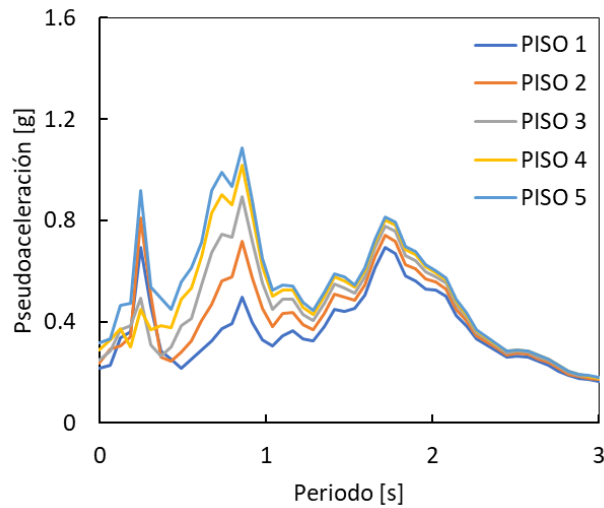


Figura I.1.3.4 Ejemplo de espectros de respuesta de piso generados para cada uno de los niveles de la estructura (elaborada por el autor)

I.2 Funciones de fragilidad

Las funciones de fragilidad representan la probabilidad relacionada a la excedencia de un estado límite específico esperado ante una intensidad sísmica determinada (Moreno y Bairán, 2010). Dichos valores de probabilidad suelen ajustarse al modelo provisto por la función log-normal ya que en distintos estudios realizados por múltiples investigadores indican que se tiene una correlación a este tipo de distribuciones más eficiente que con otras funciones de probabilidad (FEMA, 2021).

La distribución de probabilidad utilizada vincula información relacionada a valores medios y desviaciones estándar a una distribución de probabilidad normal estándar, la cual cambia su variable de análisis al logaritmo natural de esta. Su función de densidad está dada por la siguiente expresión:

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\ln(x)-\mu)^2}{2\sigma^2}} \quad (\text{I. 2.1})$$

donde σ es la desviación estándar de la muestra analizada, μ es el valor medio de dicha muestra y x es el valor dentro de la muestra estadística sobre el cual se realizará el análisis probabilístico. Para este estudio la muestra en cuestión será la base de datos asociada a distorsiones presentadas en cada uno de los sistemas estructurales evaluados, asociados a aceleraciones sobre las cuales se presenten dichos desplazamientos. En este estudio, la confiabilidad estructural de las estructuras se evalúa de forma independiente para un estado de daño permisible referenciado a las distorsiones de piso máximas.

La distorsión de entrepiso máxima se usa como la medida de daño en el estudio. Por ejemplo, se considera que al controlar las distorsiones de entrepiso máximas se conduce a un mejor desempeño de las estructuras. De igual forma, al limitar las distorsiones de entrepiso residuales se lleva por ende a que la estructura sea más fácilmente reparable después de la ocurrencia de evento sísmico importante.

Para desarrollar las funciones de fragilidad se realiza un análisis dinámico incremental (IDA por sus siglas en inglés, Vamvatsikos y Cornell, 2002). Se somete a las estructuras en estudio a un conjunto de movimientos horizontales del suelo escalados a valores de pseudo-aceleración espectral (SA por sus siglas en inglés) idénticos correspondientes al periodo dominante T de la estructura. Luego, para cada nivel del movimiento del suelo, la probabilidad de que un estado de desempeño probable o EDP exceda un valor de prueba z se calcula como el número de simulaciones donde $EDP > z$ dividido por el número total de simulaciones.

Se necesita de criterio ingenieril para seleccionar el comportamiento aceptable a estudiar para cada estructura. Para este caso, las probabilidades de falla de una estructura se obtuvieron para dos valores de distorsiones máximas de entrepiso: 0.2% y 1.5%. Esos valores se encuentran asociados de acuerdo con la normativa vigente a los estados límite de servicio y de falla respectivamente. El reglamento de construcciones de la Ciudad de México establece un umbral de distorsión de entrepiso de 0.2% para sistemas estructurales que cuentan con una asociación a muros y elementos no estructurales, de tal manera que al presentarse el estado límite de seguridad para el servicio correcto de la estructura no se presenten rupturas y agrietamientos en dichos elementos. De igual forma, en la misma normativa se establece un umbral de 1.5% para estructuras de concreto con ductilidad $Q=2$ como un estado límite de seguridad contra colapso.

Finalmente, para la estimación de la probabilidad de excedencia asociada a una determinada distorsión se realizará la obtención de la función de distribución acumulada a partir de la integración de la función de densidad (Walpole, 2012) desde su valor mínimo probable (para el caso de análisis igual a una aceleración de cero) hasta el valor de aceleración deseado a estimar. En la figura I.2.1 se aprecia a manera de ejemplo el comportamiento que poseen una función de densidad y de su distribución acumulada al asumir una función de distribución log-normal. Las funciones de fragilidad presentadas aquí utilizan SA como medida de intensidad del movimiento del suelo debido a que los análisis de peligro para SA están ampliamente disponibles en la práctica de ingeniería y son más fáciles de comunicar a los tomadores de decisiones. Sin embargo, destaca que la utilización de otras variables para ilustrar este fenómeno es igualmente válida si se desarrolla su función de fragilidad adecuada.

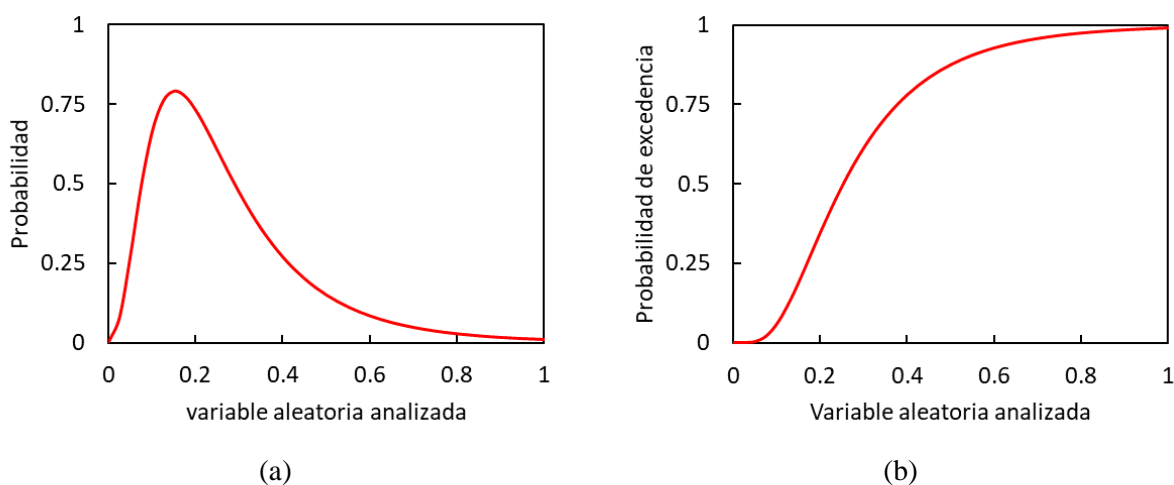


Figura I.2.1 Ejemplos de (a) funciones de densidad y (b) distribuciones de probabilidad acumulada para la distribución de tipo log-normal (elaborada por el autor)

1.2.1 Desplazamiento máximo de la estructura

La respuesta estructural de cada uno de los modelos realizados se tiene como pauta inicial para el análisis de los valores máximos obtenidos para los desplazamientos de cada nivel estructural, y por ende a una comparación directa de dichos resultados.

Por cuestiones de procesamiento metodológico de la información, se conjunta la base de datos directamente asociada a cada uno de los niveles de la estructura para su posterior vinculación a intensidades estandarizadas de comparación, como lo son las distorsiones de entrepiso máximas.

1.2.2 Distorsiones de entrepiso máximas de la estructura

Una vez procesada la base de datos de desplazamientos respecto a su nivel estructural se realiza el cálculo auxiliar de los desplazamientos relativos a cada nivel, esto es la diferencia entre el desplazamiento del nivel analizado y su nivel inmediato inferior. Posteriormente se procederá a dividir entre la altura de cada uno de los niveles procurando que exista una homogeneidad entre las unidades ocupadas para desplazamientos relativos y las alturas de entrepiso.

Para cada evento sísmico simulado se obtendrán los valores máximos en valor absoluto de cada nivel y a su vez la distorsión máxima asociada a este evento independientemente del nivel de análisis. Aunque de manera usual la distorsión más grande en distintos tipos de estructuras se encuentra en su planta baja y posteriormente decrece conforme se asciende a niveles superiores, cabe destacar que, dependiendo el tipo de dispositivo utilizado, en cada uno de los modelos analizados se puede generar que las mayores distorsiones ocurran ahora en un nivel superior a la planta baja.

Finalmente, dicha información se asociará con la aceleración máxima del suelo estimada para cada uno de los eventos sísmicos simulados, generando entonces una base de datos que relacione, para una misma distorsión, una fuente estadística de aceleraciones espectrales para así adecuar dicha información a la distribución log-normal y obtener un ajuste probabilístico de la información obtenida.

1.2.3 Aceleración de piso máxima de la estructura

Para generar una muestra de datos a partir de las simulaciones realizadas se requiere un valor de distorsión común bajo el cual se pueda conjuntar dicha información. En este caso se tomará como referencia un análisis por estados límites como lo indica la normativa vigente al momento del desarrollo de este trabajo (SOBSE 2017), el cual a grandes rasgos establece la comparación de un estado límite de servicio y un estado límite de prevención del colapso de las estructuras.

Para el estado límite de servicio la normativa establece una distorsión de entrepiso límite de 0.002 para estructuras bajo las cuales se encuentren asociados sistemas no estructurales que no cuenten con una separación mínima del sistema estructural (como muros de mampostería directamente apoyados en los sistemas de trabes y columnas). De igual forma para el estado límite de falla o prevención del colapso se establecen distintas condiciones de acuerdo con el tipo de sistema estructural que se use, materiales o condiciones constructivas, siendo para este caso, edificio de planta baja débil, estipulado a una distorsión de 0.015.

Teniendo como base estos dos estados límite, se procederá a realizar una gráfica de distorsiones máximas obtenidas para las distintas aceleraciones asociadas al espectro de respuesta estructural debidas a cada uno de los eventos sísmicos. Una vez realizado este proceso se interpolarán las distorsiones obtenidas de manera que se obtenga una muestra con los valores asociados a las aceleraciones máximas generadas para la estructura analizada. En la figura I.2.3.1 se puede apreciar con las líneas punteadas las distorsiones para cada estado límite, y de igual forma en cada intersección con las gráficas especificadas la muestra de datos bajo la cual se desarrollarán las funciones de fragilidad asociada una aceleración específica, teniéndose entonces una función asociada al estado límite de servicio (ELS) y una función asociada al estado límite de falla (ELF).

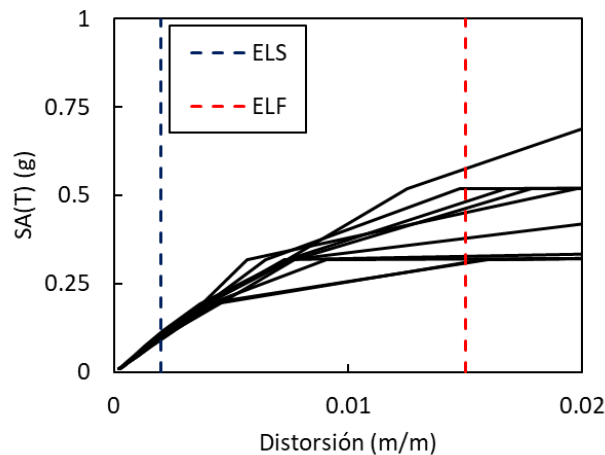


Figura I.2.3.1 Ejemplo de distorsiones generadas para la estructura en condiciones originales, y su intersección con las distorsiones asociadas a los estados límite analizados (elaborada por el autor)

Finalmente al desarrollar con dicha información las funciones de fragilidad se tiene un referente probabilístico que asocia la aceleración máxima de piso en determinada estructura con una probabilidad de excedencia de los estados límites de servicio y de falla, teniéndose entonces para diferentes aceleraciones la probabilidad de que estos generen distorsiones de entrepiso no deseadas para determinados estados de análisis, así pudiéndose comparar finalmente la eficiencia física de los sistemas modelados adicionados y comparar con las probabilidades asociadas a la excedencia de dichas distorsiones para el caso en condiciones originales.

I.3 Estimación de costos por rehabilitación

Para la estimación de costos asociados con cada uno de los modelos estructurales propuestos se realiza una estimación del costo directo asociado a la construcción original, sin modificaciones. En este caso se consideran los siguientes conceptos de obra base, estimados en función de los recursos de la construcción utilizados, mano de obra, maquinaria y materiales utilizados. Dichos conceptos son:

- Preliminares
- Cimentación
- Estructura
- Muros y acabados

- Instalaciones eléctricas
- Instalaciones hidráulicas
- Instalaciones de gas

Posteriormente se obtiene el costo directo relacionado a cada uno de los modelos de rehabilitación propuesto, considerándose en este análisis los recursos de la construcción vinculados a cada uno de estos dispositivos, entre ellos demoliciones, instalación y maquinaria para el procedimiento constructivo adecuado, excavaciones, el coste del dispositivo de control, entre otros. Una vez obtenidos dichos valores se obtiene la proporción del costo total de la construcción en condiciones originales para así obtener un valor comparable entre cada uno de los datos obtenidos referenciados por la ecuación I.3.1.

$$\%_{\text{costo rehab}} = \frac{\text{Costo}_{\text{rehab}}}{\text{Costo}_{\text{total}}} \cdot 100 \quad (\text{I.3.1})$$

II. CASO ILUSTRATIVO

II.1 Sitio de estudio

Para realizar la evaluación de la influencia de los movimientos del suelo en la respuesta sísmica en un edificio de vivienda durante acciones sísmicas en la Ciudad de México, se realiza un análisis de la respuesta sísmica para una estructura ubicada hipotéticamente en suelo blando en las cercanías de la sede de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes ubicada en Eje Central y Xola ($T_s \approx 1.9 s$). En este sitio se cuenta con información de registros acelerográficos desde 1985 hasta 2021, permitiendo contar con una base de datos amplia. Con ello, es posible a través de distintos métodos de simulación generar una base sintética para la simulación de distintas ejecuciones sísmicas fundamentada en esta información precedente. En la figura II.1.1 se observa el sitio de estudio antes mencionado.



Figura II.1.1 Secretaría de Comunicaciones y Transportes (Romero, 2017)

El sitio cuenta con una estación acelerográfica que ha sido utilizada desde 1985 y que en 2013 fue actualizada por artefactos de nueva tecnología, registrándose entonces directamente las aceleraciones generadas por sismos de gran relevancia en el espectro social en la Ciudad de México tales como los sismos del 19 de septiembre de 1985 y 2017. En la figura II.1.2 se observa la ubicación de esta estación dentro del complejo de la SCT. Las coordenadas de este sitio son 19.394694° Latitud Norte y 99.148678° longitud Oeste.

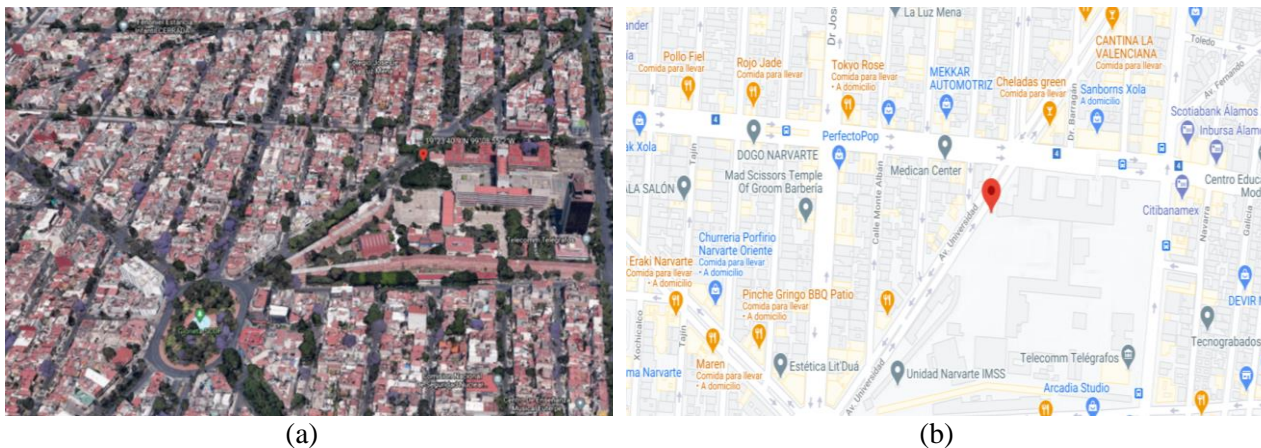


Figura II.1.2 Ubicación de la SCT, en (a) vista tridimensional y (b) vista de plano (Google Earth, 2021)

Finalmente, una de las principales razones por las que se escoge este sitio aparte de la privilegiada base de datos relacionada a él, es la relevancia que ha tenido desde el sismo del 19 de septiembre de 1985 donde se vio dañado el complejo en distintos sectores de este debido a las grandes aceleraciones que se presentaron.

En la figura II.1.3 se ilustran los daños en los últimos niveles de uno de los edificios del complejo estructural en 1985, imagen de gran significado respecto al peligro y aleatoriedad que se encuentra inherente a los sismos, siendo entonces este sitio de gran impacto social en el rubro de la ingeniería sismorresistente y estructural en México en tiempos modernos. De igual manera se muestra en la actualidad la misma estructura a manera de comparación.

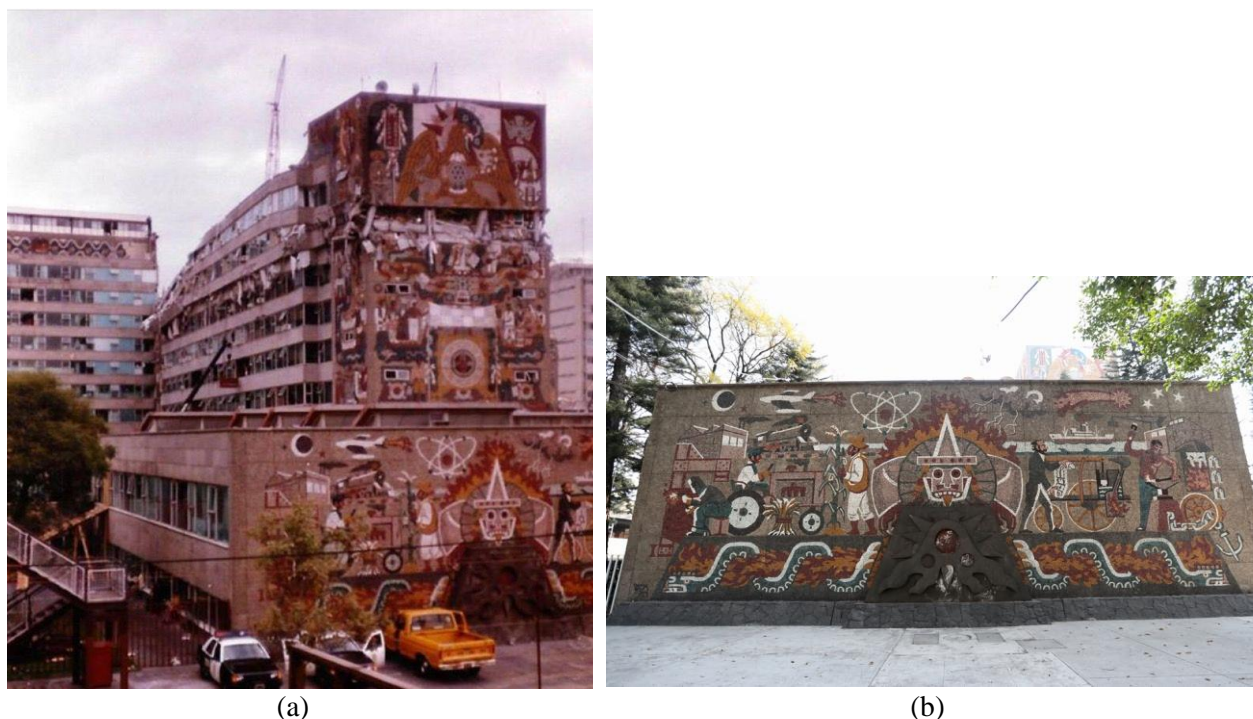


Figura II.1.3 Daños a la SCT durante (a) el sismo del 19 de septiembre de 1985 y (b) en la actualidad (Vértigo político, 2015)

II.2 Descripción de la estructura bajo estudio

El edificio de vivienda para analizar en el presente estudio consiste en una estructura de marcos de concreto reforzado de cinco niveles con dos crujiás de 5 m cada una. Debido a la diferencia de rigideces de entrepiso, la estructura presenta un comportamiento de planta baja débil en el primer nivel con una altura de 3 m. Las alturas de entrepisos restantes son de 2.4 m, en las cuales se consideran muros de mampostería de media de altura (*i.e.*, de 1.2 m) ligados a la estructura con el fin de observar la rigidización adicional respecto a la planta baja causada por la presencia de dichos elementos.

La vivienda se localiza en la zona geotécnica IIIa, suelo definido por estratos de depósitos lacustres muy blandos y compresibles, con alto contenido de agua, (SOBSE, 2017), específicamente en el sitio de la estación acelerométrica SCT-2. En la figura II.2.1 se presentan las dimensiones antes mencionadas de manera esquemática.

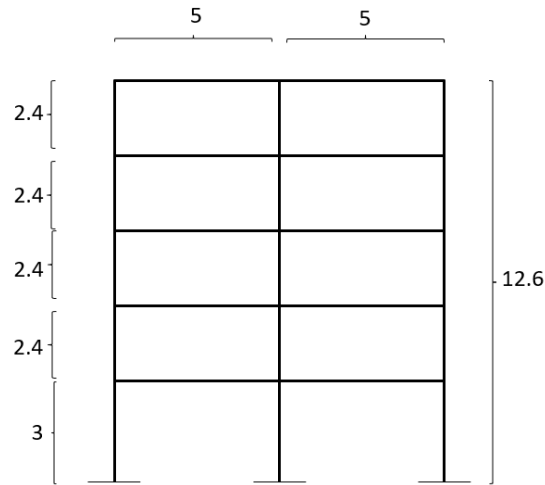


Figura II.2.1 Dimensiones globales de la estructura en condiciones originales (acotaciones en m)
(elaborada por el autor)

El planteamiento del modelo geométrico a estudiar en el software auxiliar SAP2000 es a partir de un sistema equivalente de barras asociadas en planta baja a columnas de 35x35 cm con un arreglo de 6 varillas del #6 (C-1) y barras para los niveles superiores asociadas a columnas de 35x35 cm con 6 varillas del #4 (C-2) (Apéndice C). Por otra parte, los niveles 1 y 2 cuentan con vigas de 45x30 cm con un arreglo de 2 varillas del #6 y una del #4 en el lecho superior y 3 del #4 en el lecho inferior (V-1) mientras que los niveles 3, 4 y 5 cuentan con vigas de 45x30 cm con 2 varillas del #6 en el lecho superior y 3 del #4 en el lecho inferior (V-2) (Apéndice B). Finalmente se añadieron ligaduras rígidas desde el inicio de cada nivel y a la mitad de cada entrepiso para modelar los muros de media altura. La figura II.2.2 ilustra dicha modelación.

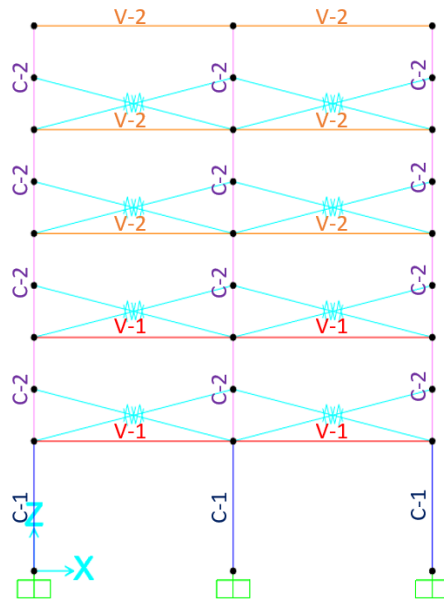


Figura II.2.2 Configuración de la estructura en condiciones originales en SAP2000 (elaborada por el autor)

II.3 Respuesta sísmica en el sitio de estudio

II.3.1 Sitio considerado y selección de los eventos sísmicos

La respuesta dinámica de las estructuras con sistemas de control para la protección sísmica es altamente sensible a la pseudoaceleración espectral, la duración de la fase intensa del movimiento sísmico y el contenido de frecuencia. Para captar la influencia del contenido de frecuencia de banda angosta y la alta amplificación espectral de los movimientos del suelo en la respuesta de las estructuras, este estudio utiliza un conjunto de movimientos fuertes simulados acorde a las normas técnicas complementarias de sismo de la Ciudad de México (la edición actual del reglamento 2017).

Para el sitio SCT ($T_s \approx 1.9$ s) se utilizan 10 movimientos sísmicos simulados (4 y 5 de mecanismo de intraplaca y subducción, respectivamente) para cada uno de los sitios. Se requieren movimientos simulados en lugar de reales para el sitio de estudio para permitir valores de factores de escalamiento, debajo de 5.

El escalamiento del movimiento del suelo continúa siendo controversial y, en general se recomienda evitar usar factores de escalamiento grandes, e.g., un límite de 3 a 5 para escalar movimientos del suelo posiblemente se basa en el “nivel de comodidad” del ingeniero más que en “restricciones físicas” (Watson-Lamprey y Abrahamson 2006). Por otro lado, si la selección del movimiento del suelo toma en cuenta las propiedades relevantes para cada parámetro de demanda un EDP (otros que no sean agrupamiento por magnitud y distancia), Watson-Lamprey y Abrahamson (2006) mostraron que factores de escalamiento tan altos como 20 parecen no introducir sesgo en la respuesta media de las estructuras. Otra posibilidad sería utilizar movimientos del suelo sintéticos (i.e., simulados) basados en física del fenómeno, que tienen su propio conjunto de limitaciones y podrían no ser justificados en muchos proyectos de ingeniería. Una opción para limitar los factores de escalamiento de los eventos registrados es importar movimientos del suelo de otras regiones sísmicas (pero del mismo mecanismo) que naturalmente proporcionan medidas de gran intensidad; sin embargo, este enfoque podría ser problemático, ya que cada entorno sísmico imprime una huella única en los registros de aceleración. Otra posibilidad es limitar la extensión del análisis de riesgo a lo que realmente se requiere, como en un diseño basado en código. Por ejemplo, algunos códigos sísmicos en instalaciones críticas (e.g., ASCE-7 en los EE. UU. o NCh2369 en Chile) usan un Sismo Máximo Creíble asociado a una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años, lo que resulta en factores de escala significativamente más pequeños. En todos los casos, el tomador de decisiones debe comprender los supuestos o limitaciones de la metodología utilizada para calcular el riesgo.

Para este estudio, se usan los requisitos indicados en la normatividad sísmica vigente de la Ciudad de México para generar y escalar los movimientos sísmicos del terreno. La normatividad indica que, para una consideración adecuada del peligro sísmico para los sitios seleccionados, los movimientos sísmicos simulados deben preservar las características de la fuente, la trayectoria y los efectos del sitio para la sismicidad local. Esto implica que las señales generadas deberían abarcar preferiblemente todos los mecanismos fuente que contribuyen al peligro sísmico en el sitio, y que también sean consistentes en términos de parámetros dinámicos con los de los registros realistas. Para lograr tal objetivo, la desagregación del peligro sísmico se puede utilizar como una ayuda clave; es por eso que las regulaciones de la Ciudad de México (NTCD-2017) estipulan dos escenarios sísmicos (NTCD-2017) que incluyen un sismo de diseño intraplaca con $M_w = 7.5$ a $R = 150$ km (distancia de ruptura) y un sismo de diseño de subducción con

$M_w = 7.8$ a $R = 265 \text{ km}$. Una vez que se tiene en cuenta la información anterior, se pueden utilizar factores de escalamiento lineales de hasta un valor de 4 para los movimientos sísmicos simulados; esto se considera adecuado para abarcar los valores IM requeridos para construir las curvas de fragilidad, aunque sería deseable explorar otras alternativas a la escala lineal junto con análisis dinámico incremental que se recomienda realizar en futuros estudios.

Por lo tanto, para este estudio, los movimientos del suelo adoptados se basan en factores de escalamiento lineal que se encuentran entre 0.3 y 4 en los sitios de estudio para cubrir el rango de intensidades necesarias para desarrollar las funciones de fragilidad. Estos factores de escala permiten alcanzar valores de excedencia anual de SA de $\lambda_y \sim 10^{-3} \text{ 1/año}$ para cada sitio. Debe indicarse que los sistemas de ingeniería rehabilitados en la Ciudad de México están diseñados para alcanzar intensidades sísmicas de excedencia anual de SA de $\lambda_y = 4 \cdot 10^{-3} \text{ 1/año}$ (i.e., un periodo de retorno $T_R = 250 \text{ años}$). Por lo antes expuesto, se considera que los factores de escala utilizados resultan adecuados para los propósitos de este estudio. En el apéndice I se señalan los valores de intensidades sísmicas asociadas a diferentes tasas de excedencia para el sitio bajo estudio.

Aunado con lo mencionado anteriormente, la selección de eventos sísmicos para realizar las diversas simulaciones planteadas en la metodología de este estudio se fundamenta entonces en la obtención de una muestra representativa de acelerogramas que describan de la manera más cercana a la realidad las posibles solicitaciones sísmicas bajo las cuales se encontraría bajo demanda la estructura analizada. En el apéndice D se desarrolla a detalle las características que componen a los eventos seleccionados, así como los procesos bajo los cuales se toma esta información y se modifica con el fin de obtener una muestra representativa para estimar en un modelo probabilístico el comportamiento esperado de la estructura ante determinadas condiciones.

Por lo tanto, con el fin de generar una base de datos del comportamiento sísmico de la estructura en cualquiera de sus configuraciones (i.e., en condiciones originales o con cualquiera de los dispositivos de control sísmico especificados posteriormente) se ejecuta un conjunto representativo de registros sísmicos, escalados a diferentes intensidades mencionadas en el apartado de metodología de este trabajo con el fin de generar una descripción estadística de la respuesta estructural posteriormente y así obtener resultados suficientes para generarse conclusiones respecto a la eficacia de los dispositivos de control respecto al control de distorsiones y disipación de la energía asociada. Cabe destacar que, al tener cada simulación dos características asociadas a su acelerograma (registro e intensidad), la nomenclatura utilizada para referirse a cada ejecución sísmica va a tener dos partes, una inicial que referencie el número de simulación a la cual está asociado el fenómeno (e.g. S3) y una parte complementaria que referencie el número de intensidad a la cual se está escalando la simulación, que como se observa en el apéndice D se encuentra vinculado a un valor de pseudo-aceleración o comúnmente en inglés *Spectral Acceleration* (e.g. SA3).

Para la realización de comparaciones de la información obtenida se toman como muestra un sismo de carácter intraplaca y otro sismo de tipo de subducción (S1 y S5 respectivamente) caracterizando estos a dos intensidades de análisis para considerar un referente equivalente a acciones tanto para un estado límite de servicio como para un estado límite último (SA3 y SA8 respectivamente). En la figura II.3.1.1 se observan los acelerogramas utilizados para estas cuatro ejecuciones en la obtención de resultados para la comparación.

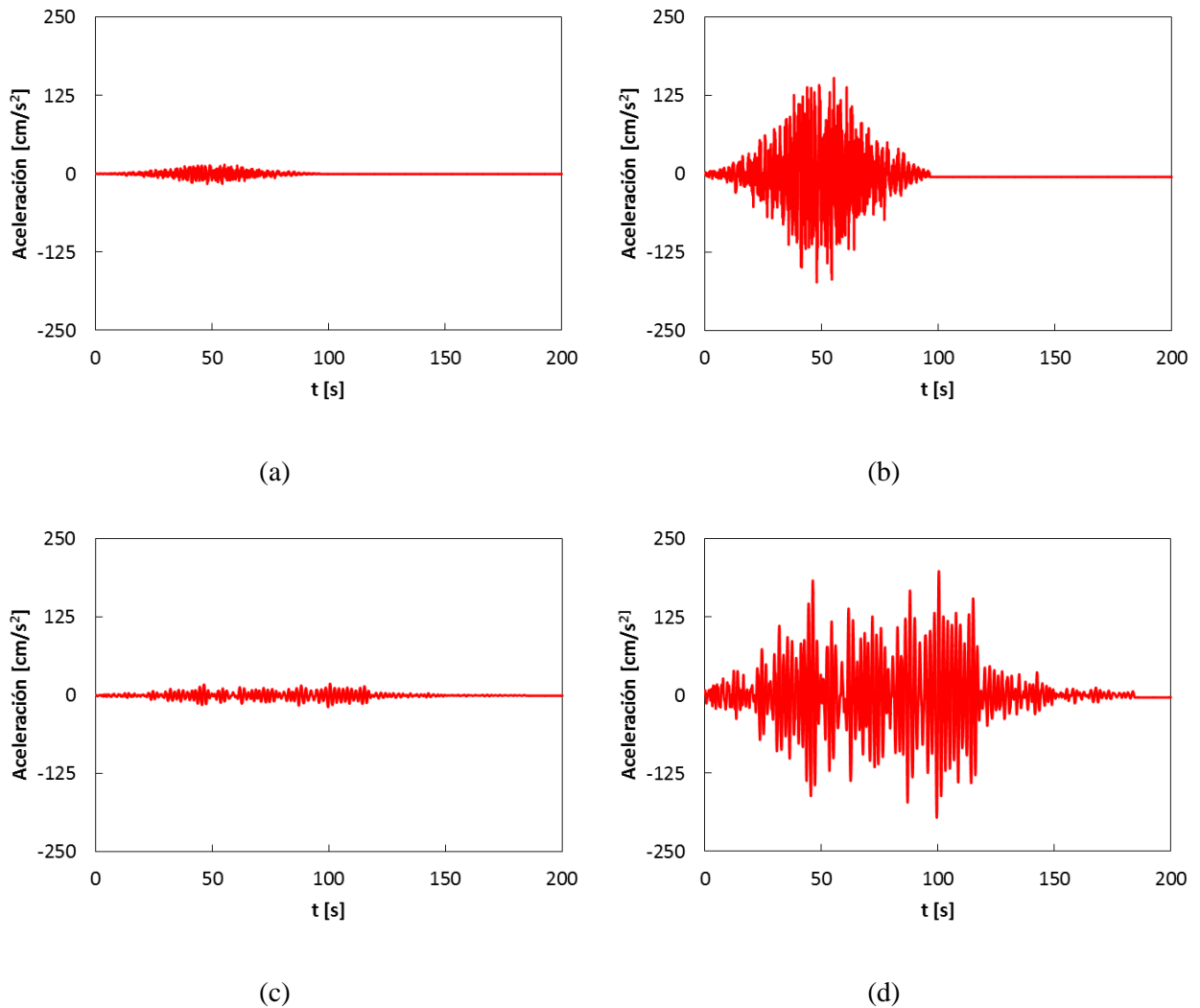


Figura II.3.1.1 Acelerogramas (a) S1SA3, (b) S1SA8, (c) S5SA3 y (d) S5SA8 (elaborada por el autor)

Cabe destacar que cada una de las ejecuciones sísmicas fue escalada de manera que para la estructura analizada se alcance la misma intensidad en cada una de las simulaciones realizadas. De acuerdo con las observaciones realizadas en el apéndice D, se aprecian en la figura II.3.1.2 los espectros de respuesta de las cuatro simulaciones sísmicas mencionadas en el párrafo anterior, referidas a cada uno de los periodos estructurales obtenidos tanto para la estructura en condiciones originales como para los distintos sistemas de aislamiento propuestos en este trabajo.

De esta figura se logra apreciar que en un mismo periodo estructural se obtiene la misma pseudoaceleración para cada uno de los casos analizados tanto en las intensidades bajas como en las intensidades altas entrecruzándose en el desarrollo del espectro.

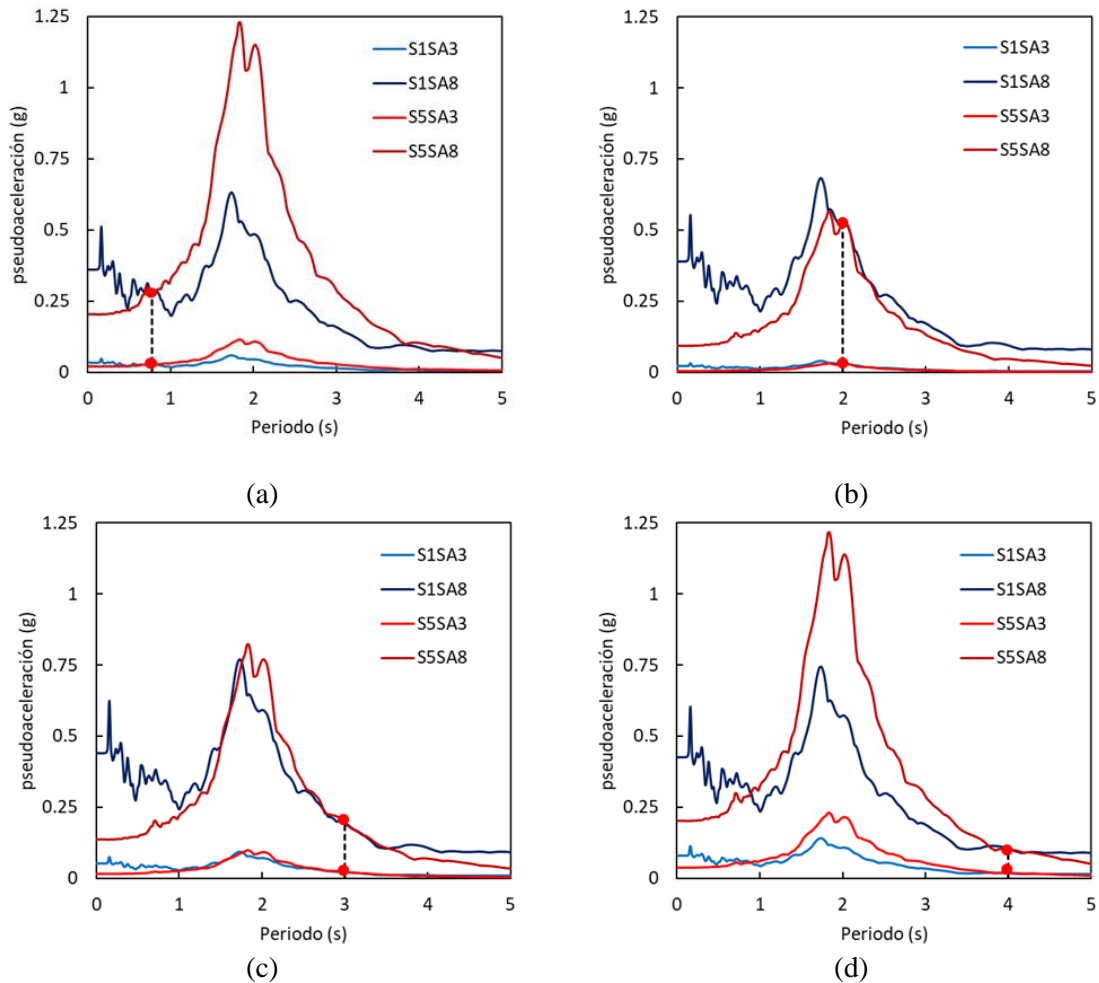


Figura II.3.1.2 Espectros de respuesta asociados a estructuras con periodos de (a) $T = 0.776$ s, (b) $T = 2$ s, (c) $T = 3$ s y (d) $T = 4$ s (elaborada por el autor)

II.3.2 Configuraciones de rehabilitación bajo estudio

II.3.2.1 Condiciones originales de la estructura

Para la estructura en condiciones originales de construcción (también denominada *As Built*) se obtienen las características relacionadas a un análisis modal espectral, tales como las formas modales y sus factores de participación asociados. A partir de esta información se estima el comportamiento de la estructura ante la muestra representativa de simulaciones sísmicas y por ende se obtiene una base de datos asociada a desplazamientos, distorsiones y aceleraciones de piso.

En el modelo estructural planteado tanto para esta configuración como para casos subsecuentes se plantea en un espacio bidimensional asociado a la dirección de mayor afectación ante excitaciones sísmicas. De igual manera, se acepta la hipótesis de la existencia de un diafragma rígido en cada nivel de la construcción (considerando que la losa en cada nivel brinda una rigidez lo suficientemente grande como para cumplirse esta característica), por lo cual se plantea la posibilidad de un desplazamiento lateral por nivel estructural,

conjuntándose entonces cinco desplazamientos laterales posibles. Al plantear el análisis modal espectral se tienen entonces cinco grados de libertad vinculados a los desplazamientos de interés antes mencionados, generando un conjunto de cinco formas modales, así como su respectivo factor de participación.

Sin embargo, se aceptará un análisis realizado hasta las primeras tres formas modales por razones de simplificación en cada uno de los modelos, incluyendo a las al caso de condiciones originales de la estructura. Esto es debido a que las últimas dos formas modales cuentan con un factor de participación Γ muy pequeño respecto a la deformación total de la estructura en cada nivel analizado y por lo tanto se puede despreciar su contribución.

En el caso de la estructura *As Built* se obtiene un modo fundamental de vibrar de 0.78 s asociado a un factor de participación Γ del 89.7%. En la tabla II.3.2.1.1 se muestran los modos superiores 2 y 3 utilizados en este análisis. Se destaca que utilizando los primeros tres modos de vibrar de la estructura *As Built* se considera un 99.4% de participación, despreciándose la participación de los dos modos restantes (únicamente 0.6%).

Tabla II.3.2.1.1 Periodos de vibrar y factores de participación de la estructura *As Built*

Modos	Periodo [s]	Factor de participación Γ
1	0.776	0.897
2	0.249	0.078
3	0.140	0.018
		0.993

Por otra parte, las formas modales se obtienen directamente del software auxiliar utilizado los vectores unitarios vinculados a cada modo de vibrar requerido para este estudio. En este caso la tabla III.3.2.1.2 muestra las coordenadas generadas del vector unitario para cada uno de los modos utilizados. De igual forma la figura II.3.2.1.1 muestra en forma gráfica dichos modos de vibrar, multiplicados por su correspondiente factor de participación Γ para permitir una percepción a escala de estos.

En este caso se puede observar cómo el primer modo de vibrar tiene la mayor influencia en los desplazamientos generados en la estructura ante una carga dinámica. Los modos de vibrar superiores tienen un comportamiento cercano a cero en cuestión de desplazamientos absolutos, resultado predecible al observar que la participación de estos es muy pequeña. Se aprecia como existe una reducción sucesiva en la participación de cada modo de vibrar, siendo entre nueve y once veces menor cada modo respecto a su modo inmediato anterior.

Tabla II.3.2.1.2 Formas modales de la estructura *As Built*

Nivel	Modo 1	Modo 2	Modo 3
5	0.587	0.576	0.514
4	0.542	0.213	-0.284
3	0.458	-0.264	-0.557
2	0.340	-0.564	0.098
1	0.194	-0.485	0.578

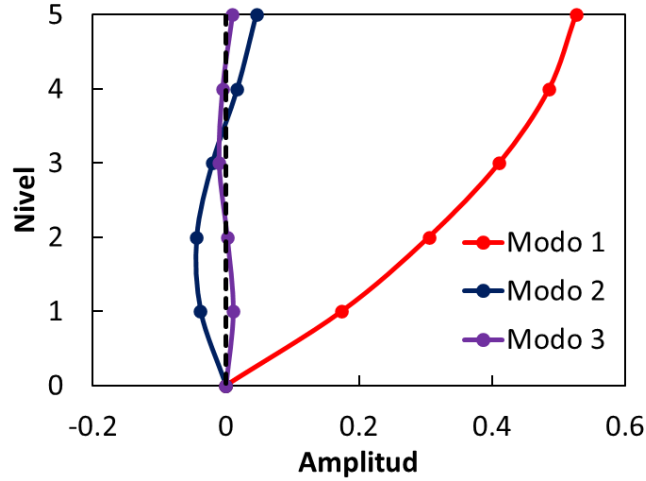


Figura II.3.2.1.1 Formas modales de la estructura en condiciones *As Built* (elaborada por el autor)

II.3.2.2 Estructura rehabilitada con amortiguadores viscosos

En el caso del edificio con amortiguadores viscosos, la inserción de este elemento en la planta baja del edificio no modifica ni su masa ni su rigidez, ya que este, como su nombre lo indica, interviene únicamente en el aspecto del amortiguamiento estructural. Debido a estas razones, el periodo fundamental de la estructura resulta ser igual al periodo de la *estructura As Built* e igual a 0.78 s.

De igual forma los modos superiores mantienen las amplitudes de 0.25 y 0.14 s respectivamente. En la figura II.3.2.2.1 se puede observar nuevamente la graficación de las formas modales utilizadas para este análisis, con sus respectivos factores de participación Γ . Nuevamente al no sufrir distorsiones respecto al edificio *As Built*, se aprecian las mismas distribuciones que las analizadas en el caso anterior. Cuando existen amortiguadores diagonales en la estructura, nuevamente se aprecia que el más del 80% de la influencia en el movimiento de cada grado de libertad va a estar dado por el primer modo de vibrar.

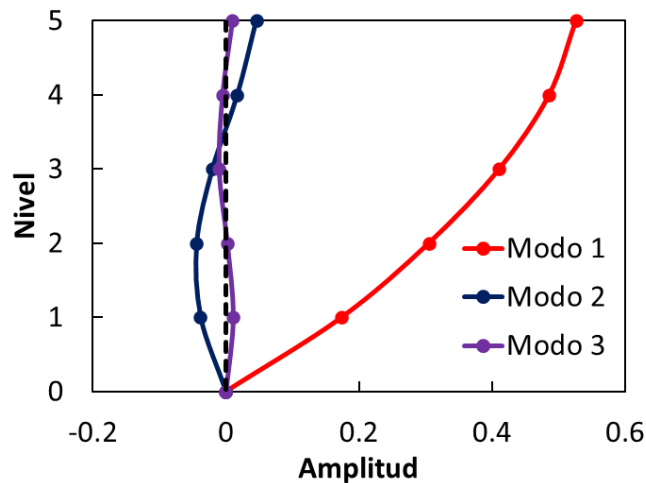


Figura II.3.2.2.1 Formas modales del edificio con amortiguadores viscosos (elaborada por el autor)

Los amortiguadores viscosos cuentan con distintas propiedades referenciadas tanto a su amortiguamiento como a la forma en que esta dispersa la energía asociada a una determinada carga dinámica. Respecto al amortiguamiento asociado, mientras este valor sea mayor se logrará una respuesta estructural más adecuada debido a la dispersión de mayores fuerzas asociadas a una velocidad menor. Por otra parte, respecto a la forma de dispersión del sistema, esta puede presentar un comportamiento de tipo lineal en la relación de velocidad contra fuerza axial del amortiguador, como una relación de tipo no lineal de las mismas.

Por lo tanto, a partir del desarrollo obtenido en el apéndice F se optan y desarrollan los resultados de un sistema con amortiguadores viscosos de carácter no lineal cuyas propiedades se encuentran resumidas en la tabla II.3.2.2.1. Dentro de las condiciones planteadas en dicho apéndice el sistema de amortiguamiento viscoso de tipo no lineal, al ser modificado bajo las condiciones de acción de cargas estudiadas, demostró tener el mejor comportamiento para el control de distorsiones de entrepiso de los casos estudiados. Por lo tanto, se manejará bajo la nomenclatura de amortiguador no lineal modificado los resultados obtenidos para este dispositivo de control.

Tabla II.3.2.2.1 Coeficientes y exponentes de amortiguamiento para el sistema de estudio

Característica	valor
α	0.3
C [kN · s/cm]	4.22

II.3.2.3 Estructura rehabilitada con contraventeos restringidos al pandeo

Para el caso del edificio con contraventeos restringidos al pandeo o *BRB's* por sus siglas en inglés (*Buckling Restrained Brace*), se observa que este elemento genera un incremento en la rigidez de la planta baja considerable, causando una rigidización de la estructura y por ende una disminución de los periodos de vibrar respecto al caso *As Built*.

De acuerdo con los datos obtenidos, se tiene un periodo fundamental de 0.61 s (22.03% menor que el periodo obtenido en condiciones de construcción originales). En la tabla II.3.2.3.1 se pueden observar los valores para los periodos y sus respectivos factores Γ utilizados en el análisis modal espectral.

Tabla II.3.2.3.1 Periodos de vibrar y factores de participación del edificio con *BRB's*

Modos	Periodo [s]	Factor de participación Γ
1	0.610	0.741
2	0.195	0.102
3	0.113	0.049
		0.892

En cuanto a las formas modales asociadas se observa una ligera modificación en los valores de los vectores unitarios asociados a cada modo de vibrar. En este caso el primer modo sufre una reducción en los desplazamientos generados para los primeros dos niveles, mientras que se genera una amplificación de estos para los últimos niveles. En la tabla II.3.2.3.2 se observa los valores tabulados de dichas formas modales.

Tabla II.3.2.3.2 Formas modales del edificio con *BRB*'s

Nivel	Modo 1	Modo 2	Modo 3
5	0.656	0.607	0.474
4	0.575	0.038	-0.512
3	0.428	-0.530	-0.289
2	0.232	-0.577	0.592
1	0.042	-0.130	0.281

Finalmente, en la figura II.3.2.3.1 se presentan las formas modales vinculadas al comportamiento del edificio con contraventeos restringidos al pandeo multiplicados por sus respectivos factores de participación Γ . En este caso se puede observar cómo se reduce el grado de participación del modo fundamental mientras que los modos superiores aumentan su participación respecto a las condiciones generadas en el caso *As Built*.

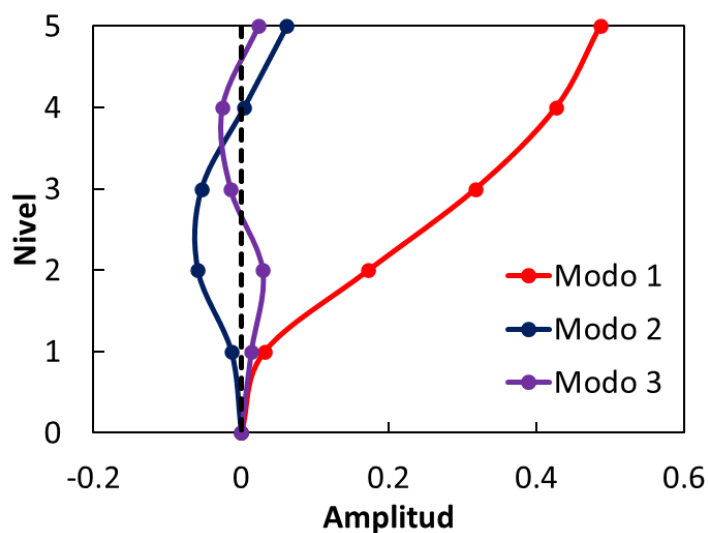


Figura II.3.2.3.1 Formas modales del edificio con contraventeos restringidos al pandeo (elaborada por el autor)

Por otra parte, ante sismos intraplaca se aprecian los diagramas de histéresis de los dispositivos adicionados en la figura II.3.2.3.2. En este caso, aparte de la clara diferencia de desplazamiento axial generado entre ambas ejecuciones, se aprecia cómo la restricción al pandeo permite al elemento *BRB* tiene un comportamiento mucho más estable respecto a cada carrera realizada, observándose en la imagen cómo se presenta una acumulación de ciclos a lo largo del origen de coordenadas, mientras que a la derecha de este punto se aprecia una separación vinculada a la fluencia del material, evidenciando el comportamiento máximo de este elemento.

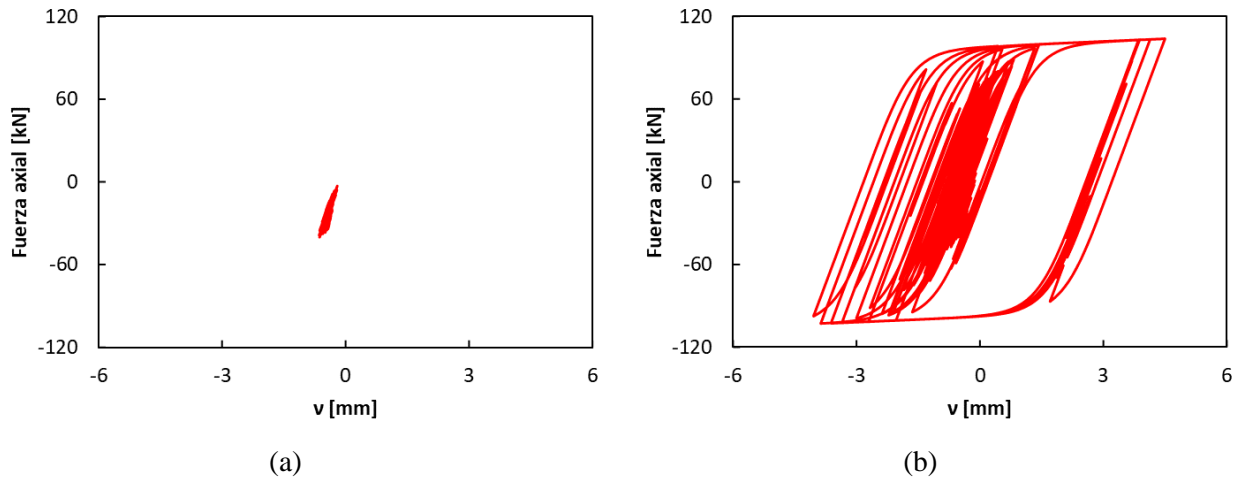


Figura II.3.2.3.2 Diagramas de histéresis de contraenteos restringidos al pandeo. Fuerza contra desplazamiento axial para (a) S1SA3 y para (b) S1SA8 (elaborada por el autor)

Respecto a los diagramas de histéresis generados ante sismos de subducción, se aprecia un comportamiento en la figura II.3.2.3.3 ligeramente más simétrico al origen de coordenadas en el caso de la intensidad alta. Por otra parte, se vuelve a percibir cómo una vez alcanzada la fluencia del elemento la carrera generada se desplaza de la zona central de histéresis analizada. Por lo tanto, se concluye que tanto para sismos de subducción como de intraplaca, los *BRB's* muestran un comportamiento muy similar.

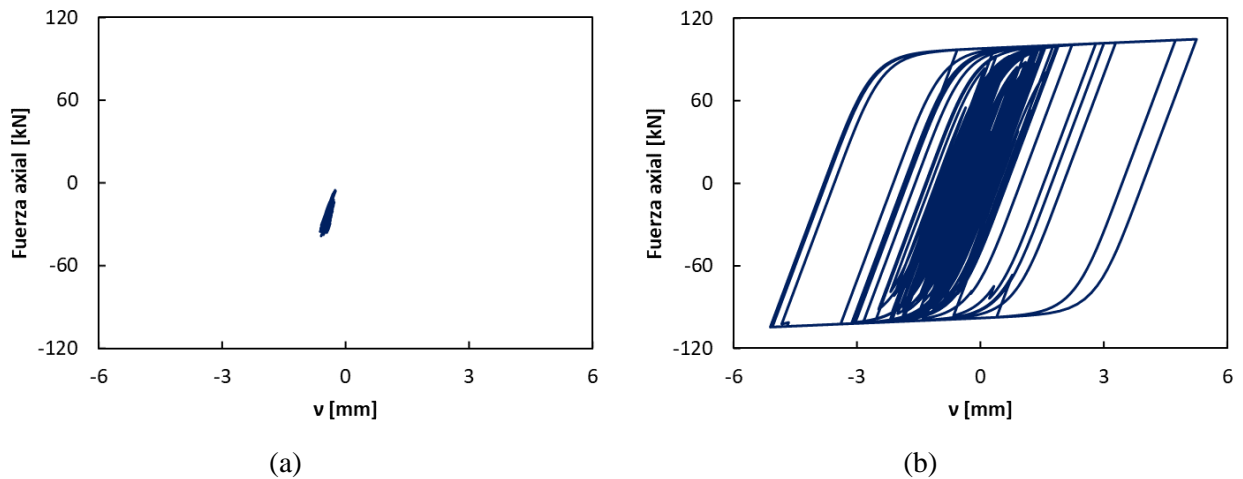


Figura II.3.2.3.3 Diagramas de histéresis de contraenteos restringidos al pandeo. Fuerza contra desplazamiento axial para (a) S5SA3, y para (b) S5SA8 (elaborada por el autor)

II.3.2.4 Estructura rehabilitada con aisladores de base

En el caso de los aisladores de base, el análisis se realiza a partir de la búsqueda de un contraste de rigidez estructural mayor a 2 para evitar un comportamiento inadecuado de la estructura, y mayor a 3 de manera

recomendable para un funcionamiento adecuado del sistema. Dicho contraste es la relación entre el periodo del sistema de aislación y el periodo original de la estructura, mostrándose en la ecuación II.3.4.1 la relación mínima admisible y en la ecuación II.3.4.2 la relación recomendable a cumplir. Por lo tanto, como casos de estudio se proponen tres casos con un periodo estructural cada uno de 2, 3 y 4 s.

$$\frac{T_b}{T_e} > 2 \quad (\text{II. 3.2.4.1})$$

$$\frac{T_b}{T_e} > 3 \quad (\text{II. 3.2.4.2})$$

donde T_b es el periodo fundamental de la estructura utilizando aisladores de base (s) y T_e es el periodo fundamental de la estructura sin aisladores (s). Basados en lo anterior, los periodos propuestos se obtienen los siguientes valores:

$$T_b = 2s \quad \therefore \frac{T_b}{T_e} = \frac{2s}{0.776s} = 2.58 > 2$$

$$T_b = 3s \quad \therefore \frac{T_b}{T_e} = \frac{3s}{0.776s} = 3.87 > 3$$

$$T_b = 4s \quad \therefore \frac{T_b}{T_e} = \frac{4s}{0.776s} = 5.15 \gg 3$$

De lo anterior se puede observar que en el caso de un periodo de $T_b = 2$ s, se cumple la condición mínima deseada de contraste de rigidez, lo cual se traducirá en los resultados a obtener en un comportamiento más irregular en los desplazamientos vinculados a los últimos niveles debido a que el aislador cumple con las condiciones básicas para influir en los distintos modos de vibrar a obtener en el análisis modal espectral. Por otra parte, el aislador de $T_b = 3$ s cumple con la consideración recomendada para aisladores de acuerdo con el contraste de rigidez presente y finalmente, el aislador de $T_b = 4$ s supera la consideración mínima, situándose en la consideración recomendable y otorgando un margen de holgura al sistema, haciendo entonces posible comparar los tres estados en los que se puede encontrar un aislador y así evaluar bajo distintas condiciones el comportamiento de estos.

Respecto al aislador de 2 s se obtiene en su análisis modal espectral unos periodos asociados a los modos superiores de 0.45 y 0.22 s respectivamente. Se aprecia una participación en el primer modo de vibrar de 99.2%, asociando un 0.8% a los modos superiores, implicando entonces que la participación de estas formas de vibrar, aunque es muy pequeña, existe y debe ser considerada en su respectivo análisis.

Ahora para el aislador de 3 s, se obtienen unos periodos asociados a los modos superiores de 0.53 y 0.22 s respectivamente. Destaca de estos elementos que el factor de participación Γ es del 99.7% para el primer modo de vibrar, siendo teóricamente suficiente considerar este para el cálculo de desplazamientos ante sollicitaciones sísmicas sin un gran margen de error. Esto es un ligero incremento de los periodos superiores

con respecto al aislador de 2 s debido a que este último es más rígido y por ende debe provocar una disminución en los periodos de vibrar de la estructura dicha propiedad.

Finalmente, al analizar los modos de vibrar de la estructura con aislador de 4 s, se obtienen periodos asociados a los modos superiores de 0.63 y 0.23 s respectivamente, contrario a lo que sucedió con el aislador de 2 s, esto implica un incremento en el periodo de vibrar con respecto al aislador de referencia provocado a la flexibilidad añadida a la estructura debida a la disminución de rigidez en la base del edificio. Por otra parte el factor de participación Γ del modo fundamental resulta ser de 99.87%, siendo entonces este periodo de mayor participación que el asociado al aislador de referencia. En la tabla III.3.2.4.1 se observan dichos valores asociados a su respectivo factor de participación Γ , para los 3 aisladores antes mencionados.

Tabla II.3.2.4.1 Periodos de vibrar de la estructura y factores Γ en aisladores con un $T_b = 2, 3$ y 4 s

$T_b = 2$ s			$T_b = 3$ s			$T_b = 4$ s		
Modos	Periodo [s]	Factor Γ	Modos	Periodo [s]	Factor Γ	Modos	Periodo [s]	Factor Γ
1	2	0.992	1	3	0.997	1	4	0.999
2	0.45	0.007	2	0.53	0.002	2	0.63	0.001
3	0.22	0.001	3	0.22	0.001	3	0.23	0
1			1			1		

En cuanto a las formas modales, el aislador $T_b = 2$ s destaca en su vector unitario para el modo fundamental cómo la deformación más importante se presenta en el aislador, siendo deformaciones aproximadas a las del aislador las de los niveles subsecuentes. En la figura II.3.2.4.1 se observa la interpretación a escala de dichos vectores, una vez multiplicados por su factor de participación. Como se puede concluir de la figura los modos superiores prácticamente son imperceptibles contra el primer modo de vibrar, el cual, aunque presenta distorsiones de entrepiso entre los niveles 1 al 5, estas resultan ser reducidas con respecto a los desplazamientos generados en el modo fundamental de los casos anteriores.

Por otra parte, la forma modal obtenida para el aislador $T_b = 3$ s presenta el mismo comportamiento que el aislador de 2 s, a salvedad de que los desplazamientos generados entre los niveles 1 y 5 resultan ser menores para el aislador de 3 s, siendo entonces que las distorsiones a presentarse en la estructura resultan ser igualmente menores a las del aislador anterior. En la figura II.3.4.1 se observa una ligera distorsión y diferencia entre los modos 2 y 3, los cuales tienden a ser nulos.

Finalmente, respecto al aislador de $T_b = 4$ s se presenta en el primer modo de vibrar una diferencia mucho menor a la del aislador de referencia, siendo esta condición el clasificatorio básico para considerar que el aislador de 4 s es el que está reduciendo en mayor medida la distorsión de entrepiso registrada en la estructura. Por otra parte, en la figura II.3.2.4.1 nuevamente se observa cómo la participación de modos superiores resulta despreciable.

Tabla II.3.2.4.2 Formas modales para aisladores con un $T_b = 2, 3$ y 4 s

	$T_b = 2$ s			$T_b = 3$ s			$T_b = 4$ s		
Nivel	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 1	Modo 2	Modo 3
5	0.447	0.541	-0.501	0.43	0.566	-0.47	0.425	0.573	-0.254
4	0.438	0.38	-0.104	0.415	0.356	-0.056	0.42	0.383	0.167
3	0.425	0.144	0.349	0.408	0.143	0.375	0.414	0.154	0.451
2	0.406	-0.124	0.517	0.398	-0.091	0.509	0.407	-0.093	0.401
1	0.383	-0.38	0.224	0.386	-0.315	0.196	0.398	-0.343	0.007
Aislador	0.342	-0.619	-0.547	0.367	-0.563	-0.581	0.385	-0.612	-0.737

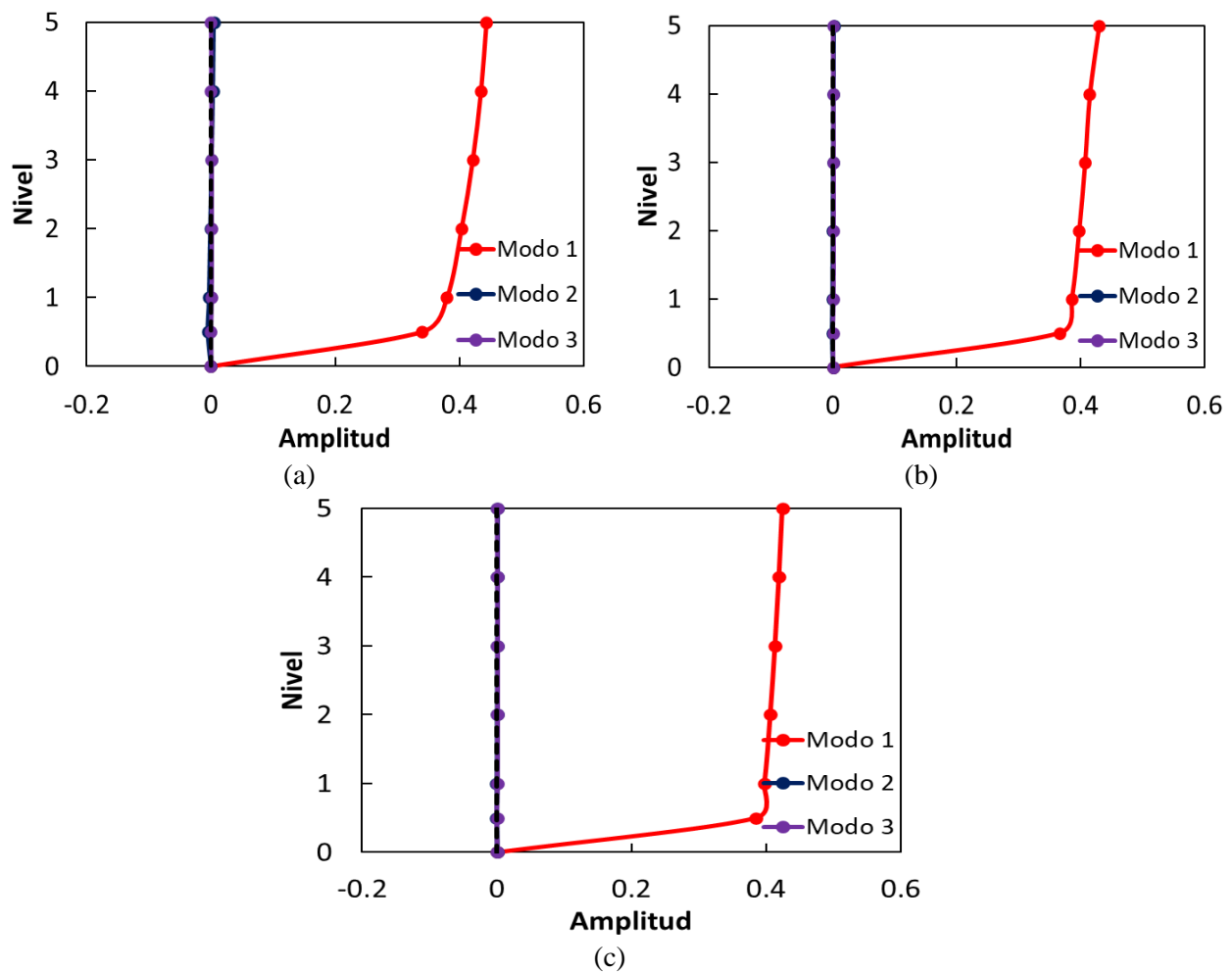


Figura II.3.2.4.1 Formas modales del edificio con aisladores de (a) $T_b = 2$ s, (b) $T_b = 3$ s y (c) $T_b = 4$ s (elaborada por el autor)

Finalmente, para entender a mayor grado cómo se están modificando los periodos de vibrar de cada estructura al utilizar distintos aisladores, se proveen a manera de comparación en la figura II.3.2.4.2 los modos 1, 2 y 3 de cada caso antes planteado. En el caso del primer periodo de vibrar se corroboran los resultados concluidos anteriormente, en donde al aislador de 2 s se le encuentra la menor pendiente y al de 4 s la mayor, esto implicando que el incremento en el periodo fundamental del aislador provoca un incremento de la eficacia para el control de desplazamientos y por ende de distorsiones generadas a cada entrepiso. Respecto a los modos 2 y 3 se observa de nueva cuenta comportamientos más similares en los aisladores de referencia y de 2 s que con respecto al aislador de 4 s, sin embargo, estas diferencias no implican una modificación sustancial en el comportamiento de la edificación debido a que esta no cuenta con un factor de participación Γ mayor a 0.01% en ninguno de los casos, por lo cual su contribución es despreciable.

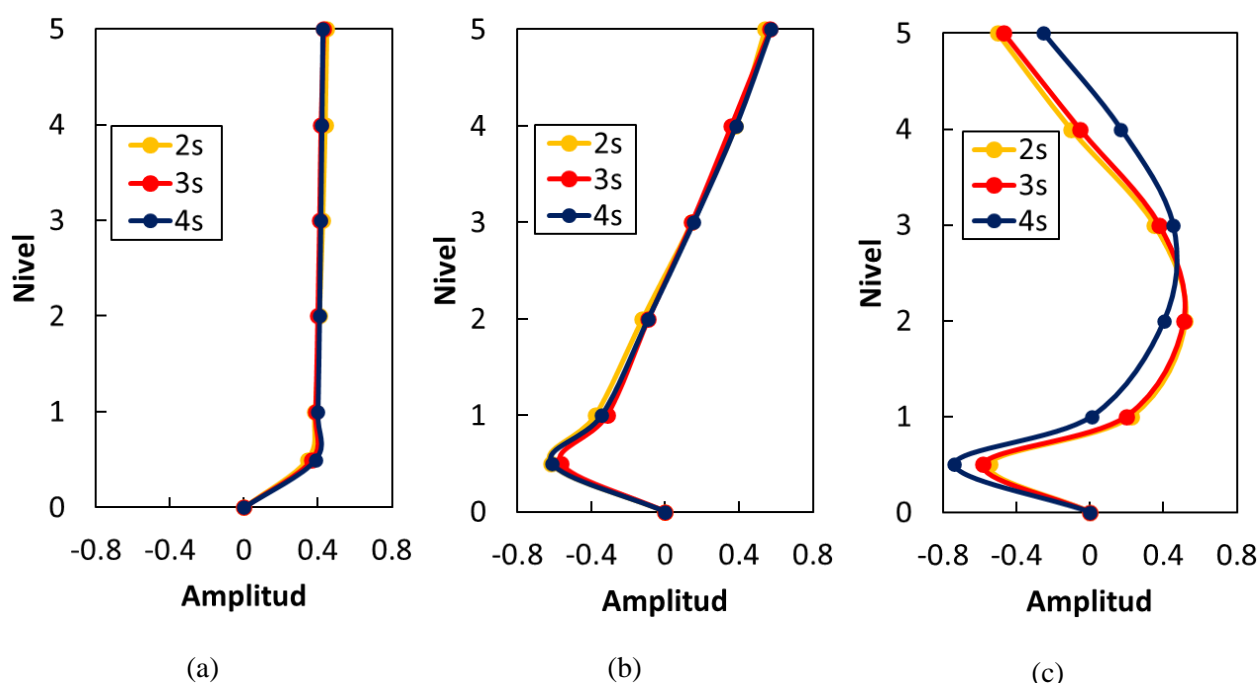


Figura II.3.2.4.2 Comparación de las formas modales asociadas al primer modo de vibrar. (a) Primer, (b) segundo y (c) tercer modo de vibrar (elaborada por el autor)

II.3.3 Modelo de respuesta de la estructura debida a solicitaciones sísmicas

Para la elaboración del modelo de respuesta estructural se realizaron cuatro modelos base en el software auxiliar de modelación estructural utilizado. Para los sistemas de amortiguadores diagonales, *BRB's* y aisladores, se definieron ligaduras en el programa auxiliar bajo las cuales se pudieran equiparar a las condiciones reales de funcionamiento de estos dispositivos como coeficientes de amortiguamiento, restricciones al pandeo y finalmente rigideces al desplazamiento lateral. En la figura II.3.3.1 se aprecian los modelos esquematizados tal cual se introdujeron en el programa auxiliar.

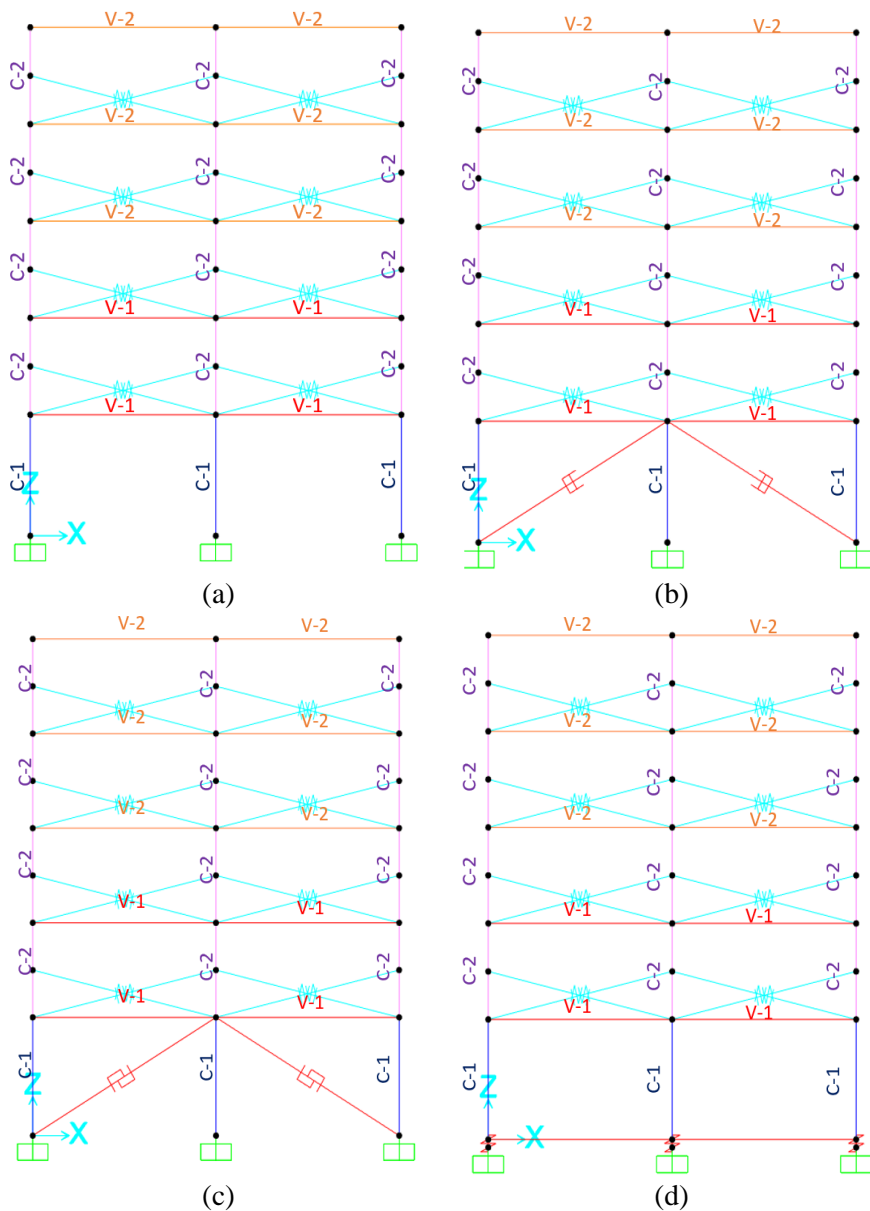


Figura II.3.3.1 Configuraciones estructurales para la modelación en SAP2000 para (a) condiciones originales de la estructura, (b) amortiguadores diagonales, (c) contraventeos restringidos al pandeo y (d) aisladores de base (elaborada por el autor)

Respecto a la modelación de cada simulación sísmica se procuró la utilización de un desarrollo paso a paso a partir de una historia sísmica brindada en cada una de las simulaciones a ejecutar. Al ser este un procedimiento de revisión en donde se tiene como principal interés la descripción del comportamiento sísmico de la estructura se opta por la elección de un análisis de tipo no lineal, en donde se asumen las características y comportamientos plásticos de los materiales utilizados para así poder obtener la base de datos que se requiera para la determinación estadística del comportamiento estructural de cada dispositivo de control. En la figura II.3.3.2 se observa una ventana extraída del programa auxiliar para el cálculo estructural

en donde se percibe el formato bajo el cual se registra un determinado caso de carga sísmica para que, a través de este, se puedan obtener todos los resultados a utilizar en los apartados subsecuentes de este trabajo.

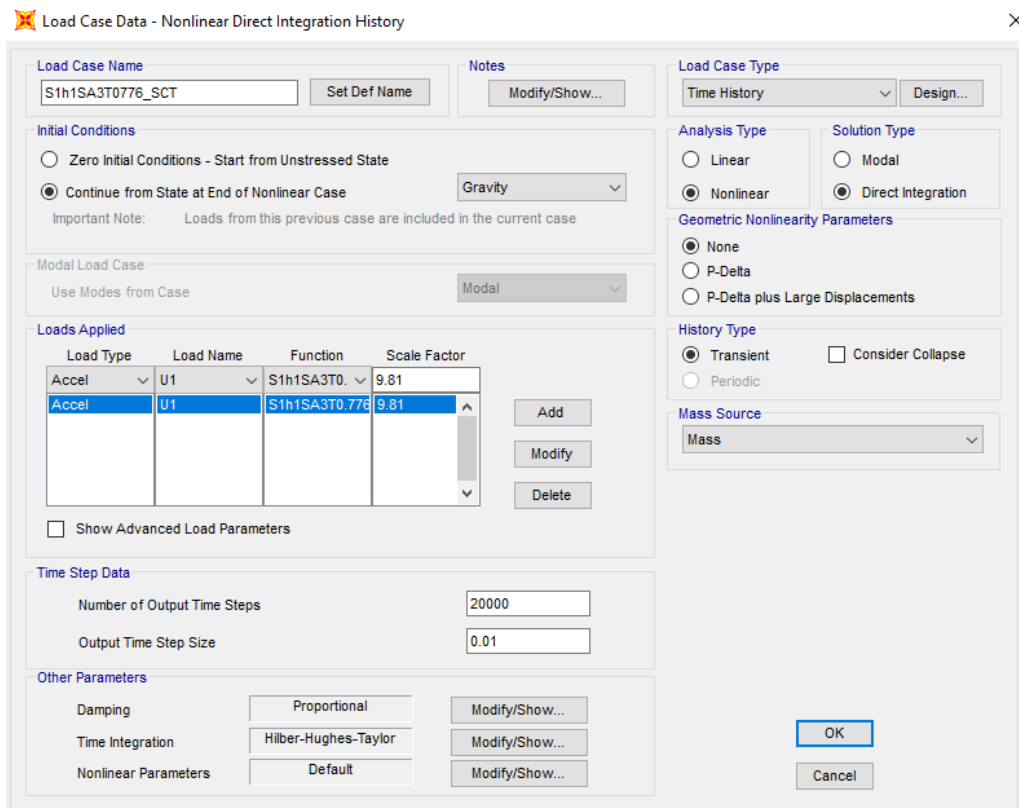


Figura II.3.3.2 Análisis de casos de tipo no lineal en SAP2000, ejemplificado con la simulación S1SA3 (elaborada por el autor)

II.3.4 Desplazamientos, distorsiones y espectros de respuesta en la zona de estudio

Desplazamientos obtenidos

Una vez generado el análisis sísmico paso a paso no lineal de cada una de las simulaciones consideradas se obtuvieron los resultados descriptivos del comportamiento de cada uno de los casos de estudio, así como el mismo edificio en sus condiciones originales. Para la realización comparativa de los resultados obtenidos, se plantearán dos intensidades de análisis referenciados a un estado límite de servicio y a un estado límite último (SA3 y SA8 respectivamente), así como la selección de muestra de dos sismos, uno de carácter intraplaca (S1) y otro de tipo de subducción (S5).

Para el sismo de carácter intraplaca, tanto en sus intensidades bajas como altas se observan en sus condiciones de construcción originales desplazamientos del orden de dos a tres veces mayores en su azotea con respecto a los desplazamientos generados en el primer nivel. Otra característica importante por destacar es que en la intensidad asociada a un estado límite último se puede observar un máximo de desplazamiento de aproximadamente 6 cm alrededor de los 45 s de movimiento sísmico. Finalmente, en esta misma intensidad logramos apreciar que el nivel de azotea presenta un desplazamiento residual al finalizar la ejecución sísmica

de aproximadamente 0.6 cm. En la figura II.3.4.1 se puede observar gráficamente los desplazamientos obtenidos en la estructura en condiciones de construcción originales.

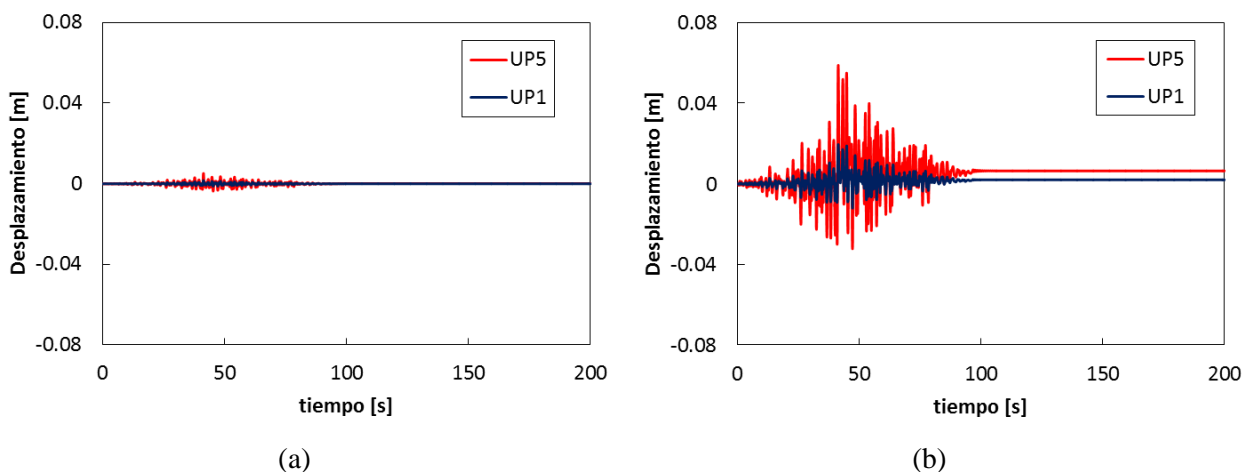


Figura II.3.4.1 Desplazamientos de los niveles 1 y 5 de la estructura en condiciones *As Built*. (a) Sismo intraplaca de intensidad baja (S1SA3) y (b) sismo intraplaca de intensidad alta (S1SA8) (elaborada por el autor)

Como se abordó en el apéndice F, respecto a los amortiguadores no lineales se tiene una reducción sustancial en los desplazamientos generados de azotea, obteniéndose un valor menor a los 4 cm para este nivel. Esto implica una reducción de poco más de 33% del desplazamiento generado en condiciones originales. En la figura II.3.4.2 se observan las gráficas de los desplazamientos para este caso de estudio.

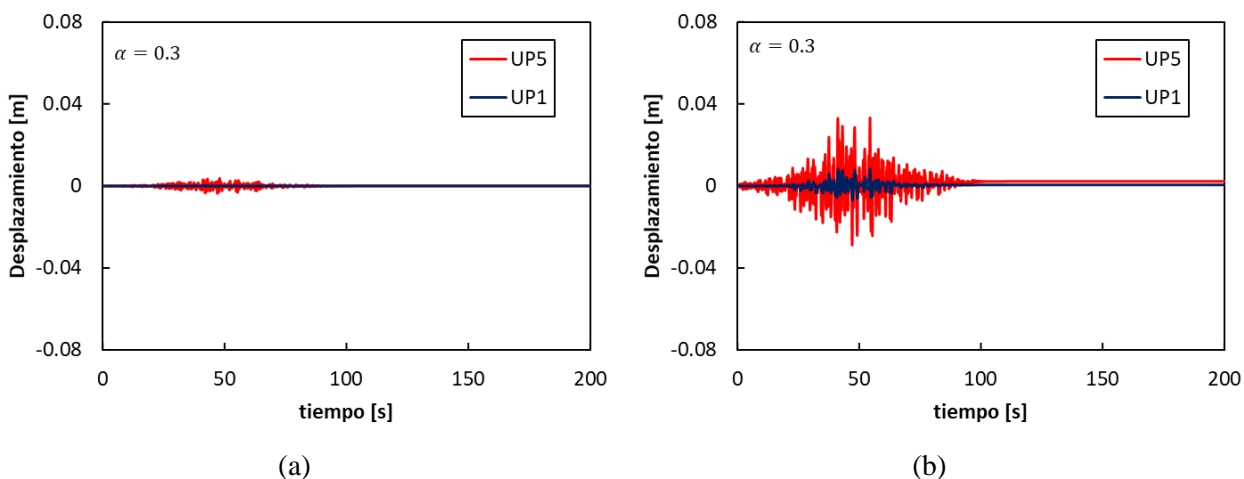


Figura II.3.4.2 Desplazamientos de los niveles 1 y 5 de la estructura con amortiguadores viscosos no lineales. Para sismos intraplaca (a) S1SA3, y (b) S1SA8 (elaborada por el autor)

En el caso de contraventeos restringidos al pandeo o *BRB's* se observa un incremento en la proporción del desplazamiento del nivel 1 al nivel de azotea de alrededor de cuatro a cinco veces más, lo cual se traduce directamente en una rigidización adicional de la planta baja con respecto a los amortiguadores no lineales modificados y a su vez de las condiciones originales de la estructura. Por otra parte, asociando los

desplazamientos máximos de azotea para el caso S1SA8 se tiene un máximo de 3 cm, siendo este aún menor por 25% que el desplazamiento generado por los amortiguadores no lineales modificados y de 50% ante los desplazamientos generados en condiciones originales. Esto implica en cuestiones de eficiencia que, se puede contemplar que el *BRB* resulta ser más eficaz que los amortiguadores diagonales para la reducción de desplazamientos absolutos. Finalmente se observa que la adición de *BRB*'s a la planta baja de la estructura prácticamente reduce las deformaciones residuales en el nivel de azotea a un 10% de las generadas en el caso de amortiguadores diagonales. En la figura II.3.4.3 se observan los desplazamientos generados por las acciones sísmicas antes utilizadas para la comparación adecuada de funcionamientos entre dispositivos de control sísmico.

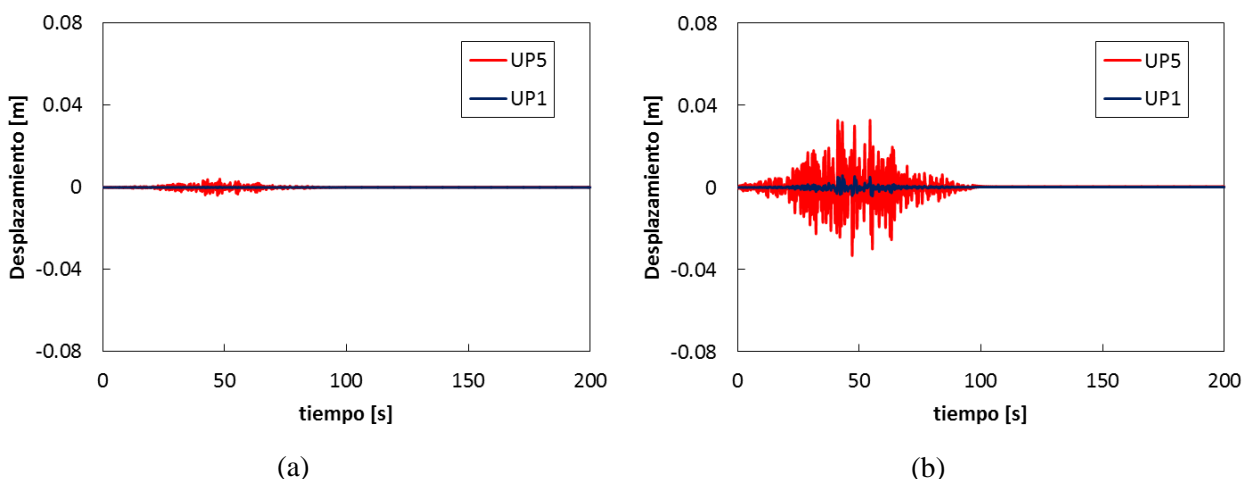


Figura II.3.4.3 Desplazamientos de los niveles 1 y 5 de la estructura con contraventeos restringidos al pandeo. (a) Sismo intraplaca de intensidad baja (S1SA3) y (b) sismo intraplaca de intensidad alta (S1SA8) (elaborada por el autor)

En cuanto a los aisladores de base, en la figura II.3.4.4 se aprecian los resultados de desplazamientos obtenidos ante las ejecuciones sísmicas de carácter intraplaca. Respecto al aislador de $T_b = 2$ s se aprecia un desplazamiento de hasta seis veces más que el generado por los casos anteriores. Sin embargo, dicho desplazamiento es efectuado casi en su totalidad por el aislador introducido haciendo que la estructura en sí se esté comportando prácticamente como cuerpo rígido y el dispositivo de control funcione como la ligadura altamente flexible con la cimentación. El desplazamiento máximo de azotea para el caso S1SA8 es de casi 30 cm, mientras que el desplazamiento generado en el nivel 1 resulta ser de poco más de 22 cm, teniendo entonces una diferencia de aproximadamente 8 cm entre dichos niveles. Por otra parte, se aprecia como existe una distorsión residual de 5 cm aproximadamente para el primer nivel y de poco más de 14 cm para el nivel de azotea, lo cual al comparar con los casos anteriores se traduce en efectos relativamente similares. Sin embargo, cabe destacar que el caso del aislador de $T_b = 2$ s es el que se realizó con el menor contraste de rigidez de los aisladores planteados, teniéndose así los resultados menos eficaces en el control de desplazamientos para este dispositivo.

Respecto al aislador de $T_b = 3$ s, se observa un desplazamiento de hasta de seis veces más que el generado por los dispositivos anteriores. Sin embargo, este desplazamiento es generado casi en su totalidad por el aislador en cuestión. Los desplazamientos máximos de azotea en el caso S1SA8 presentan valores de casi

28 cm, pero el desplazamiento máximo del nivel 1 resulta ser de 26 cm. Por otra parte, se observa en el sismo S1SA8 que, aunque se genera un desplazamiento residual a la estructura, este es absorbido totalmente por el aislador de base, haciendo que en sí el diseño de la estructura no se vea afectado en este aspecto.

En cuanto al aislador de $T_b = 4$ s, este resulta ser el aislador que mejor comportamiento posee ante las sollicitaciones sísmicas de tipo intraplaca. Se tienen para el caso S1SA8 desplazamientos de poco más de 23 y 24 cm para la planta baja y el nivel de azotea respectivamente. Por otra parte, aunque nuevamente se presenta un desplazamiento residual de 2 cm, este es generado en su totalidad por el aislador.

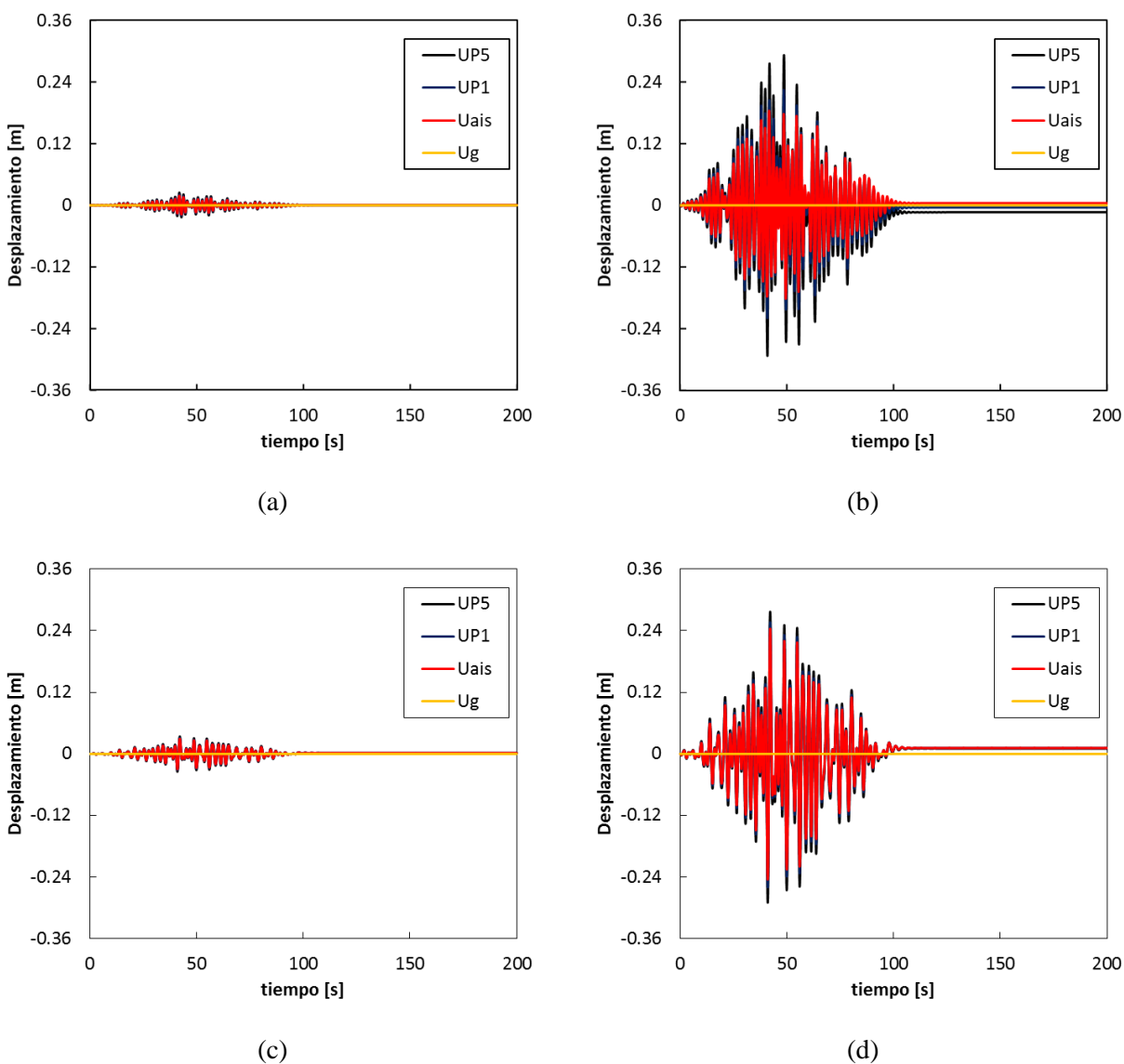


Figura II.3.4.4 Desplazamientos de los niveles 1 y 5 de la estructura con aislador de $T_b = 2$ s para (a) la simulación S1SA3 y (b) S1SA8, aislador de $T_b = 3$ s para (c) la simulación S1SA3 y (d) S1SA8 y aislador de $T_b = 4$ s para (e) la simulación S1SA3 y (f) S1SA8 (elaborada por el autor)

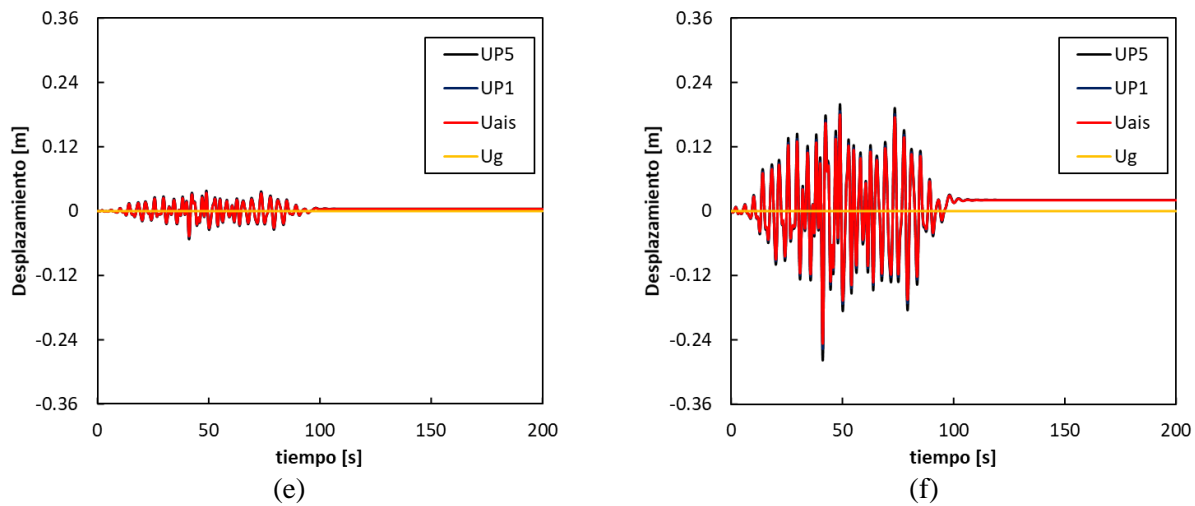


Figura II.3.4.4 Continuación

Por otra parte, apoyándose en el análisis de desplazamientos relativos hacia el aislador se observa en la figura II.3.4.5 los resultados obtenidos para los tres aisladores planteados. Para el aislador de 2 s que los desplazamientos generados en la azotea resultan ser dos veces mayores que los del primer nivel, siendo el desplazamiento máximo superior a los 8 cm. Por otra parte, se presentan desplazamientos residuales de casi 2 cm para el nivel de azotea y de 1 cm para planta baja.

De igual forma, para el aislador de 3 s se observa que los desplazamientos de azotea resultan ser del doble que los de planta baja, mientras que los desplazamientos máximos generados son poco más de 4 cm.

Finalmente, el analizar el aislador de 4 s, se observa que el desplazamiento relativo máximo de los niveles 1 y 5 resulta ser 0.6 y 3 cm respectivamente. Por último, el desplazamiento residual de azotea relativo al aislador es de 0.05 cm, nulo para fines prácticos permitiendo corroborarse la eficacia del sistema.

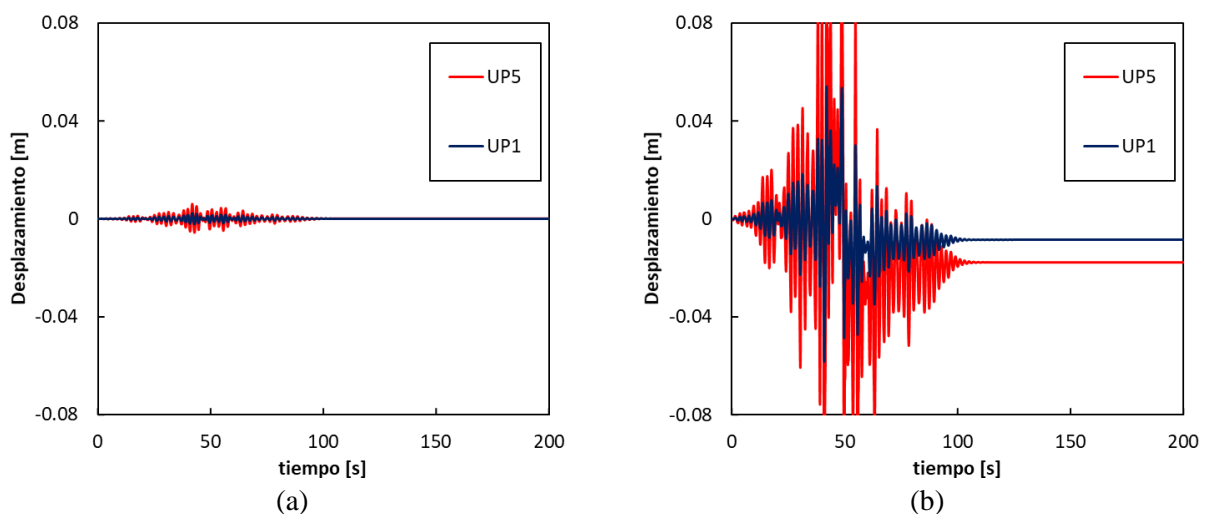
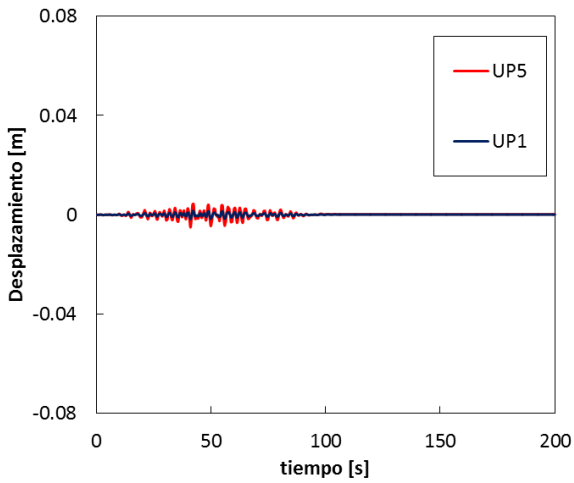
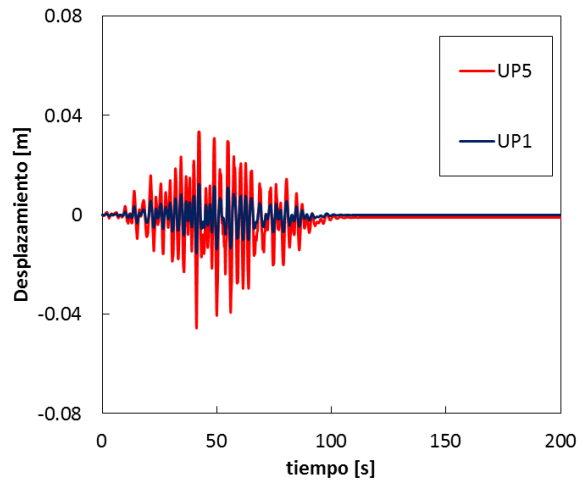


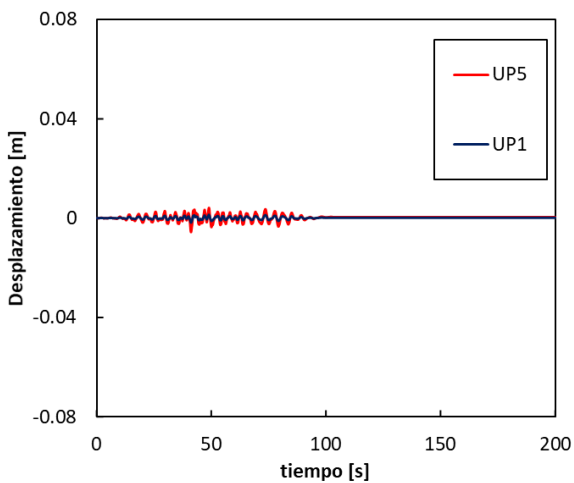
Figura II.3.4.5 Desplazamientos relativos al aislador de los niveles 1 y 5 de la estructura con aislador de $T_b = 2$ s para (a) la simulación S1SA3 y (b) S1SA8, aislador de $T_b = 3$ s para (c) la simulación S1SA3 y (d) S1SA8 y aislador de $T_b = 4$ s para (e) la simulación S1SA3 y (f) S1SA8 (elaborada por el autor)



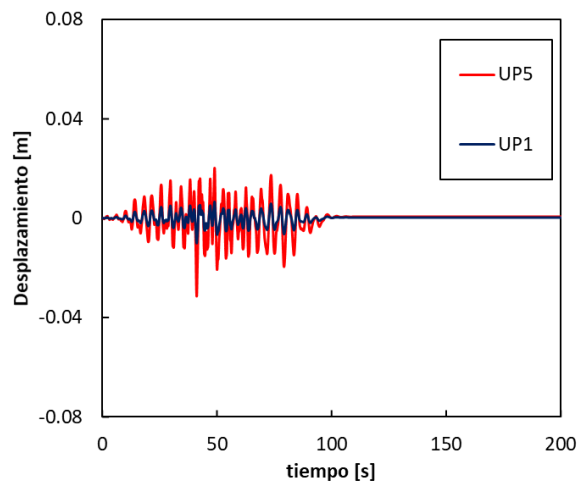
(c)



(d)



(e)



(f)

Figura II.3.4.5 Continuación

Ahora, se observa el comportamiento de los mismos dispositivos de control sísmico ante sismos de subducción. En este caso para el caso *As Built* en el caso S5SA8 inicia con su movimiento y hasta la mitad del tiempo de ejecución presenta un comportamiento similar al obtenido ante las solicitaciones de tipo intraplaca. Sin embargo, en la segunda mitad de la ejecución se genera un desplazamiento residual de manera abrupta de hasta 4.5 cm en el nivel de azotea. Por otra parte, los desplazamientos de azotea resultan ser de dos a tres veces mayores a los desplazamientos de planta baja, siendo estos valores mayores a los resultados obtenidos en ejecuciones intraplaca. En la figura II.3.4.6 se observan las gráficas antes descritas.

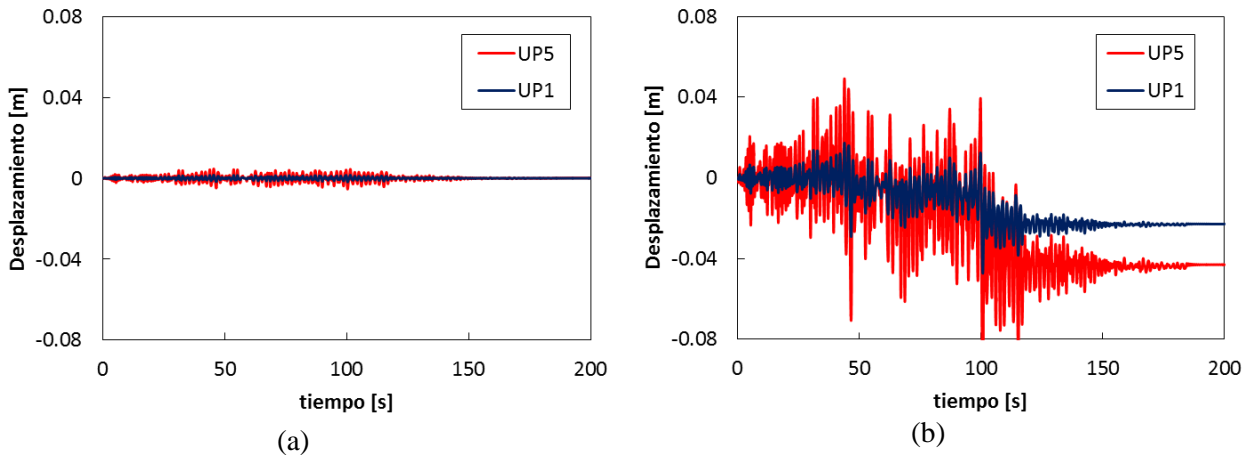


Figura II.3.4.6 Desplazamientos de los niveles 1 y 5 de la estructura en condiciones *As Built*. (a) Sismo de subducción de intensidad baja (S5SA3) y (b) sismo de subducción de intensidad alta (S5SA8) (elaborada por el autor)

Al observar el comportamiento de la estructura con amortiguadores no lineales se puede apreciar una proporción de hasta tres veces entre el desplazamiento del primer nivel y el nivel de azotea, resultado similar al comportamiento obtenido ante sismos intraplaca. Por otra parte, se observa una reducción del desplazamiento máximo de azotea a un valor de hasta 4 cm, siendo este hasta un 50% menor respecto a los desplazamientos para el caso *As Built*. En la figura II.3.4.7 se observan los desplazamientos para este caso.

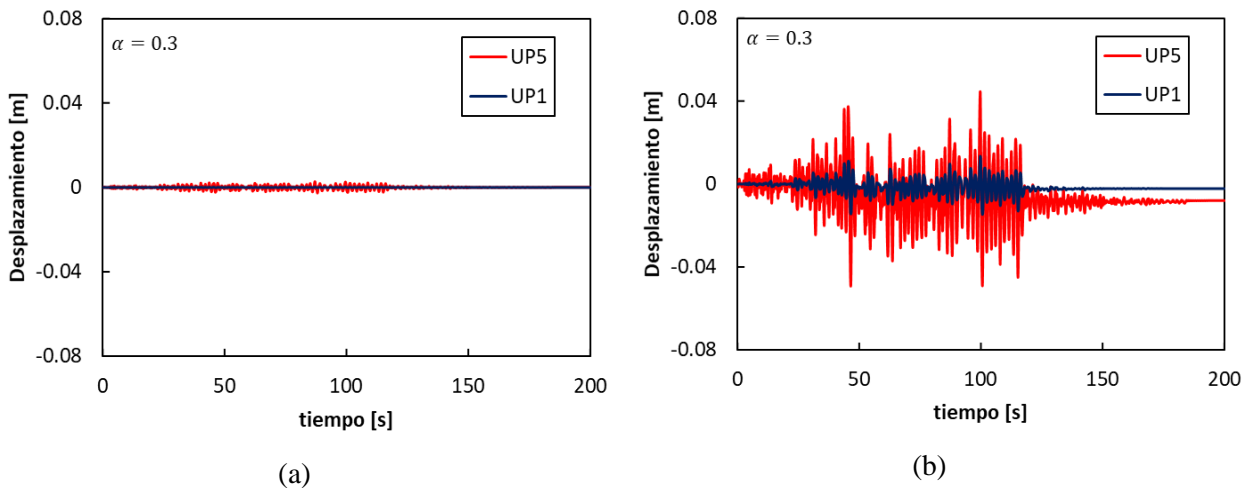


Figura II.3.4.7 Desplazamientos de los niveles 1 y 5 de la estructura con amortiguadores viscosos no lineales. Para sismos de subducción (a) S5SA3, y (b) S5SA8 (elaborada por el autor)

Para los *BRB*'s, el comportamiento observado ante solicitaciones sísmicas por subducción resulta mucho más claro en la eficiencia que representa respecto a los amortiguadores diagonales. Como primer comportamiento a destacar es que los desplazamientos máximos en el caso S5SA8 no superan los 4 cm, siendo este la mitad del desplazamiento máximo observado tanto en el edificio *As Built* como en el edificio con amortiguadores.

Por otra parte, destaca la proporción de desplazamientos entre el nivel 5 y el nivel 1 de la estructura, siendo de hasta cinco veces, por lo cual se intuye que el *BRB* provoca nuevamente una rigidización de la planta baja de la estructura bastante mayor a la generada por la adición de amortiguadores. Finalmente se enfatiza en la disminución de los desplazamientos residuales de la estructura casi al grado de anularlos, demostrando así que el *BRB* en términos de control desplazamientos es más eficaz que el amortiguador diagonal. La figura II.3.4.8 ilustra las gráficas de desplazamiento ante las excitaciones sísmicas antes mencionadas.

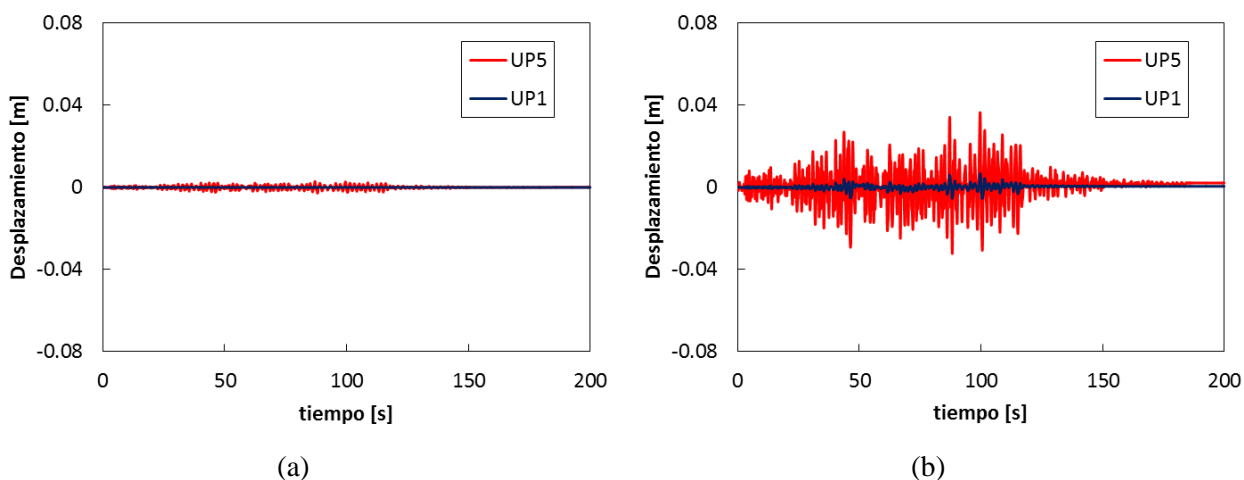


Figura II.3.4.8 Desplazamientos de los niveles 1 y 5 de la estructura con contraventeos restringidos al pandeo. (a) Sismo de subducción de intensidad baja (S5SA3) y (b) sismo de subducción de intensidad alta (S5SA8) (elaborada por el autor)

En el caso de los aisladores de base, se muestran en la figura II.3.4.9 los resultados obtenidos de desplazamientos para las simulaciones sísmicas de subducción. Para el aislador de $T_b = 2$ s se puede observar un desplazamiento al igual que su contraparte con sismos intraplaca, aproximadamente de seis veces más desplazamiento generado en las condiciones originales de construcción y en los respectivos dispositivos de control sísmico antes mencionados. De igual forma para una intensidad S5SA8 se tiene un desplazamiento de azotea y del nivel 1 de 28 y 21 cm respectivamente, tendiendo una diferencia entre estos de 7 cm, ligeramente menor a la diferencia obtenida entre distorsiones máximas generadas para el caso de análisis de sismos intraplaca.

Por otra parte, los desplazamientos residuales de azotea y del nivel 1 resultan ser mínimos, de 1 y 0.7 cm respectivamente siendo por ende bastante más eficaz en la resistencia general al sismo de subducción con respecto a los desplazamientos residuales en la evaluación del sismo intraplaca, siendo las primeras de una proporción del 14% y 7% de las segundas respectivamente. De igual forma, cabe destacar que esta ligera mejoría de la evaluación en simulaciones intraplaca a las simulaciones de subducción no implica que se tenga un mejoramiento del sistema ante los otros casos analizados, de hecho, se puede apreciar como siguen presentándose valores bastante altos para las diferencias de los niveles 1 y 5 en comparación con los casos adicionados con amortiguadores o *BRB*'s.

Para el aislador de $T_b = 3$ s se volvió a obtener un resultado similar al generado por cargas de tipo intraplaca. En este caso, se tienen desplazamientos de tres veces más que los generados en casos anteriores, sin embargo, nuevamente entre 85% y 90% de la magnitud total del desplazamiento es generado por el aislador como tal.

Para el aislador de $T_b = 4$ s en el caso de ejecución de subducción se tienen claras mejorías del comportamiento del dispositivo de control. Respecto a los desplazamientos se tiene para el caso S5SA8 valores de 32 y 34 cm, para los niveles 1 y 5 respectivamente. Sin embargo, al observar los desplazamientos residuales para nivel de azotea y primer nivel se tienen valores de 1.6 y 1.4 cm respectivamente, siendo esto una disminución del 80% con respecto a los desplazamientos residuales obtenidos para el caso intraplaca.

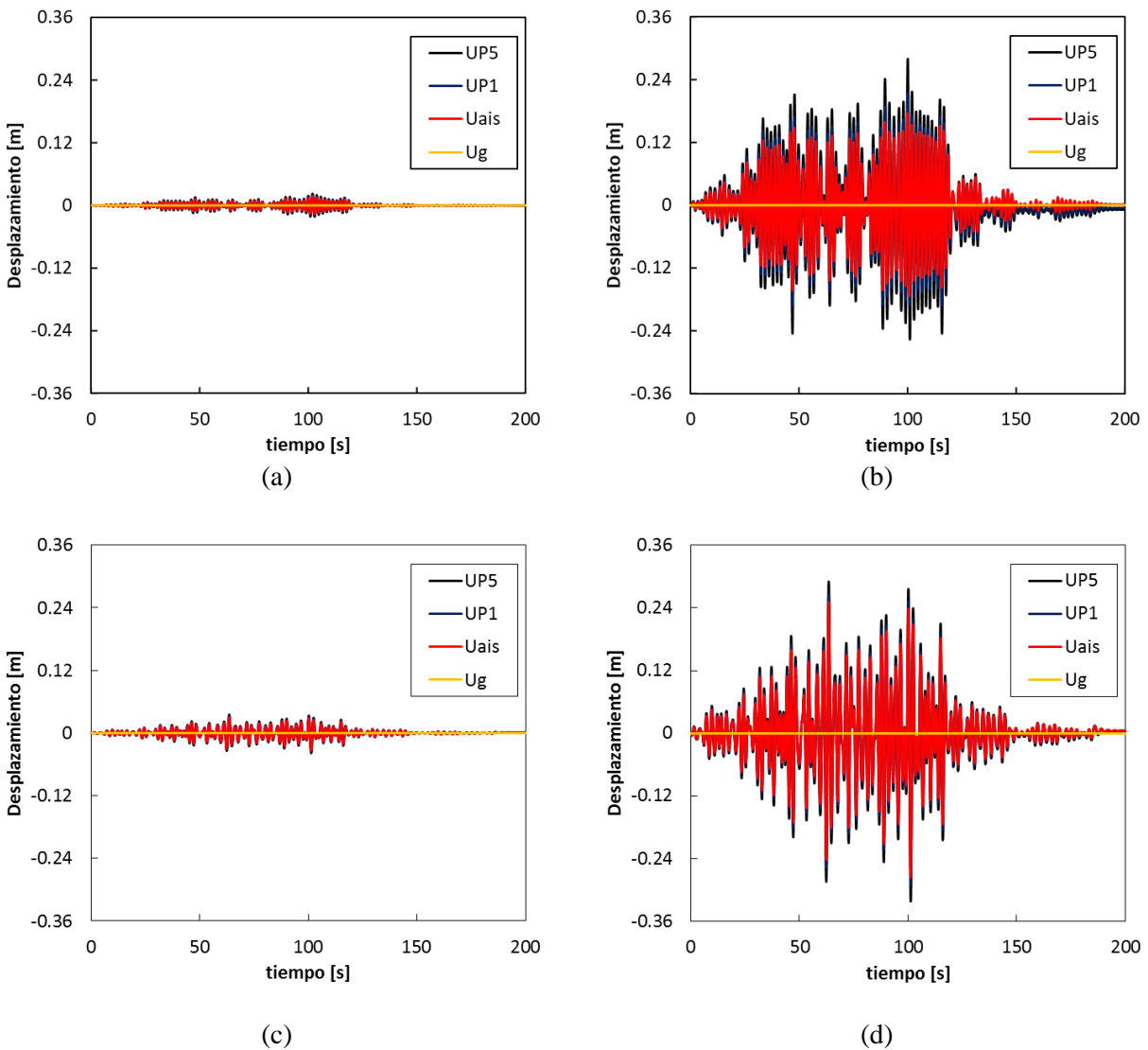


Figura II.3.4.9 Desplazamientos de los niveles 1 y 5 de la estructura con aislador de $T_b = 2$ s para (a) la simulación S5SA3 y (b) S5SA8, aislador de $T_b = 3$ s para (c) la simulación S5SA3 y (d) S5SA8 y aislador de $T_b = 4$ s para (e) la simulación S5SA3 y (f) S5SA8 (elaborada por el autor)

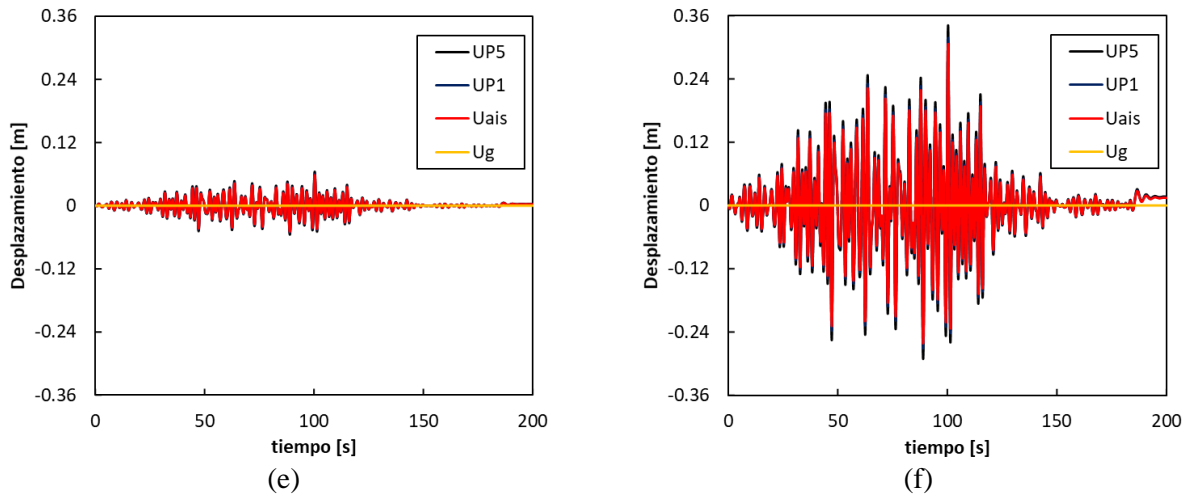


Figura II.3.4.9 Continuación

Por otra parte, se observa en la figura II.3.4.10 los desplazamientos relativos al aislador para cada uno de los casos analizados. Para el aislador de 2 s se tienen valores en azotea mayores a 8 cm y en el primer nivel de 5 cm. Respecto a la simulación intraplaca, no se observa una gran diferencia. En cuanto a los desplazamientos residuales relativos se obtienen valores para nivel de azotea de 1 cm y para nivel 1 de 0.7 cm.

Para el aislador de $T_b = 3$ s destaca nuevamente una proporción de desplazamiento entre nivel 1 y azotea de hasta dos veces y desplazamientos ligeramente superiores a los 4 cm. De igual manera, se observa al final de la ejecución una reverberación en el nivel de azotea interpretable como un grado de desplazamiento residual de aproximadamente 0.2 cm. Finalmente, al realizar el análisis de los desplazamientos relativos en el aislador de 4 s se aprecian desplazamientos máximos de 3.5 y 1.2 cm para los niveles 5 y 1 respectivamente, y un desplazamiento residual de 0.2 y 0.06 cm de igual forma para dichos niveles.

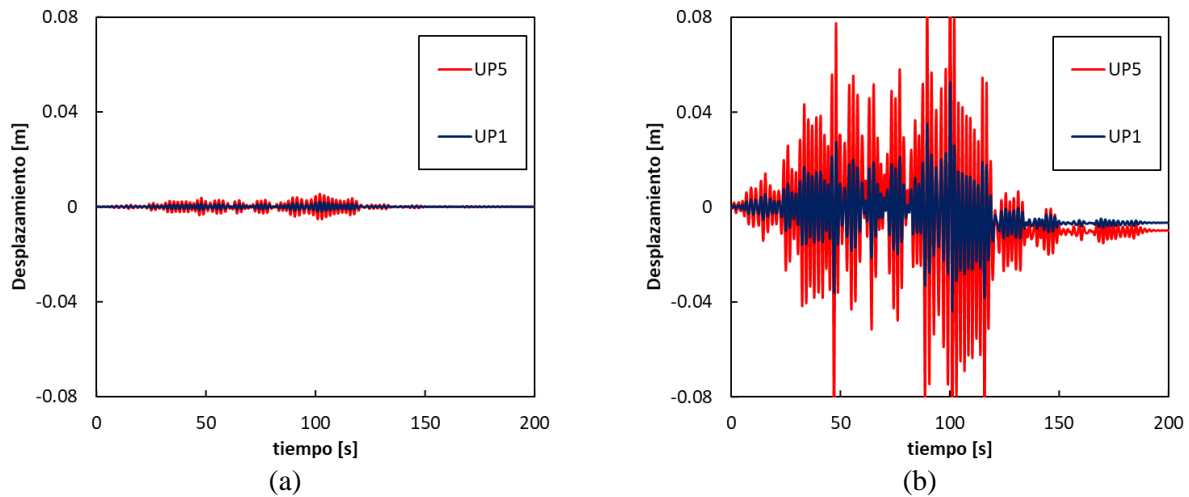


Figura II.3.4.10 Desplazamientos relativos al aislador de los niveles 1 y 5 de la estructura con aislador de $T_b = 2$ s para (a) la simulación S5SA3 y (b) S5SA8, aislador de $T_b = 3$ s para (c) la simulación S5SA3 y (d) S5SA8 y aislador de $T_b = 4$ s para (e) la simulación S5SA3 y (f) S5SA8 (elaborada por el autor)

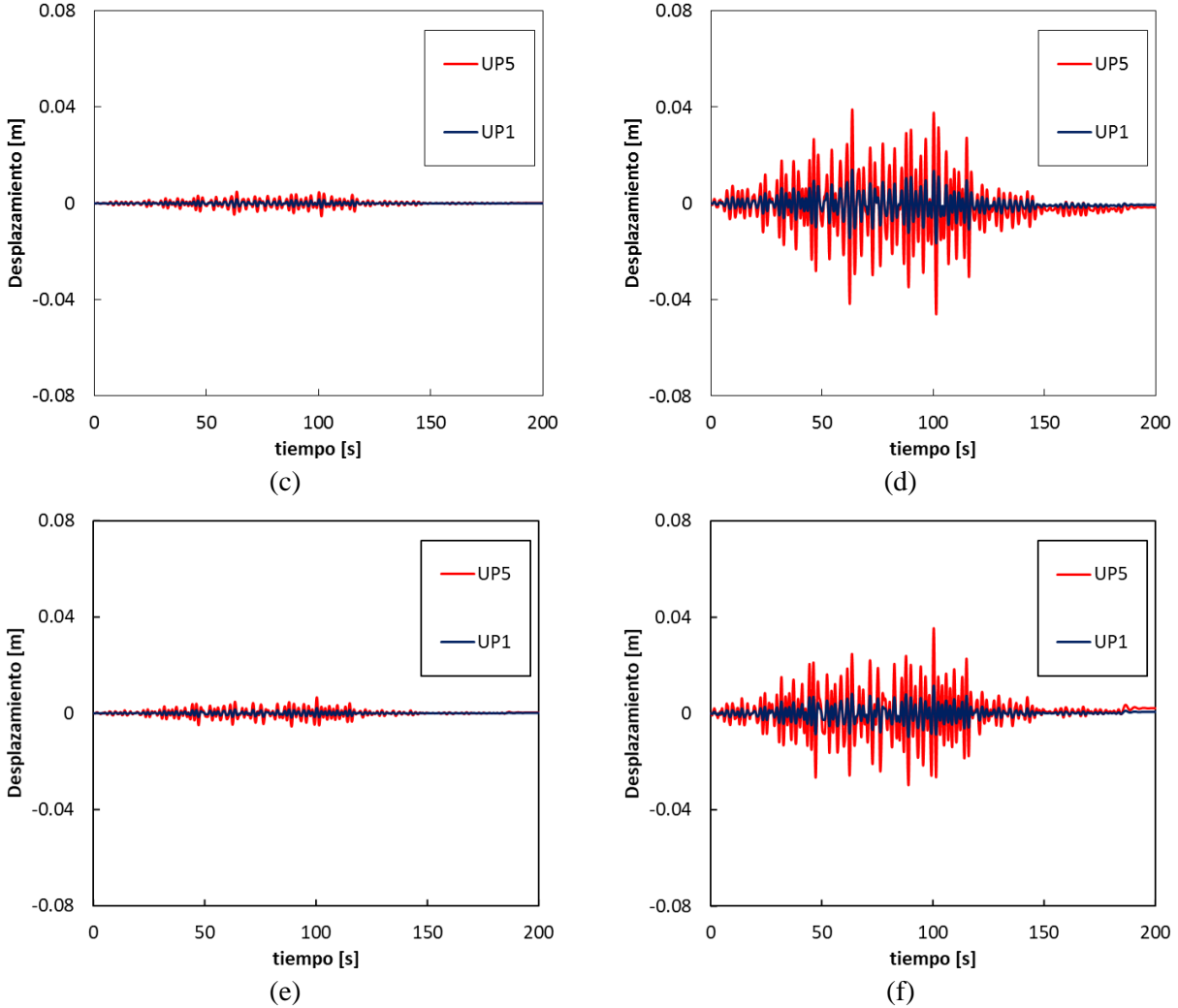


Figura II.3.4.10 Continuación

Distorsiones y cortantes de piso

Ahora se ilustra el comportamiento estructural a partir de las distorsiones de entrepiso generadas en todas las simulaciones sísmicas realizadas. Cabe destacar tanto de los gráficos de distorsiones como de espectros de piso asumen todas las condiciones analizadas para este trabajo, se capturan los valores máximos en cada ejecución y se relacionan a cada uno de los cinco niveles analizados para la estructura. Por último, se aprecia en cada gráfico el valor promedio de las ejecuciones realizadas a manera de referencia estadística. De igual forma se ilustra el cortante máximo generado para cada uno de los niveles en cada caso de análisis. El valor de la fuerza cortante será proyectado en forma de porcentaje del peso total de la estructura a manera de referencia.

Para el caso *As Built*, respecto a sus distorsiones se aprecia que la mayoría de las ejecuciones sísmicas de intensidad alta se encuentran por debajo del 1%, aunque la existencia de al menos 4 casos en los que para los niveles 1 y 2 se superan el 1.5% límite fijan una media en aproximadamente 0.86% de distorsión para cada nivel. Cabe destacar que debido al cambio de alturas para los niveles superiores de 2.4 m con respecto a la

planta baja de 4 m, la diferenciación entre las distorsiones de los niveles 1 y 2 resultan ser casi iguales, esto es debido a que se encuentran en proporción al nivel de entrepiso. De igual forma se obtiene como resultado esperado en la figura II.3.4.11 el comportamiento de la estructura ante condiciones sin modificar.

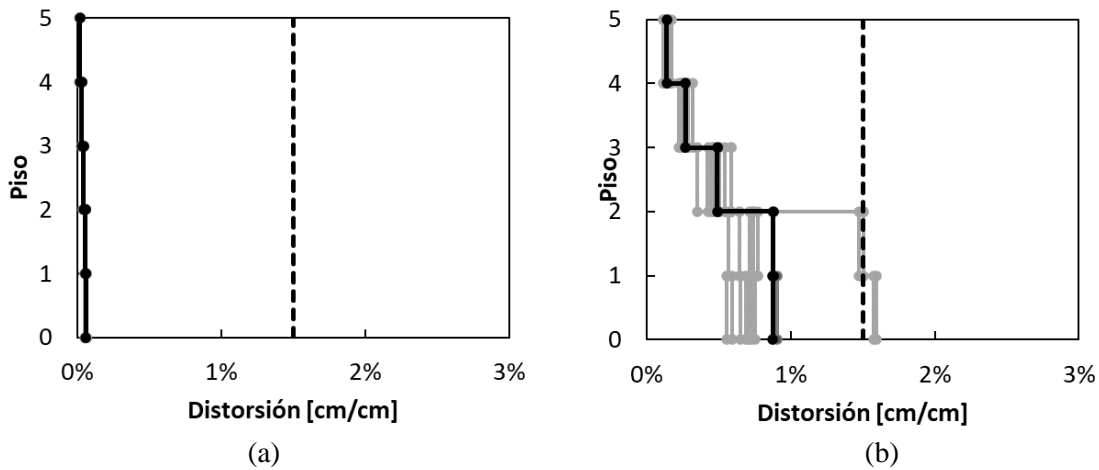


Figura II.3.4.11 Distorsiones promedio de la estructura en condiciones originales, para (a) intensidades SA3 y (b) intensidades SA8 (elaborada por el autor)

Respecto a los cortantes máximos de piso registrados en el caso *As Built* en la figura II.3.4.12 se percibe el comportamiento que se esperaba de la estructura bajo estas condiciones de configuración donde el cortante mayor se tiene en la planta baja, la cual al presentar el fenómeno de planta baja débil posee menos rigidez que los niveles estructurales superiores, haciendo que la diferencia con el nivel 2 sea de aproximadamente un 8 % del peso total de la estructura mientras que la diferencia en pesos de los niveles superiores sea de aproximadamente la mitad, de un 4 % entre cada uno de estos.

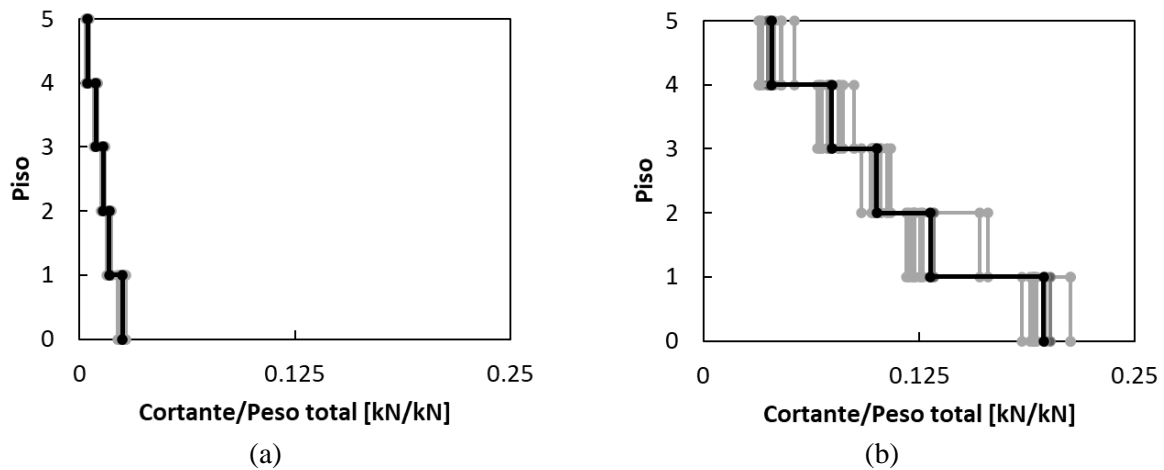


Figura II.3.4.12 Cortante máximo promedio respecto al peso total de la estructura, en condiciones originales para (a) intensidades SA3 y (b) intensidades SA8 (elaborada por el autor)

Para el caso adicionado con *BRB's* en la figura II.3.4.13 se perciben las distorsiones generadas ante las ejecuciones sísmicas. Cabe destacar que, al rigidizar el primer nivel de la estructura, como se logra apreciar en las gráficas, se reduce de manera drástica la distorsión de este nivel, siendo aproximadamente cuatro veces

menos que el caso *As Built*. De igual forma la adición de *BRB*'s provoca un incremento en la distorsión de niveles superiores de alrededor de dos veces la del nivel de planta baja. Aunque se produce un incremento en las distorsiones respecto al primer nivel, estas siguen siendo ligeramente menores que las del caso en condiciones originales y, por ende, se encuentran por debajo de la superación del ELF. Finalmente, se aprecia que la dispersión de los valores obtenidos en cada ejecución es bastante menor a la de las condiciones originales.

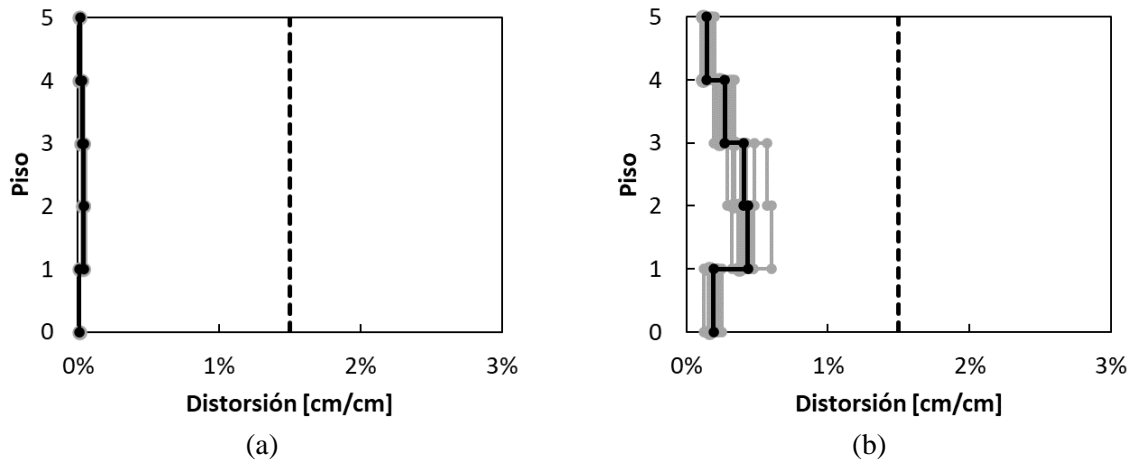


Figura II.3.4.13 Distorsiones promedio de la estructura con contraventeos restringidos al pandeo, para (a) intensidades SA3 y (b) intensidades SA8 (elaborada por el autor)

Respecto al cortante máximo para los *BRB*'s en la figura II.3.4.14 se observa claramente las consecuencias de la rigidización del nivel de planta baja, lo cual produce un aumento inclusive mayor de cortante que el generado para el caso *As Built* en los niveles superiores. De igual forma, este incremento no supera el 10% del cortante en condiciones originales. Sin embargo, esto implica que debe ser un factor de análisis al considerar la adición de contraventeos restringidos al pandeo en estructuras de este tipo para evitar fallas en la resistencia de los elementos de niveles superiores.

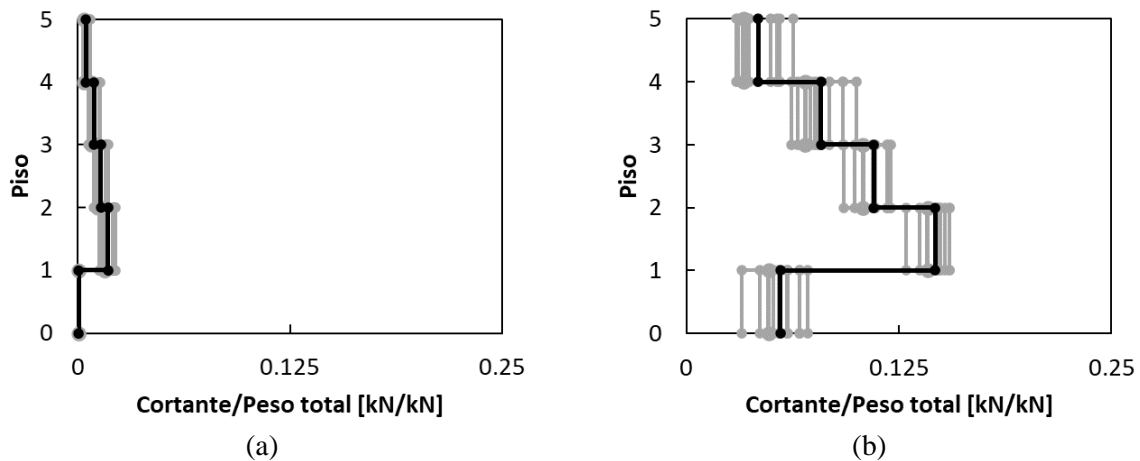


Figura II.3.4.14 Cortante máximo promedio respecto al peso total de la estructura, en la estructura con contraventeos restringidos al pandeo, para (a) intensidades SA3 y (b) intensidades SA8 (elaborada por el autor)

En el caso de los amortiguadores no lineales se tiene en la figura II.3.4.15 el registro de distorsiones máximas para cada nivel estructural. Se observa un mejoramiento respecto a las condiciones originales de la estructura situando todos los valores en aproximadamente un 50% menos. Existe una diferencia clara entre el primer y el segundo nivel, debido a que el dispositivo analizado reduce directamente los desplazamientos del primer nivel, pero no cuenta con una influencia directa en niveles superiores.

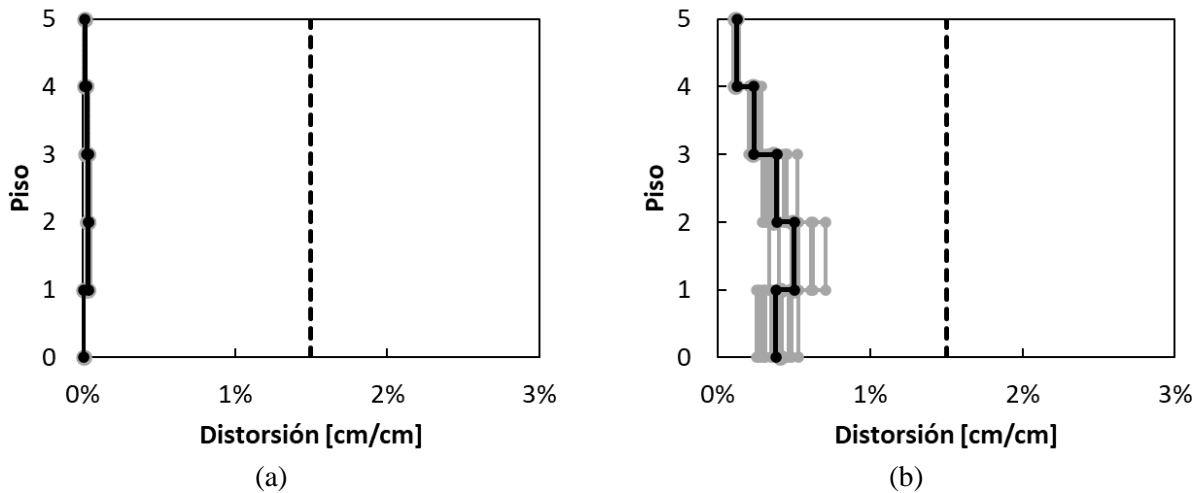


Figura II.3.4.15 Distorsiones promedio de la estructura con amortiguadores viscosos, para condiciones no lineales de (a) intensidad SA3 y (b) intensidad SA8 (elaborada por el autor)

En la figura II.3.4.16 se hace referencia al cortante de piso del caso de amortiguadores no lineales. En estos valores se observa una reducción hasta alcanzar el 12.5% del peso total de la estructura, lo cual lo sitúa aproximadamente en un tercio menos que el cortante obtenido para las condiciones originales de análisis.

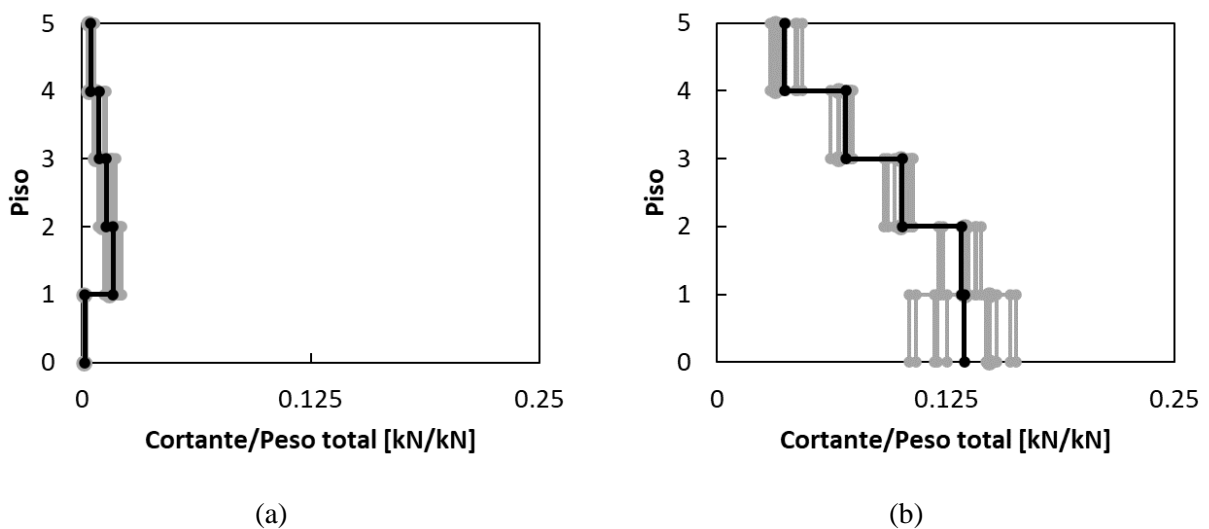


Figura II.3.4.16 Cortante máximo promedio respecto al peso total de la estructura, en la estructura con amortiguadores viscosos, para condiciones no lineales de (a) intensidad SA3 y (b) intensidad SA8 (elaborada por el autor)

En el caso de los aisladores de base en la figura II.3.4.17 se provee de las distorsiones máximas generadas para intensidades baja y alta de los aisladores de 2, 3 y 4 s respectivamente. En este caso para el aislador de 2 s se observa la superación del estado límite de falla, teniéndose a nivel de planta baja una distorsión superior a 2.5%, aunando a que ninguna de las ejecuciones realizadas tiene una distorsión menor al límite establecido para la falla, hasta el nivel 3, teniéndose entonces certidumbre de su superación en al menos dos niveles de esta condición. En el aislador de 3 s se aprecia un comportamiento a la mitad del estado límite de falla, siendo equiparable con los comportamientos observados en los sistemas de contraventeos restringidos al pandeo y los amortiguadores no lineales modificados. Por otra parte, se aprecia cómo la dispersión de los resultados obtenidos genera un referente de certidumbre al comparar distintas ejecuciones sísmicas en un mismo caso de estudio. Finalmente, el aislador de 4 s es el sistema que mejor se comporta y controla las distorsiones de entrepiso generadas, reduciendo las distorsiones generadas en el aislador de 3 s a aproximadamente un 75% de su valor original. De igual forma, este presenta la menor dispersión entre las distintas ejecuciones sísmicas obtenidas.

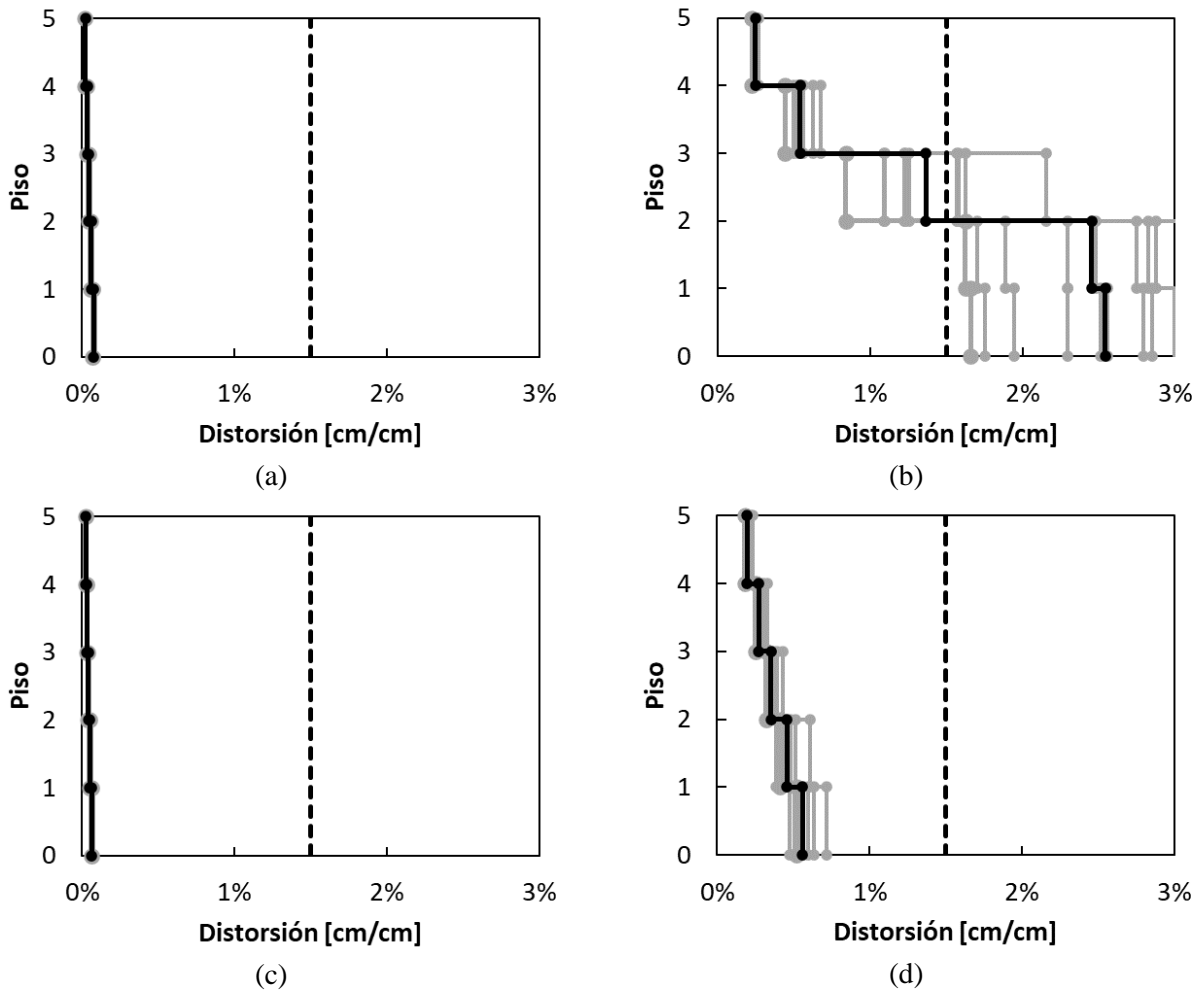
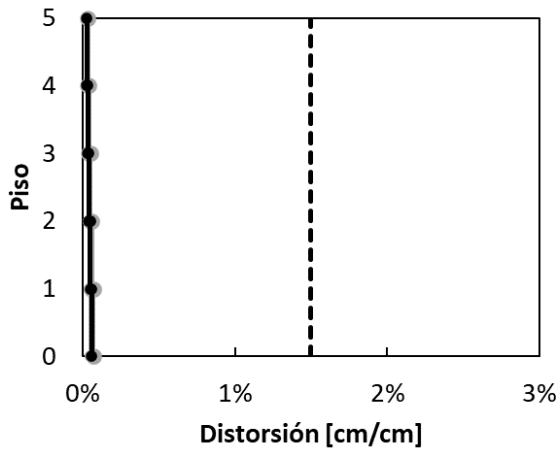
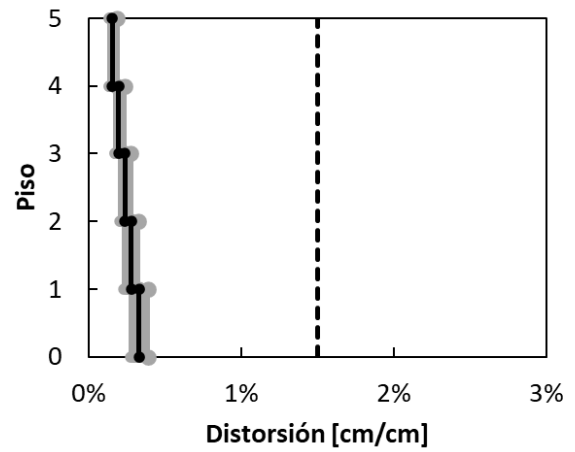


Figura II.3.4.17 Distorsiones promedio de la estructura con aisladores de base, para el aislador 2 s de (a) intensidad SA3 y (b) intensidad SA8, para el aislador 3 de (c) intensidad SA3 y (d) intensidad SA8 y para el aislador 4 s de (e) intensidad SA3 y (f) intensidad SA8 (elaborada por el autor)



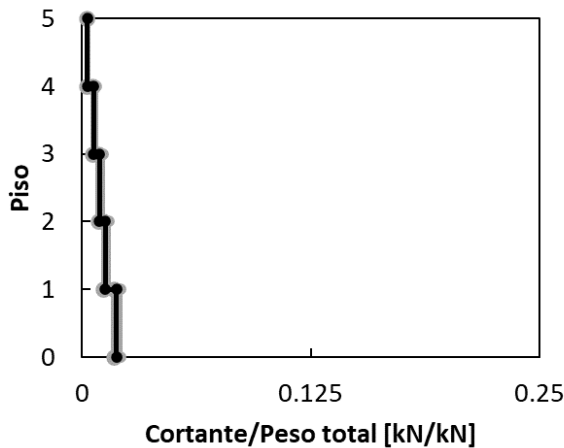
(e)



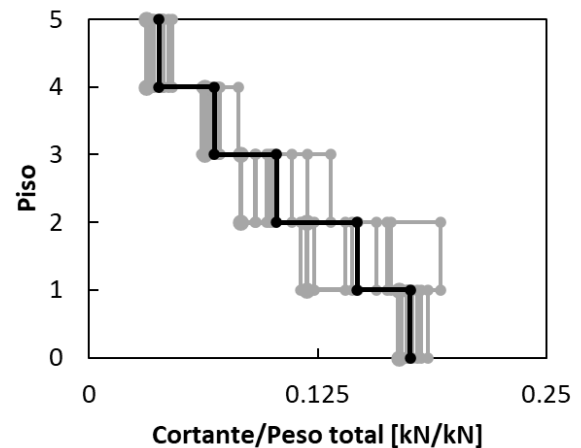
(f)

Figura II.3.4.17 Continuación

Finalmente, para el cortante de piso en los aisladores se observan en la figura II.3.4.18 las distintas gráficas asociadas a cada uno de los aisladores de 2, 3 y 4 s respectivamente. Como se observa en los distintos casos, el cortante del aislador de 2 s y el caso *As Built* no presentan una diferencia de facto, mientras que los cortantes de los aisladores de 3 s y 4 s presentan una reducción de una tercera parte y dos terceras partes respectivamente al cortante del aislador de 2 s. Se logra apreciar que tanto el aislador de 3 s como el de 4 s resultan opciones bastante eficaces al control de fuerzas cortantes de piso y de igual forma, no exponen a una fuerza superior a la de la resistencia de los elementos de cada nivel, permitiendo que no se comprometa esta propiedad estructural a la inserción de estos dispositivos de control.



(a)



(b)

Figura II.3.4.18 Cortante máximo promedio respecto al peso total de la estructura, en la estructura con aisladores de base, para el aislador 2 s de (a) intensidad SA3 y (b) intensidad SA8, para el aislador 3 de (c) intensidad SA3 y (d) intensidad SA8 y para el aislador 4 s de (e) intensidad SA3 y (f) intensidad SA8 (elaborada por el autor)

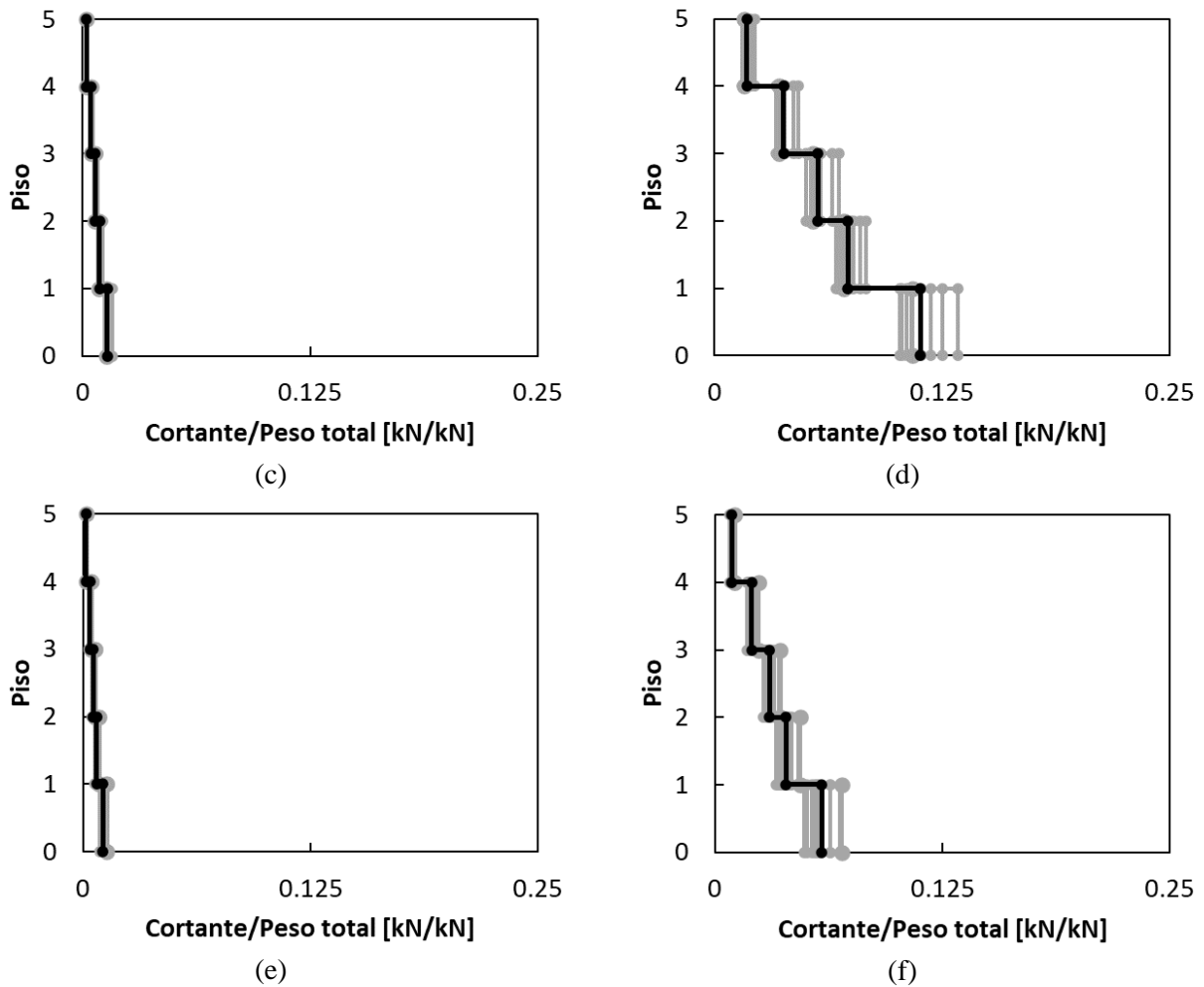


Figura II.3.4.18 Continuación

Respecto al comportamiento del cortante basal registrado se obtiene un diagrama de histéresis relacionado con la capacidad inherente del sistema de deformación ante una determinada carga. En este caso el cortante basal se compara con las distorsiones obtenidas, ya sean directamente a la planta baja de la estructura (así haciéndose un análisis de distorsión local) o comparándose con las distorsiones globales de esta (un cociente de los desplazamientos de azotea con la altura total de la estructura).

Diagramas de histéresis

En cuanto al caso *As Built* en la figura II.3.4.19 se contemplan los diagramas de histéresis obtenidos para las ejecuciones S1SA8 y S5SA8 comparándose los datos de distorsión local y global. En este caso se puede apreciar directamente cómo el resultado de distorsión local a la planta baja alcanza un intervalo de comportamiento no lineal, donde a una determinada carga la distorsión incrementa y, en el caso del ciclo histéretico analizado, se acumula una distorsión residual conforme pasa el tiempo de ejecución sísmica.

En este caso se tienen distorsiones en planta baja superiores a 1.5% para el sismo S5SA8 superándose el ELF. Por otra parte, se observa como los resultados comparados a distorsión global resultan ser más austeros

en cuanto a distorsiones locales, siendo que esta simplificación considera que no existen desplazamientos diferidos en cada uno de los niveles estructurales considerados como grados de libertad de la edificación analizada. Aunque esta información puede omitir datos importantes como la superación del estado límite de falla para el primer nivel de la estructura se considera una herramienta útil en la reflexión y análisis del comportamiento estructural que se está teniendo debido a la facilitación en el procesamiento de datos.

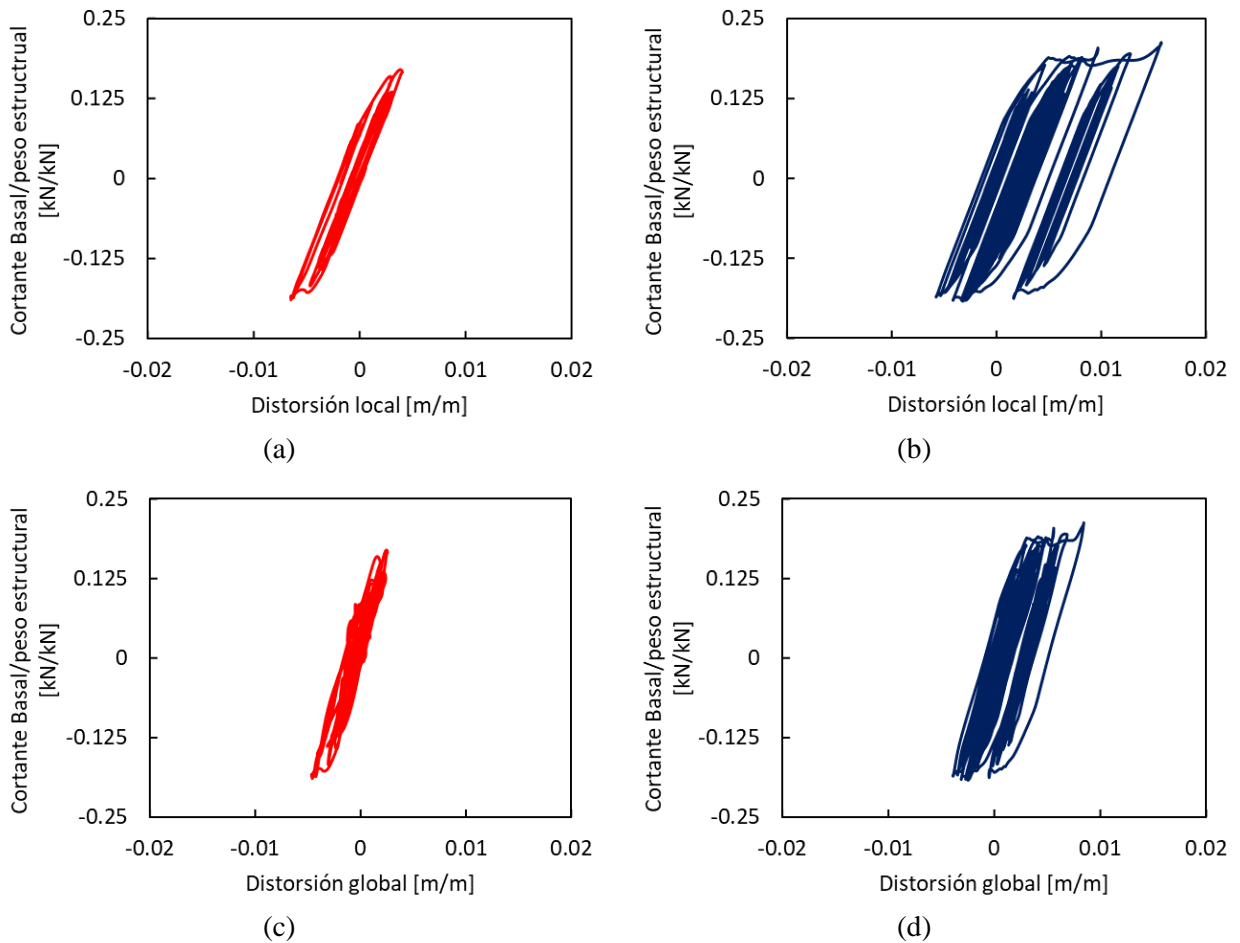


Figura II.3.4.19 Diagramas de histéresis de la estructura *As Built*, distorsión de planta baja para sismos (a) S1SA8 y (b) S5SA8 y distorsión global para sismos (c) S1SA8 y (d) S5SA8 (elaborada por el autor)

Respecto a los *BRB's* se aprecian en la figura II.3.4.20 los diagramas de histéresis correspondientes a las condiciones antes mencionadas en el caso anterior. La primera característica que se observa es que no se alcanza un desplazamiento del ciclo histerético propio del comportamiento no lineal de la estructura, teniéndose una secuencia de distorsiones y cortantes relativamente proporcionada durante toda la ejecución sísmica.

Por otra parte, se tienen valores de cortante alrededor de dos veces menores a los registrados en las condiciones originales, esto implicando directamente una menor exigencia a la resistencia estructural. De igual manera destaca que la distorsión local toma valores de entre un 15% y 25% de las distorsiones obtenidas

para el caso en condiciones originales lo cual se traduce en un control inmediato de distorsiones para el nivel de planta baja con el dispositivo adicionado con *BRB*'s.

Respecto al comportamiento observado entre las mismas gráficas se contempla un aumento en el 75% respecto a los resultados de distorsiones locales a las distorsiones globales, esto debido a que el sistema adicionado con *BRB*'s reduce drásticamente la distorsión de entrepiso de la planta baja, pero realiza una transmisión de cortante a niveles superiores, aumentando en estos el desplazamiento relativo entre cada uno de los niveles y teniéndose entonces en la distorsión global el acumulado de dichos desplazamientos excedentes mientras que la planta baja se encuentra en un intervalo menor.

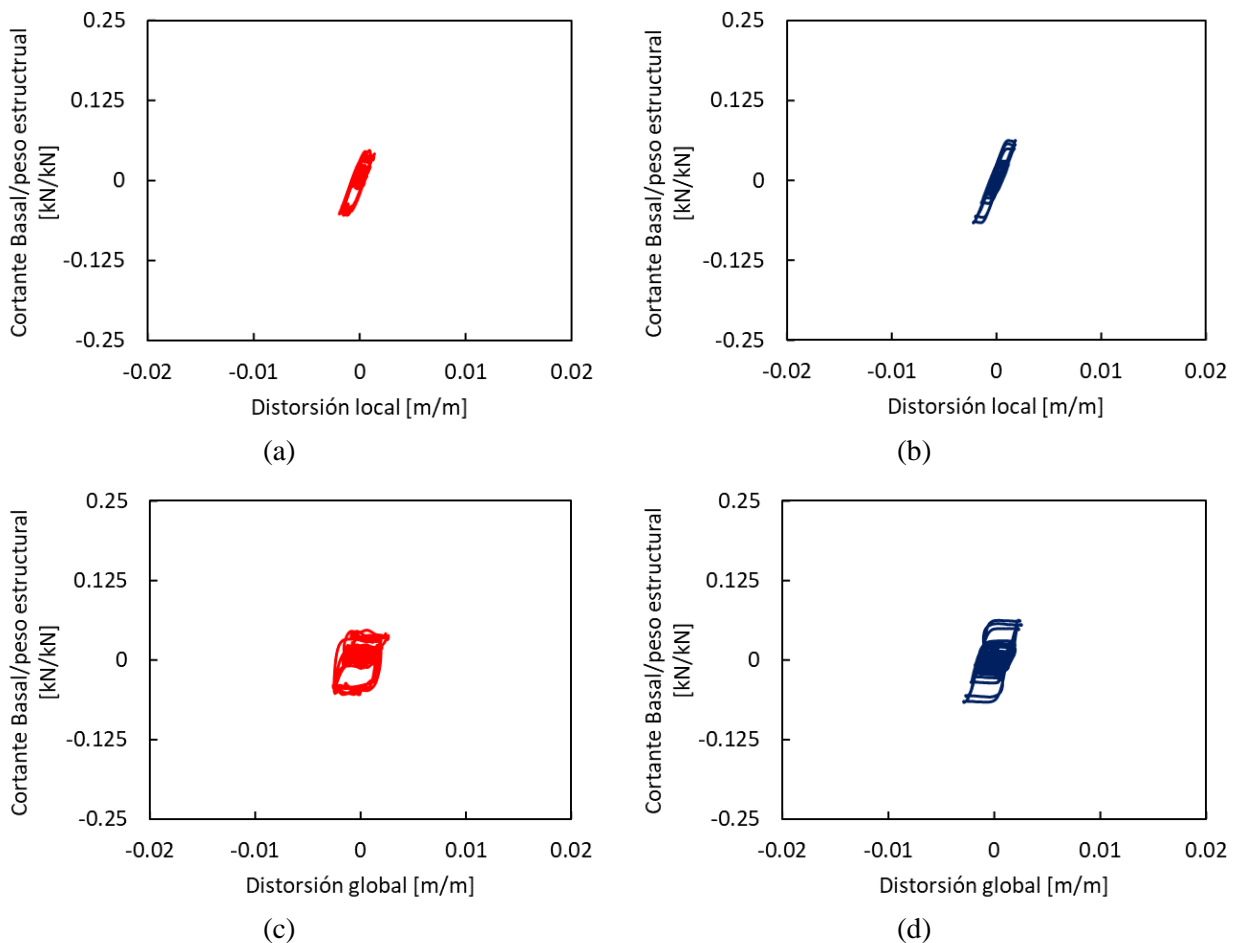


Figura II.3.4.20 Diagramas de histéresis de la estructura adicionada con *BRB*'s, distorsión de planta baja para sismos (a) S1SA8 y (b) S5SA8 y distorsión global para sismos (c) S1SA8 y (d) S5SA8 (elaborada por el autor)

En cuanto a los amortiguadores de tipo no lineal en la figura II.3.4.21 se aprecian los diagramas de histéresis vinculados a las condiciones analizadas en casos anteriores. En este caso se observa un cortante basal similar a los valores obtenidos para el caso en condiciones originales, pero con un ciclo histérico que no genera un desfase marcado durante la ejecución sísmica.

Respecto a las distorsiones, tanto para distorsiones locales y globales, se tiene un valor aproximado de 0.45% obteniéndose de igual forma que con el caso de *BRB's* un control bastante eficaz con respecto a las condiciones originales de la construcción evaluada.

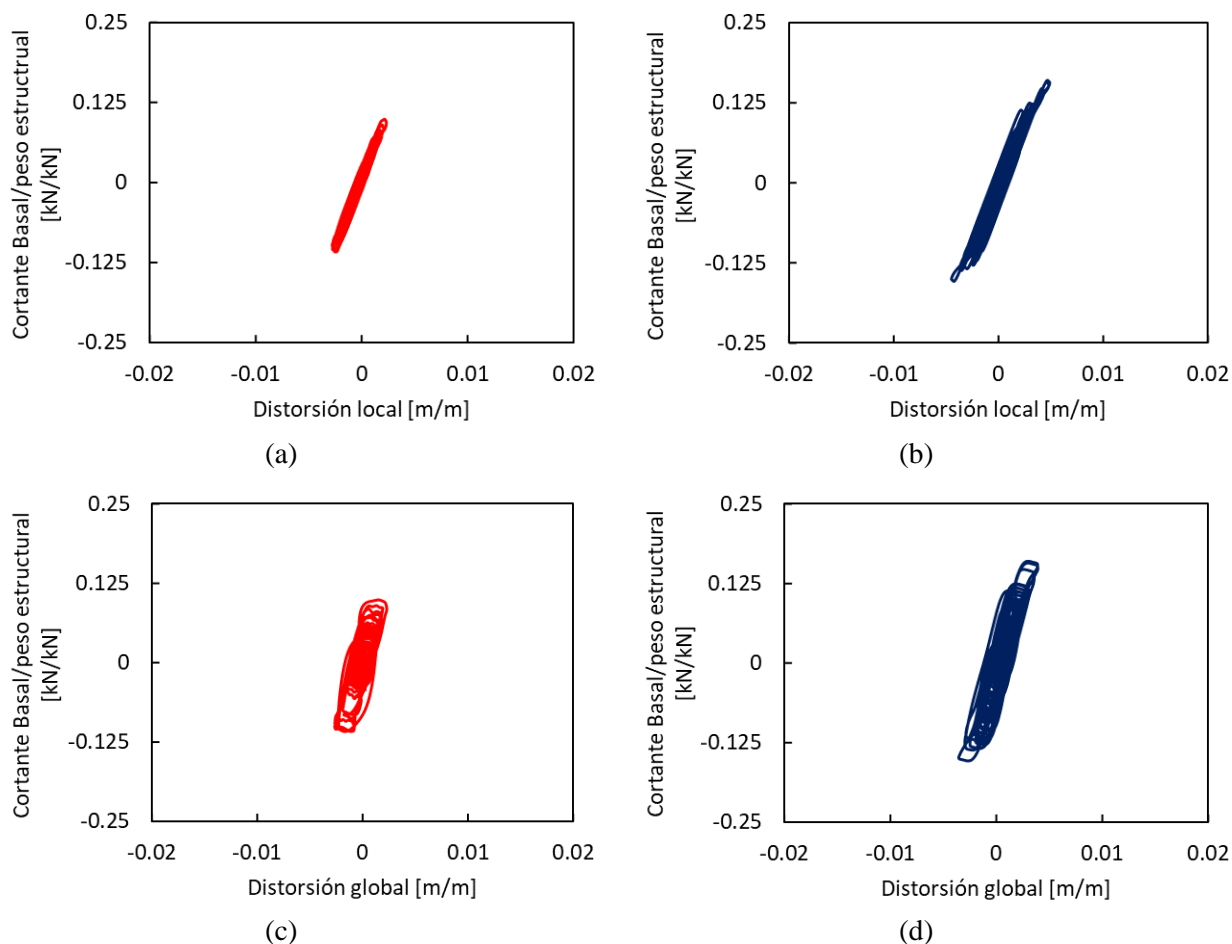


Figura II.3.4.21 Diagramas de histéresis de la estructura con amortiguadores viscosos no lineales, distorsión de planta baja para sismos (a) S1SA8 y (b) S5SA8 y distorsión global para sismos (c) S1SA8 y (d) S5SA8 (elaborada por el autor)

Para los aisladores de 2 s en la figura II.3.22 se muestran los diagramas de histéresis referidos a las condiciones analizadas anteriormente. Respecto al caso *As Built* se observan cortantes basales muy similares, mientras que las distorsiones para este caso de rehabilitación incrementan ampliamente hasta llegar a superar el 2% de distorsión local en el caso del sismo S1SA8.

Por otra parte, si se compara con los resultados anteriores obtenidos para este aislador, se observa ahora dentro del comportamiento de desfase en cada uno de los ciclos de histéresis que la estructura alcanza un comportamiento no lineal durante la mayor parte de la ejecución, teniéndose el alcance del ya establecido estado límite de falla. En cuanto a la distorsión global se observa una disminución respecto a los valores de su contraparte local, esto debido de nueva cuenta a que la distorsión global contempla el fenómeno histerético de la estructura de manera simplista y no considera la existencia de los distintos grados de libertad

intermedios que existen en la edificación, sirviendo solo como una pauta para el comportamiento general, en donde se vuelve a apreciar un comportamiento no lineal respecto a la capacidad de los elementos estructurales analizados.

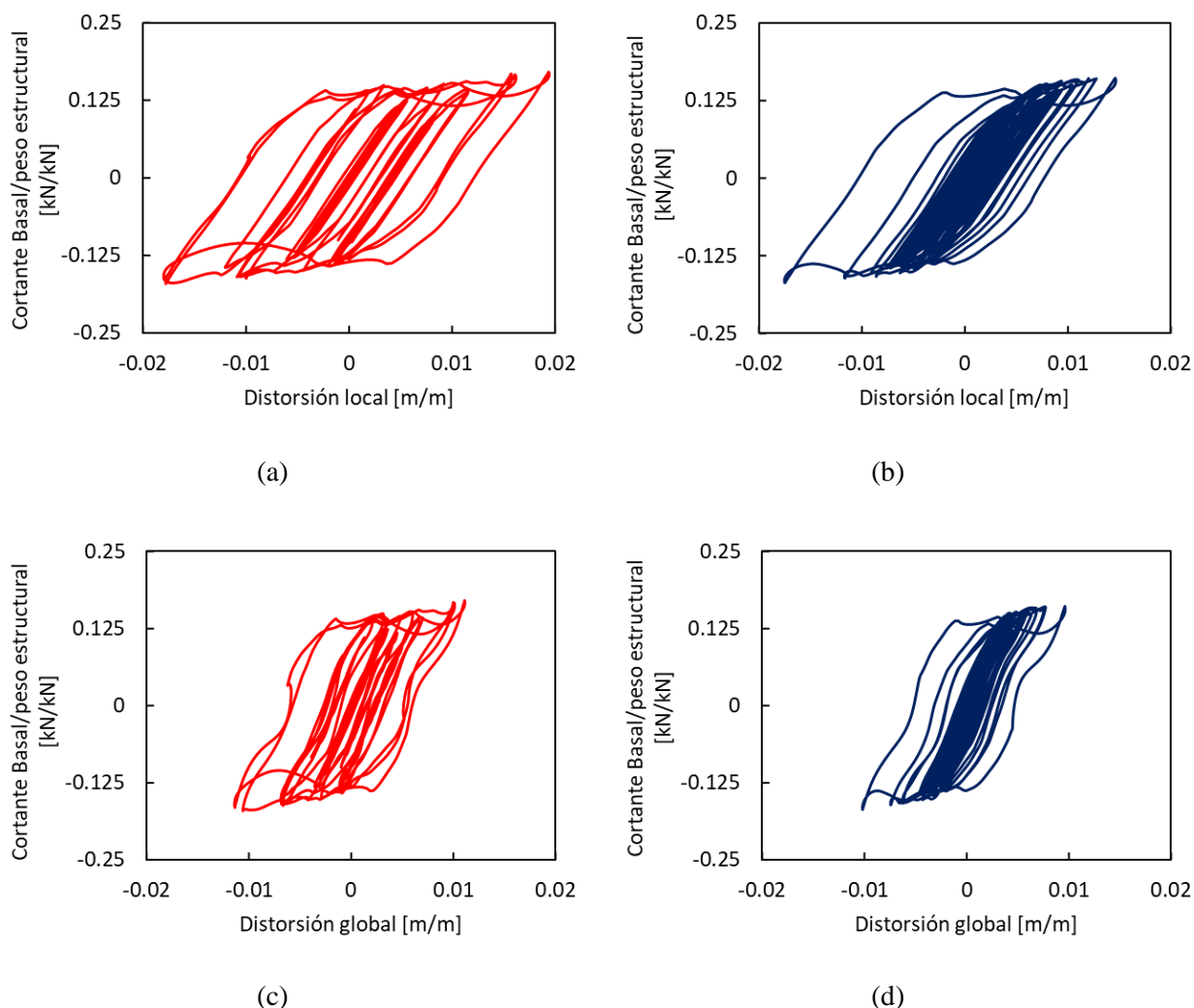


Figura II.3.4.22 Diagramas de histéresis de la estructura con aisladores de 2 s, distorsión de planta baja para sismos (a) S1SA8 y (b) S5SA8 y distorsión global para sismos (c) S1SA8 y (d) S5SA8 (elaborada por el autor)

Respecto al aislador de 3 s en la figura II.3.4.23 se aprecian los diagramas de histéresis para los sismos antes mencionados en los casos de análisis anteriores. En este caso a una distorsión local de 0.75% con un cortante de 12.5% del peso total de la estructura se observa completamente el comportamiento de tipo elástico lineal que posee la edificación analizada para ambas ejecuciones sísmicas.

Por otra parte, la mayor diferencia entre los diagramas graficados respecto a la distorsión local y la global resulta ser la pendiente más pronunciada de los casos globales, representación directa de que la distorsión global es una simplificación que considera al sistema estructural como un elemento de un grado de libertad

y que omite ciertas condiciones específicas que ocurren en cada uno de los niveles estructurales. Fuera de este detalle, el comportamiento del aislador de 3 s resulta ser bastante eficaz respecto al control de distorsiones de piso con respecto de los casos antes mencionados, esto respecto a la energía histerética vinculada al dispositivo analizado.

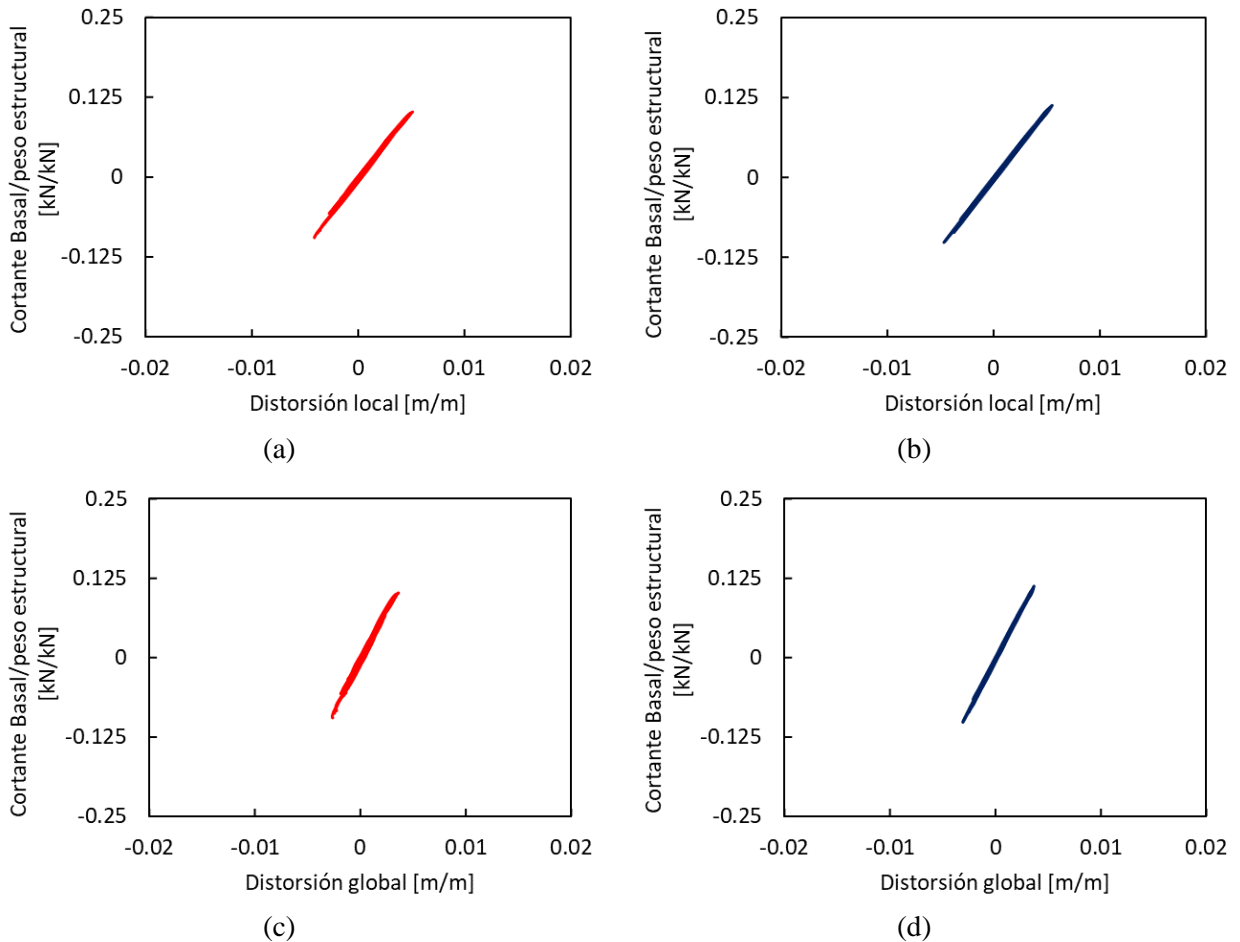


Figura II.3.4.23 Diagramas de histéresis de la estructura con aisladores de 3 s, distorsión de planta baja para sismos (a) S1SA8 y (b) S5SA8 y distorsión global para sismos (c) S1SA8 y (d) S5SA8 (elaborada por el autor)

Para el aislador de 4 s en la figura II.3.4.24 se observan los diagramas de histéresis para los dos sismos utilizados de ejemplo, comparando las distorsiones locales y globales en la estructura. En este caso se observa una reducción en el cortante basal a aproximadamente 8% del peso total de la estructura en todos los casos, resultando esto en una mejora sustancial al control de cortantes y por ende un mejoramiento a la capacidad de resistencia de la estructura.

Por otra parte, al igual que el caso del aislador de 3 s, se tiene una clara tendencia al comportamiento lineal de la estructura teniendo distorsiones del orden de este aislador de igual manera, aunque como ya se comentó con un cortante bastante reducido. Esto implica una reducción de facto en la energía histerética de la estructura, implicando la mayor disminución de todos los casos de análisis de la demanda a los elementos

estructurales y por ende teniéndose el mejor comportamiento físico asociado a los distintos dispositivos analizados.

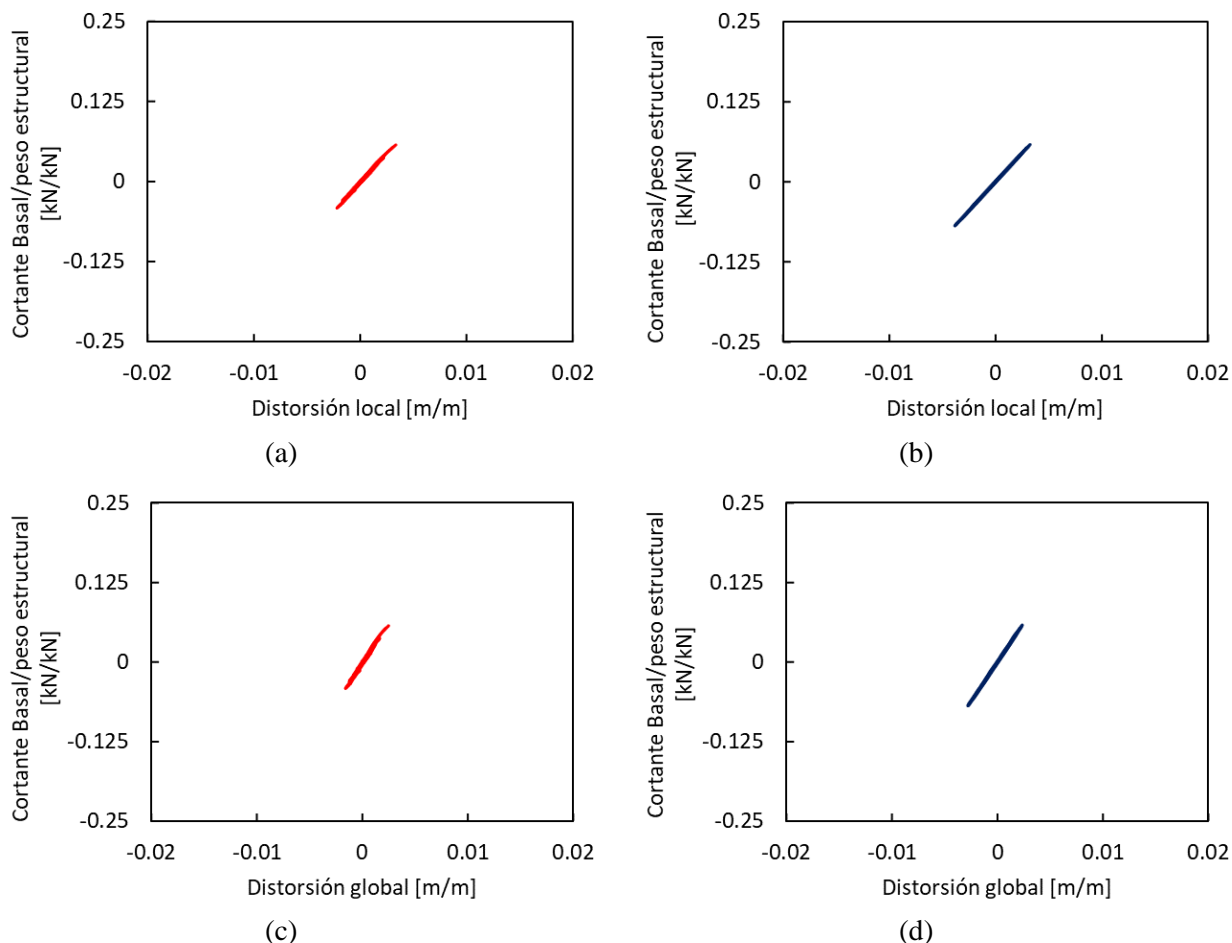


Figura II.3.4.24 Diagramas de histéresis de la estructura con aisladores de 4 s, distorsión de planta baja para sismos (a) S1SA8 y (b) S5SA8 y distorsión global para sismos (c) S1SA8 y (d) S5SA8 (elaborada por el autor)

Cabe destacar que los resultados de histéresis antes obtenidos son equiparables mediante un modelado más simple y con una gestión de tiempo de cálculo menor, a un análisis de tipo estático sobre la resistencia intrínseca de la estructura analizada en cuestión. El análisis sísmico estático o *Pushover* obtiene resultados de la resistencia estructural mediante la ejecución de una carga modelada puntualmente e incrementada progresivamente.

En este caso en la figura II.3.4.25 se observa el empalme de los resultados de histéresis en condiciones *As Built* para las dos ejecuciones sísmicas utilizadas de base y el resultado de su respectiva curva de capacidad obtenida mediante el *pushover*. Se aprecia en esta comparación cómo tanto la pendiente como el intervalo de carga máxima se cumplen para el intervalo lineal de la curva de capacidad obtenida, mientras que en el diagrama para el sismo S5SA8 se observa cómo la extensión del ciclo histerético se traslada a partir del intervalo no lineal de la curva de capacidad teniendo ese desfase estructural dentro del análisis planteado. A

partir de estos resultados se puede apreciar cómo la posibilidad de generar una modelación estática resulta igualmente válida y con una aproximación equivalente al resultado obtenido paso a paso justificando su uso en el caso donde se necesite un análisis realizado rápidamente ante las condiciones de evaluación estructural.

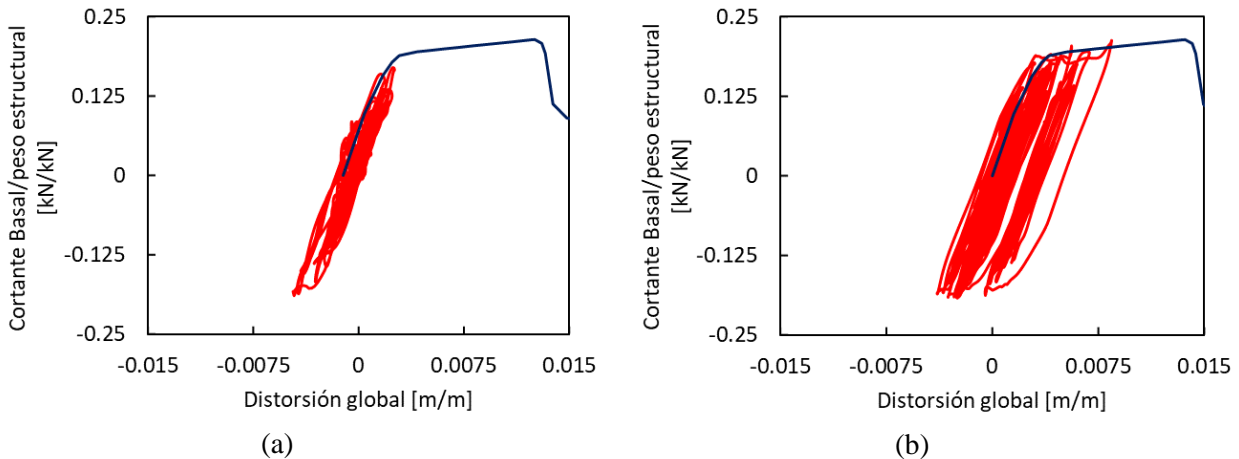


Figura II.3.4.25 Diagramas de histéresis de la estructura *As Built*, comparados con el análisis estático *pushover*, para los sismos (a) S1SA8 y (b) S5SA8 (elaborada por el autor)

Espectros de respuesta

Finalmente se presentan los resultados de los espectros de piso obtenido para los casos representativos de los sismos intraplaca y de subducción (S1SA8 y S5SA8 respectivamente).

Esta información permite obtener las aceleraciones que sufren directamente cada uno de los grados de libertad analizados y por ende la susceptibilidad de los elementos no estructurales integrados al sistema analizado. Dichos elementos cuentan con un sistema de apoyo directamente en este nivel, teniéndose entonces el resultado de la aceleración bajo la cual se verán afectados, ya sea elementos con un empotramiento al sistema de piso, como maquinarias de gran importancia, ventanas o muros de tipo divisorio, objetos simplemente apoyados como el resto del mobiliario típico que se tiene en una estructura de este tipo, o inclusive sistemas articulados, como podrían ser sistemas de puertas, entre otros.

Estos elementos resultan también ser relevantes en un estudio de eficiencia ante la adición de dispositivos de control sísmico debido a que su daño y posterior reparación genera costos, los cuales pueden ser omitidos en el caso de que se pueda garantizar que el sistema disminuiría la incidencia de estas aceleraciones. Cabe destacar que el periodo vinculado a los sistemas no estructurales suele ser muy pequeño, de aproximadamente menos de 0.5 s, por lo cual el espectro de piso en este intervalo resulta fundamental para este análisis.

Para el caso *As Built* en la figura II.3.4.26 se tienen los diagramas de espectros de piso vinculados a los sismos S1SA8 y S5SA8. En este caso se tiene un comportamiento progresivo respecto al nivel estructural con un ligero aumento de las aceleraciones registradas en este, pero contemplando en sí una misma curva de comportamiento y teniéndose valores máximos coincidentes en el periodo estructural ligeramente menor a 1 s y el periodo del suelo de poco menos de 2 s. Por otra parte, el primer intervalo de 0.5 segundos de ambos

sismos obtiene claras diferencias entre la ejecución de tipo intraplaca y la de subducción, alcanzándose para esta segunda una aceleración de 0.4 g y para la primera superándose en el doble de estas.

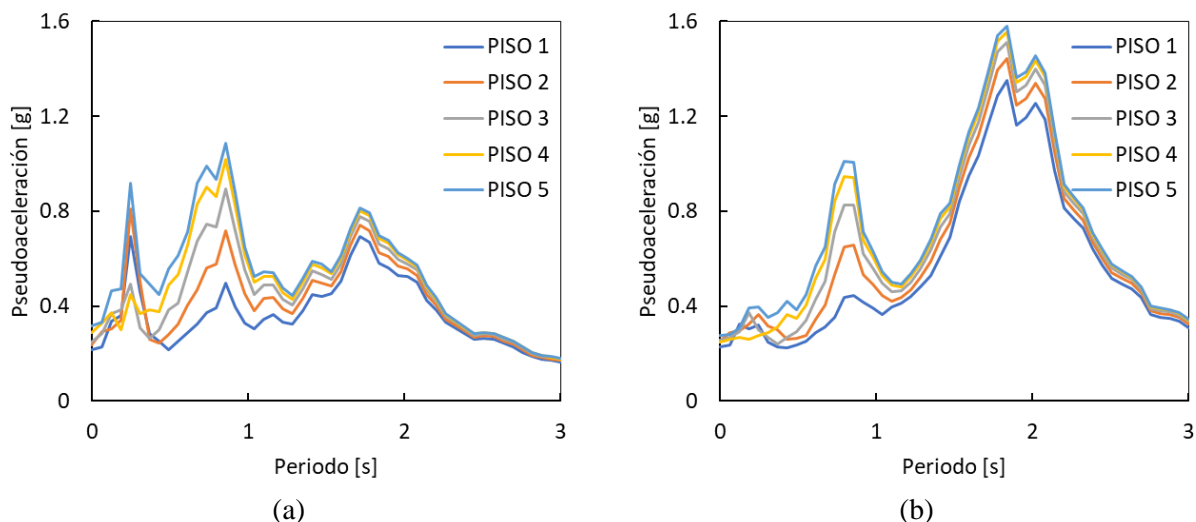


Figura II.3.4.26 Espectros de respuesta de pisos asociados a la estructura *As Built* para el sismo (a) S1SA8 y (b) S5SA8 (elaborada por el autor)

Para la estructura adicionada con *BRB's* en la figura II.3.4.27 se muestran los espectros de respuesta para los sismos antes mencionados. En este caso se aprecia como la aceleración en el primer intervalo de 0.5 s aceleraciones de piso del mismo orden que los registrados para el caso *As Built* teniéndose un ligero incremento en las aceleraciones presentes al periodo de la estructura, de alrededor de un 20% de las magnitudes para las condiciones originales. Por otra parte, se observa una reducción de un 5% en las aceleraciones cercanas al periodo del suelo. Esto implica que el caso adicionado con *BRB's* generaría ante una determinada ejecución sísmica un efecto bastante parecido al que se presentaría en el caso *As Built* para los elementos no estructurales, así como posiblemente el daño de estos.

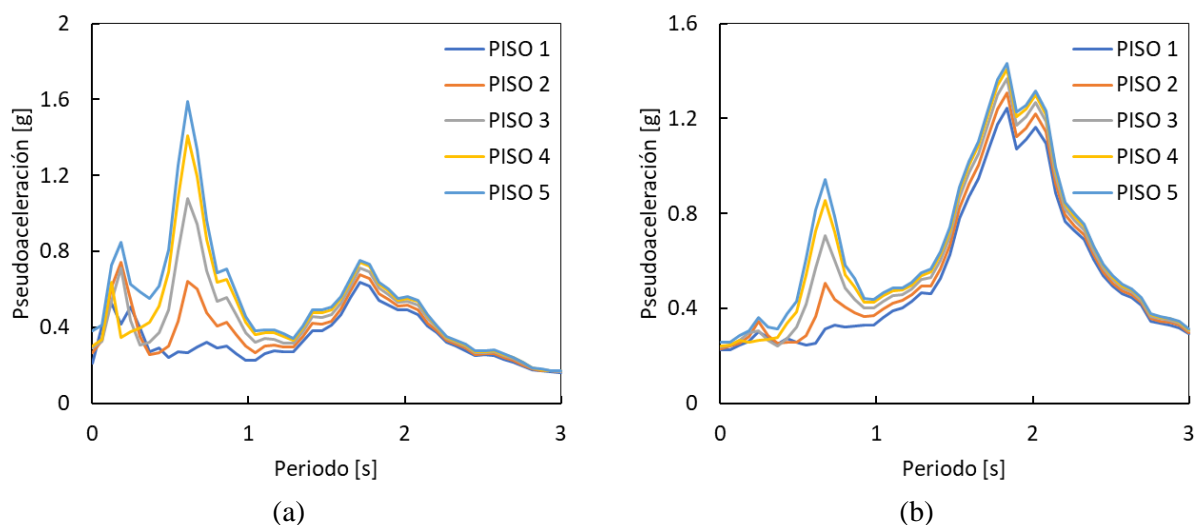


Figura II.3.4.27 Espectros de respuesta de pisos asociados a la estructura adicionada con *BRB's* para el sismo (a) S1SA8 y (b) S5SA8 (elaborada por el autor)

En cuanto a la estructura con amortiguadores no lineales en la figura II.3.4.28 se observan los resultados de espectros de respuesta para las dos ejecuciones antes mencionadas. La primera diferencia clara con los casos anteriores es que todos los valores máximos de aceleraciones, ya sea al periodo estructural, al periodo del suelo o en el intervalo inicial, no superan el valor de 0.8 g de aceleración. Por otra parte, se tienen ahora resultados muy similares de aproximadamente 0.6 g para el primer intervalo de 0.5 s. Aunque resulta ser un valor intermedio entre los valores obtenidos para el caso *As Built* y adicionado con *BRB's* destaca que el hecho de que exista una homogeneidad de aceleraciones entre los sismos de tipo intraplaca y de subducción otorga un grado de certidumbre sobre el comportamiento de los elementos no estructurales en estructuras adicionadas con amortiguadores.

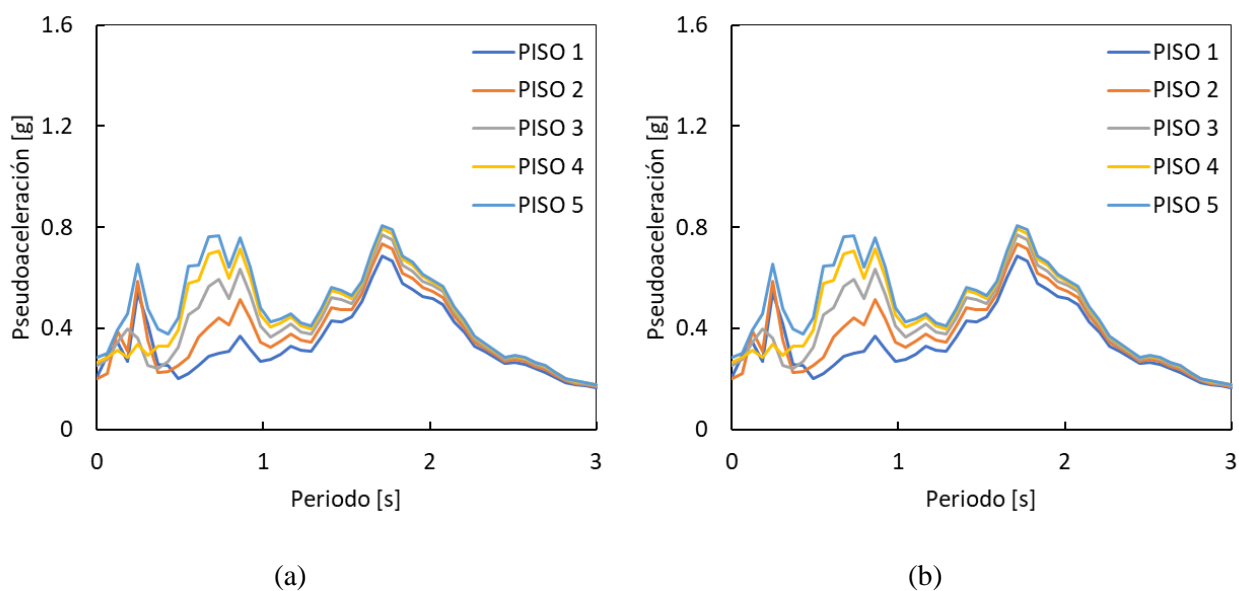


Figura II.3.4.28 Espectros de respuesta de pisos asociados a la estructura con amortiguadores viscosos no lineales para el sismo (a) S1SA8 y (b) S5SA8 (elaborada por el autor)

En el caso de los aisladores de base en la figura II.3.4.29 se presentan los resultados de las aceleraciones de piso registradas para los aisladores de 2, 3 y 4 s ante los sismos antes mencionados. Destaca de la comparación de los tres sistemas simultáneamente como el aislador de 2 s, del cual ya se obtuvieron resultados marcados sobre la ineficiencia en el control sísmico, genera aceleraciones incluso de hasta 0.7 g para periodos de hasta 0.5 s, lo cual implica que no genera ningún mejoramiento para los elementos no estructurales. De igual forma se tiene una conjunción de los periodos estructurales y del suelo, provocando que se tengan aceleraciones de piso de hasta 1.9 g.

Al analizar el caso del aislador de 3 s se observa en una primera percepción que existe un aplanamiento en el máximo de aceleraciones antes observado para el aislador de 2 s. En este caso se debe a la separación de los periodos estructurales y del suelo, que, aunque siguen siendo bastante cercanos entre sí como para provocar un valle entre dichos valores se sigue presentando una reducción de aproximadamente dos veces al resultado máximo de aceleración. Esto implica de facto un mejoramiento en la protección de los elementos no estructurales al reducir las aceleraciones bajo las cuales estarán sujetos ante la ejecución sísmica determinada.

Finalmente, para el aislador de 4 s se confirma de nueva cuenta que es el sistema más eficaz físicamente en el control de efectos estructurales debidos a la carga sísmica ahora teniéndose los menores resultados de aceleraciones de piso, implicando esto que resulta ser el mejor control para la protección de elementos no estructurales de los casos antes mencionados. Para el primer intervalo de 0.5 s se tienen aceleraciones de aproximadamente 0.1 g generándose entonces cargas muy bajas para los distintos elementos que integren cada uno de los niveles de la estructura. Por otra parte, el periodo del suelo registra la aceleración máxima en ambos diagramas superando ligeramente el valor de 0.4 g para el sismo de subducción y el valor de 0.3 g para el sismo intraplaca. Aunque en casos anteriores se podía percibir un incremento en la aceleración en el periodo estructural, destaca del caso del aislador de 4 s que este no incrementa, sino que se mantiene en la misma intensidad que el sismo S1SA8 o incluso disminuye como sucede en el sismo S5SA8.

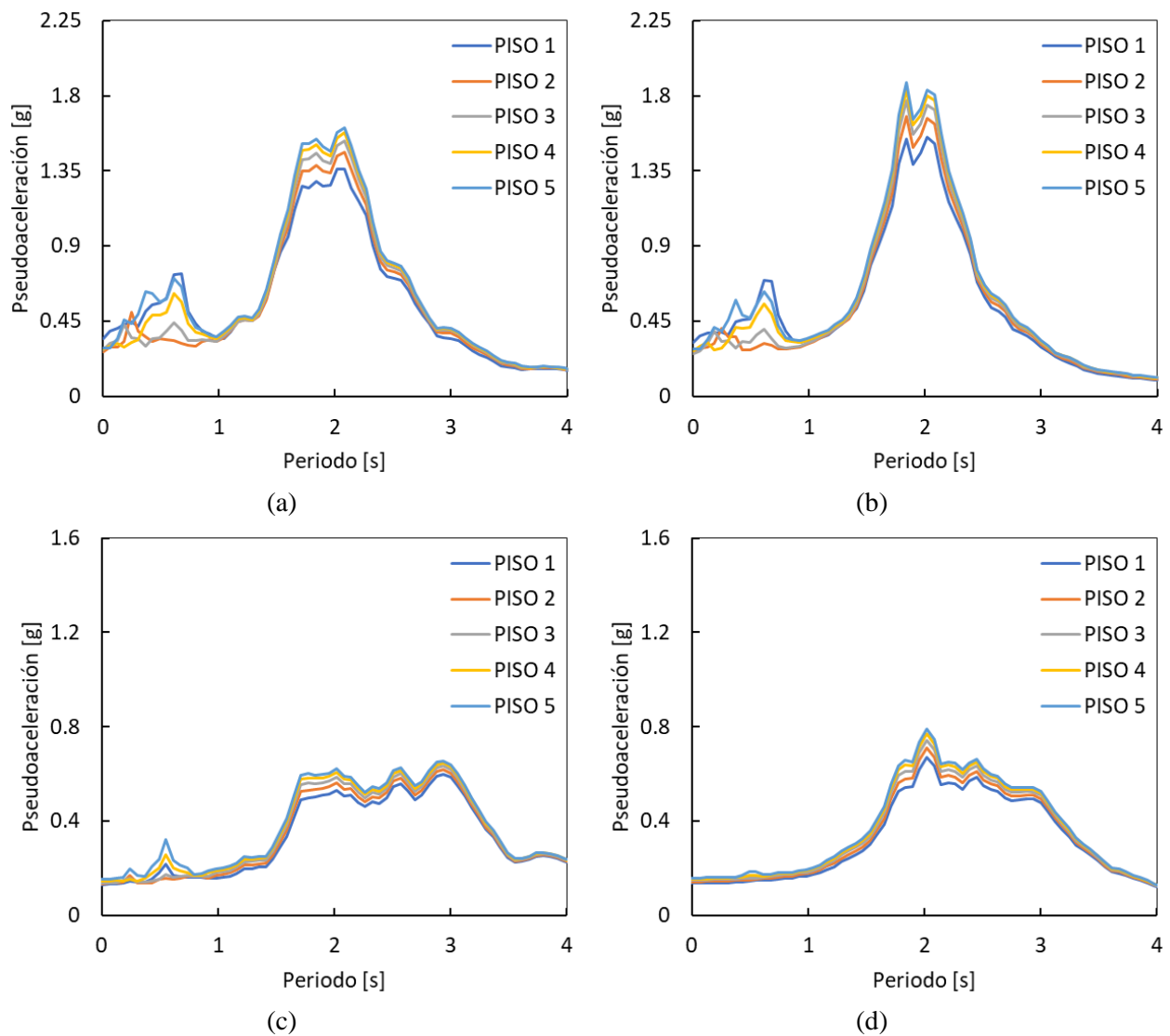


Figura II.3.4.29 Espectros de respuesta de pisos asociados a la estructura de aisladores de 2 s para el sismo (a) S1SA8 y (b) S5SA8, la estructura de aisladores de 3 s para el sismo (c) S1SA8 y (d) S5SA8 y la estructura de aisladores de 4 s para el sismo (e) S1SA8 y (f) S5SA8 (elaborada por el autor)

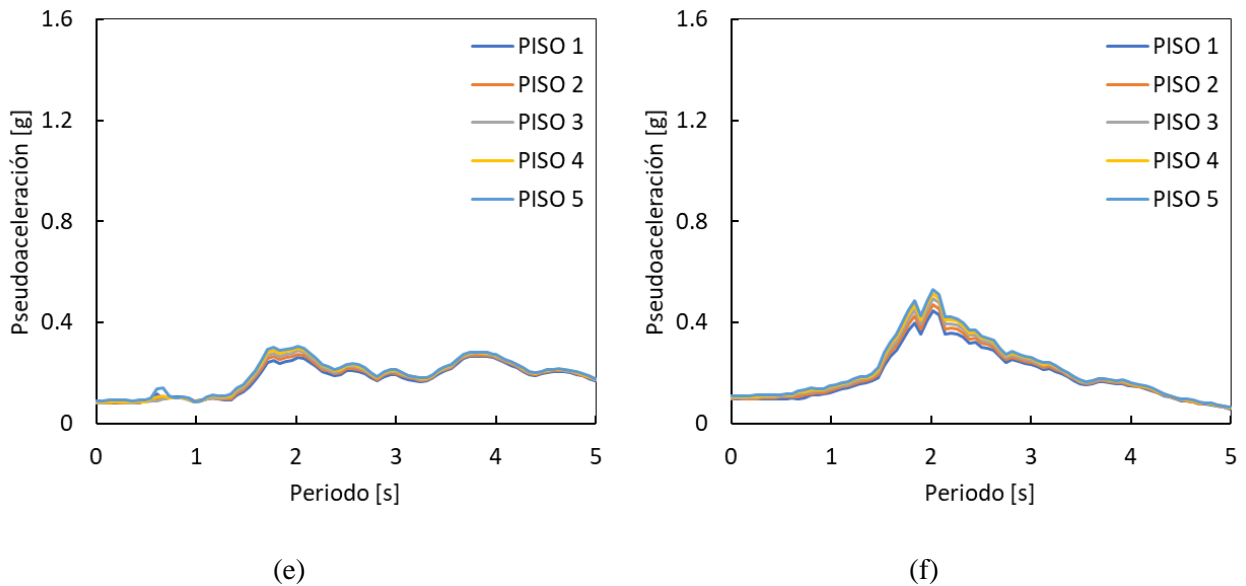


Figura II.3.4.29 Continuación

II.4 Funciones de fragilidad

II.4.1 Distorsiones de entrepiso máximas estudiadas

A partir de las simulaciones realizadas escaladas a su vez a diez intensidades distintas (apéndice D) se obtiene para cada uno de los casos estudiados en el apartado anterior el desplazamiento asociado a cada uno de los cinco niveles de la estructura evaluada con respecto al tiempo de ejecución de la historia sísmica asociada. En este caso, al dividir el desplazamiento relativo de cada nivel entre la altura del entrepiso correspondiente se obtiene de manera continua el historial de distorsiones generadas en cada nivel estructural. Dicha información puede agruparse de acuerdo con los valores máximos presentados para cada simulación y asociarse a la intensidad presente en la simulación sísmica ejecutada. Se obtienen así las gráficas asociadas a las distorsiones de entrepiso máximas estudiadas en cada uno de los casos de estudio.

Se utilizarán como referencia las distorsiones manejadas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (Gobierno de la CDMX, 2017) las cuales establecen que para estructuras con elementos ligados a columnas y vigas una distorsión de 0.002 para el Estado Límite de Servicio (i.e., ELS) y para marcos de concreto de una ductilidad baja ($Q = 2$) una distorsión de 0.015 para el Estado Límite de Falla (i.e., ELF).

Para el caso *As Built* se aprecia como hasta aproximadamente una distorsión de 0.005 se presenta una dispersión relevante en los distintos conjuntos evaluados. Esto resulta relevante ya que implica que existe cierto grado de certeza bastante aceptable de que para la estructura de 0.776 s para aceleraciones menores a 0.25 g. Por otra parte, se observa en el cruce con el ELF una gama de valores en un intervalo de 0.3 a 0.6 g, obteniéndose un espaciamiento de datos de aceleraciones que generen la falla de la estructura bastante más amplio que en el caso del ELS, el cual se observa claramente como tiene un valor medio de 0.12 g, del cual se podrá apreciar posteriormente cómo afecta el comportamiento de su función de fragilidad.

Finalmente, el comportamiento observado en las bases de datos se puede ver resumido en que a intensidades altas (SA8, SA9 y SA10) se supera en todos los casos las distorsiones máximas permisibles para el ELF, haciendo que probabilísticamente resulte una certidumbre la falla de la estructura en condiciones originales ante sollicitaciones de estas intensidades (30%). La figura II.4.1.1 ilustra las distorsiones de entrepiso obtenidas ante las cien ejecuciones antes mencionadas para la estructura en condiciones originales.

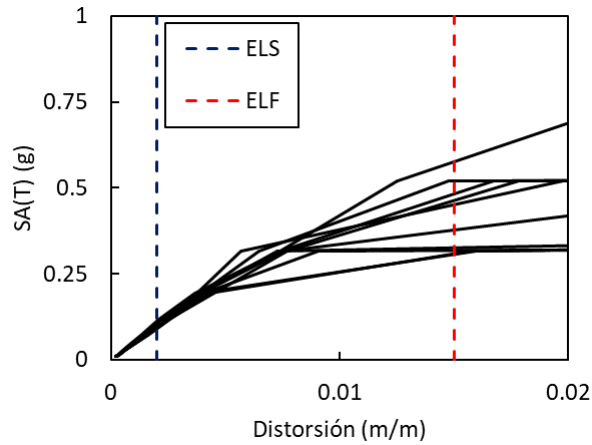


Figura II.4.1.1 Distorsiones de entrepiso máximas de la estructura *As Built* (elaborada por el autor)

Al realizar el análisis de la información obtenida en la estructura con amortiguadores viscosos no lineales en la figura II.4.1.2 se tienen los grupos de distorsiones respecto a las aceleraciones máximas obtenidas vinculadas al periodo de la estructura. En este caso se aprecia un intervalo de aceleración similar al obtenido en el caso *As Built* ante la intersección con el ELF, solo que desfasada hacia arriba en un 15% presentando un intervalo general desde 0.35 g a 0.6 g. Respecto al conjunto de valores que cruzan con el ELS se observa una mayor dispersión de datos que con respecto al caso *As Built* por lo que se puede observar que la incertidumbre en el manejo dichos valores se incrementa.

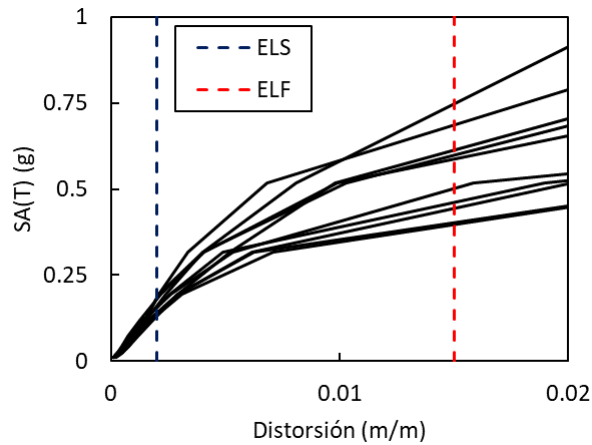


Figura II.4.1.2 Distorsiones de entrepiso máximas de la estructura con amortiguadores viscosos no lineales (elaborada por el autor)

Respecto a la estructura adicionada con contraventeos restringidos al pandeo se aprecia cómo respecto al caso *As Built* en primer lugar, referido al ELS existe un incremento en la resistencia al presentarse en intensidades poco mayores a 0.13 g en el punto inicial de cruce, al igual que dicho incremento viene asociado de una mayor dispersión de datos, aumentando en cierto nivel la incertidumbre vinculada a esta magnitud.

En segundo lugar, se tiene el comportamiento al ELF, el cual cuenta con un intervalo de aceleraciones asociadas de 0.45 g a 0.75 g, siendo una variación similar a la observada en el caso *As Built* sólo que desfasada en un 50% más del valor obtenido para las condiciones originales.

Para el sistema adicionado con *BRB*'s el comportamiento observado en los datos extraídos ejemplifica que a intensidades altas (SA9 y SA10) se supera con certidumbre el ELF. Por lo tanto, se puede corroborar de manera efectiva cómo la adición de este sistema frente a la estructura en condiciones originales aumenta la resistencia de esta, permitiendo evitar la falla ante los sismos de intensidad SA8 llevándolos al intervalo de resiliencia de la estructura modificada y teniéndose ahora una probabilidad dentro de las ejecuciones realizadas de superar al ELF en un 20%. En la figura II.4.3 se observan las distorsiones asociadas a las ejecuciones sísmicas en la estructura con *BRB*'s.

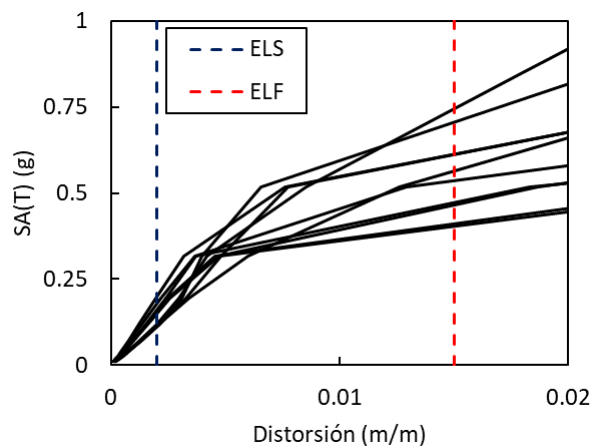


Figura II.4.1.3 Distorsiones de entrepiso máximas de la estructura con contraventeos restringidos al pandeo o *BRB*'s (elaborada por el autor)

En el caso de los aisladores, en los datos obtenidos en los sistemas con $T_b = 2$ s, $T_b = 3$ s y $T_b = 4$ s se observan ciertas discrepancias vinculadas a la intensidad con la cual fueron escalados los distintos *sets* o conjuntos ya mencionados en el apéndice D.

En los tres casos se percibe muy poca dispersión al superar el ELS, en el cual a los 0.12 g en todos los casos se está alcanzando dicho valor límite antes especificado. Por otra parte, referente al ELF, en el aislador de 2 s se observa un intervalo de 0.3 a 0.5 g para alcanzar la falla; en el aislador de 3 s dicho intervalo se reduce yendo de 0.25 a 0.3 g, finalmente para el aislador de 4 s, se presenta la mayor dispersión de datos, con un rango de distorsiones de 0.25 a 0.55 g.

Respecto a los rangos de probabilidades ejecutadas, se tiene para el aislador de 2 s que las simulaciones SA7 a SA10 presentan aceleraciones superiores a la mínima percibida por el diagrama, generando que el 40% de

las ejecuciones realizadas presentaran falla de la estructura. Para el aislador de 3 s sólo las simulaciones SA9 y SA10 superan los valores de falla registrados, teniendo entonces un 20% de ejecuciones que llegaron a la falla, equiparable a los valores obtenidos en el sistema con *BRB*'s. Finalmente, para el aislador de 4 s los datos generados para observar la superación del ELF fueron una muestra sintética fundamentada en el comportamiento antecedente de la estructura ante las intensidades anteriores, por lo cual, ninguna ejecución realizada supera el estado límite, teniendo entonces un valor asociado al 0% de falla en estas realizaciones, quedando así de manifiesto que el aislador de 4 s fue el sistema más eficaz para el control de distorsiones en la estructura. En la figura II.4.1.4 se aprecian las gráficas de distorsiones de entrepiso para los distintos sistemas de aisladores.

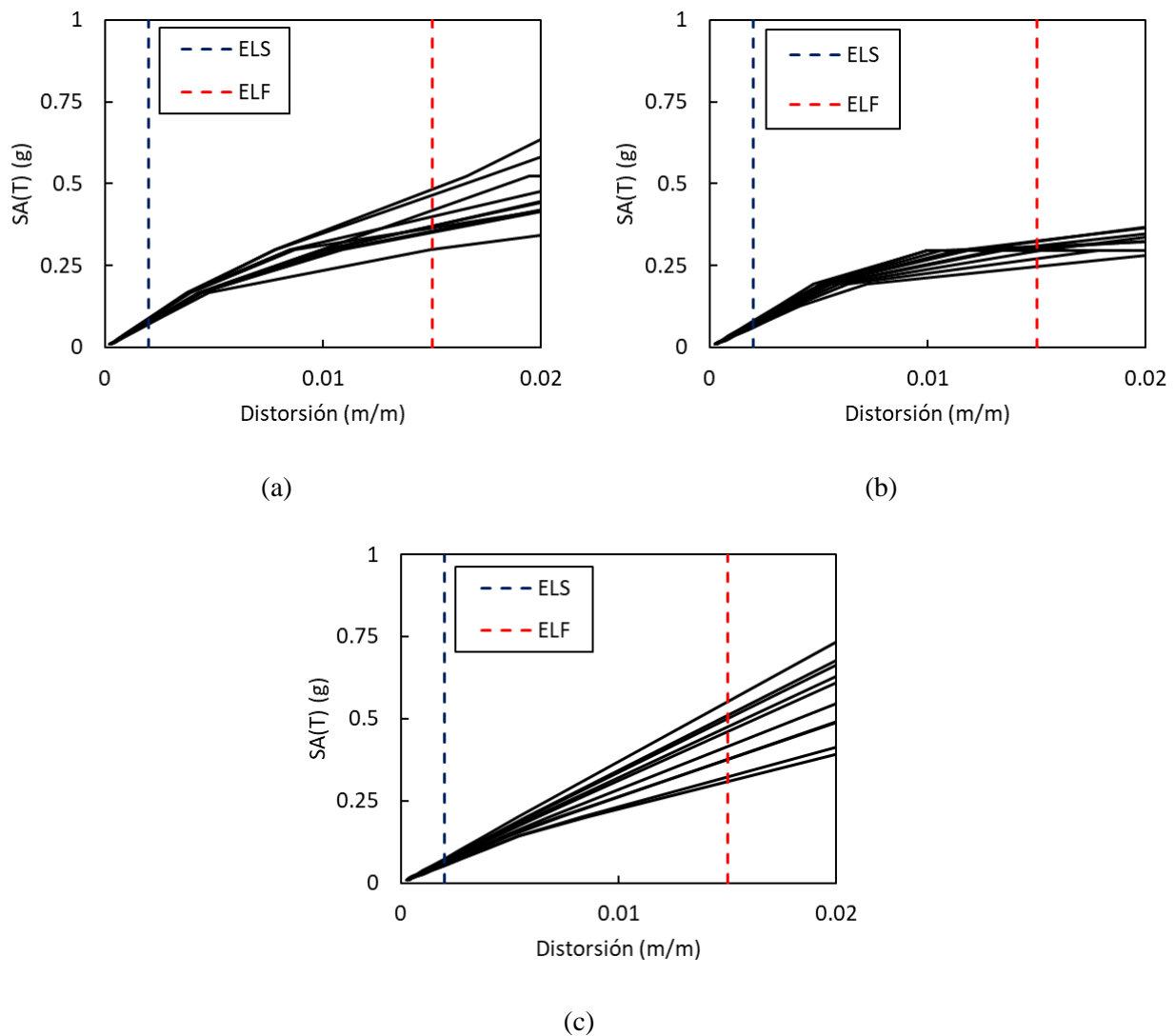


Figura II.4.1.4 Distorsiones de entrepiso máximas de la estructura con aisladores de base, para periodos de la estructura (a) $T_b = 2$ s, (b) $T_b = 3$ s y (c) $T_b = 4$ s (elaborada por el autor)

II.4.2 Aceleraciones de piso máximas estimadas en la estructura analizada

Al adaptar los datos obtenidos en el apartado anterior mediante las especificaciones realizadas en la metodología de este trabajo se obtuvieron las funciones de fragilidad asociadas al Estado Límite de Servicio (ELS) y al Estado Límite de Falla (ELF).

Cabe destacar que la comparación de probabilidades de excedencia en los distintos casos de estudio ante una misma aceleración no es directamente realizable. Esto debido a que varios de los casos planteados se encuentran vinculados a distintos periodos estructurales, los cuales tienen asociadas probabilidades de ocurrencia a una determinada aceleración que no es necesariamente equivalente a otro periodo de vibrar. Para realizar la correcta determinación de equivalencias referentes al control de distorsiones de cada uno de los dispositivos se debe comparar con las intensidades a escala consideradas para cada periodo de la estructura, esto debido a las características antes mencionadas en este trabajo, así como en el apéndice D.

Respecto a la estructura en condiciones originales se observa para el ELS una pendiente muy grande en la función de fragilidad asociada, esto es debido a las características mencionadas referentes a la dispersión de datos generados en el cruce con este valor. Al existir poca incertidumbre de haber alcanzado el ELS antes de los 0.12 g, dato congruente con el análisis obtenido en la evaluación de distorsiones para este mismo caso. Por otra parte, se aprecia una pendiente mayor en la función de fragilidad del ELF, siendo está vinculada al grado de dispersión obtenido de los valores observados con anterioridad. En este caso ante una intensidad de 0.317 g (SA8), se tiene una probabilidad de excedencia asociada del 13.4%. Para las intensidades de las simulaciones SA9 y SA10 se tienen probabilidades de 86.2% y del 99.9% respectivamente. En la figura II.4.2.1 se aprecian las funciones de fragilidad para este caso.

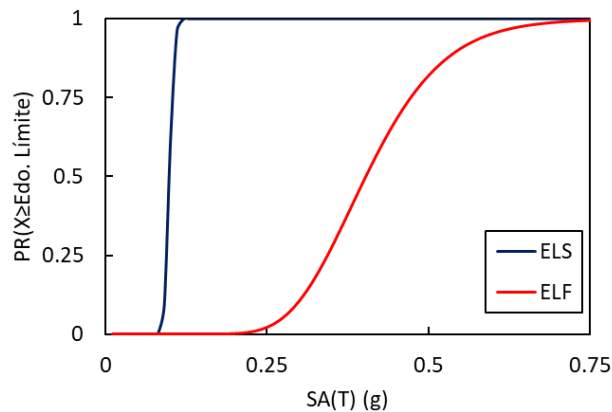


Figura II.4.2.1 Funciones de fragilidad de la estructura *As Built* (elaborada por el autor)

Para la estructura adicionada con amortiguadores viscosos no lineales se aprecian en la figura II.4.2.2 sus respectivas funciones de fragilidad. En este caso, respecto a los resultados obtenidos en condiciones originales, se aprecia un desplazamiento hacia la derecha de ambas funciones aunado con un cambio en la pendiente asociada a la inflexión de cada una de las curvas analizadas, por lo cual se puede interpretar directamente que la adición de este dispositivo de control permite una reducción en las probabilidades de falla ante una determinada aceleración.

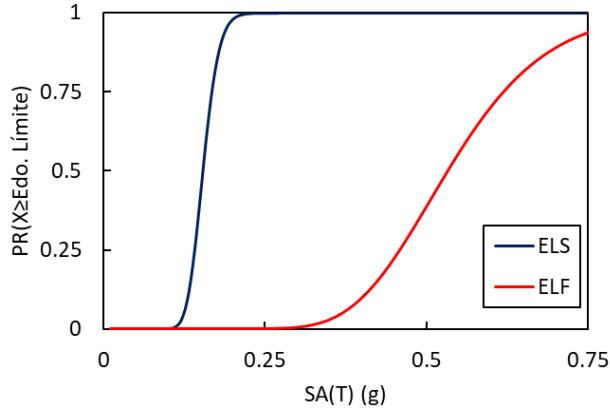


Figura II.4.2.2 Funciones de fragilidad de la estructura con amortiguadores viscosos no lineales (elaborada por el autor)

En cuanto a la estructura adicionada con *BRB's* se observa en una comparación directa con el caso *As Built*, una mayor dispersión en los valores de ELS en la pendiente de su función de fragilidad, así como un ligero desplazamiento de esta curva a la derecha, representación gráfica de que el sistema obtiene más resistencia ante las distorsiones en condiciones de servicio. Por otra parte, el ELF es el que resulta ser claramente más eficaz en el control de distorsiones para la estructura debido a que el desplazamiento de la curva de fragilidad se acentúa aún más. En este caso para intensidades SA8 a SA10 tenemos probabilidades asociadas en el ELF de 1.5%, 16.9% y 72.9% respectivamente. En la figura II.4.3 se aprecian dichas funciones de fragilidad.

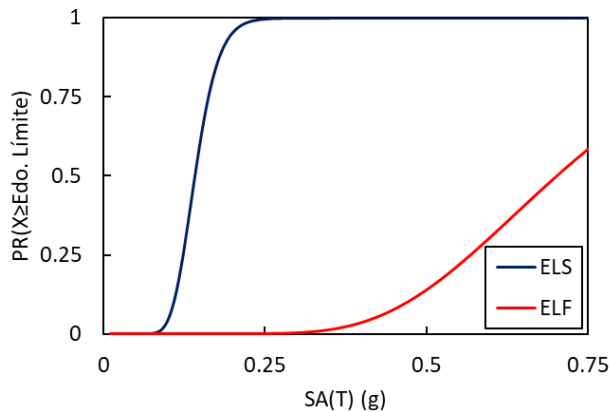


Figura II.4.2.3 Funciones de fragilidad de la estructura con contraventeos restringidos al pandeo o *BRB's* (elaborada por el autor)

En el caso de la estructura con los aisladores de base cabe destacar nuevamente la referencia realizada al inicio de este apartado referente a la comparación de valores. Si se comparan las funciones de fragilidad obtenidas directamente, aunque se obtiene que para el periodo de 4 s sigue teniéndose el mejor comportamiento, hay un intercambio entre los aisladores de 3 s y 2 s donde, a priori se observa como a intensidades menores el aislador de 3 s alcanza antes la falla que con el aislador de 2 s. Esto se debe a que realizar esta comparación implicaría saltar el aspecto de que se hace referencia en las aceleraciones de las funciones de fragilidad a intensidades asociadas directamente al periodo de la estructura, y por lo mismo si

se analiza dicha información referente a la escala que existe entre estas magnitudes se podrá obtener las conclusiones antes apreciadas en los apartados de desplazamientos y en el apartado de distorsiones de este trabajo.

En este caso para el ELS, se observa que para alcanzar una excedencia del 90% se requieren en los aisladores de 2, 3 y 4 s aceleraciones de 0.09, 0.085 y 0.075 g respectivamente, quedando entonces especificado como en este caso el aislador de 4 s es el sistema más eficaz con respecto a los otros 2. Por otra parte, para el ELF en las intensidades SA8 a SA10 de cada uno de los sistemas, se obtuvo para el aislador de 2 s, 98.8%, 100% y 100%; para el aislador de 3 s, 0%, 54.5% y 100%, y para el aislador de 4 s, en los 3 casos la probabilidad es del 0%. A partir de esta información se concluye que el aislador de base de 4 s es el sistema más eficaz de todos teniendo el mejor control de distorsiones de todos los sistemas. De igual forma, se corrobora cómo el aislador de 2 s no solo no disminuye las probabilidades de presentar falla ante intensidades determinadas, sino que incrementa la probabilidad de falla de estas haciendo que de todos los sistemas antes planteados sea el que peor comportamiento ante sollicitaciones sísmica presenta. En la figura II.4.2.4 se observan las funciones de fragilidad asociadas a estos casos.

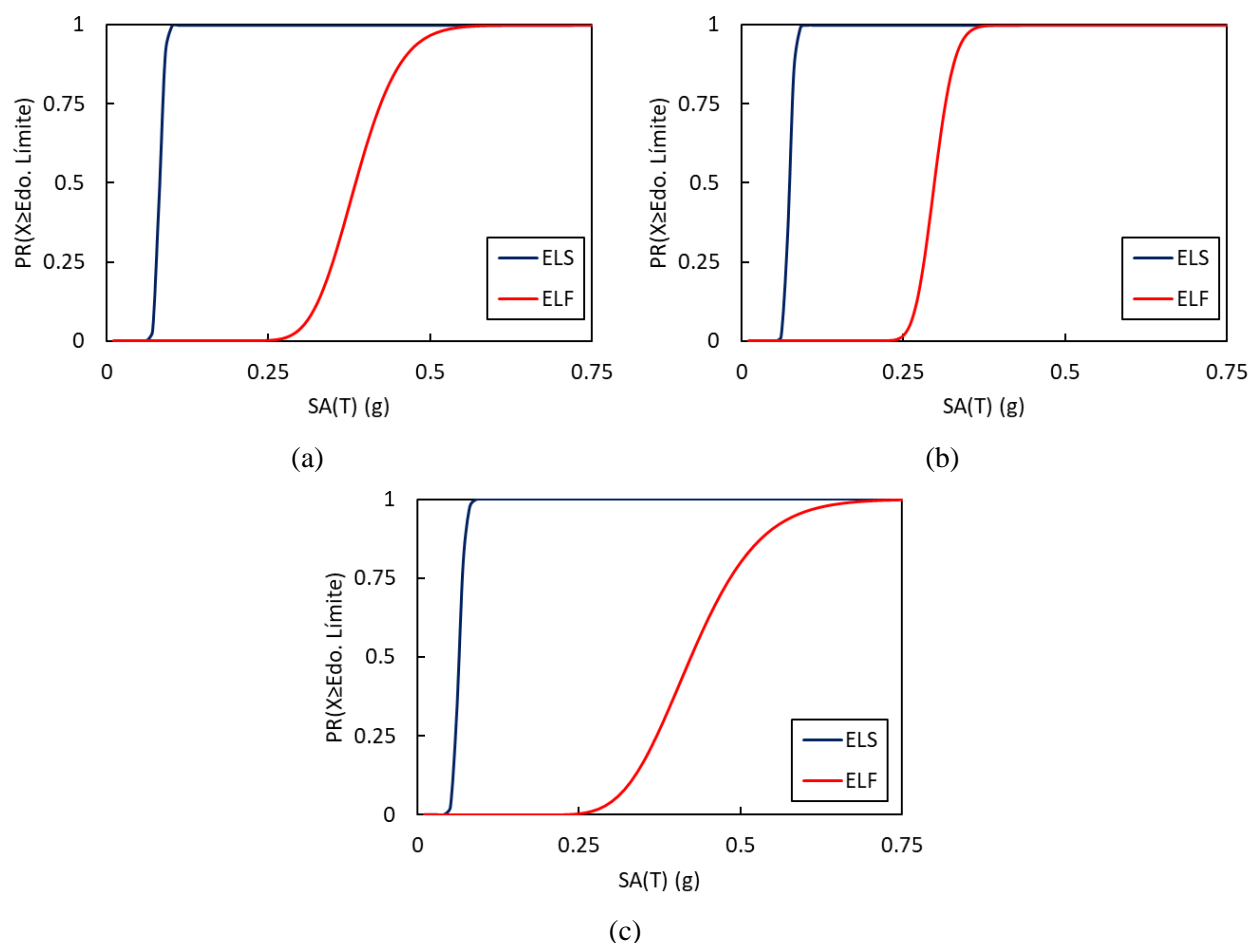


Figura II.4.2.4 Funciones de fragilidad de la estructura con aisladores de base, para periodos de la estructura (a) $T_b = 2$ s, (b) $T_b = 3$ s y (c) $T_b = 4$ s (elaborada por el autor)

II.5 Estimación de costos por rehabilitación

Para la obtención de los resultados especificados para la construcción en condiciones originales y para cada una de las rehabilitaciones generadas en los modelos estructurales antes propuestos se procedió a desarrollar mediante la utilización del software auxiliar Neodata la estimación de los costos directos por los conceptos asociados con cada uno de los procesos de construcción considerados en el apartado de metodología.

En este caso en el apéndice H se encuentran desarrolladas las memorias respectivas para cada una de las estimaciones realizadas. En la tabla II.5.1 se observan los costos con IVA incluido tanto de la edificación original como de cada una de las rehabilitaciones propuestas. Por otra parte, en la figura II.5.1 se puede apreciar la graficación de los porcentajes obtenidos de los casos de estudio realizados, teniéndose como pauta dicha información para la estimación de la valoración costo-beneficio a realizar en la discusión y conclusiones de este trabajo.

Tabla II.5.1 Costos y porcentajes del costo original para cada caso de análisis

Caso de estudio	Costo (MXN)	Porcentaje del costo original (%)	
As Built	\$ 2,151,050.95	-	
BRB's	\$ 218,646.11	10.16	
Amortiguador no lineal	\$ 135,126.11	6.28	
Aislador	2 s	\$ 706,878.05	32.86
	3 s	\$ 821,292.20	38.18
	4 s	\$ 935,706.25	43.50

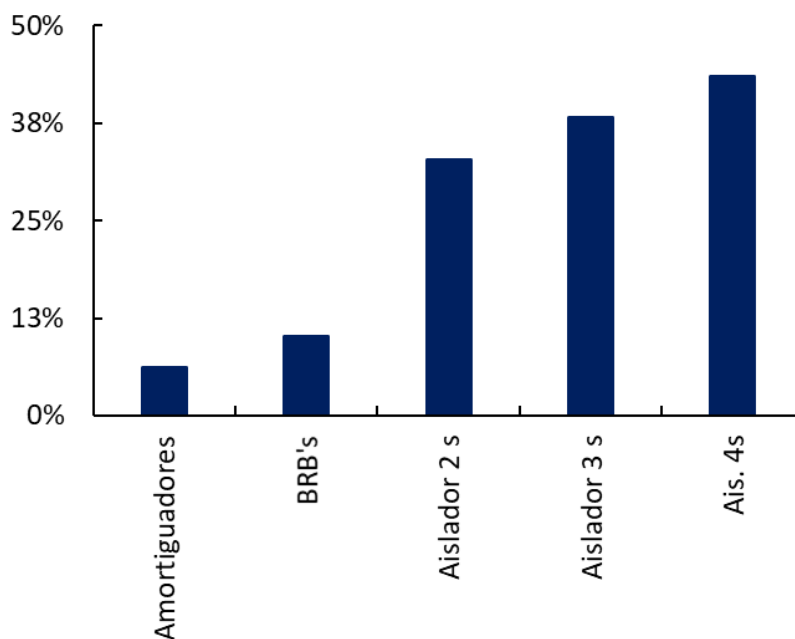


Figura II.5.1 Comparación de los porcentajes del costo original para cada caso de estudio (elaborada por el autor)

III. DISCUSIÓN

En un primer espacio de discusión, al analizar los resultados obtenidos de desplazamientos generados por las simulaciones sísmicas se observa que el dispositivo que muestra un mejor comportamiento ante cargas laterales de ambos tipos (intraplaca y subducción) es el aislador de base con un $T_b = 4$ s. Sin embargo, una consideración al analizar este tipo de dispositivos es la disponibilidad de espaciado entre las colindancias de la estructura, ya que como se comentó en el apartado anterior, los aisladores suelen tener asociados a su movimiento desplazamientos muy grandes, por lo que si no se considerara esta condición se podrían provocar colisiones entre las estructuras colindantes haciendo que el sistema falle de igual forma.

Por otra parte, los *BRB*'s muestran un comportamiento bastante eficaz para el control de desplazamientos en un grado ligeramente menor al aislador de 4 s. La problemática relacionada al *BRB* es que como rigidiza en gran medida la planta baja de la estructura, la transmisión de cortante entre niveles se incrementa, cuestión que se debe considerar a la hora de realizar adecuaciones de las estructuras con dichos dispositivos. Por otra parte, resulta mucho más sencillo constructivamente insertar *BRB*'s en la planta baja de una estructura ya edificada para su rehabilitación.

Finalmente, aunque los amortiguadores viscosos resultan ser una medida de control para los desplazamientos casi tan efectiva como los *BRB*'s sin la necesidad de rigidizar excesivamente la planta baja respecto al resto de la estructura, su adecuación y condicionamiento (Apéndice F) implica un estudio mucho más detallado que el de los contraventeos restringidos al pandeo. Por otra parte, de nueva cuenta en conjunto con el caso anterior, la inserción de dichos dispositivos resulta mucho más sencilla constructivamente que la colocación de un sistema de aislación.

Por otro lado, de acuerdo con los resultados obtenidos referidos a las funciones de fragilidad de caso de análisis se puede observar en su desarrollo y comparación distintas características que permitirán definir qué dispositivos están generando un control más eficaz de distorsiones asociadas a los distintos estados límites antes planteados, así como diferencias entre dichos dispositivos que permitan aceptar o desechar un criterio más general respecto a las condiciones de diseño planteadas.

En el caso de los amortiguadores viscosos no lineales se aprecia en la figura III.1 las curvas de fragilidad obtenidas en comparación con las funciones vinculadas a las condiciones originales de la estructura. Al tener el mismo periodo estructural las aceleraciones evaluadas en las funciones de probabilidad son compatibles entre sí permitiendo entonces que se pueda visualizar en el mismo entorno gráfico al tener una compatibilidad de datos.

Como se había mencionado en casos anteriores y se ahondó en el apéndice F, el comportamiento ante las condiciones originales muestra un desfase a la derecha, ejemplificando que ante una misma aceleración registrada se obtendrá una menor probabilidad de falla en el caso adicionado con el dispositivo de control. Por otro lado, en el caso de las funciones referidas al ELS se observa además un cambio de pendiente en la función la cual está correlacionada con la disminución de certidumbre debida a una mayor dispersión en los valores obtenidos.

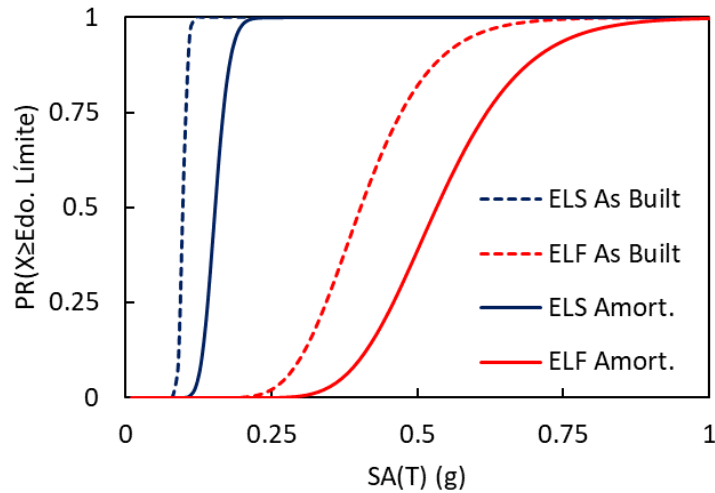


Figura III.1 Comparación de funciones de fragilidad en condiciones originales y con amortiguadores viscosos no lineales (elaborada por el autor)

Respecto a los *BRB*'s al realizarse una sola ejecución se obtuvieron datos relevantes sobre la mejora del sistema estructural. Se aprecia en la figura III.2 que las diferencias con respecto a las condiciones *As Built* se encuentran mucho más marcadas, primero teniendo un mejoramiento en la pendiente del ELS haciendo que a mayores aceleraciones se tenga menor probabilidad de sobrepasar el estado de servicio, así como para el ELF se logra apreciar una reducción sustancial de probabilidades de falla, corroborable al observar que la certeza de falla sobrepasa la escala de aceleraciones utilizadas en este gráfico.

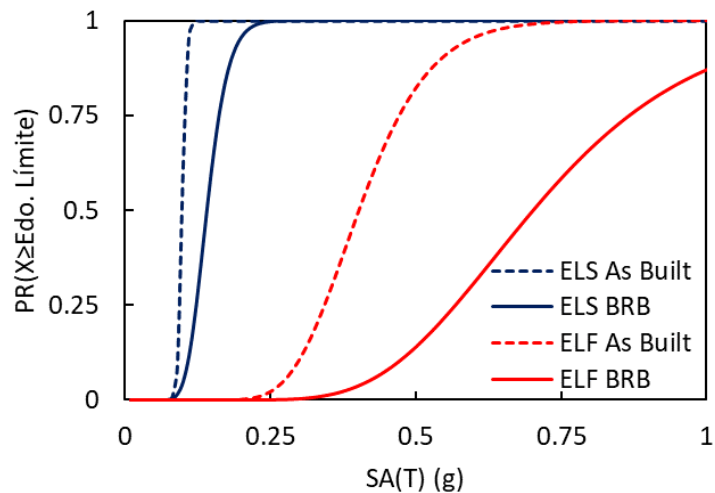


Figura III.2 Comparación de funciones de fragilidad en condiciones originales y con contraventeos restringidos al pandeo (elaborada por el autor)

Por otra parte, al comparar los resultados del sistema con *BRB*'s y los amortiguadores modificados no lineales se puede apreciar en la figura III.3 cómo el comportamiento del *BRB* en el ELF resulta mucho más eficaz al

reducir las probabilidades de excedencia a la falla. De igual forma la diferencia de pendientes en el ELS para cada uno de los dispositivos resulta en un entrecruzamiento de ambas curvas, provocando que para una determinada aceleración (aproximadamente 0.12 g) el sistema con amortiguadores pase de ser más eficiente en el control de distorsiones a ser superado por el *BRB*. Cabe destacar que esta diferencia es muy pequeña y que, para fines prácticos, aunque esté teniendo un mejor comportamiento en el ELS el amortiguador, regiría respecto a control de distorsiones un sistema con contraventeos restringidos al pandeo.

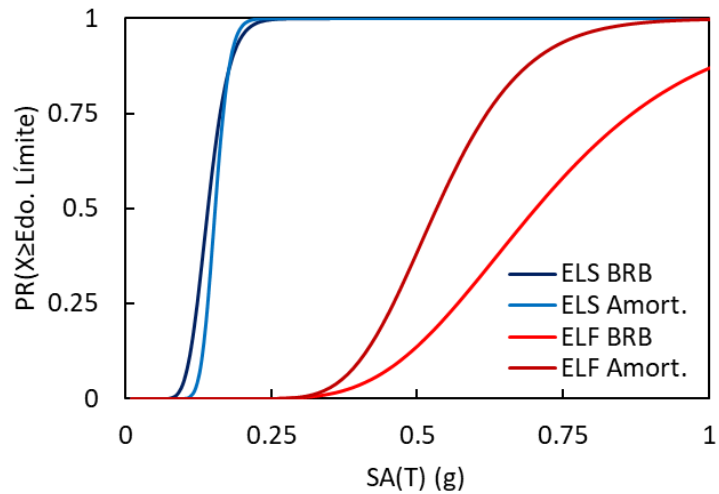


Figura III.3 Comparación de funciones de fragilidad de amortiguadores modificados no lineales y contraventeos restringidos al pandeo (elaborada por el autor)

Para la comparación de los aisladores sísmicos como se comentó en el apartado de caso ilustrativo, no existe una compatibilidad directa respecto a las aceleraciones generadas en las condiciones *As Built* y las modificaciones realizadas para cada aislador respecto a la estructura analizada. En este caso la figura III.4 provee del espectro de peligro uniforme (EPU) asociado al sitio donde se encuentra ubicada la estructura, en este caso SCT, para un periodo de retorno igual a 250 años para el estado límite de prevención de falla (ELF) e igual a 20 años para el estado límite de servicio (ELS).

En este caso el espectro de peligro uniforme, a diferencia de un espectro de respuesta común, se encuentra asociado a una tasa de excedencia generada para múltiples eventos sísmicos permitiendo entonces englobar una serie de comportamientos regionales a la zonificación donde se revisa la estructura y, por ende, a un conjunto de edificaciones con diferentes periodos estructurales y, bajo los cuales, se podrán homologar resultados para los distintos casos analizados, así teniendo una probabilidad asociada a la aceleración relacionada con el EPU y finalmente poder comparar todas las magnitudes obtenidas.

En el caso del EPU obtenido para SCT se percibe directamente esta proporción realizada en el apéndice D en donde la escala de intensidades depende primordialmente del periodo estructural que se esté analizando. Se percibe que, para periodos cercanos a los 2 s, se obtienen las aceleraciones máximas esperadas en el terreno, mientras que, para periodos mayores a 4 s, se obtienen aceleraciones menores a una décima parte de la aceleración de la gravedad.

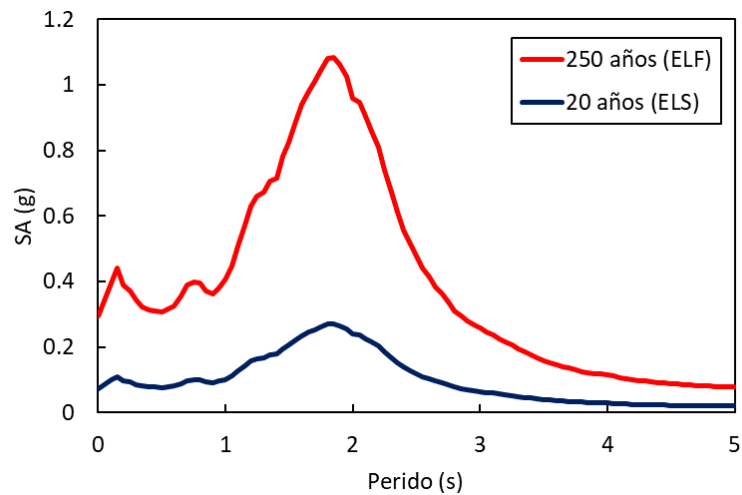


Figura III.4 Espectro de Peligro uniforme asociado al sitio de estudio, para ELF y ELS (elaborada por el autor)

Una vez vinculados los datos extraídos de aceleraciones en la figura III.4 se proceden a obtener las probabilidades de excedencia asociadas a las aceleraciones obtenidas en el EPU. El conjunto de datos obtenidos se encuentra reflejado en la tabla III.1 donde se aprecia para cada caso de estudio la aceleración asociada al EPU y la probabilidad de excedencia de esa aceleración.

En este caso, se corrobora que para el caso *As Built*, *BRB*, y amortiguadores, la aceleración evaluada es la misma debido a que se consideró que no existía una modificación sustancial en el periodo de vibrar de la estructura. Por otra parte, para los aisladores de base se aprecia que las aceleraciones para el aislador de 2 s resultan ser muy grandes, descendiendo estas para el aislador de 3 s y finalmente siendo de poco más del 10% de la gravedad para el aislador de 4 s.

Tabla III.1 Probabilidades de excedencia asociadas al EPU relacionado a un periodo $T_r = 250$ años para cada dispositivo de control

Caso de estudio	T (s)	EPU (g)	PR($y > \text{EPU}$)
As Built			0.49
BRB	0.776	0.4	0.04
Amortiguador			0.10
Aislador	2	0.96	1.00
	3	0.26	0.05
	4	0.11	-

De acuerdo con la tabla III.1 la probabilidad de excedencia de distorsiones a la falla en condiciones originales resulta ser del 49%. Como se observa posteriormente, en la mayoría de los sistemas planteados se reduce

dicha tasa quedando de facto que en aquellos que se reduce mejoran la resistencia frente a distorsiones de la estructura.

Cabe destacar del aislador de 2 s, tanto en desplazamientos como en el análisis de sus funciones de fragilidad, resulta empeorar las condiciones de resistencia estructurales. En este caso, se puede relacionar a que si comparamos el periodo de 2 s respecto al EPU de la estructura en SCT se obtienen las mayores aceleraciones posibles. Para este dispositivo en primera instancia al no cumplir el contraste de rigidez mínimo se aprecia en el comportamiento de la estructura que no se consigue aislar suficientemente los niveles superiores de las acciones sísmicas. Por otra parte, si a esta condición se le añade que el periodo del sistema de aislación es coincidente con el periodo del suelo se termina por generar un sistema donde no solo empeora las condiciones *As Built*, sino que caen en la certeza de falla al tener 100% de probabilidades de excedencia de las distorsiones.

Al observar la figura III.5, se percibe de manera gráfica las probabilidades de excedencia asociadas al EPU para cada uno de los casos de estudio. En este caso, se aprecia como los casos de estudio resultan ser menores en el peor de los casos en un 75% menos y en el mejor de los casos en su totalidad, excluyendo al antes mencionado caso del aislador de 2 s, sobre el cual ya se realizó el análisis correspondiente. De acuerdo con esto se corrobora como el aislador de 4 s es el sistema más eficaz, reduciendo la probabilidad de excedencia a la distorsión de falla en su totalidad.

Por otra parte, el sistema de *BRB*'s resulta controlar distorsiones de manera bastante efectiva, reduciendo la probabilidad de excedencia a un 3.6%. Le sigue en eficiencia el aislador de 3 s generando una probabilidad de 5.3% asociada a su funcionamiento y finalmente se tiene al amortiguador no lineal modificado con un 9.9% de probabilidad de excedencia. Respecto al control de distorsiones, los 3 sistemas resultan ser suficientes ante el control de distorsiones máximas para el EPU con un periodo de retorno de 250 años.

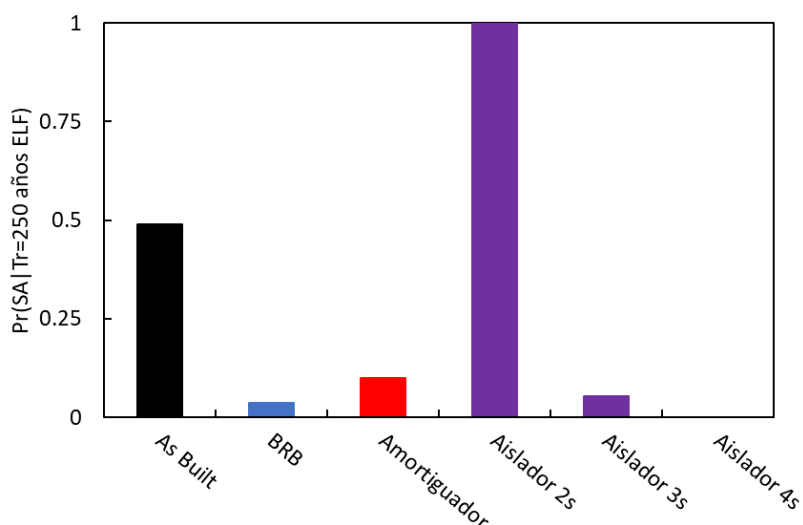


Figura III.5 Comparación de probabilidades de excedencia para cada dispositivo de control asociados al ELF (elaborada por el autor)

Finalmente, realizando una comparación de diferencias porcentuales respecto a las condiciones originales de la estructura, se aprecia en la figura III.6 cómo los casos de aislador de 3 y 4 s así como el sistema de BRB's resultan ser los que mayor disminución de probabilidad de excedencia generan a la estructura original. Por otra parte, se aprecia nuevamente cómo el aislador de 2 s incrementa las probabilidades de excedencia de la estructura en un 50% de acuerdo con lo planteado en la figura.

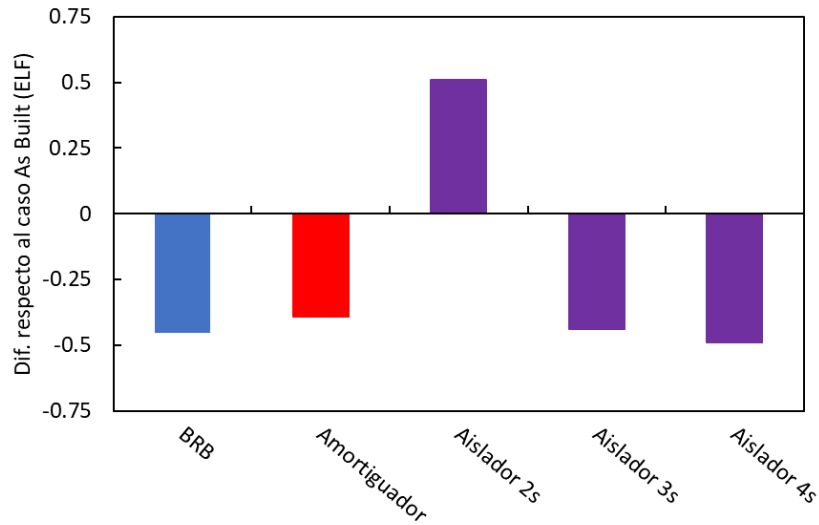


Figura III.6 Comparación de incremento o disminución de probabilidad de excedencia respecto a las condiciones *As Built* para cada dispositivo de control asociados al ELF (elaborada por el autor)

Ahora se procede a extraer de la figura III.4 las aceleraciones vinculadas a un periodo de retorno de 20 años, para así obtener las probabilidades de excedencia asociadas al estado límite de servicio (ELS). En la tabla III.2 se aprecia la probabilidad de excedencia obtenida en el apartado de funciones de fragilidad asociadas a dicho estado. Para el caso *As Built* se percibe un ligero incremento en la probabilidad de excedencia, mientras que se vuelve a presentar la certeza de falla para el aislador de 2 s.

Tabla III.2 Probabilidades de excedencia asociadas al EPU relacionado a un periodo $T_r = 20$ años para cada dispositivo de control

Caso de estudio	T (s)	EPU (g)	PR(y>EPU)
As Built			0.62
BRB	0.776	0.10	0.05
Amortiguador			0.00
Aislador	2	0.24	1.00
	3	0.06	0.01
	4	0.03	0.00

En la figura III.7 se puede observar el comportamiento gráfico de la tabla III.2 donde se percibe ahora para prácticamente todos los casos de análisis se tienen probabilidades menores a las del ELF.

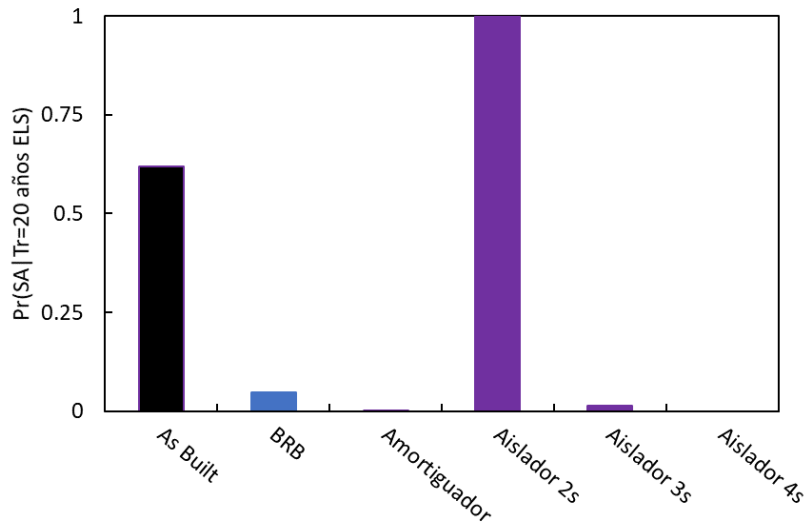


Figura III.7 Comparación de probabilidades de excedencia para cada dispositivo de control asociados al ELS (elaborada por el autor)

Por otra parte, en la figura III.8 se tiene una comparación respecto a la diferencia entre la probabilidad original para el caso *As Built* y los diferentes casos de análisis. Como se aprecia en las barras prácticamente no existe diferencia entre el mejoramiento al caso *As Built* para el ELS para todos los casos, a excepción del aislador de 2 s que incrementa la probabilidad de excedencia. Esto es relevante debido a que permite concluir que resulta más sencillo un control de distorsiones relacionadas al servicio de la estructura y que el control de distorsiones del estado de prevención a la falla estructural.

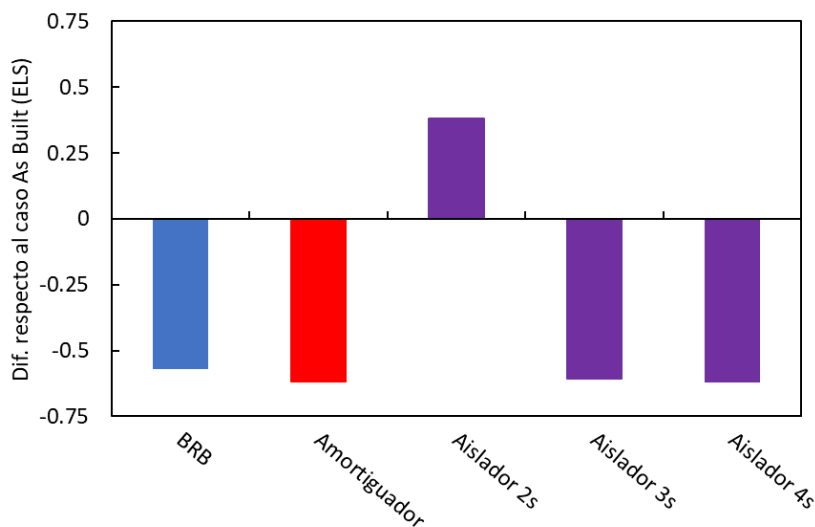


Figura III.8 Comparación de incremento o disminución de probabilidad de excedencia respecto a las condiciones *As Built* para cada dispositivo de control asociados al ELS (elaborada por el autor)

Finalmente, respecto a los resultados obtenidos en los costos de cada uno de los casos de rehabilitación, destacan las variaciones de valores entre poco más del 6% y poco menos del 44% del costo de la construcción original. Como primer punto a destacar es claro que la diferencia entre el costo de las rehabilitaciones con aisladores resulta al menos de tres a cuatro veces mayor que las rehabilitaciones de amortiguadores o *BRB*'s, esto resulta evidente al analizar en el apéndice H a partir de los conceptos de instalación de los sistemas de aislamiento en un edificio, excavaciones, sistemas de apuntalamiento y apoyo en lo que se realiza el proceso constructivo, mientras que los dispositivos de amortiguadores y contraventeos tienen un procedimiento constructivo vinculado a su instalación relativamente más sencillo.

Otra característica importante es que el costo de los aisladores sísmicos se incrementa conforme se aumenta el periodo del sistema de aislamiento, esto es debido a que intrínseco en su proceso de elaboración, un aislador más flexible implica una serie de procesos en su elaboración que le implican al fabricante un costo adicional. Finalmente, cabe destacar que la vinculación del costo obtenido con los resultados sobre el comportamiento físico de la estructura ante las sollicitaciones sísmicas es lo que en verdad brindará la pauta costo-beneficio necesaria para obtener una conclusión sobre el funcionamiento de cada uno de los casos de estudio.

Respecto a dichos resultados, se tiene como elemento más eficiente al sistema de *BRB*'s, seguido por el sistema de amortiguadores diagonales. Es importante notar de eso que no solo se tiene una relación directa costo-beneficio conveniente, sino que también tienen procedimientos constructivos vinculados su instalación con mucho menor tiempo de duración. Por otra parte, los altos costos de los aisladores de base implican necesariamente un análisis riguroso sobre el periodo estructural a utilizar en el diseño y del espacio existente en las colindancias de la estructura ya que se tiene en el caso del aislador de 2 s un incremento de distorsiones y daños, mientras que el aislador de 4 s pese a resultar eficaz en el control sísmico, requiere del espaciamiento antes mencionado, razones que serán evaluadas en las conclusiones.

IV. CONCLUSIONES

Este estudio evaluó la confiabilidad sísmica de estructuras de edificios de vivienda existentes con planta baja débil rehabilitadas con sistemas de control para la protección sísmica en su primer piso en términos de las distorsiones de entrepiso máxima y residual durante sismos en la Ciudad de México. Se analizaron cuatro configuraciones estructurales: (1) estructura sin rehabilitar, (2) estructura rehabilitada con un dispositivo de amortiguamiento viscoso, (3) estructura rehabilitada con diagonales de pandeo restringido y (4) estructura rehabilitada con sistema de aislación sísmica. Para cada configuración se desarrollaron funciones de fragilidad numéricas utilizando análisis dinámicos incrementales (IDA) y un conjunto de datos significativos de movimientos de suelo con contenido de frecuencia de banda angosta. Dado que la estrategia de rehabilitación de las viviendas existentes de baja a mediana altura puede variar de un sitio a otro en la ciudad (entre otros aspectos), se incluye algunas observaciones clave que podrían contribuir como orientación a los profesionales de la práctica.

- En general, la estructura de vivienda existente con planta baja débil diseñada con el reglamento de construcciones de 1976 representa un riesgo estructuralmente, debido a que ante distintas sollicitaciones sísmicas presenta un comportamiento inadecuado y deficiente.
- A partir del estudio de los resultados de desplazamientos, distorsiones, cortantes basales y espectros de piso obtenidos de una muestra de cien ejecuciones sísmicas se logró comparar la capacidad de control y mitigación sísmica para los tres sistemas de rehabilitación propuestos en este trabajo: amortiguadores viscosos, contraventeos restringidos al pandeo y aisladores de base. De igual forma se estudió el comportamiento de la estructura tanto sin intervención como rehabilitada con los sistemas antes mencionados, obteniendo información tanto física como económica para realizar un análisis integrador en la eficiencia de dichos sistemas en el estudio de su comportamiento en estructuras de planta baja débil cimentadas en suelo blando.
- Para la estructura en condiciones originales se obtuvo un control bastante ineficaz de distorsiones y cortantes basales, teniéndose probabilidades de excedencia de los estados límites de diseño bastante altas, evidenciando que la estructura con planta baja débil con las características antes mencionadas en este estudio resulta ser claramente susceptible a daños debidos a sollicitaciones sísmicas.
- La rehabilitación con contraventeos restringidos al pandeo o *BRB's* obtiene por su parte resultados bastante satisfactorios para el control de distorsiones. Pese a incrementar el cortante en los niveles inmediatos superiores a la planta baja, estos valores no llegan a sobrepasar la resistencia de los elementos estructurales. Respecto al costo de implementación resulta ser el segundo sistema menos costoso superando el 10% del costo de construcción de la estructura en condiciones originales, lo cual, aunque no cuenta en sí con una holgura muy grande respecto al control de efectos sísmicos, resulta hacerlo la mejor opción en cuanto a su relación costo-beneficio.
- En cuanto a la rehabilitación con amortiguadores esta resulta ser ligeramente más ineficaz el control de distorsiones que en los *BRB's*, teniendo asociado un mayor porcentaje de excedencia en ambos estados límites de diseño. Sin embargo, al tener asociado el menor costo de rehabilitación, si se acepta esta disminución en la eficiencia es una opción igualmente aceptable para la rehabilitación estructural que el sistema de *BRB's*.
- Respecto a los aisladores de base, el aislador de 2 s no tiene un control correcto ni eficaz de distorsiones ni de cortantes superándose en todos los casos de análisis para ambos estados límite

evaluados la distorsión establecida. Este sistema no solo resulta costoso, sino que empeora las condiciones de estabilidad estructural ante cargas sísmicas, por lo cual no es una opción viable para la rehabilitación estructural del edificio analizado, implicando la necesidad para rehabilitaciones en otro tipo de estructuras de evaluar las consecuencias de la intervención realizada en la estructura y no únicamente confiar en que cualquier sistema de control sísmico mejora de facto la capacidad sísmica de una estructura específica.

- En el caso del aislador de 3 s aunque tiene un buen control de probabilidades de excedencia, resulta no ser económico superando hasta en tres veces los costos de los sistemas de amortiguadores y *BRB*'s, haciendo que su relación costo-beneficio no supere la de dichos sistemas. Por otra parte, los desplazamientos que el aislador sufre ante una ejecución sísmica son muy grandes, reduciéndose la posibilidad de su instalación a la disponibilidad del espacio.
- Finalmente, en la rehabilitación con aisladores de 4 s se obtienen los mejores resultados en el control de distorsiones y cortantes. Sin embargo, esta es la solución más cara en su implementación. De igual forma, las magnitudes a las cuales se encuentran relacionados los desplazamientos del sistema de aislación resultan ser demasiado grandes para una estructura que, al estar ya construida, probablemente cuenta con colindancias estructurales a una distancia menor que la mínima requerida para su buen funcionamiento. Este resulta ser un sistema muy eficaz pero que quizás brinda una reducción de efectos sísmicos para elementos estructurales y no estructurales que no era realmente necesaria para el grado de seguridad que sería requerido en una obra de este tipo.

A manera de resumen se coloca en la tabla IV.1 una síntesis de las percepciones obtenidas sobre el control sísmico y el costo referidos a cada uno de los casos de estudio realizados en este trabajo. Cabe destacar que para la realización de estas percepciones cualitativas se tiene el grupo de datos e información obtenida a lo largo de este trabajo que lo sustentan y permiten agruparse en esta conclusión.

Tabla IV.1 Resumen de resultados para cada caso de estudio realizado

Caso de estudio	Control sísmico	Costo	Conclusión
<i>As Built</i>	-	-	Riesgo sísmico inherente en las condiciones originales para el sitio de estudio
Amortiguador viscoso no lineal	suficiente	Bajo	Segunda mejor opción en cuanto a la relación costo-beneficio
<i>BRB</i> 's	Eficiente	Bajo	Mejor opción en cuanto a la relación costo beneficio, control aceptable de distorsiones máximas y residuales
Aislador 2 s	Muy ineficaz	Medio	Incrementa las distorsiones, no es una opción viable para rehabilitación
Aislador 3 s	Suficiente	Elevado	Costo elevado, aceptable si no se tienen edificios colindantes
Aislador 4 s	Muy eficiente	Muy elevado	Costo muy elevado, aceptable si no se tienen edificios colindantes

REFERENCIAS

Abrahamson, N. y Watson, J. (2006). Selection of ground motion times series and limits of scaling. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Vol. 26. No. 5. P. 477-482.

Aguirre, J., Pérez, J. y Ramírez, L. (2018). Sismicidad y seguridad estructural en las construcciones: lecciones aprendidas en México. *Salud Pública de México*. Vol. 60. Supl. 1. P.41-51.

Allier, E. (2018). Memorias imbricadas: terremotos en México, 1985 y 2017. Instituto de Investigaciones Sociales de la UNAM. *Revista Mexicana de Sociología*. No. 80. No. Especial septiembre 2018. P.9-40.

American Concrete Institute. (2008). Requisitos de reglamento para concreto estructural ACI-318S-08. 520 p.p.

Arce, S. (2011). Aplicación de la metodología HAZUS MH en análisis de riesgo sísmico en infraestructura del anillo metropolitano de transporte de electricidad. Instituto Costarricense de Electricidad. Costa Rica. Publicado el 22 de abril de 2011. Consultado el 10 de abril de 2021. Recurso en línea. Disponible en: <https://bit.ly/2OHOWLs>

Arroyo, R., Guzmán, A., Barragán, R., Salgado, A., Guinto, R. y Acevedo, H. (2009). Estrategias para la rehabilitación de edificios multifamiliares de interés social tipo INFONAVIT. Universidad Autónoma de Aguascalientes. *Investigación y Ciencia de la Universidad Autónoma de Aguascalientes*. No. 44. P.29-36.

Associated Press. (2017). Suelo blando en la Ciudad de México amplifica temblores. *Excelsior*. Publicado el 20 de septiembre de 2017. Consultado el 23 de mayo de 2021. Recurso en línea, disponible en: <https://bit.ly/3bMqwZi>

Braja, M. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones. Cengage Learning. Séptima edición. México. 819 p.p.

Buendía, L. y Reinoso, E. (2019). Patologías Estructurales. *Revista Mexicana de la Construcción*. Cámara Mexicana de la Industria de la Construcción. Publicado el 14 de febrero de 2019. Consultado el 23 de mayo de 2021. Recurso en línea, disponible en: <https://bit.ly/2SpBvBq>

Centro Nacional de Prevención de Desastres. (2018). Sismos en Ciudad de México. Gobierno de México. Actualizado el 12 de octubre de 2018. Consultado el 23 de abril de 2021. Recurso en línea, disponible en: <https://bit.ly/3yATS71>

Cornell, A. y Vamvtsikos, D. (2002). Incremental Dynamic Analysis. *Earthquake and Engineering Structural Dynamics*. Vol. 31. No. 3. Tomo especial: Special Topics Issue on Performance-based Earthquake Engineering. P. 491-514.

Corona, S. (2015). Terremoto de 1985: el precio de un terremoto. *El País*. Publicado el 18 de septiembre de 2015. Consultado el 23 de mayo de 2021. Recurso en línea, disponible en: <https://bit.ly/3hOMKhs>

Criales, J. (2019). Las Heridas del 19-S que Perduran Dos Años Después. Diario El País. Publicado el 19 de septiembre de 2019. Consultado el 3 de marzo de 2021. Recurso en línea, disponible en: <https://bit.ly/2OaTnhm>

Evaluación de Riesgos Naturales. (2018). Los sismos de septiembre de 2017: intensidad, vulnerabilidad y pérdidas. XV convención anual. Modelos de riesgo, desarrollos actuales y eventos naturales recientes. Publicado el 16 de octubre de 2018. Consultado el 23 de mayo de 2021. Recurso en línea, disponible en: <https://bit.ly/3fJuOSs>

Federal Emergency Management Agency. (2021). HAZUS. The Standard in estimating earthquake losses. Washington D.C. FEMA. Gobierno de Estados Unidos. Actualizado el 11 de febrero de 2021. Consultado el 10 de abril de 2021. Recurso en línea, disponible en: <https://bit.ly/3mD0vQH>

Furumura R. y Singh S. (2002), Regional wave propagation from Mexican Subduction Zone Earthquakes: The attenuation functions for interpolate and inslab events. Bull. Seism. Soc. Am., 92, No. 6, 2110-2125.

Gazcón, F. (2017). ¿Cómo se comparan los terremotos de 1985 y 2017 en términos económicos? Dinero en Imagen. Imagen Digital. Excelsior. Publicado el 25 de septiembre de 2017. Consultado el 23 de mayo de 2021. Recurso en línea, disponible en: <https://bit.ly/3u9WViR>

Google Earth (2021). Ubicación y georreferenciación de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Mapa de información de la Ciudad de México, México. Recurso en línea, disponible en: <https://bit.ly/3t8Eprv>

Instituto de Ingeniería de la UNAM. (2021). Base de Datos de la Red de Registros Acelerográficos de la RAI-UNAM. Unidad de Instrumentación Sísmica del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Consultado el 26 de febrero de 2021. Recurso en línea, disponible en: <https://bit.ly/3kW7enK>

Instituto de Investigaciones Legislativas. (2018). Sismo 19 de septiembre 2017: Aspectos Estadísticos, Financieros y Sociales Relativos a la Construcción, Recuperación y Transformación de la CDMX. 63 p.p.

Jaimes, M., Reinoso E. (2001). Peligro Sísmico en la Ciudad de México Debido a Sismos de Subducción, Falla Normal e Intraplaca. Instituto de Ingeniería, UNAM. *XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Agosto.

Jaimes M. y Reinoso E. (2006). Comparación del comportamiento de edificios en el Valle de México ante sismos de subducción y de falla normal. *Revista de Ingeniería Sísmica*. No. 75. 1-22.

Mander, J., Priestley, J. y Park R. (1988). Theoretical Stress-Strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*. ASCE. Vol. 114. No.8. Paper No. 22686.

Moreno, R. y Bairán J. (2010). Curvas de Fragilidad para evaluar el daño sísmico en edificios de concreto armado con losas reticulares. *Revista de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela*. Vol. 25. No.4. Publicado el 2 de diciembre de 2010. Consultado el 10 de abril de 2021. Recurso en línea, disponible en: <https://bit.ly/2Q9yfZE>

Romero, D. (2017). SCT construirá nuevo edificio de confirmar daño en su sede. Grupo en Concreto. Infraestructura. Publicado el 12 de octubre de 2017. Consultado el 9 de abril de 2021. Recurso en línea, disponible en: <https://bit.ly/3s8yIZg>

Ruiz, S., Jiménez, R., Santos, M. y Orellana, M. (2020). Evaluación de la fragilidad de dos soluciones de rehabilitación para un edificio con planta baja débil dañado durante el sismo 19/S17. SMIS. Revista de Ingeniería Sísmica. No. 102. Parte 2. No. Especial sismos Sep17. P.48-56.

Secretaría de Obras y Servicios. (2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Gaceta Oficial de la Ciudad de México. Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda. 15 de diciembre de 2017. No. 220 Bis. P. 44-83.

United States Geological Survey. (2016). Earthquake hazards 201- Technical questions and answers. What is acceleration, peak acceleration, and peak ground acceleration. U.S. Department of the Interior. Publicado el 16 de marzo de 2016. Consultado el 23 de abril de 2021. Recurso en línea, disponible en: <https://on.doi.gov/3vbVodd>

Vértigo Político. (2015). Terremoto del 85: el antes y después en la Ciudad de México. Redacción. Política. Publicado el 18 de septiembre de 2015. Consultado el 9 de abril de 2021. Recurso en línea, disponible en: <https://bit.ly/3uCo0fl>

Walpole, R., Myers, R., Myers, S. y Ye K. (2012). Probabilidad y estadística para ingeniería y ciencias. Pearson Education. Novena edición. México. 816 p.p.

APÉNDICES

Apéndice A. Diagramas esfuerzo-deformación

La composición de materiales de la estructura se encuentra dada en función de concreto reforzado haciendo que se tengan propiedades tanto del concreto simple como del acero utilizado para el refuerzo de los elementos estructurales.

En la tabla A.1 se observan las características inherentes al concreto simple utilizado para la modelación estructural con una resistencia nominal a la compresión $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$. Respecto al módulo de elasticidad analizado en este material se registra el que se utilizó para el diseño respecto al reglamento vigente para la Ciudad de México en 1977, el cual de acuerdo con dicha normativa se encuentra definido por la ecuación $E = 10500\sqrt{f'_c}$ (Considerando al concreto como una determinada Clase 1 de propiedades estructurales definidas en esta norma). Si se compara este valor contra la normativa utilizada en el 2017, se tiene la ecuación $E = 14000\sqrt{f'_c}$ (considerando al concreto nuevamente de Clase 1, pero diferenciando ahora el tipo de agregado base como del tipo basáltico).

Como se puede observar, el valor utilizado para el diseño de estructuras de concreto en 1977 es del orden de un 75% del valor actualmente aceptado para el módulo de elasticidad por las normas vigentes. La utilización de un módulo de elasticidad menor implica fundamentalmente afectar a la rigidez de la estructura en sus referentes angulares, laterales y longitudinales, haciendo que se considere que para menores esfuerzos se alcanzarán deformaciones mayores.

Tabla A.1 Características del concreto simple utilizado

Descripción	Valor
Peso volumétrico	2,447.3 kg/m ³
Módulo de elasticidad (E)	167,638.7 kg/cm ²
Relación de Poisson (ν)	0.2
f'_c	254.9 kg/cm ²

Con respecto al arreglo transversal de acero utilizado, cabe destacar dentro del modelo estructural aplicado en las distintas secciones de columnas que se observa un determinado incremento en el grado de resistencia del esfuerzo que resiste el concreto utilizado.

En la figura A.1 se aprecia una comparación de la sobrerresistencia añadida a una sección por confinamiento y una sección sin ese confinamiento (Mander y otros, 1988). Como se aprecia en esta figura se generan dos características de importante mención debidas al fenómeno de confinamiento: la primera está vinculada al incremento en aproximadamente 25 kg/cm² a la resistencia f'_c estudiada; por otra parte, la capacidad de deformarse del material incrementa casi cuatro veces, debido a que el confinamiento está brindando el acero transversal utilizado.

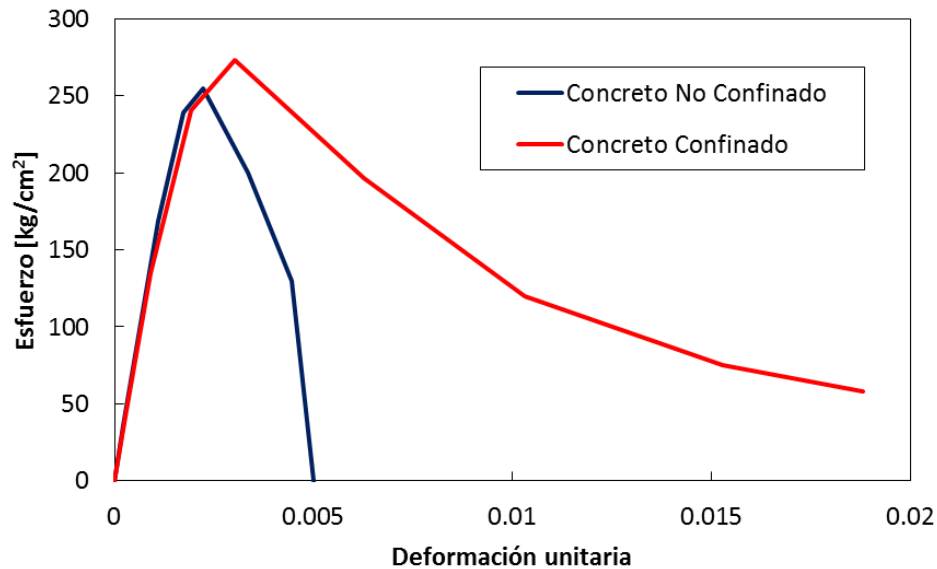


Figura A.1 Gráfica Esfuerzo-Deformación del concreto con y sin confinamiento (elaborada por el autor)

En la tabla A.2 se observan las características del acero utilizado en refuerzo longitudinal y transversal, denominado como A615Gr60. De igual forma se presenta en la figura A.2 la gráfica esfuerzo-deformación de este material, así como en la figura A.3 una comparación del comportamiento de este acero con respecto a otros aceros comúnmente usados en la actualidad.

A partir de esta última figura se observa que, en comparación con distintos tipos de acero, el utilizado para la modelación estructural en esta investigación es el que mayor deformación unitaria admite hasta tres veces más que otros tipos de aceros, permitiéndose catalogar al A615Gr60 como un acero de alta ductilidad. Respecto al esfuerzo resistente se observa que se encuentra en un intervalo de fluencia de los 4200 kg/cm², situación que se presenta en la mayoría de los aceros observados. Sin embargo, destaca de la comparación la existencia de aceros de alta resistencia que pueden llegar a superar este valor hasta en cuatro veces con respecto a las características antes mencionadas.

Tabla A.2 Características del Acero de refuerzo utilizado

Descripción	Valor
Peso volumétrico	7,851.8 kg/m ³
Módulo de elasticidad (E)	2,038,901.9 kg/cm ²
Relación de Poisson (ν)	0.3
Esfuerzo de fluencia (f_y)	4,218.4 kg/cm ²
Esfuerzo último (f_u)	6,327.6 kg/cm ²

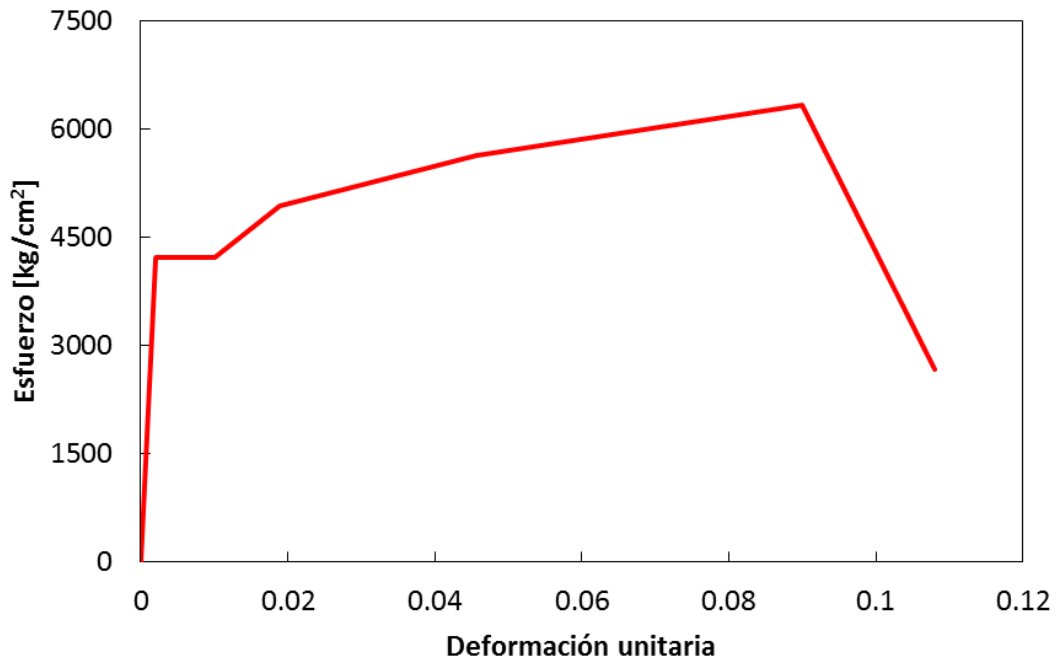


Figura A.2 Gráfica Esfuerzo-Deformación del acero A615Gr60 (elaborada por el autor)

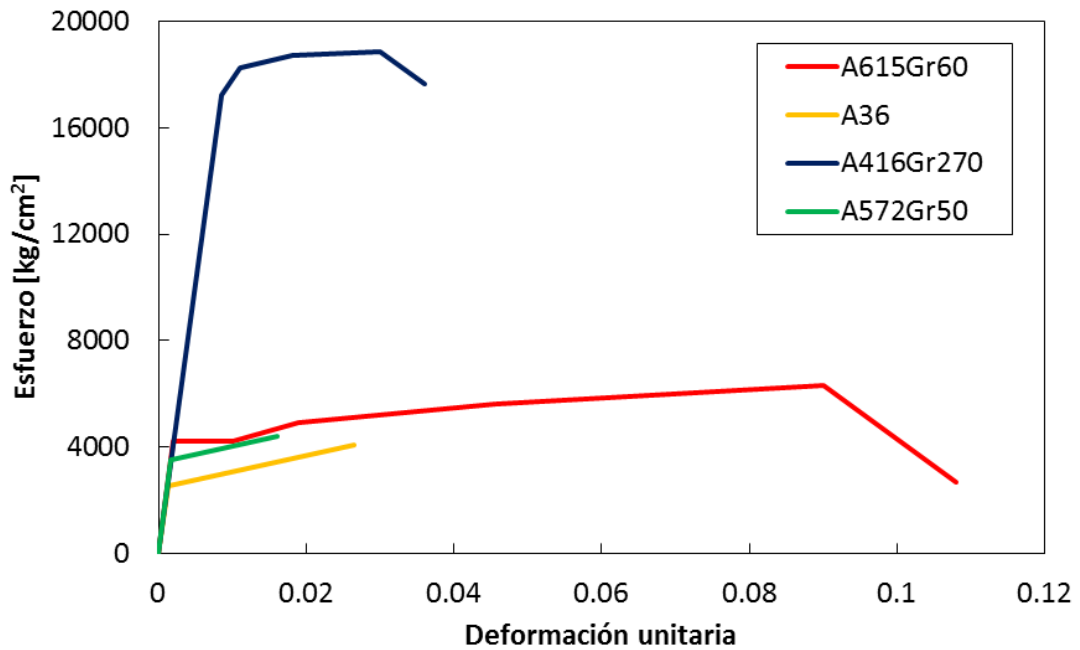


Figura A.3 Comparativa de gráficas Esfuerzo Deformación de distintos aceros (elaborada por el autor)

Apéndice B. Diagramas momento-curvatura

Para el análisis de las secciones empleadas en las vigas del modelo estructural, se desarrollaron los diagramas momento-curvatura tanto de la viga tipo 1 (45x30 2#6+1#4-3#4 E#2@25 cm) y la viga tipo 2 (45x30 2#6-3#4 E#2@25 cm).

Las secciones se encuentran representadas en la figura B.1 de esta misma sección. Como se puede apreciar de la figura B.1 la diferencia principal en ambos arreglos es la presencia de una varilla de cuatro octavos de pulgada en el lecho superior de la viga tipo 1, haciendo que dicho elemento cuente con una capacidad para resistir momentos flexionantes respecto del lecho inferior debido a la incorporación de condicionantes consideradas para el diseño de la estructura analizada.

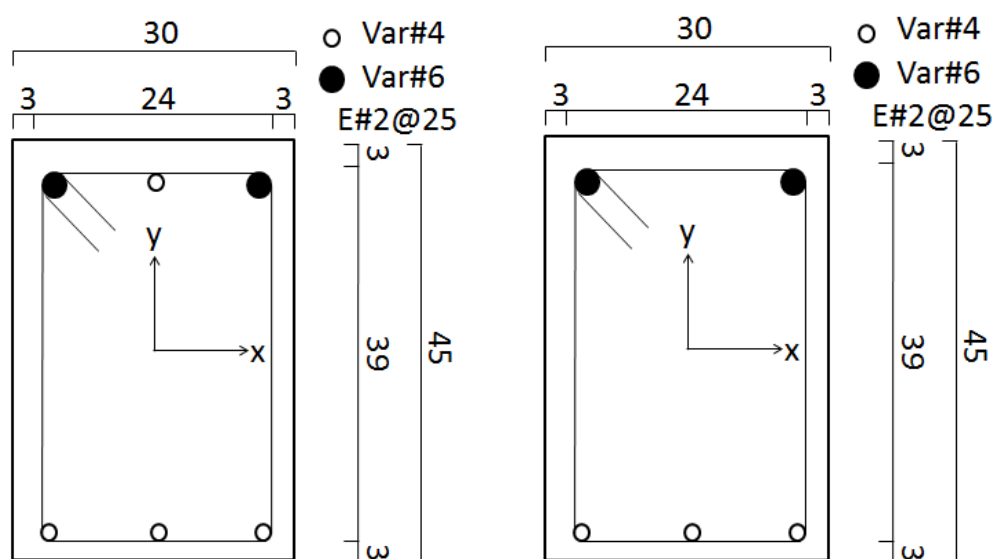
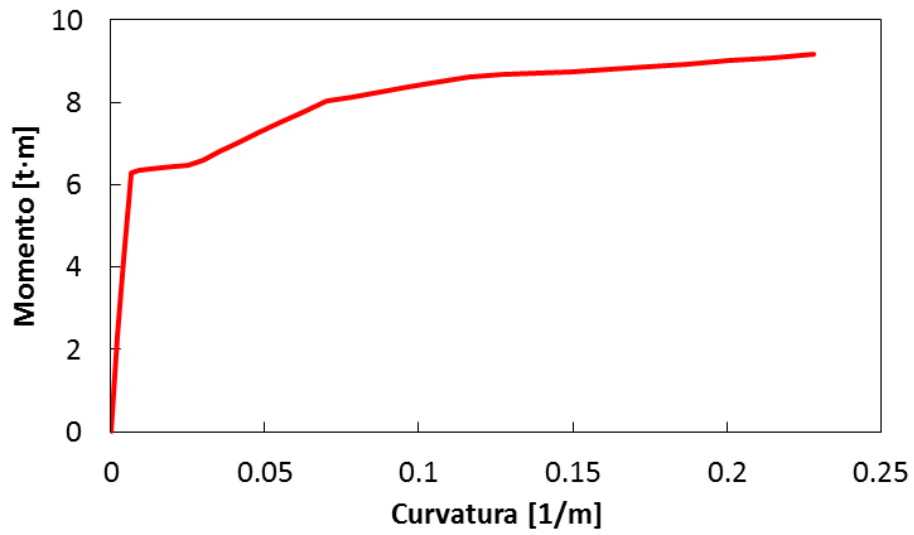


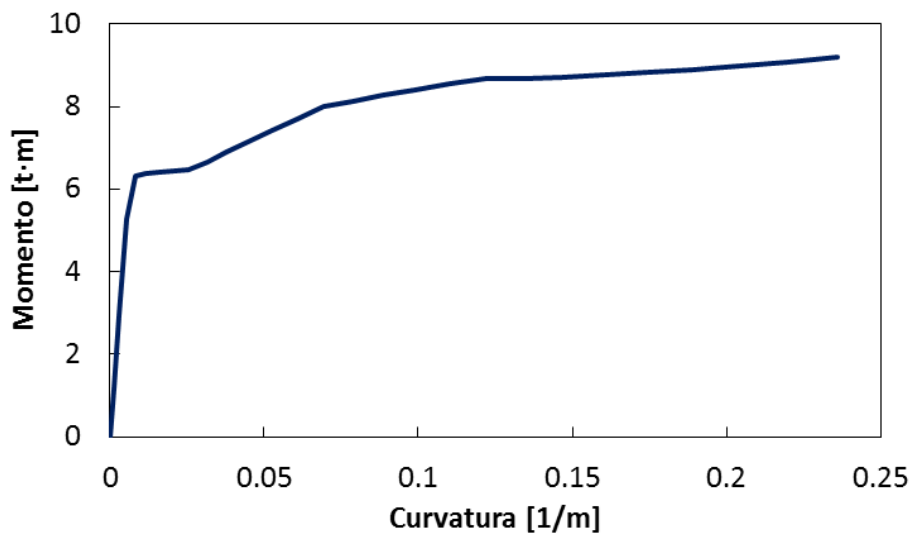
Figura B.1 Secciones transversales de vigas utilizadas. Viga tipo 1 (45x30 2#6+1#4-3#4 E#2@25 cm, a la izquierda) y viga tipo 2 (45x30 2#6-3#4 E#2@25 cm, a la derecha). Acotación en cm (elaborada por el autor)

Debido a la diferencia en el armado de ambas secciones se observa un cambio en el diagrama de cada sección, siendo para una misma curvatura mayor el momento necesario para llegar a este valor en la viga tipo 1 que en la viga tipo 2.

Cabe destacar que para fines prácticos esta diferencia es mínima y básicamente están presentando el mismo grado de deformabilidad aun momento determinado ambos tipos de arreglos. En las figuras B.2 y B.3 se muestra el diagrama Momento curvatura para las secciones de viga tipo 1 y tipo 2 respectivamente. Estas gráficas demuestran un comportamiento prácticamente lineal hasta una curvatura de 0.01 m^{-1} para un momento de $6 \text{ t} \cdot \text{m}$. Posteriormente se encuentra un comportamiento no lineal en la deformación hasta el par de $9.2 \text{ t} \cdot \text{m}$ y una curvatura máxima de 0.225 m^{-1} . Respecto a esta información se establece el espacio de comportamiento elástico lineal ante la deformación por curvatura debida a una carga de momento.



FiguraB.2 Diagrama Momento-Curvatura para la sección de viga tipo 1 (elaborada por el autor)



FiguraB.3 Diagrama Momento-Curvatura para la sección de viga tipo 2 (elaborada por el autor)

Apéndice C. Diagramas P-M

Para la obtención de los diagramas Carga-momento o diagramas de interacción, se obtuvieron las características geométricas de los dos tipos de secciones de columnas utilizados en el modelo estructural. La columna tipo 1 (35x35 6#6 E#2@15cm) y tipo 2 (35x35 6#4 E#2@15cm) que difieren primordialmente del tamaño de acero longitudinal utilizado, aunque conservan en esencia el tipo de arreglo y dimensiones geométricas básicas, así como el mismo tipo de acero transversal. En la figura C.1 se aprecian estas secciones y sus características de forma visual.

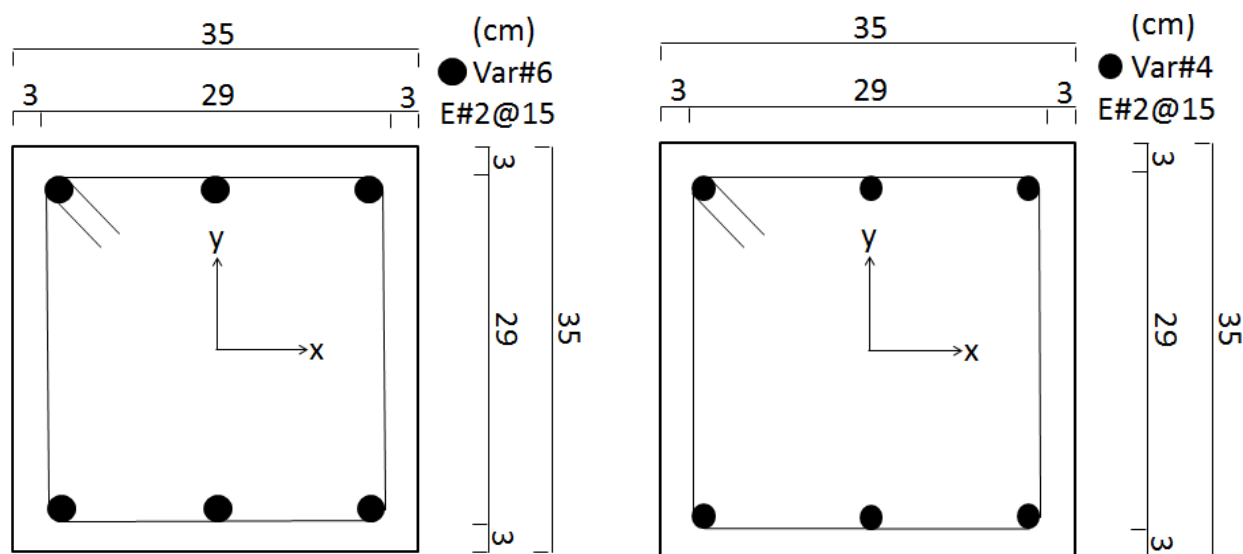


Figura C.1 Secciones Transversales de columnas utilizadas. Columna tipo 1 (35x35 6#6 E#2@15cm, a la izquierda) y columna tipo 2 (35x35 6#4 E#2@15cm, a la derecha). Acotación en cm (elaborada por el autor)

De acuerdo con distintas metodologías implementadas en la construcción de diagramas de interacción, el proceso de utilización de diversos factores de carga tanto para elementos en compresión como en tensión otorgan un punto de comparación muy difícil de converger a un modelo teórico utilizado. Para la comparación correcta a un determinado modelo matemático auxiliar se procede a utilizar los datos brindados por el programa SAP2000 en su sección de diseño de secciones respecto a la metodología ACI-318-08 y a observación de estos datos antes de aplicar las cargas de reducción respectivas a esta metodología. Una vez obtenidos estos datos se corrobora con la metodología antes mencionada para comprobar que el programa utilizado está generando información congruente con el modelo planteado.

A partir de esta información se extrae para cada uno de los tipos de columna la información referente a los diagramas de interacción en sus dos direcciones principales (X y Y de acuerdo con el sistema de referencia especificado en la figura C.1) para así obtener una plantilla de comparación con la resistencia dada en una orientación y en otra. Destaca de esta modelación que un diagrama para el eje X tendrá la mayor resistencia debido al tipo de arreglo que se observa en los diagramas descritos, mientras que en el eje Y se verá

disminuida debido a esta misma situación. En las figuras C.2 y C.3 se aprecian los diagramas para las secciones de columna tipo 1 y tipo 2 respectivamente.

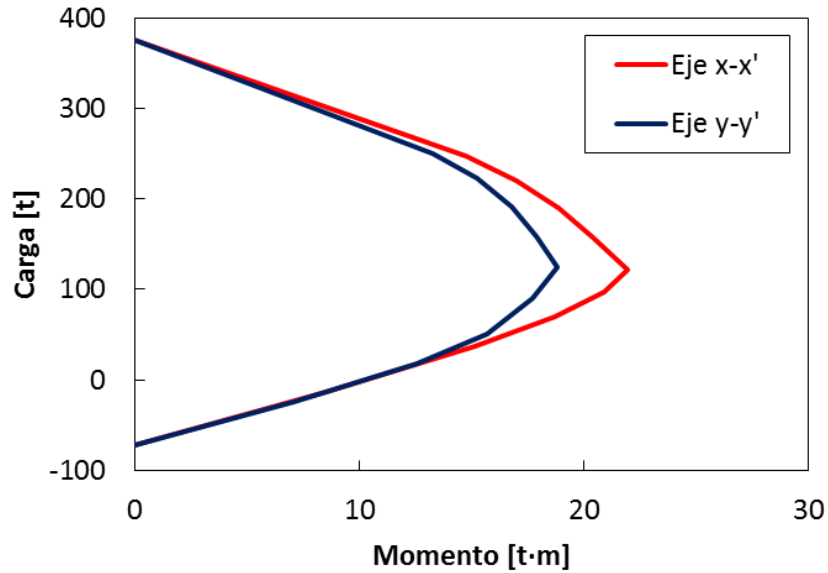


Figura C.2 Diagrama de interacción para la columna tipo 1 en sus dos direcciones (X y Y) (elaborada por el autor)

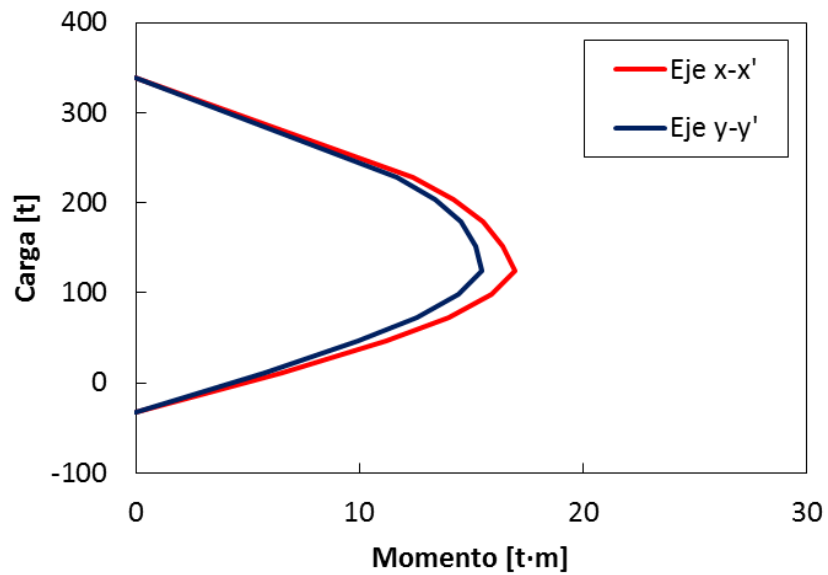


Figura C.3 Diagrama de interacción para la columna tipo 2 en sus dos direcciones (X y Y) (elaborada por el autor)

Apéndice D. Simulaciones sísmicas realizadas

Las simulaciones sísmicas evaluadas en este trabajo constan de un grupo de diez sismos, de los cuales cuatro poseen características de sismos de tipo intraplaca y seis de subducción. Cada uno de estos sismos se encuentran escalados respecto al periodo de la estructura de análisis en diez casos o niveles de intensidad, de los cuales a partir de un incremento exponencial de intensidades entre los mismos permitirán desarrollar la base de datos asociada al comportamiento estructural. En la figura D.1 se observa dicha relación.

Cabe destacar que existen distintos grados de incremento en las intensidades manejadas en cada uno de los registros observados. Un aspecto importante por enfatizar es que en este proceso se busca homogeneizar características de ejecuciones sísmicas factibles a suceder mediante los periodos estructurales planteados, suponiéndose que para un periodo de 2 s, se pueden esperar en casos extraordinarios aceleraciones superiores a una gravedad, mientras que en una estructura de 4 s, los mismos espectros de respuesta decrecen hasta ocho veces, por lo cual si se realiza la misma escala a 2 s y a 4 s, provocar una aceleración mayor a 981 cm/s^2 estaría suponiendo aceleraciones superiores a las 8 g en periodos menores para el mismo espectro de respuesta, lo cuál equivaldría a un sismo con ocho veces la intensidad del sismo del 19 de septiembre de 1985, escenario apocalíptico para el globo terrestre en su totalidad y del cual no existe precedente.

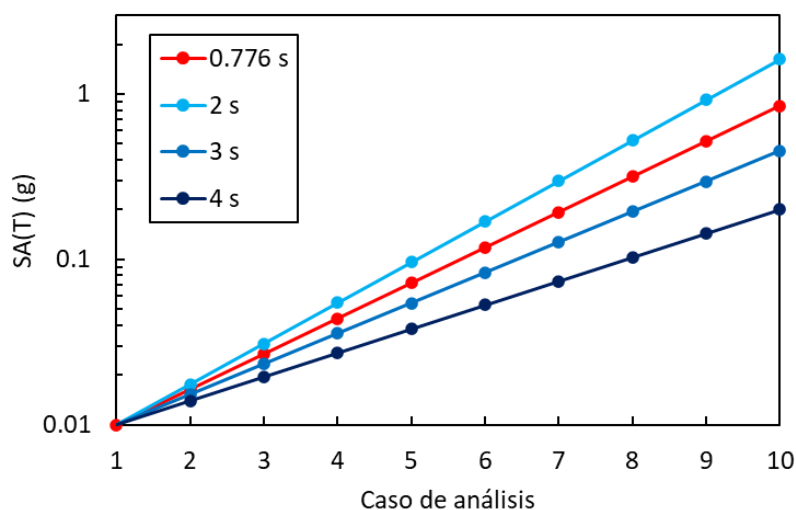


Figura D.1 Aceleración escalada en cada set de análisis para las simulaciones realizadas (elaborada por el autor)

Por otra parte, en la figura D.2 se observa a manera de muestra, los diez patrones de ejecución sísmica utilizados, escalados con las intensidades de la estructura *As Built* en su caso de intensidad 8 (i.e., SA8). Se puede apreciar en azul cómo los sismos de tipo intraplaca alcanzan sus máximas intensidades muy rápido, pero resultan en lo general ser de corta duración (menores a 100 segundos de ejecución), mientras que los sismos de rojo relacionados a orígenes de tipo de subducción tardan más tiempo en llegar a sus valores máximos, mientras que su duración llega a poco menos de los 200 segundos.

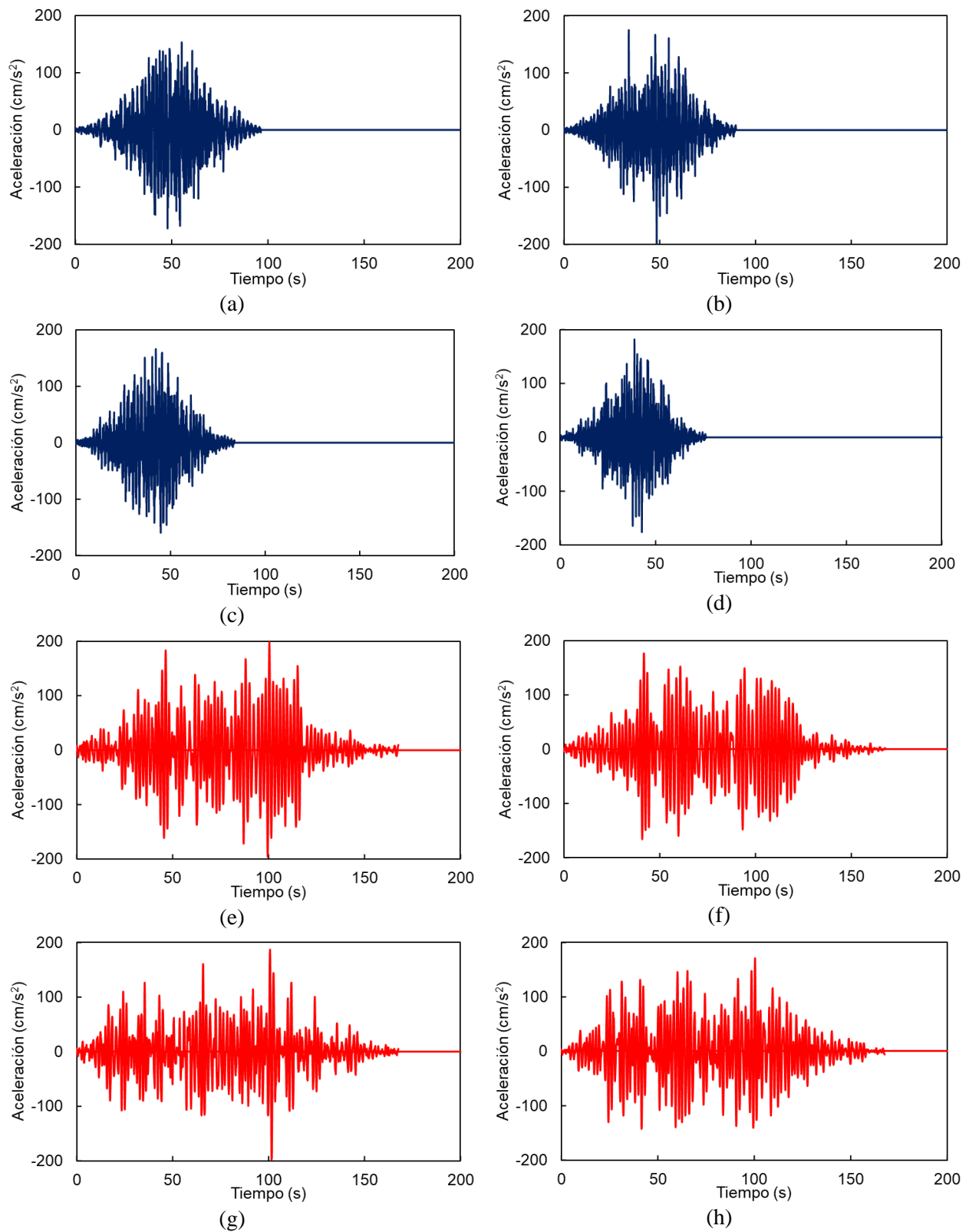


Figura D.2 Ejecución sísmica vinculada a un periodo $T = 0.776$ s de intensidad alta (SA8) para (a-d) sismos intraplaca 1-4 y para (f-j) sismos de subducción 5-10 (elaborada por el autor)

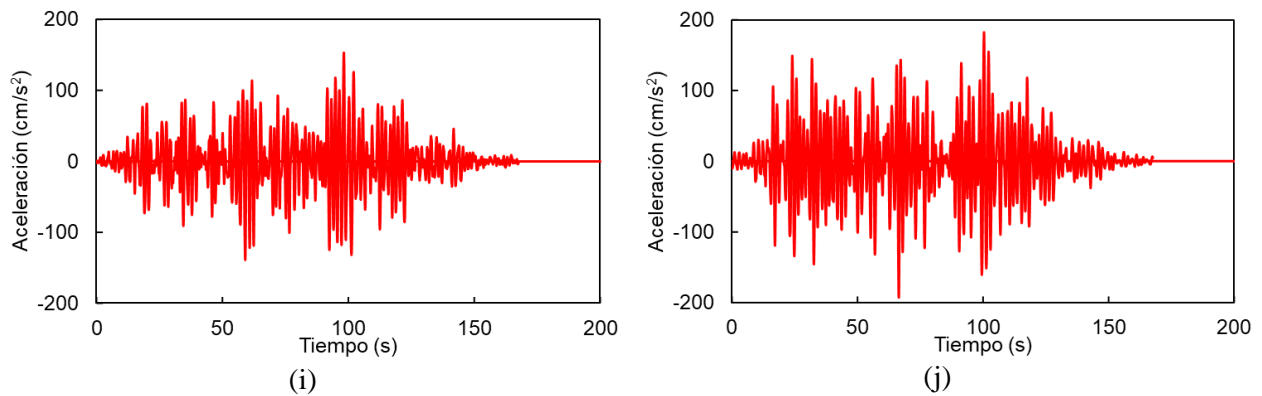


Figura D.2 Continuación

Finalmente, a manera de resumen se muestran en las figuras D.3 a D.7 los espectros de respuesta obtenidos para los diez sismos ejecutados antes mencionados, así como un espectro equivalente promedio de referencia de dichos valores escalados para una intensidad SA3 y una intensidad SA8 y finalmente comparados entre sí los valores de ambas intensidades para poseer un referente de comparación entre ambas magnitudes.

Como se puede apreciar en los cuatro casos todos los espectros de respuesta coinciden en el valor de pseudoaceleración asociado a su nivel de intensidad debido a que como se comentó previamente, estos fueron escalados alrededor de este valor. La dispersión de espectros en otras magnitudes permite corroborar que cada sismo está teniendo un comportamiento único al interactuar con las estructuras analizadas.

Para la estructura con periodo $T = 0.776$ s:

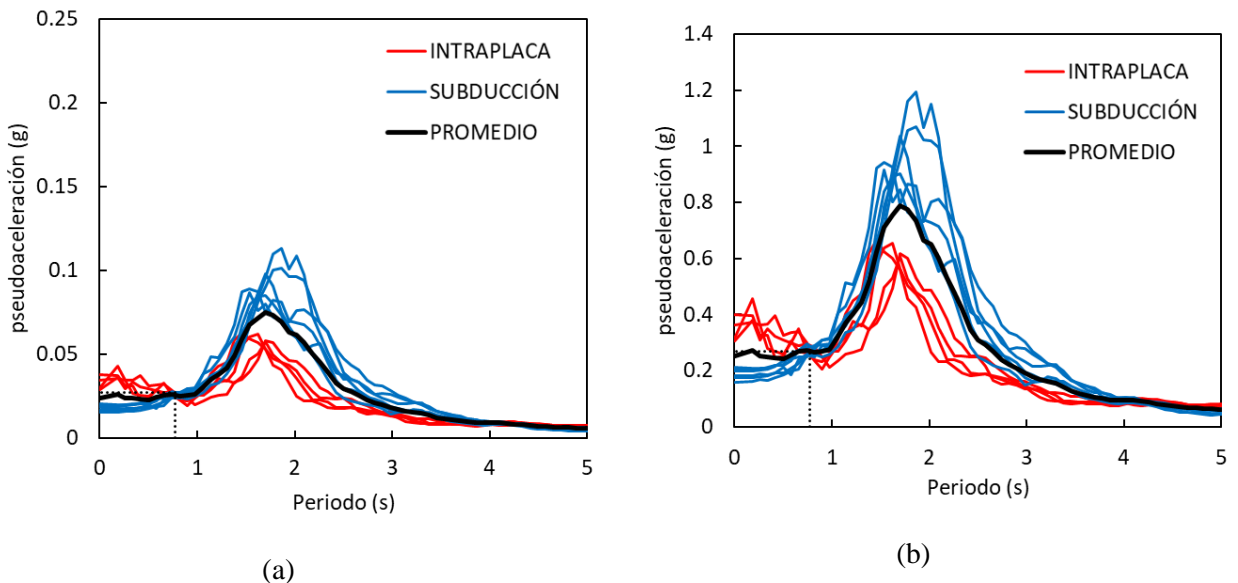


Figura D.3 Espectro de respuesta referenciados al periodo de $T = 0.776$ s para los sismos en cada grupo o set, para una intensidad (a) baja (SA3) y (b) alta (SA8) (elaborada por el autor)

Para la estructura con periodo $T = 2$ s:

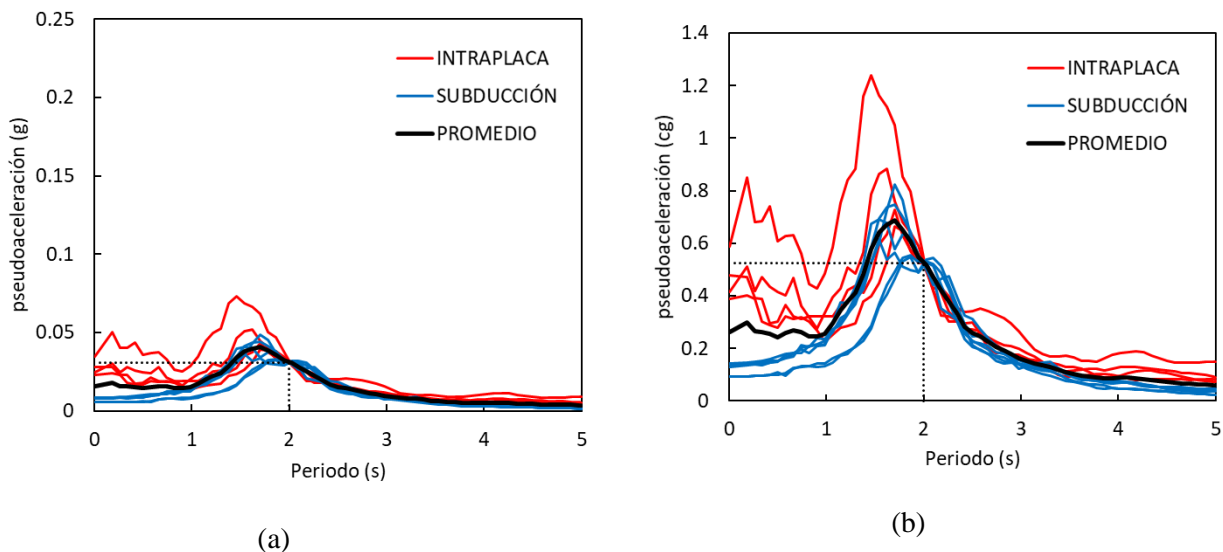


Figura D.4 Espectro de respuesta referenciados al periodo de $T = 2$ s para los sismos en cada grupo o set, para una intensidad (a) baja (SA3) y (b) alta (SA8) (elaborada por el autor)

Para la estructura con periodo $T = 3$ s:

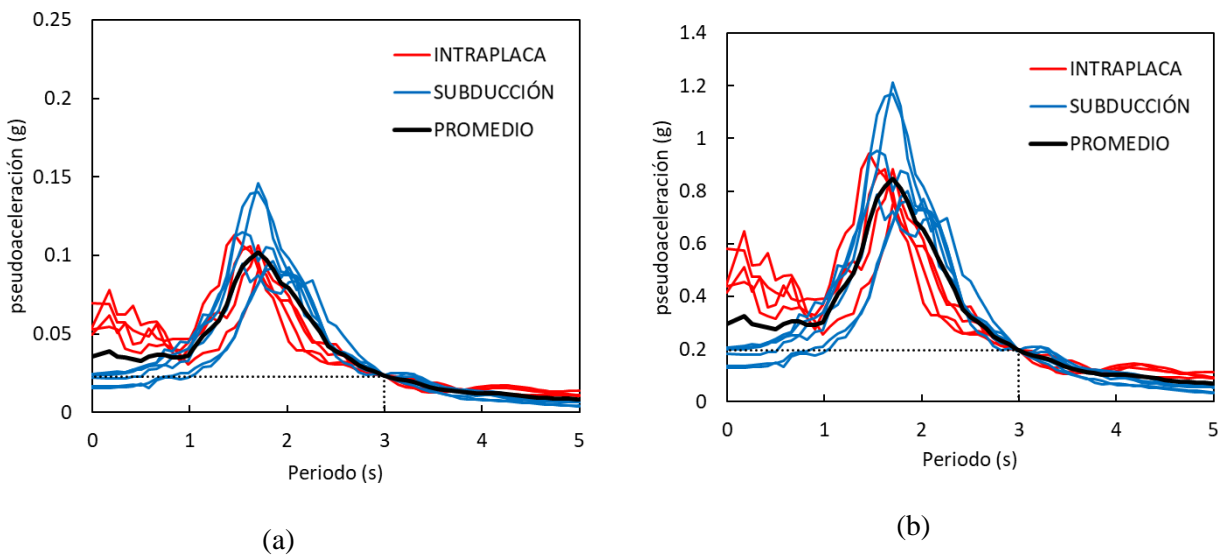


Figura D.5 Espectro de respuesta referenciados al periodo de $T = 3$ s para los sismos en cada grupo o set, para una intensidad (a) baja (SA3) y (b) alta (SA8) (elaborada por el autor)

Para la estructura con periodo $T = 4$ s:

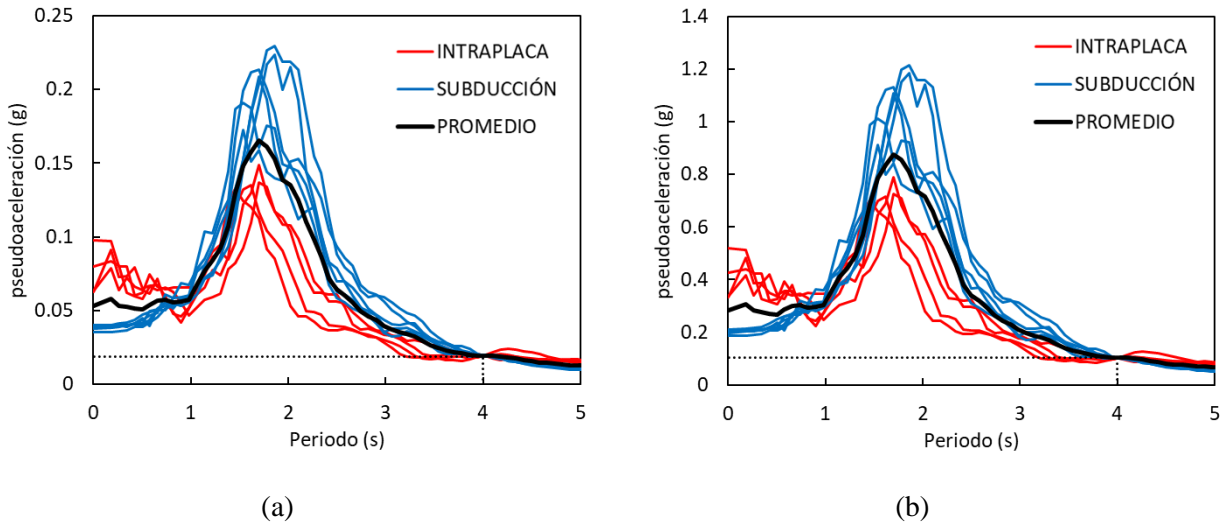


Figura D.6 Espectro de respuesta referenciados al periodo de $T = 4$ s para los sismos en cada grupo o set, para una intensidad (a) baja (SA3) y (b) alta (SA8) (elaborada por el autor)

Finalmente, para la comparación de valores promedio de cada dispositivo:

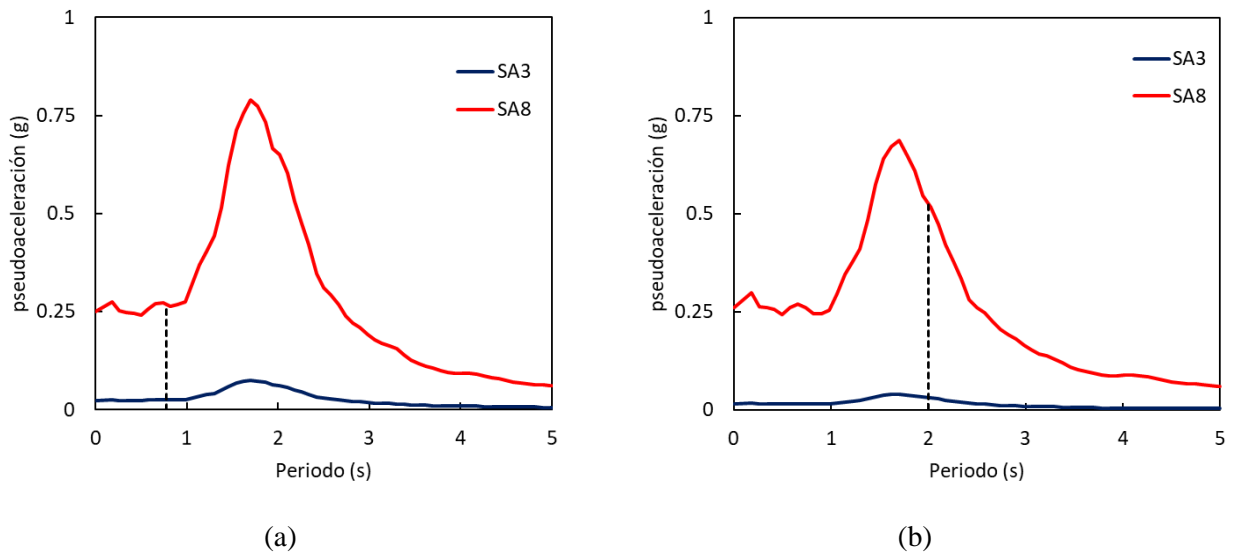
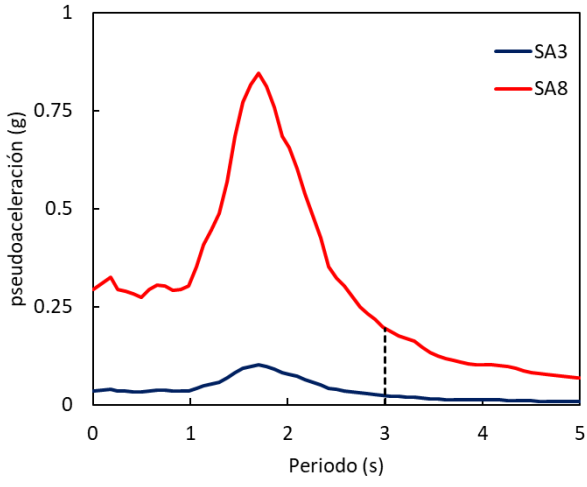
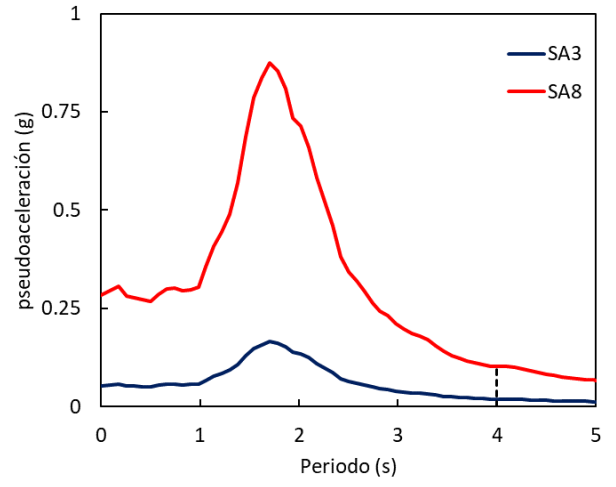


Figura D.7 Comparación a escala del espectro de respuesta promedio para intensidad baja (SA3) y alta (SA8) para el periodo $T = 0.776$ s, $T_b = 2$ s, $T_b = 3$ s y $T_b = 4$ s (elaborada por el autor)



(c)



(d)

Figura D.7 Continuación

Apéndice E. Resultados ante los sismos del 19 de septiembre de 1985 y 2017

E.1 Sismos registrados 1985 y 2017

Como parte del precedente histórico relacionado a la incidencia de solicitaciones sísmicas en la zona de estudio se tiene como paso fundamental el situar los registros históricos dentro del intervalo de las simulaciones sintéticas para entender y dimensionar el orden de destructividad asociado a las intensidades presentadas en los eventos sísmicos del 19 de septiembre de 1985 y 2017.

Por una parte, se tiene al sismo del 19 de septiembre de 1985 como un sismo de subducción provocado por la rotura de contacto entre las placas de Cocos y Norteamericana con epicentro a 45 km al noroeste de La Mira, Michoacán, con una magnitud de 8.1 en la escala de Richter (Gobierno de México, 2018). Pese a ubicarse a más de 370 km de la Ciudad de México, la gran intensidad con la que se encuentra vinculado dicho movimiento se encuentra relacionada a la estratigrafía profunda del Valle de México, la cual funcionó como un amplificador de ondas (i.e., efecto de resonancia) que entraron en contacto con las arcillas de esta región (Rosenblueth, 1992).

En cuanto al impacto social de dicha solicitación sísmica, resulta muy complejo generar una base de datos basada en información oficial debido a que relacionado a la condición de catástrofe al momento, se vio impedido un catastro de daños materiales e inmateriales, registros de víctimas, entre otros, por lo cual se estila apoyarse en registros indirectos vinculados a notas periodísticas de la época así como estimaciones indirectas realizadas por instituciones como Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI) o aseguradoras de distinto tipo.

En cuanto a daños materiales las pérdidas económicas se calculan entre cuatro mil y cinco mil millones de dólares. Respecto a las pérdidas humanas debidas a derrumbes y falta de acceso a servicios médicos asociada al periodo de crisis inmediato después del sismo existe un margen demasiado amplio, teniéndose las cifras más conservadoras en el Registro Civil de la Ciudad de México y el Instituto Mexicano del Seguro Social (IMSS) aproximando sus registros entre tres mil y seis mil decesos; fuentes más críticas como el Servicio Sismológico Nacional (SSN) sostiene que hay una cifra cercana a los cuarenta mil decesos (Gobierno de México, 2018).

A partir de los registros acelerográficos producto de las labores de instrumentación y procesamiento de la Unidad de Instrumentación Sísmica del Instituto de Ingeniería de la UNAM se obtiene el registro más cercano al sitio de estudio en la estación SCT B-1, ubicada en el estacionamiento de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en la colonia Narvarte, alcaldía Benito Juárez, Ciudad de México (Coord. 19.39469°, -99.14868°).

En la figura E.1.1 se puede apreciar el acelerograma y su respectivo espectro de respuesta para las componentes horizontales Norte-Sur y Este-Oeste. Como se puede observar para la estación analizada las aceleraciones máximas se están presentando en ambas direcciones alrededor de los 2 s, siendo esta una característica usual en los registros generados en suelos arcillosos.

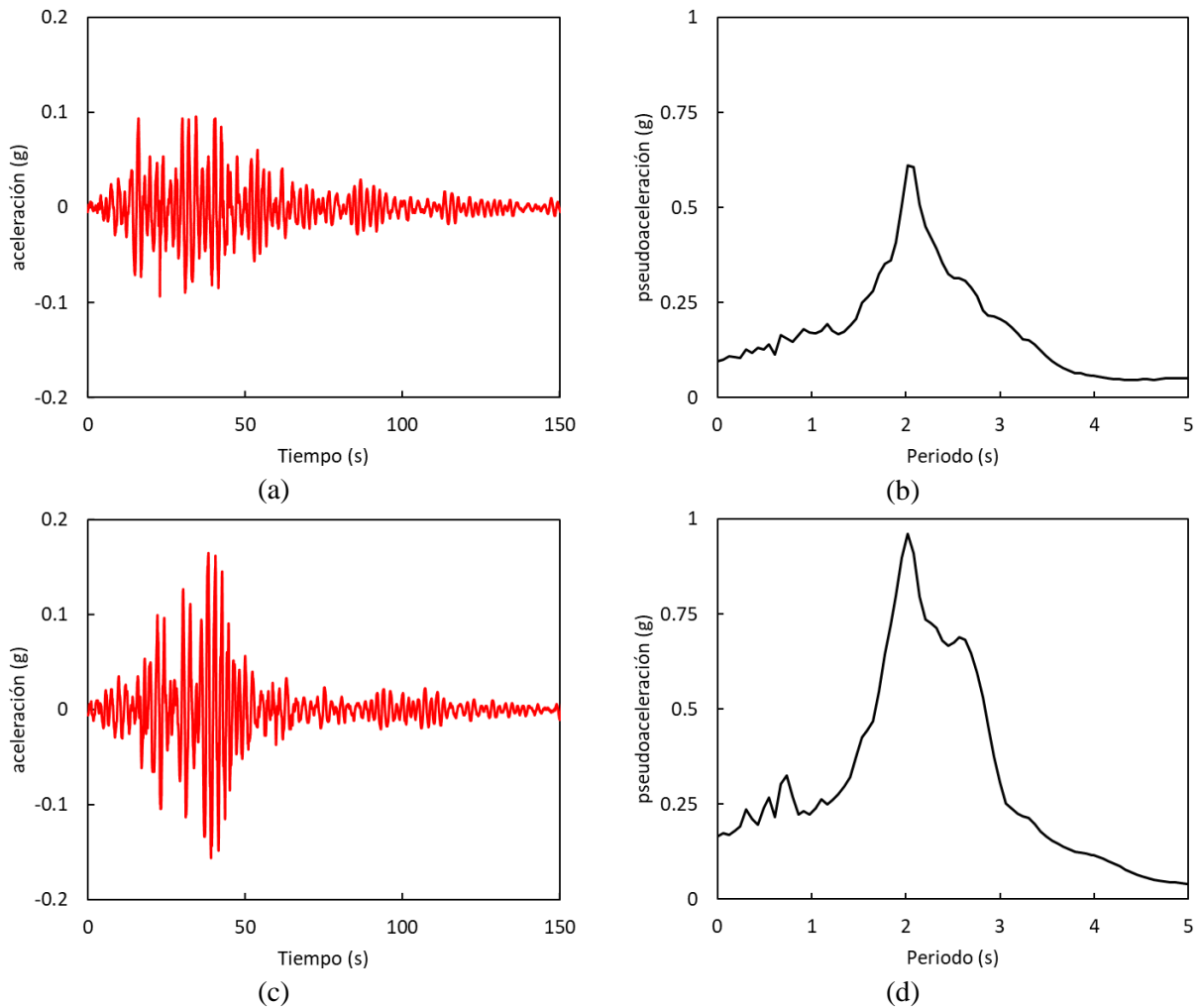


Figura E.1.1 Sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación acelerométrica SCT B-1. (a) Acelerograma y (b) espectro de respuesta para la componente N-S y (c) acelerograma y (d) espectro de respuesta para la componente E-O (elaborada por el autor)

Por otra parte, se tiene el sismo del 19 de septiembre de 2017, un sismo de carácter intraplaca con epicentro a 12 km al sureste de Axochiapan, Morelos, y 120 km de la Ciudad de México y con una magnitud 7.1 en la escala de Richter. A diferencia del sismo de 1985 esta ejecución sucede en un momento histórico donde la conciencia sobre el peligro inherente a cargas accidentales como las acciones sísmicas pueden resultar devastadoras para múltiples regiones de la república, entre ellas la misma capital, por lo cual ya se cuenta con determinados protocolos de atención, simulacro y evacuación sistematizada de edificaciones importantes, así como comisiones descentralizadas para el manejo presupuestal de situaciones de emergencia como la Comisión para la Reconstrucción, Recuperación y Transformación de la CDMX y finalmente nuevos reglamentos más rigurosos como es el caso de las Normas Técnicas Complementarias en su edición 2004.

Dada esta pauta de esquemas y diferencias con la condición social de 1985 aunado a que las solicitaciones sísmicas generadas presentaron menores intensidades que en el sismo precedente, se obtuvo como consecuencia inmediata una tasa de mortalidad y destructividad mucho menor en 2017. Respecto a los

inmuebles dañados se obtuvo un catastro de 5,974 viviendas dañadas de acuerdo con la Secretaría de Desarrollo Agrario, Territorial y Urbano. Por otra parte, la misma Comisión para la Reconstrucción estimó un año después bajo dictamen que el saldo de daños resultó ser de 1,836 viviendas con afectaciones de bajo riesgo, 430 en riesgo medio, 779 en riesgo alto, 235 en riesgo de colapso y 60 derrumbes. En cuanto a pérdidas humanas se tiene registro de 369 muertos y más de siete mil heridos a lo largo de toda la república mexicana (casi del 1% de víctimas del sismo de 1985) (Criales, J., 2019).

A partir de los registros acelerográficos producto de las labores de instrumentación y procesamiento de la Unidad de Instrumentación Sísmica del Instituto de Ingeniería de la UNAM, se obtiene el registro más cercano al sitio de estudio, ahora en la estación SCT B-2, ubicada en el estacionamiento de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en la colonia Narvarte, alcaldía Benito Juárez, Ciudad de México (Coord. 19.39469°, -99.14868°). En la figura E.1.2 se puede apreciar el acelerograma y su respectivo espectro de respuesta de dicha ejecución sísmica.

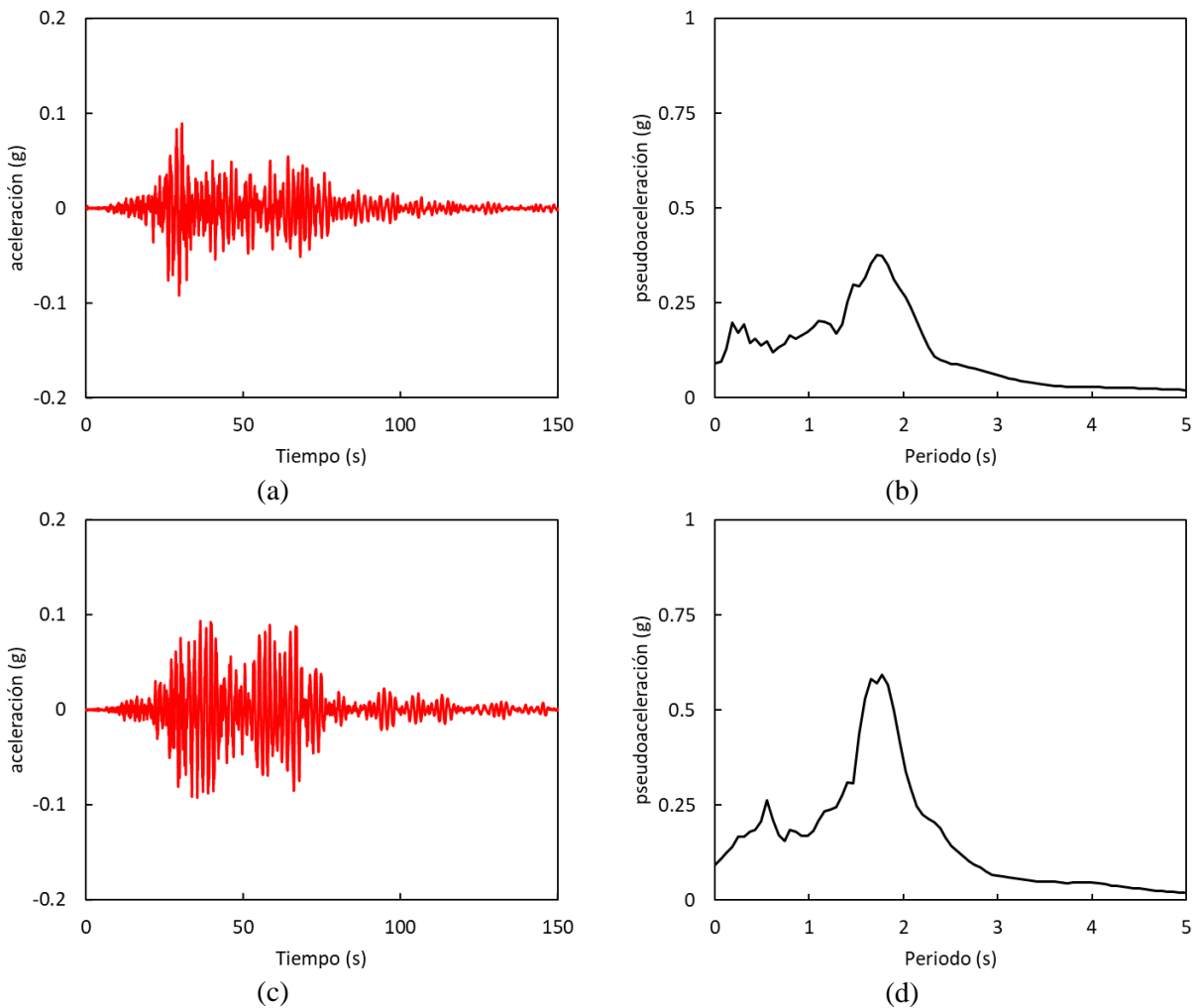


Figura E.1.2 Sismo del 19 de septiembre de 2017 en la estación acelerométrica SCT B-2. (a) Acelerograma y (b) espectro de respuesta para la componente N-S y (c) acelerograma y (d) espectro de respuesta para la componente E-O (elaborada por el autor)

E.2 Distorsiones máximas estimadas

En la figura E.2.1 se aprecian los desplazamientos generados en el primer nivel y nivel de azotea para las componentes Norte-sur y Este-oeste del sismo del 19 de septiembre de 1985 tanto para las condiciones originales de la estructura como con la adición de *BRB's* y de contraventeos. Como se confirma con sus respectivos sismogramas anteriormente obtenidos la componente Este-oeste del sismo cuenta con una mayor intensidad de aceleraciones, lo cual se ve reflejado en los tres casos con mayores desplazamientos en los gráficos asociados a dicha componente.

De acuerdo con los desplazamientos máximos registrados en el caso *As Built* para la componente Este-oeste se obtiene un valor de casi 5 cm para el nivel de azotea, teniéndose valores de casi 2 cm para el primer nivel de este; para el caso adicionado con *BRB's* los desplazamientos máximos se reducen a poco más de 3.5 cm para el nivel de azotea y existe un cambio mucho más radical respecto al primer nivel, el cual por encontrarse directamente vinculado a los contraventeos consigue un movimiento de poco más de medio centímetro, siendo esta una reducción de cuatro veces lo obtenido en las condiciones originales; finalmente para el caso de amortiguadores viscosos, se obtienen desplazamientos de azotea de 3.5 cm y en su primer nivel de 1 cm. Dadas estas dimensiones se puede apreciar que ante el sismo registrado en 1985 se consigue un control de desplazamientos máximos bastante similar entre el amortiguador viscoso y *BRB's*, teniéndose entre estos como diferencia principal el comportamiento del desplazamiento del primer nivel, que en ambos casos es bastante aceptable respecto a las condiciones originales de construcción.

Respecto a los desplazamientos residuales generados en la estructura, para el caso *As Built* se tiene un desplazamiento residual de azotea de casi 1 cm, y en su primer nivel de poco menos de medio centímetro; al evaluar el caso con *BRB's* se tiene un desplazamiento de 0.4 cm para el nivel de azotea y de 0.1 cm para el primer nivel, siendo esta una reducción de entre el 60% para la azotea y del 80% para el primer nivel respecto al caso *As Built*; respecto a los amortiguadores diagonales, el desplazamiento en azotea alcanza 0.1 cm y para el primer nivel resulta ser despreciable.

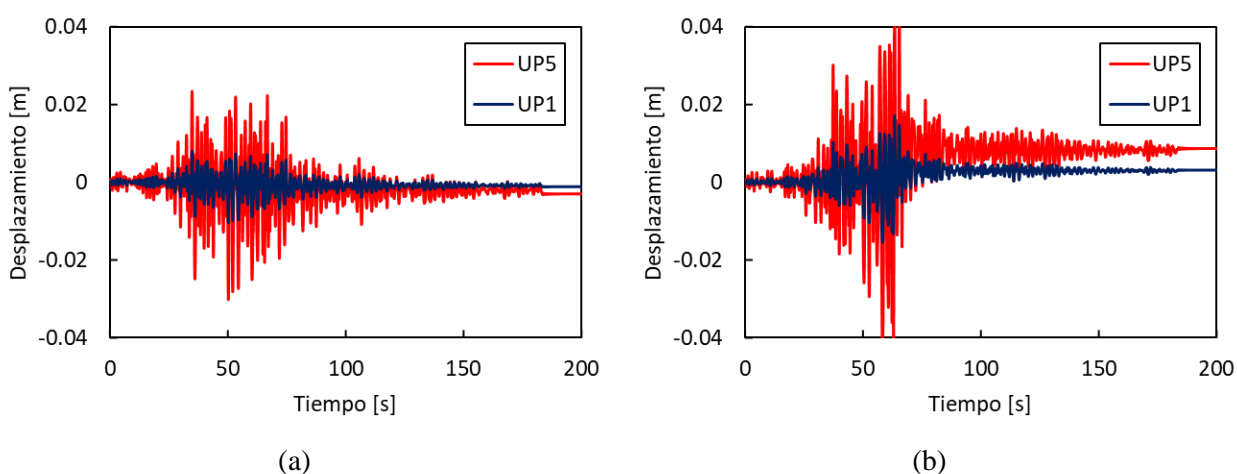


Figura E.2.1 Desplazamientos máximos obtenidos para el sismo del 19 de septiembre de 1985 para el caso *As Built* en su componente (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste, *BRB's* en su componente (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste y amortiguador no lineal en su componente (e) Norte-Sur y (f) Este-Oeste (elaborada por el autor)

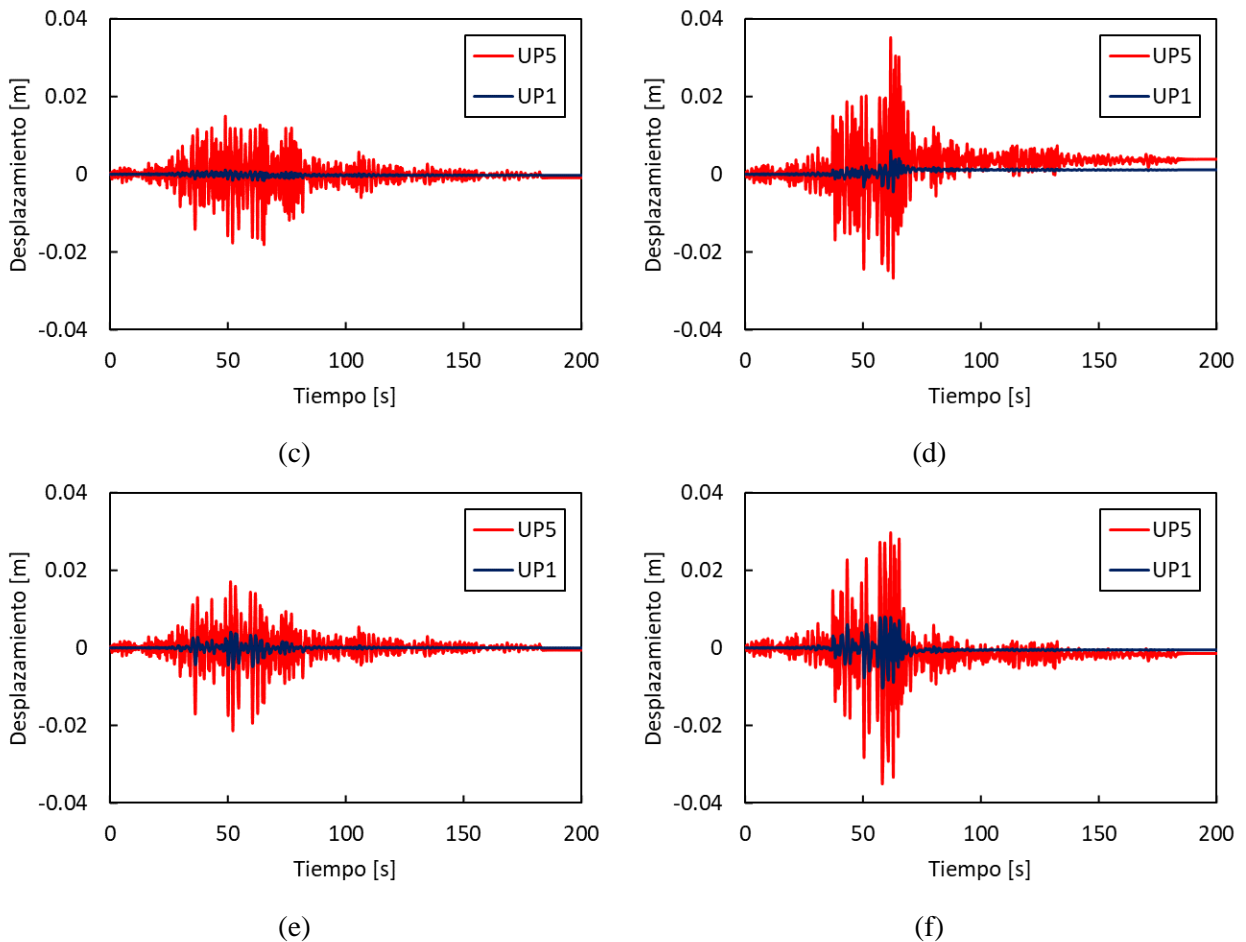


Figura E.2.1 Continuación

Respecto a los aisladores de base, debido a que su desplazamiento absoluto se encuentra influenciado en gran medida por el desplazamiento generado por el aislador como tal se procedió en la figura E.2.2 a graficar los desplazamientos de los niveles 1 y 5 relativos al movimiento del dispositivo teniendo así un esquema de comparación en términos absolutos de las dimensiones que se provocan como distorsiones en la estructura. Finalmente dado a que las componentes Este-oeste resultan ser críticas de igual manera en este caso se procederá a realizar el análisis de la información obtenida únicamente de estas ejecuciones.

Para el aislador de 2 s como se aprecia en la figura E.2.2 b, se tienen los desplazamientos más grandes en la estructura incluso considerando que estos valores son relativos al desplazamiento del aislador de base en sí, lo cual se traduce en un manejo de desplazamientos máximos no solamente ineficaz, sino que también superior a los desplazamientos registrados en la estructura *As Built*, por lo cual al registrarse en el nivel de azotea un desplazamiento máximo relativo al aislador de 30 cm y en su primer nivel de 17 cm se ve que superan este caso en aproximadamente seis veces los valores inicialmente registrados. De igual forma el aislador sufre un desplazamiento máximo de casi 24 cm, magnitud relevante al considerar colindancias en edificaciones aledañas. En el caso del aislador de 3 s se aprecia una reducción de aproximadamente la mitad de los desplazamientos generados tanto para primer como quinto nivel, siendo estos de 4 y 12 cm respectivamente, por otra parte, el desplazamiento máximo del aislador es de más de 42 cm. Finalmente para

el aislador de 4 s se tiene un control muy amplio de los desplazamientos relativos al aislador, siendo este dispositivo el que resulta más eficiente ante el control de desplazamientos. En este caso los desplazamientos de azotea y primer nivel resultan ser de 3 y 1 cm respectivamente, teniendo un desplazamiento del aislador de casi 30 cm, lo cual implica precauciones respecto de la ubicación de la estructura al comportarse en un entorno con edificios colindantes.

En cuanto a los desplazamientos residuales destaca en los tres casos que ninguno de los aisladores genera valores mayores a 1 cm, implicando que ante la ejecución sísmica de 1985 no se ve dañado directamente el sistema de aislamiento. Por otra parte, al observar el aislador de 2 s se aprecia claramente un desfase de los niveles 1 y 5, lo cual describe un daño permanente en la estructura. En este caso se obtuvieron para primer y quinto nivel desplazamientos de 5 cm en ambos casos, siendo esta una interpretación numérica de una estructura severamente dañada y con un colapso de facto. Para el aislador de 3 s y 4 s respectivamente dicha magnitud no supera el medio milímetro permitiéndose desprejiciarse para este estudio.

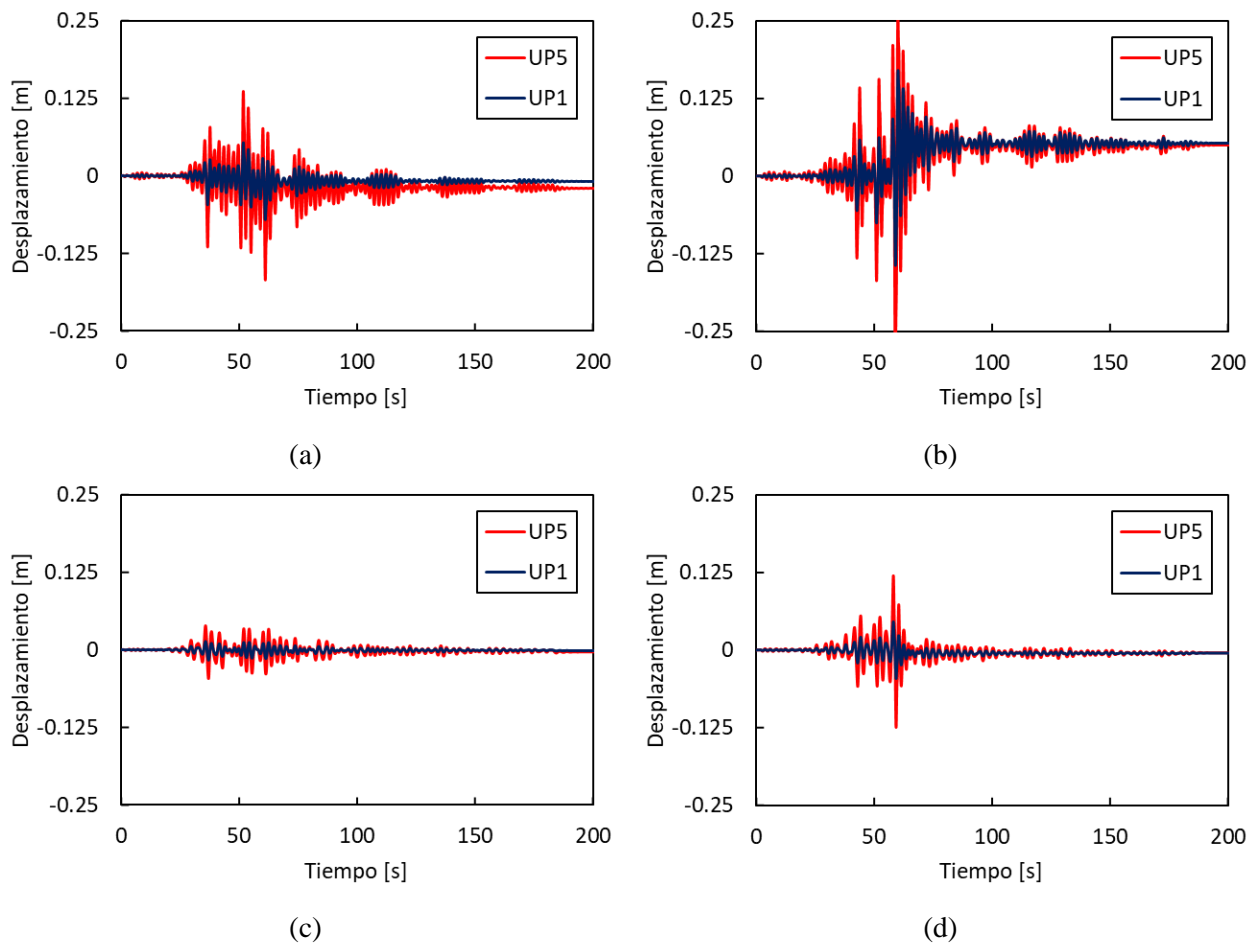


Figura E.2.2 Desplazamientos relativos al aislador para el sismo del 19 de septiembre de 1985 para el aislador de 2 s en su componente (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste, el aislador de 3 s en su componente (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste y el aislador de 4 s en su componente (e) Norte-Sur y (f) Este-Oeste (elaborada por el autor)

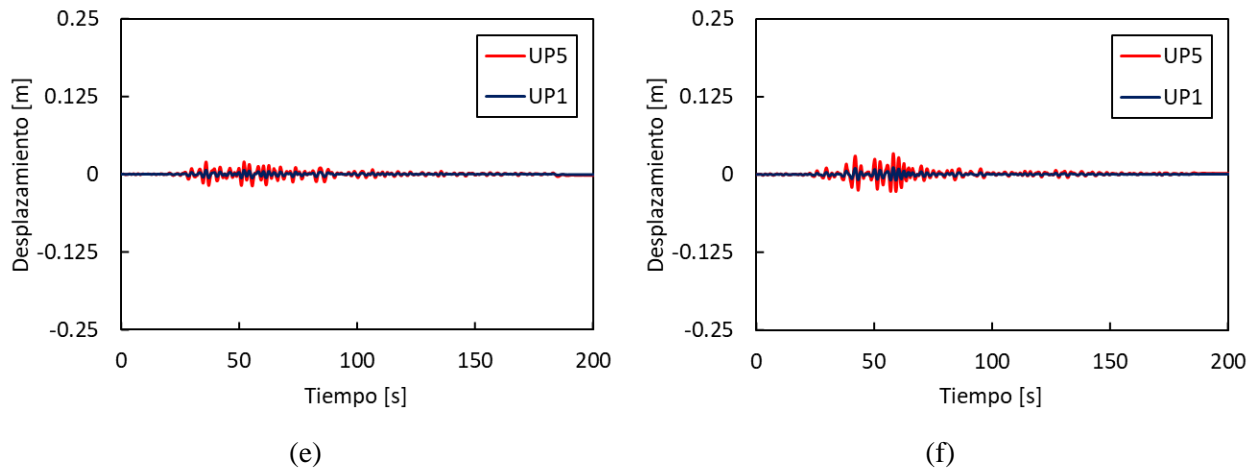


Figura E.2.2 Continuación

Respecto a las distorsiones máximas generadas en la figura E.2.3 se aprecian los valores registrados para las direcciones Norte-sur y Este-oeste del sismo antes mencionado. Concentrándose en la componente Este-oeste como el caso crítico de análisis se aprecia como las condiciones originales de la estructura se encuentran por debajo del 1% de distorsión en su nivel crítico, teniéndose un mejoramiento respecto al control de distorsiones en los casos adicionados con amortiguadores diagonales, *BRB*'s y con el aislador de 4 s. Por otra parte, los aisladores de 2 y 3 s producen a la estructura ante la sollicitación sísmica planteada una amplificación de distorsiones para todos los niveles analizados, teniéndose para el aislador de 3 s el valor de 1.5% (más de dos veces el valor en las condiciones originales) y para el aislador de 2 s una distorsión de 5.5% (casi seis veces el valor en condiciones originales).

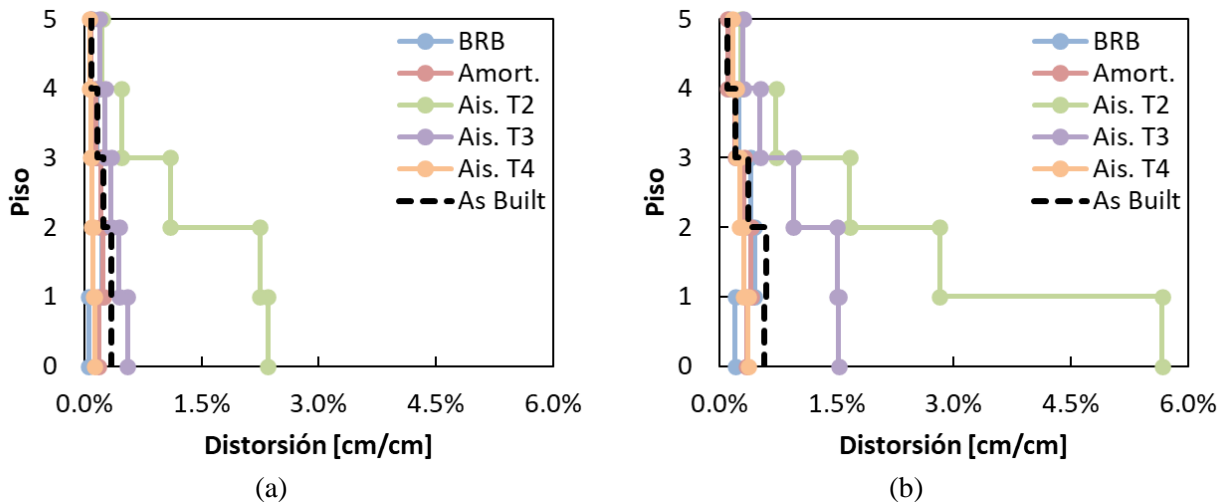


Figura E.2.3 Distorsiones máximas de entrepiso registradas para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en su componente (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste (elaborada por el autor)

Ahora se proceden a analizar los resultados de desplazamientos respecto al sismo del 19 de septiembre de 2017. Debido a que las intensidades registradas en el sitio para este sismo son menores a las registradas en 1985 se espera que los resultados tengan valores menores que los anteriormente obtenidos.

En la figura E.2.4 se aprecian los desplazamientos registrados ante el sismo de 2017 para los casos *As Built*, adicionado con amortiguadores diagonales y *BRB*'s. Respecto al caso *As Built* se percibe un desplazamiento máximo de 4 cm en el nivel de azotea y de 1.3 cm para su primer nivel. En el caso con *BRB*'s ambos desplazamientos se reducen, el del quinto nivel a 2.7 cm y el del primer nivel a 0.3 cm. Finalmente, para los amortiguadores viscosos no lineales se obtienen desplazamientos de azotea y primer nivel de 2.2 y 0.5 cm respectivamente, siendo este el que reduce en mayor medida el desplazamiento máximo de azotea, aunque no teniéndose una rigidización tan visible en el primer nivel, haciendo que la relación de desplazamientos aumente a poco más de cuatro veces.

Respecto a los desplazamientos máximos residuales en las condiciones originales de la estructura se alcanza un valor de 0.6 cm para el nivel de azotea y un valor de 0.1 cm para el primer nivel. En los otros dos casos de análisis los desplazamientos residuales para el primer nivel resultan ser despreciables y en cuanto al nivel de azotea se alcanzan a percibir desplazamientos de 0.2 cm para el caso con contraventeos restringidos al pandeo y nuevamente despreciable para el caso con amortiguadores diagonales.

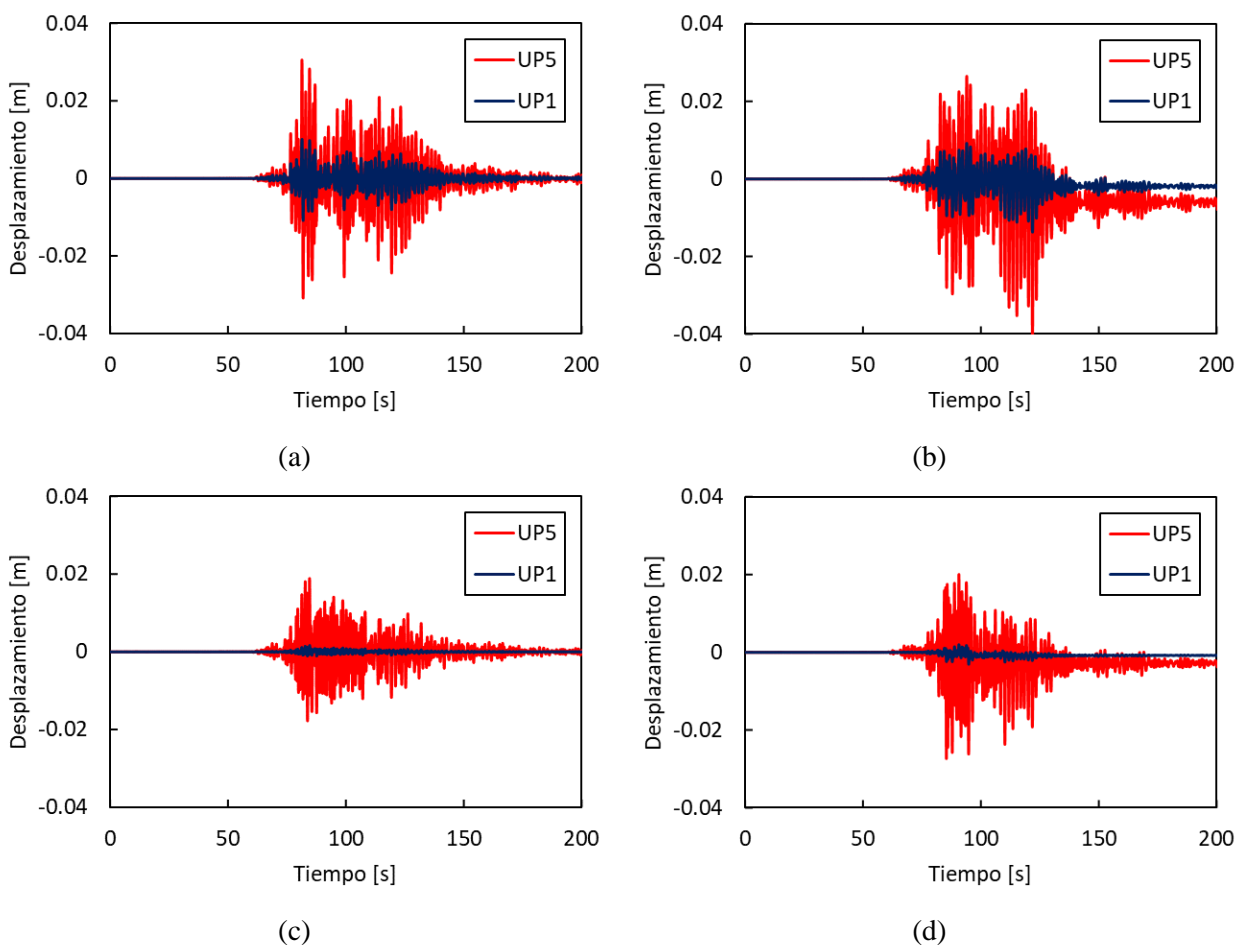
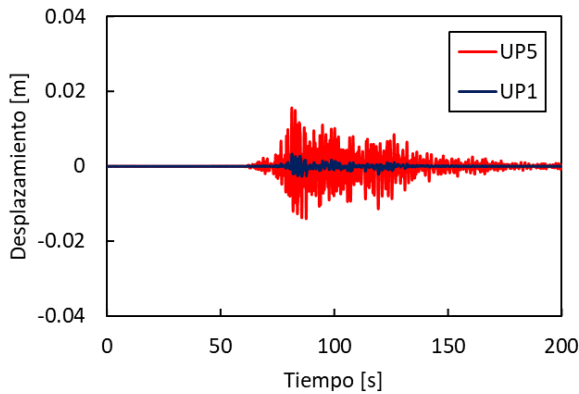
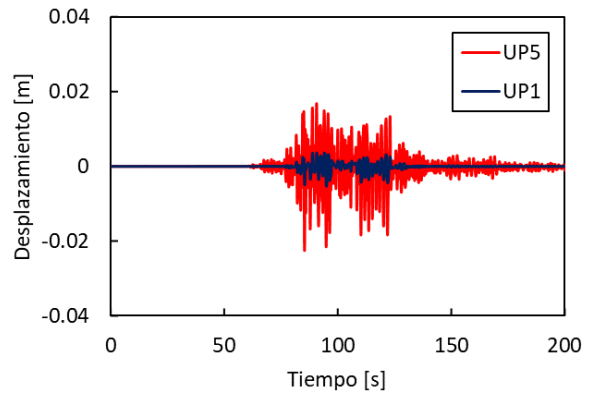


Figura E.2.4 Desplazamientos máximos obtenidos para el sismo del 19 de septiembre de 2017 para el caso *As Built* en su componente (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste, *BRB*'s en su componente (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste y amortiguador viscoso no lineal en su componente (e) Norte-Sur y (f) Este-Oeste (elaborada por el autor)



(e)

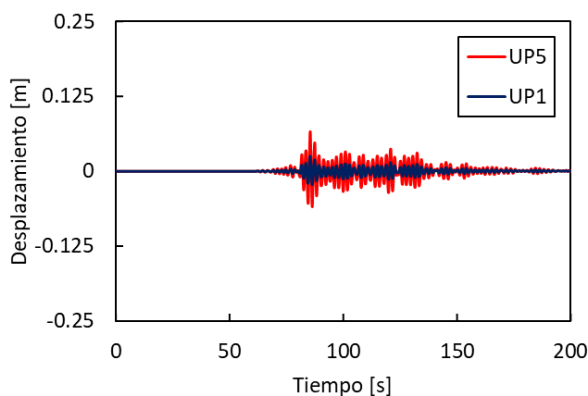


(f)

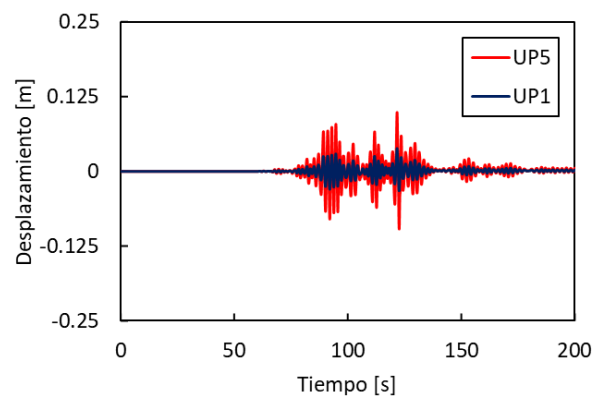
Figura E.2.4 Continuación

En cuanto a los aisladores en la figura E.2.5 se observan las gráficas correspondientes a los desplazamientos relativos al desplazamiento del aislador de base obtenidos para los niveles 1 y 5 de los aisladores estudiados. Para el aislador de 2 s se obtienen desplazamientos máximos para azotea y primer nivel de 9 y 3.8 cm respectivamente. De igual forma se tiene un desplazamiento máximo del aislador de base de 16.6 cm. Para el aislador de 3 s se reducen drásticamente dichos desplazamientos quedando para niveles 1 y 5 de 0.6 y 1.9 cm, con un desplazamiento máximo del aislador de 11.4 cm. Finalmente para el aislador de 4 s se obtuvieron máximos para los niveles 1 y 5 de 0.4 y 1.2 cm respectivamente, con un desplazamiento para su aislador de 10.5 cm.

De nueva cuenta se destaca que ante el movimiento del aislador que para que este sea plenamente funcional se requiere que haya una distancia mínima a la colindancia del desplazamiento del aislador más el desplazamiento del nivel máximo con el que se tiene contacto en la colindancia adyacente, esto para evitar un choque y el colapso ahora no solamente de la estructura en estudio, sino que de la estructura colindante de igual forma.

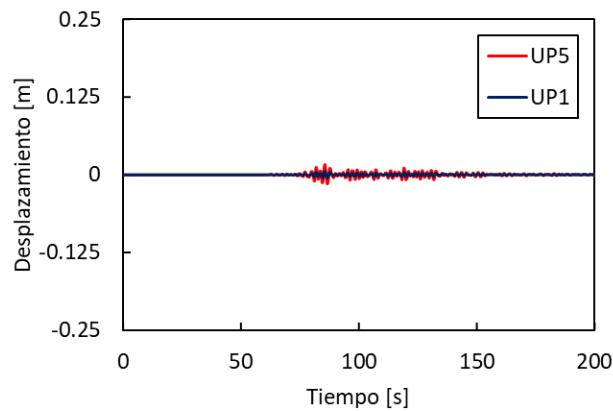


(a)

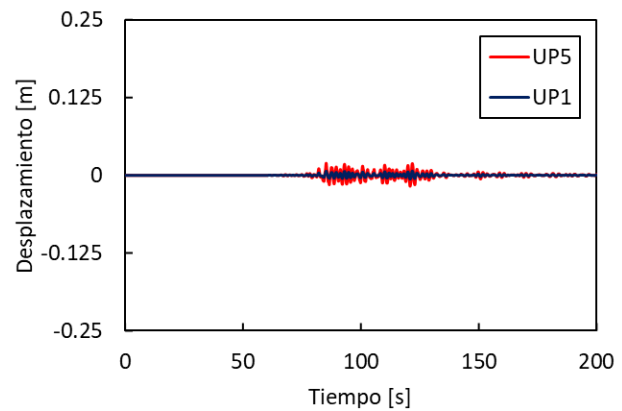


(b)

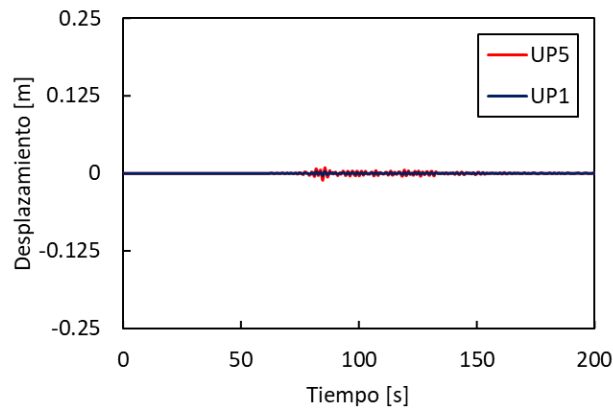
Figura E.2.5 Desplazamientos relativos al aislador para el sismo del 19 de septiembre de 2017 para el aislador de 2 s en su componente (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste, el aislador de 3 s en su componente (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste y el aislador de 4 s en su componente (e) Norte-Sur y (f) Este-Oeste (elaborada por el autor)



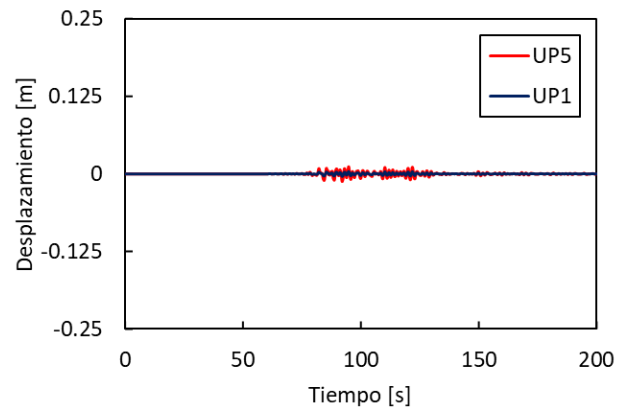
(c)



(d)



(e)



(f)

Figura E.2.5 Continuación

En el caso del sismo de 2017, al evaluar las distorsiones máximas obtenidas respecto a los valores generados ante la sollicitación de 1985, se obtiene una reducción en general de hasta cuatro veces estos, teniéndose a todas las distorsiones por debajo del umbral de 1.5% que ya se estableció como límite para el estado límite de falla.

En la figura E.2.6 se aprecian dichos comportamientos teniéndose los valores máximos en la componente Este-oeste. En este caso la distorsión máxima para la estructura en condiciones originales se genera en el segundo nivel y es de aproximadamente 0.5%. De igual forma prácticamente todos los dispositivos de control reducen estas distorsiones exceptuando en su totalidad al aislador de 2 s que incrementa estos valores en casi tres veces. Por otra parte, la estructura con contraventeos restringidos al pandeo genera un incremento de cortante desde su segundo nivel que produce para los niveles 4 y 5 la distorsión supere ligeramente a las condiciones originales.

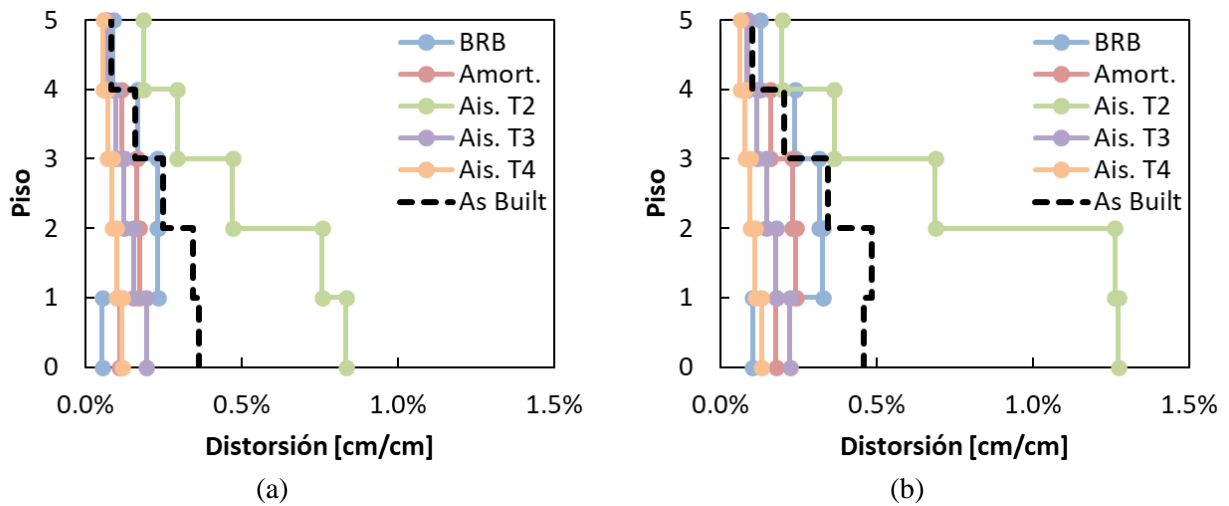


Figura E.2.6 Distorsiones máximas de entrepiso registradas para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en su componente (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste (elaborada por el autor)

E.3 Cortantes máximos estimados

En la figura E.3.1 se aprecia el comportamiento del cortante máximo de piso generado en cada uno de los niveles de la estructura durante el sismo de 1985. Se observa como el aislador de 4 s reduce hasta dos veces el cortante generado en el caso *As Built*, por otra parte, el aislador de 3 s genera una reducción hasta en 0.9 veces el cortante original. Cabe destacar que, aunque los *BRB*'s funcionan muy bien para el control de distorsiones, la rigidización del primer nivel de la estructura provoca un incremento considerable en el cortante de niveles superiores, siendo el cortante del nivel 2 el que más aumenta en aproximadamente en un 50% al cortante original. Finalmente, para el aislador de 2 s el incremento de cortante en prácticamente todos los niveles resulta mayor al caso *As Built*, resultando nuevamente como el dispositivo de control menos eficaz en el mejoramiento estructural.

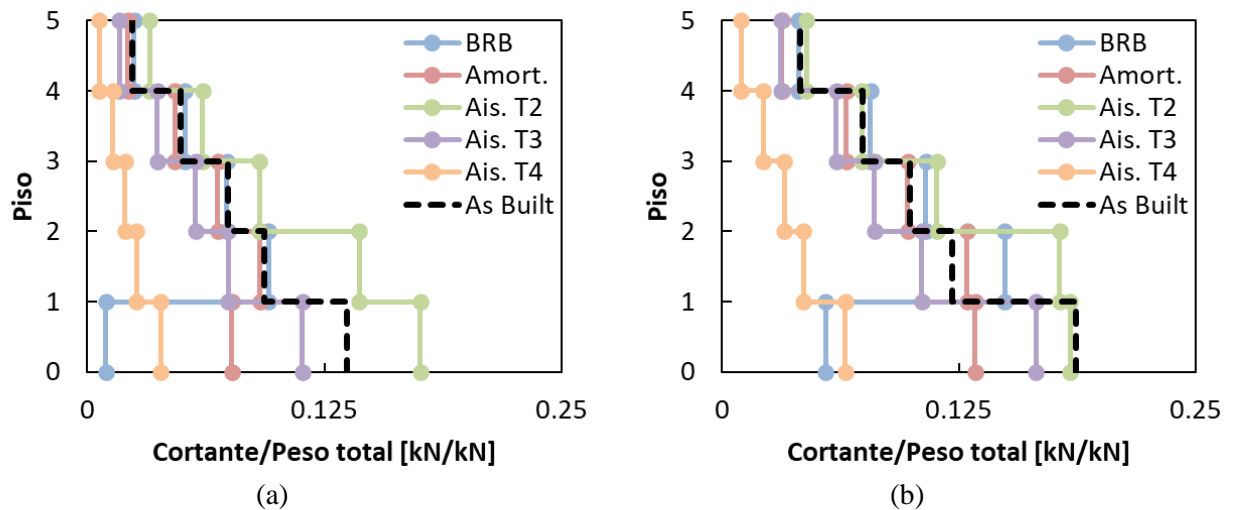


Figura E.3.1 Cortantes máximos de entrepiso entre el peso total de la estructura registrados para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en su componente (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste (elaborada por el autor)

Respecto a los cortantes máximos referenciados al peso total de la estructura generados por el sismo de 2017 se aprecia un comportamiento similar al percibido en el sismo de 1985 en donde el aislador de 2 s cuenta con un funcionamiento que sólo disminuye en el nivel 2 y 4 el cortante teniéndose un comportamiento prácticamente igual al del caso *As Built*, los aisladores de 3 y 4 s se consigue una reducción sustancial de entre cuatro a ocho veces respectivamente y finalmente para el sistema de contraventeos restringidos al pandeo y en un menor grado al sistema de amortiguadores no lineales modificados se aprecia un incremento en el cortante de los niveles superiores a la planta baja relacionado con el fenómeno de rigidización antes mencionado para el primer nivel. De igual forma el resultado de cortantes basales obtenidos en este caso resulta ser intuitivamente menor que en su contraparte de 1985 debido a que, como se probó para los espectros de respuesta de cada sismo, en 2017 se generan aceleraciones menores.

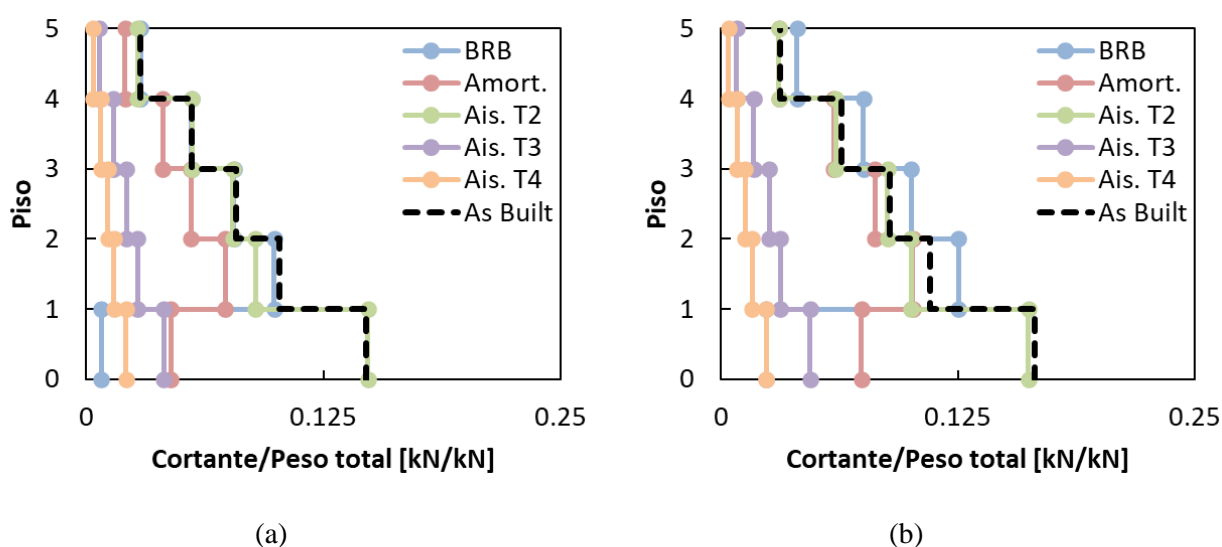


Figura E.3.2 Cortantes máximos de entrepiso entre el peso total de la estructura registrados para el sismo del 19 de septiembre de 2017, en su componente (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste (elaborada por el autor)

E.4 Diagramas de histéresis obtenidos

De igual forma que se compararon los modelos desarrollados ante las condiciones sísmicas de los sismos utilizados para la obtención de resultados en este trabajo se procede a comparar el comportamiento histérico de la estructura ante los sismos del 19 de septiembre de 1985 y de 2017 en sus dos componentes.

Cabe destacar de este proceso que, a diferencia de los diagramas de histéresis obtenidos para las condiciones ya explicadas en el apartado de resultados, el comportamiento de la estructura en condiciones *As Built*, así como de las distintas configuraciones propuestas (con excepción del aislador de 2 s que sigue demostrando un comportamiento ineficaz) se tiene un comportamiento bastante aceptable dentro de las condiciones evaluadas anteriormente. De igual forma es esperable que en su mayor parte los resultados de histéresis obtenidos aquí tengan un comportamiento cercano al intervalo lineal de la estructura, salvo las excepciones a comentar y detallar posteriormente.

Para la estructura en condiciones *As Built*, se observan en la figura E.4.1 los diagramas de histéresis correspondientes a las sollicitaciones generadas en el sismo de 1985 respecto tanto a su distorsión de planta baja en la parte superior como su distorsión global. Respecto a la distorsión local generada se observan valores máximos de casi 0.5% con cortantes basales de poco menos del 20% del peso total de la estructura. En cuanto a la distorsión global ante las mismas cortantes basales, se observa una ligera reducción, en el orden de un 15% menos para las distorsiones, traduciéndose físicamente en el cambio de pendiente del ciclo histérico generado cuando se compara a la distorsión local de la planta baja.

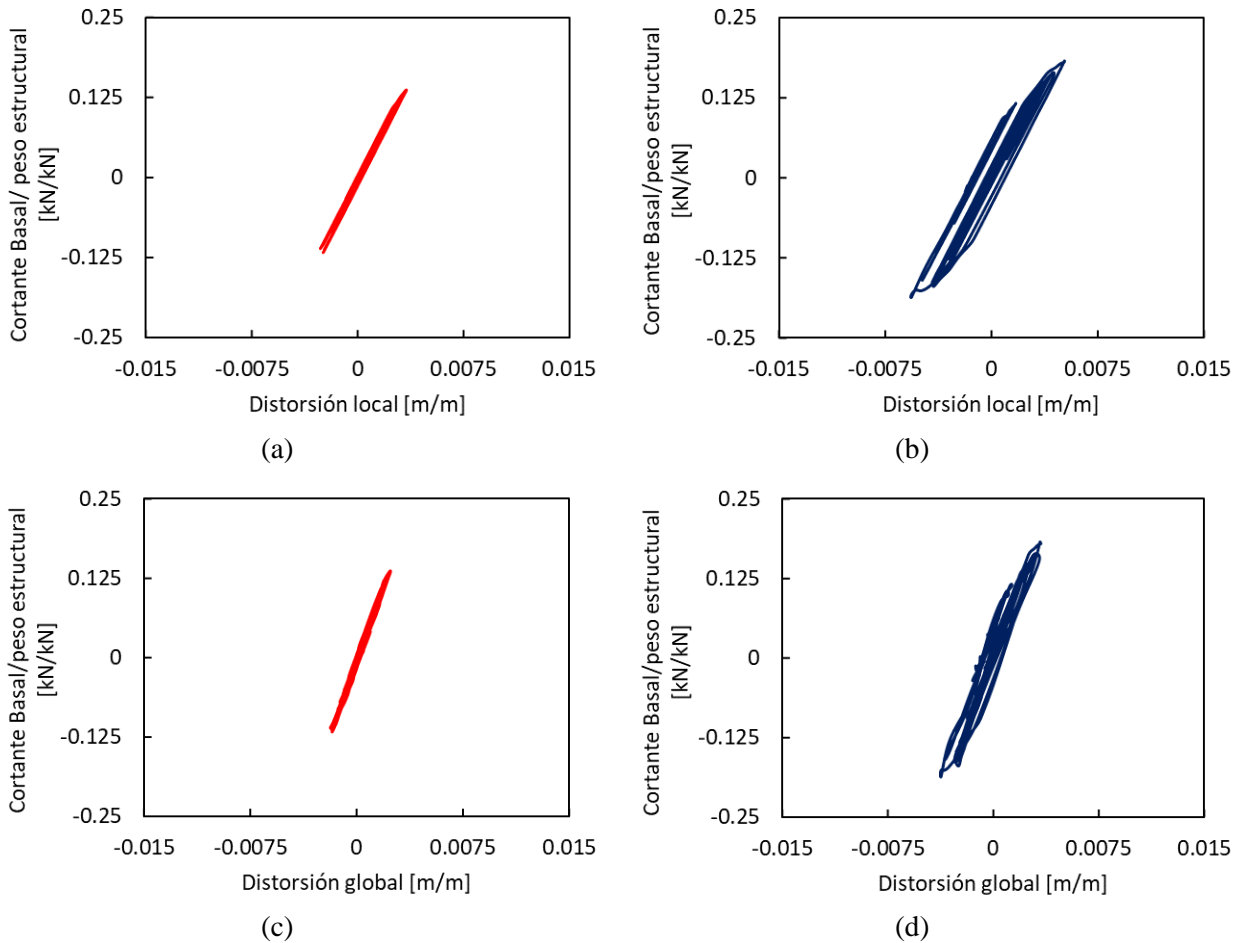


Figura E.4.1 Diagramas de histéresis de la estructura *As Built*, distorsión de planta baja para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en sus componentes (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste y distorsión global para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en sus componentes (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste (elaborada por el autor)

Se aprecian en la figura E.4.2 los diagramas de histéresis de la estructura adicionada con *BRB's*, de igual forma comparando para las dos componentes del sismo de 1985, las distorsiones locales y globales contra el cortante basal obtenido homogeneizado al peso estructural. En este caso se observa una reducción de casi tres veces el cortante basal bajo el cual se encuentra la estructura durante la ejecución, siendo este de aproximadamente 8% del peso total de la estructura. De igual forma respecto al caso *As Built* se ven reducidos

entre una y dos veces las distorsiones tanto global como local para este caso de estudio. En su componente crítica se observan valores de 0.3% para la distorsión local y de 0.5% para la distorsión global.

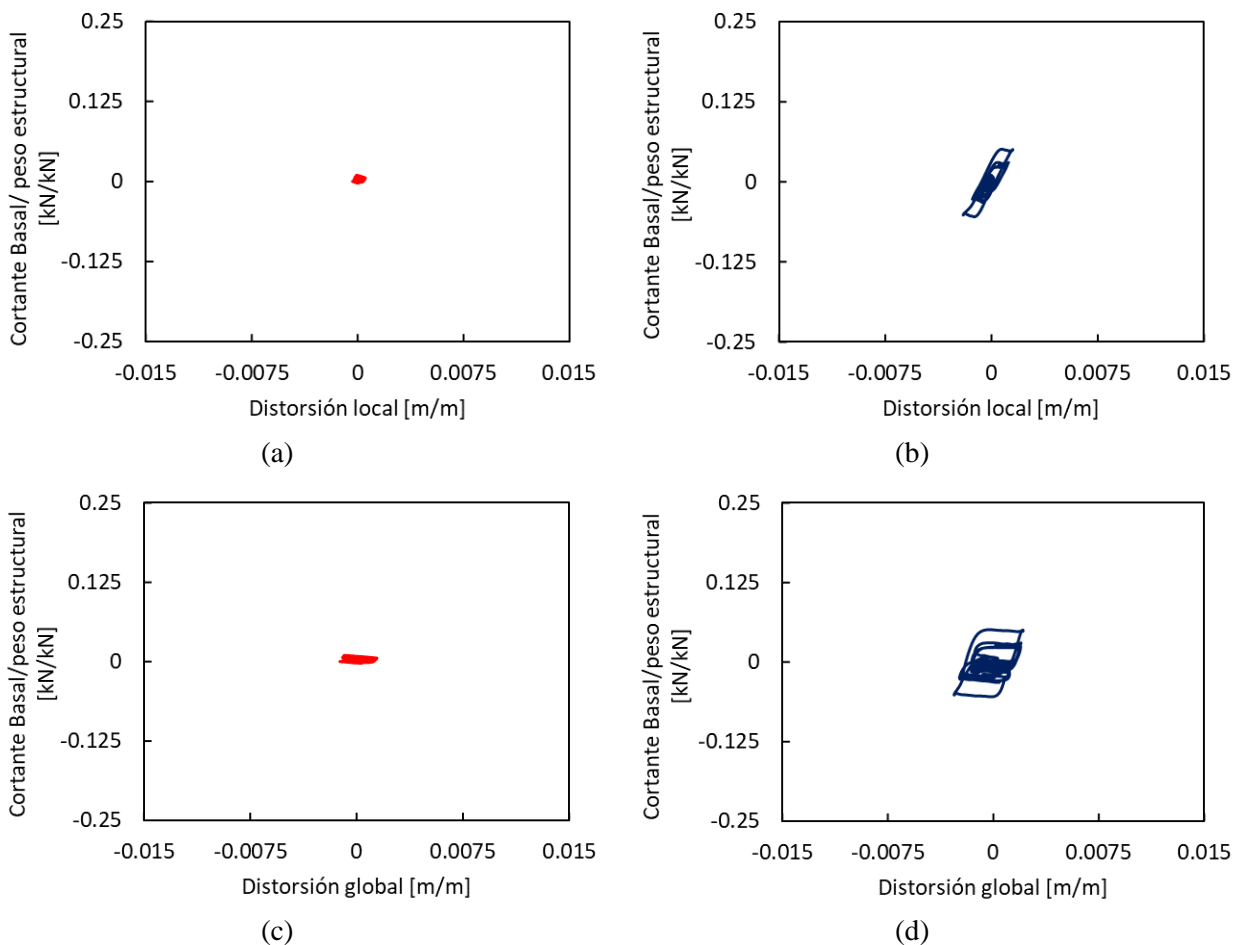


Figura E.4.2 Diagramas de histéresis de la estructura adicionada con *BRB*'s, distorsión de planta baja para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en sus componentes (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste y distorsión global para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en sus componentes (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste (elaborada por el autor)

En cuanto a la estructura adicionada con amortiguadores viscosos no lineales se observan en la figura E.4.3 sus diagramas de histéresis para la ejecución sísmica de 1985 en ambas componentes de estudio. Los valores de los cortantes basales resultan ser ligeramente reducidos del caso *As Built*, entre un 90% y 85% de este caso. Por otra parte, las distorsiones bajo las cuales se encuentra el caso crítico (componente Este-oeste), resultan ser de la misma magnitud que para el caso original teniéndose como diferencia más marcada y observable para el caso de la distorsión global como el ciclo histerético cuenta con una abertura mayor, indicando un mayor grado de dispersión de energía respecto al caso *As Built*.

Si se compara esta información ahora con el caso adicionado con *BRB*'s destaca que el cortante basal cuando la estructura se encuentra adicionada con amortiguadores viscosos es de aproximadamente el doble de los valores para su contraparte con contraventeos restringidos al pandeo. Aunque en este caso, a priori se pueda

determinar como una mejora o beneficio para el sistema de *BRB*'s, en los resultados de distorsiones y de cortante por piso antes analizado se puede apreciar cómo es el causal de que el cortante aumente abruptamente en niveles superiores para este sistema siendo entonces una posible causal de falla si es que este cortante incrementado para niveles superiores resulta ser mayor a la resistencia de los elementos estructurales.

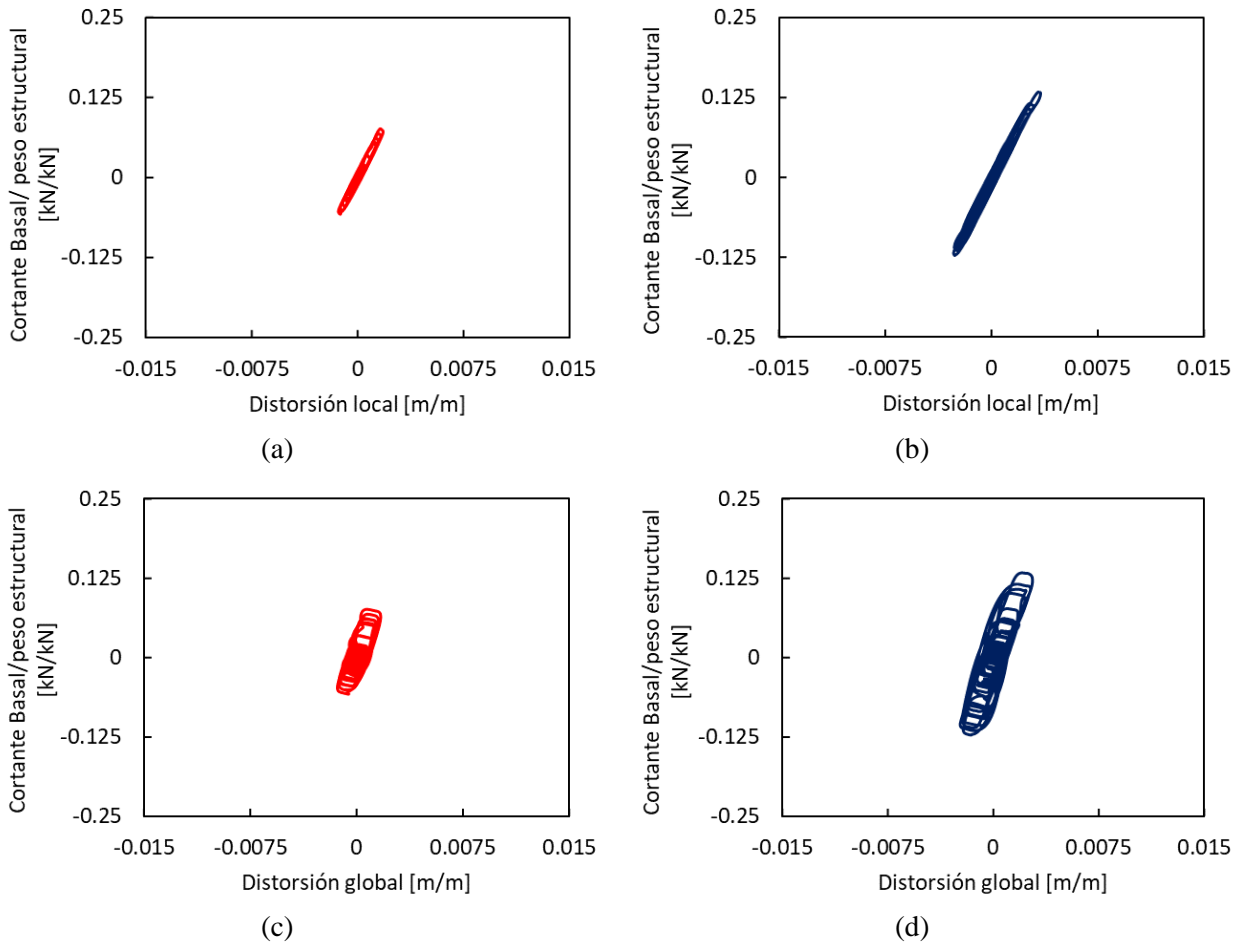


Figura E.4.3 Diagramas de histéresis de la estructura con amortiguadores viscosos no lineales, distorsión de planta baja para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en sus componentes (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste y distorsión global para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en sus componentes (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste (elaborada por el autor)

Respecto a los resultados registrados para los aisladores de base se consideró que de manera esquemática serviría mejor una explicación caso a caso, debido a que las diferencias registradas en algunos de estos casos generan una correspondencia de escala (respecto a las distorsiones registradas) mucho mayor a los otros casos de estudio, provocando que si se realizaba una homogeneización de resultados entre estos valores se perdieran muchas características relevantes al momento de ejemplificar su funcionamiento. Por esto en la figura E.4.4 (relacionada con el aislador de 2 s) se cuenta con una escala especial debido a la magnitud de los valores obtenidos. De igual forma para las figuras E.3.5 y E.3.6 (aisladores de 3 y 4 s respectivamente), la escala antes manejada se vuelve a utilizar, haciendo que los resultados obtenidos sean directamente comparables con las dimensiones generadas gráficamente en figuras anteriores.

Para el aislador de 2 s en la figura E.4.4 se tienen los resultados respecto al sismo de 1985 en sus dos componentes y para los dos tipos de distorsiones antes manejadas. Una de las características a destacar de este caso de estudio es que las magnitudes de las distorsiones resultan ser en el orden de ocho veces mayores a los resultados obtenidos para el caso *As Built*, teniéndose para la distorsión local en la componente Este-oeste valores de hasta 6% de distorsión local a la planta baja, un valor superior cuatro veces al límite establecido para el ELF. Por otra parte se puede observar cómo gráficamente el sistema estructural para la componente Este-oeste, en determinado punto de su ciclo de histéresis, entra en un rango de comportamiento de cedencia de la estructura donde las distorsiones locales pasan de un valor de 1.5% aproximadamente a aproximadamente cuatro veces más en muy pocos ciclos histeréticos, expresado en esa hoja generada tanto en el gráfico de distorsiones globales como locales el cual es ampliamente diferenciable de la secuencia ordenada de ampliación a la energía histerética generada en el rango no lineal de la estructura como se observa en la componente Norte-sur. Estos resultados indican y corroboran de nueva cuenta el estado de falla y colapso implícito para el caso adicionado con aislador de 2 s ante el sismo de 1985.

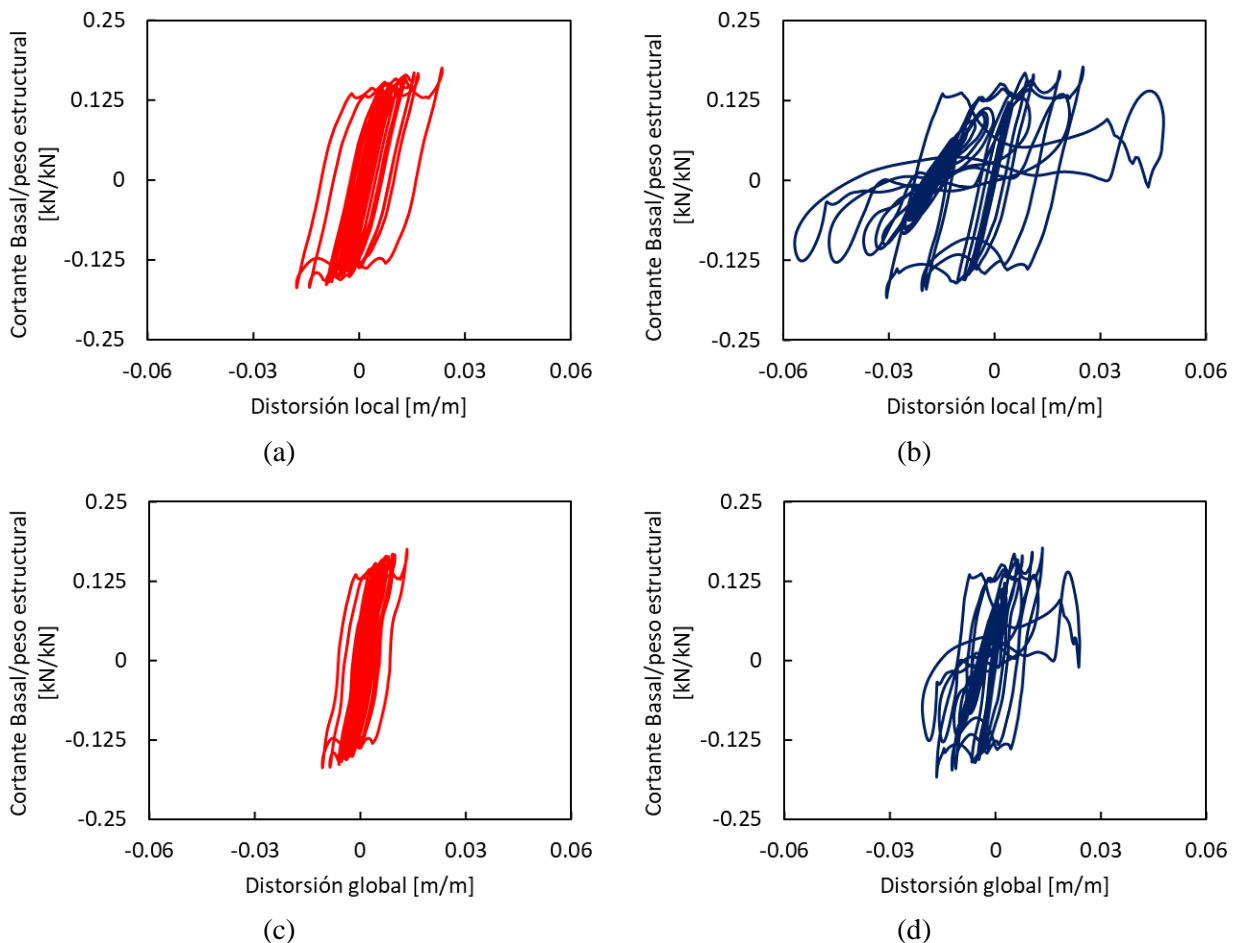


Figura E.4.4 Diagramas de histéresis de la estructura con aisladores de 2 s, distorsión de planta baja para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en sus componentes (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste y distorsión global para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en sus componentes (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste (elaborada por el autor)

Para el aislador de 3 s en la figura E.4.5 se observan los resultados para el sismo de 1985 en sus dos componentes para los dos tipos de distorsiones antes mencionadas. En este caso, manejándose a la misma escala de referencia en distorsiones que todos los modelos anteriores excluyendo al aislador de 2 s, se aprecia directamente el cambio de la fase histerética lineal al intervalo no lineal en su dirección Este-oeste donde en los últimos ciclos histeréticos se tiene ante un mismo cortante basal un incremento de hasta dos veces la distorsión generada en el intervalo lineal. Respecto al caso *As Built* bajo estas condiciones, las distorsiones generadas para el aislador de 3 s resultan entre una y dos veces superiores, sobrepasando inclusive para el caso de distorsión local de la planta baja el 1.5% antes mencionado como distorsión del estado límite de falla. Dadas estas condiciones, aunque el aislador de 3 s tiene un mejor comportamiento que el aislador de 2 s, sigue generando un espacio de energía histerética mucho mayor al que se genera sin condiciones de amortiguamiento inclusive provocando un comportamiento indeseable en la estructura.

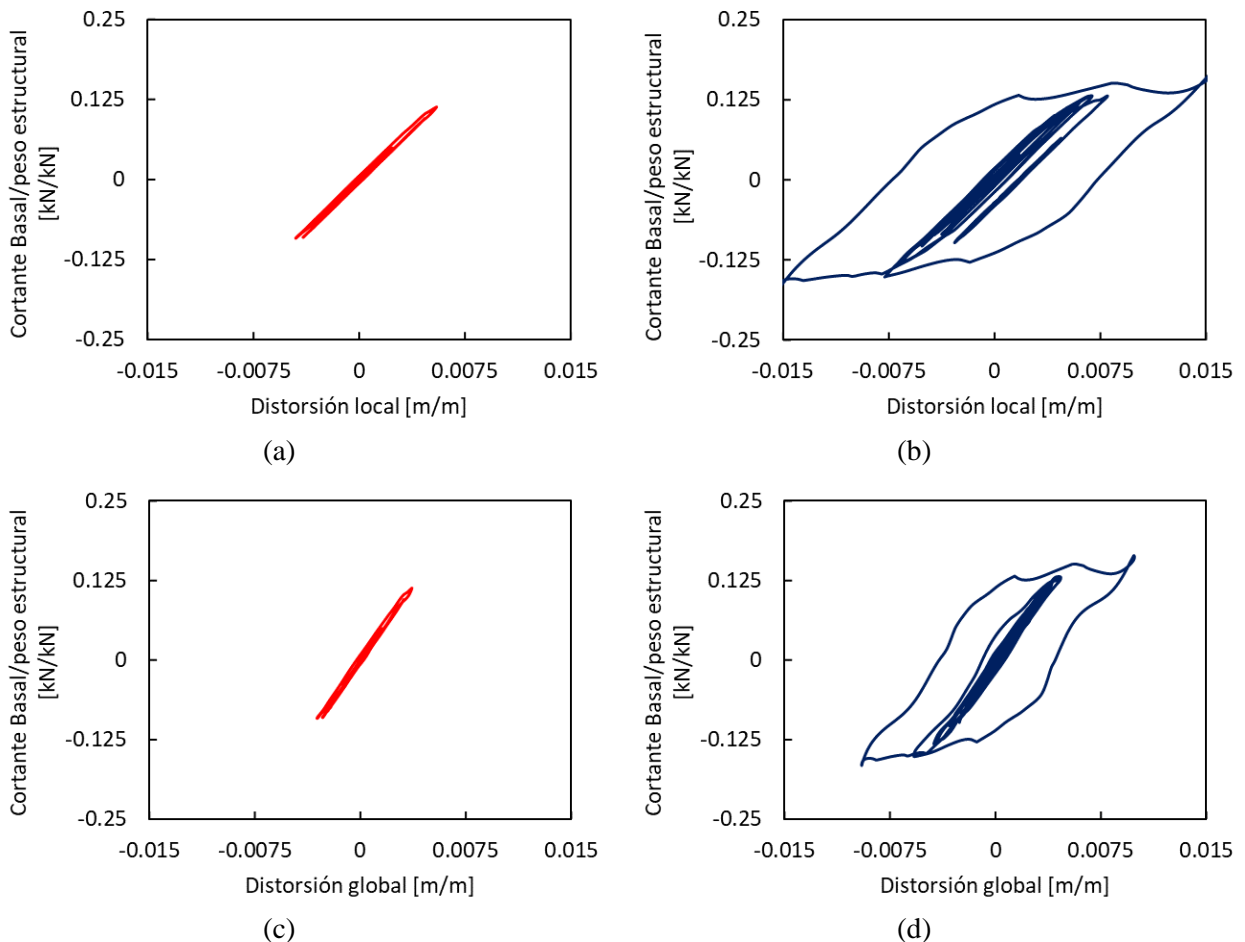


Figura E.4.5 Diagramas de histéresis de la estructura con aisladores de 3 s, distorsión de planta baja para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en sus componentes (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste y distorsión global para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en sus componentes (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste (elaborada por el autor)

Respecto al aislador de 4 s en la figura E.4.6 se aprecian los diagramas de histéresis para ambas componentes del sismo de 1985 en comparación con sus distorsiones locales y globales. En este caso se tienen para todas

las componentes que el aislador de 4 s no se supera en su ciclo histérico la etapa lineal por lo cual la estructura mantiene un comportamiento lineal sin llegar a intervalos de cedencia o de colapso como se observan en los aisladores de 2 y 3 s. En este caso el cortante basal para la componente Este-oeste se reduce a poco menos del 7% del peso de la estructura respecto al caso *As Built*. Con esto se corrobora que el aislador de 4 s físicamente es el sistema que mejor control de desplazamientos respecto a la fuerza cortante generada entre los sistemas de rehabilitación planteados.

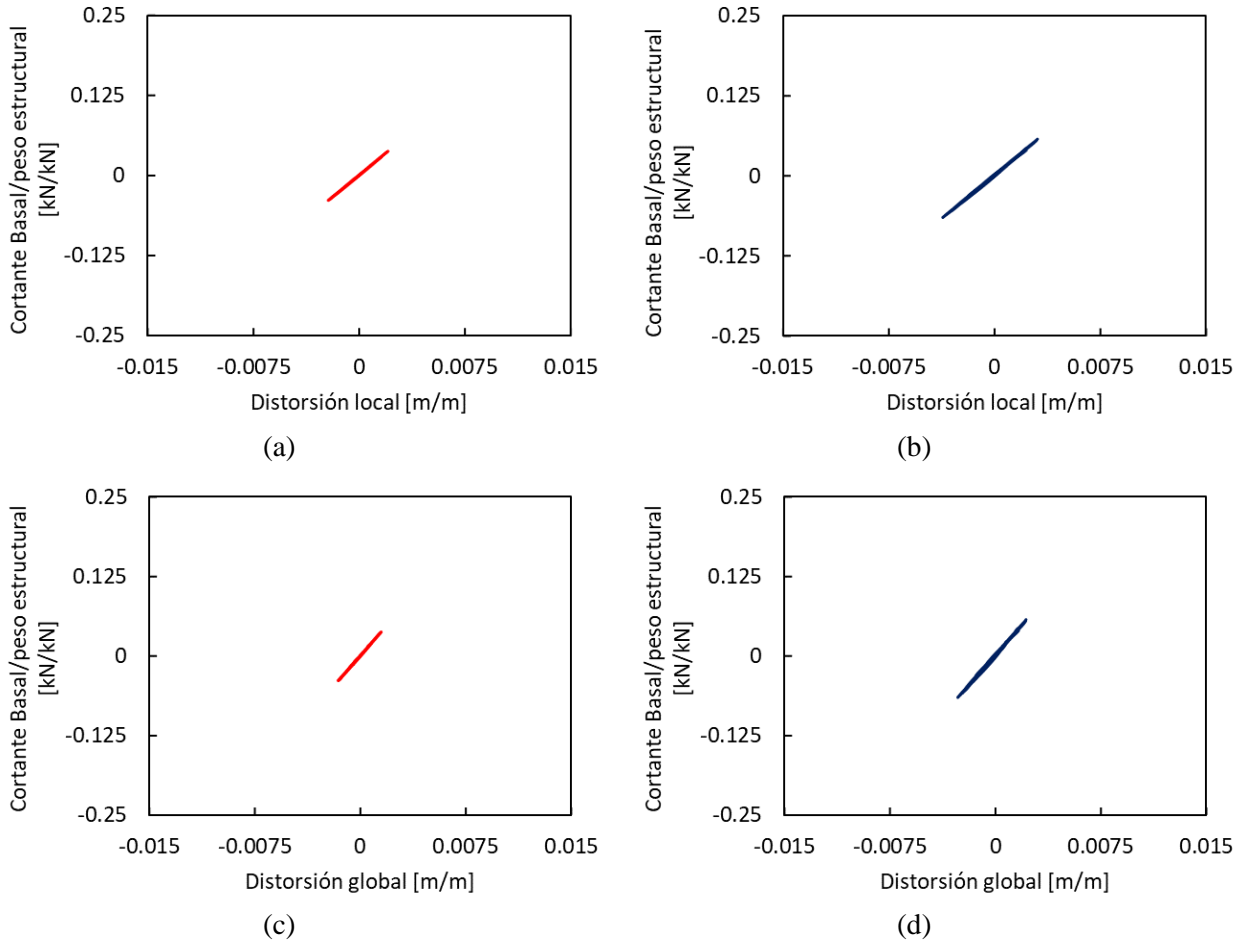


Figura E.4.6 Diagramas de histéresis de la estructura con aisladores de 4 s, distorsión de planta baja para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en sus componentes (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste y distorsión global para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en sus componentes (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste (elaborada por el autor)

Por otra parte, para la evaluación de las condiciones registradas en los mismos sistemas pero planteados ahora para el sismo del 19 de septiembre de 2017 tanto en su componente Norte-sur como en su componente Este-oeste, se obtiene que las intensidades bajo las cuales se encuentran los modelos planteados de rehabilitación y condiciones originales serán menores que las ya observadas en el sismo de 1985, por lo cual se espera que todos los resultados de diagramas de histéresis tengan un mejor comportamiento que los resultados obtenidos para esta última ejecución.

En el caso *As Built* la figura E.4.7 contiene los diagramas de histéresis para el sismo de 2017 ante las dos componentes de este y bajo las distorsiones locales de la planta baja y las distorsiones globales registradas. Se aprecia para cada componente una compresión respecto al área que abarca horizontalmente la relación analizada, por lo cual se puede concluir que para esta ejecución sísmica se tiene un comportamiento estructural más cercano a la linealidad que en el caso de 1985. Por otra parte, las distorsiones locales y globales resultan ser de entre el 50% y 75% respectivamente de los valores obtenidos en la ejecución sísmica de 1985, esto a causa de la disminución de intensidad en el sitio de estudio para el sismo de 2017.

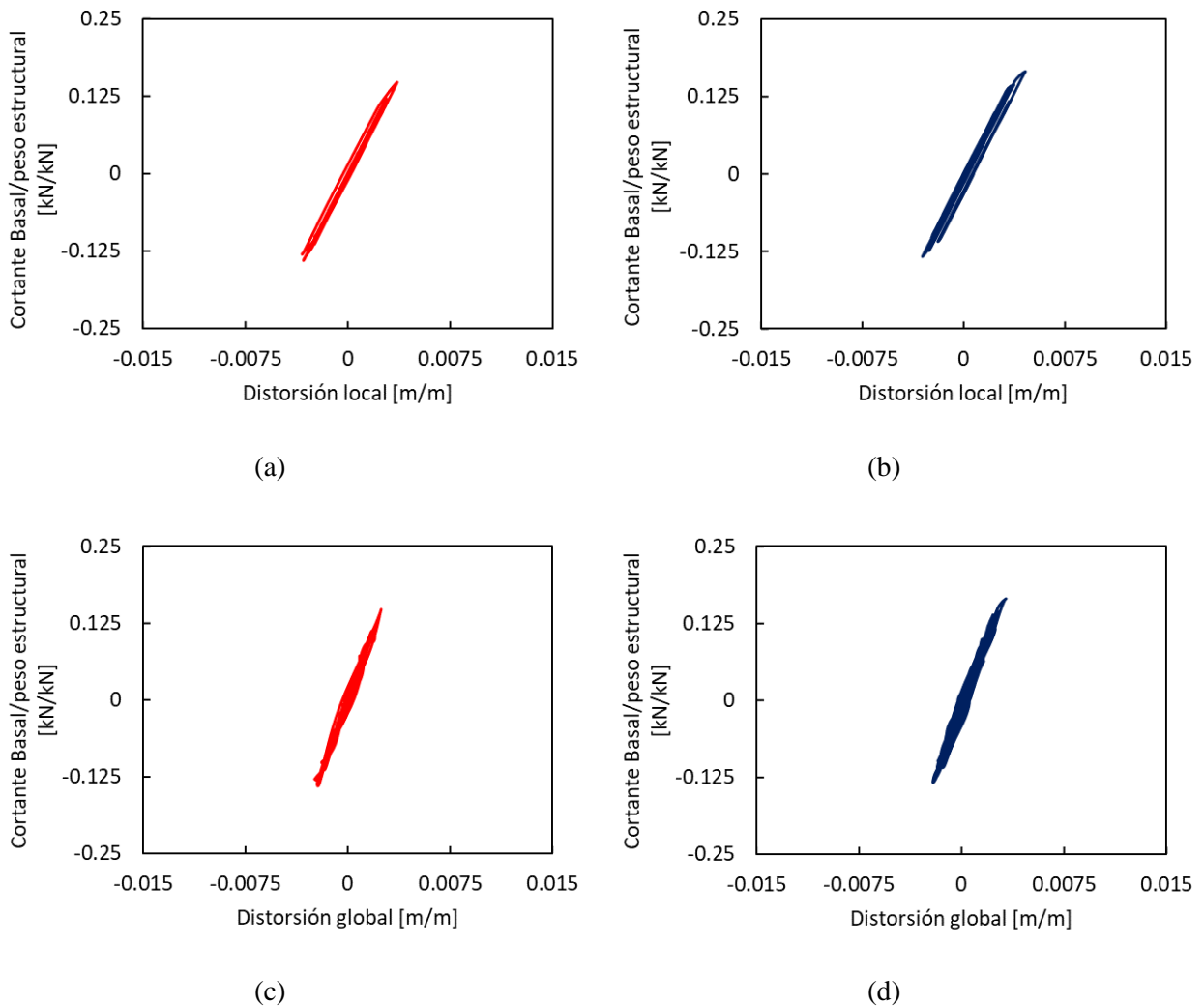


Figura E.4.7 Diagramas de histéresis de la estructura *As Built*, distorsión de planta baja para el sismo del 19 de septiembre de 2017, en sus componentes (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste y distorsión global para el sismo del 19 de septiembre de 2017, en sus componentes (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste (elaborada por el autor)

Para la estructura adicionada con *BRB's* en la figura E.4.8 se aprecian los diagramas de histéresis para el sismo de 2017 en sus dos componentes comparado a las dos distorsiones antes mencionadas. En este caso,

se observa en primera instancia una reducción de entre el 65 y 70% del cortante basal respecto a los resultados obtenidos para el sismo de 1985 provocando que los diagramas de histéresis para cada componente resulten ser muy pequeños tanto en distorsiones como en fuerzas cortantes.

Por otra parte destaca ahora más claramente cómo la extensión en el campo de las distorsiones para los gráficos vinculados a la distorsión global resultan ser mayores que en el caso local debido a que estos están vinculados a un desplazamiento de azotea, mientras que en la distorsión local se tiene la información vinculada al primer nivel, en el cual están adicionados los contraventeos restringidos al pandeo y por la rigidización adicional de este nivel es esperable que la mayor reducción localizada suceda en la planta baja.

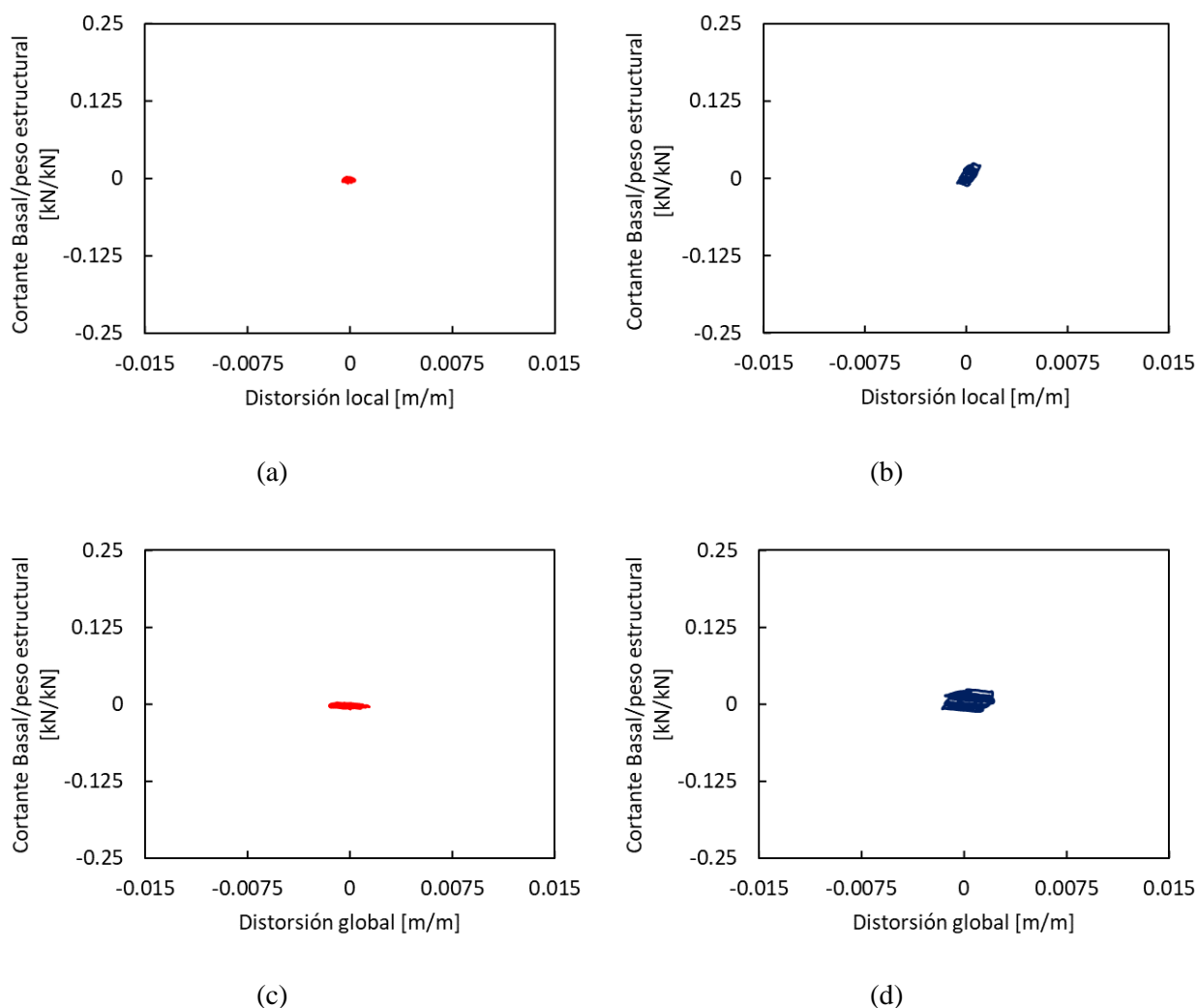


Figura E.4.8 Diagramas de histéresis de la estructura adicionada con *BRB*'s, distorsión de planta baja para el sismo del 19 de septiembre de 2017, en sus componentes (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste y distorsión global para el sismo del 19 de septiembre de 2017, en sus componentes (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste (elaborada por el autor)

En el caso de la estructura adicionada con amortiguadores viscosos no lineales se pueden apreciar los diagramas de histéresis para las dos componentes del sismo de 2017 respecto a sus distorsiones locales y globales en la figura E.4.9. Se aprecia en el cortante de nueva cuenta una reducción de entre el 65 y el 70% respecto al caso *As Built* observándose una reducción sutil de entre 10% y 15% de los valores de distorsiones tanto en el caso local como en el caso global.

De igual forma que en el caso adicionado con *BRB's*, se observa que las distorsiones globales superan casi dos veces a las distorsiones locales, esto debido a que el sistema de amortiguamiento se encuentra vinculado al primer nivel de la estructura, mientras que los de los cuatro niveles superiores no cuentan con un amortiguamiento de facto haciendo que las distorsiones de estos niveles sean mayores en proporción a lo que sucede en el nivel amortiguado.

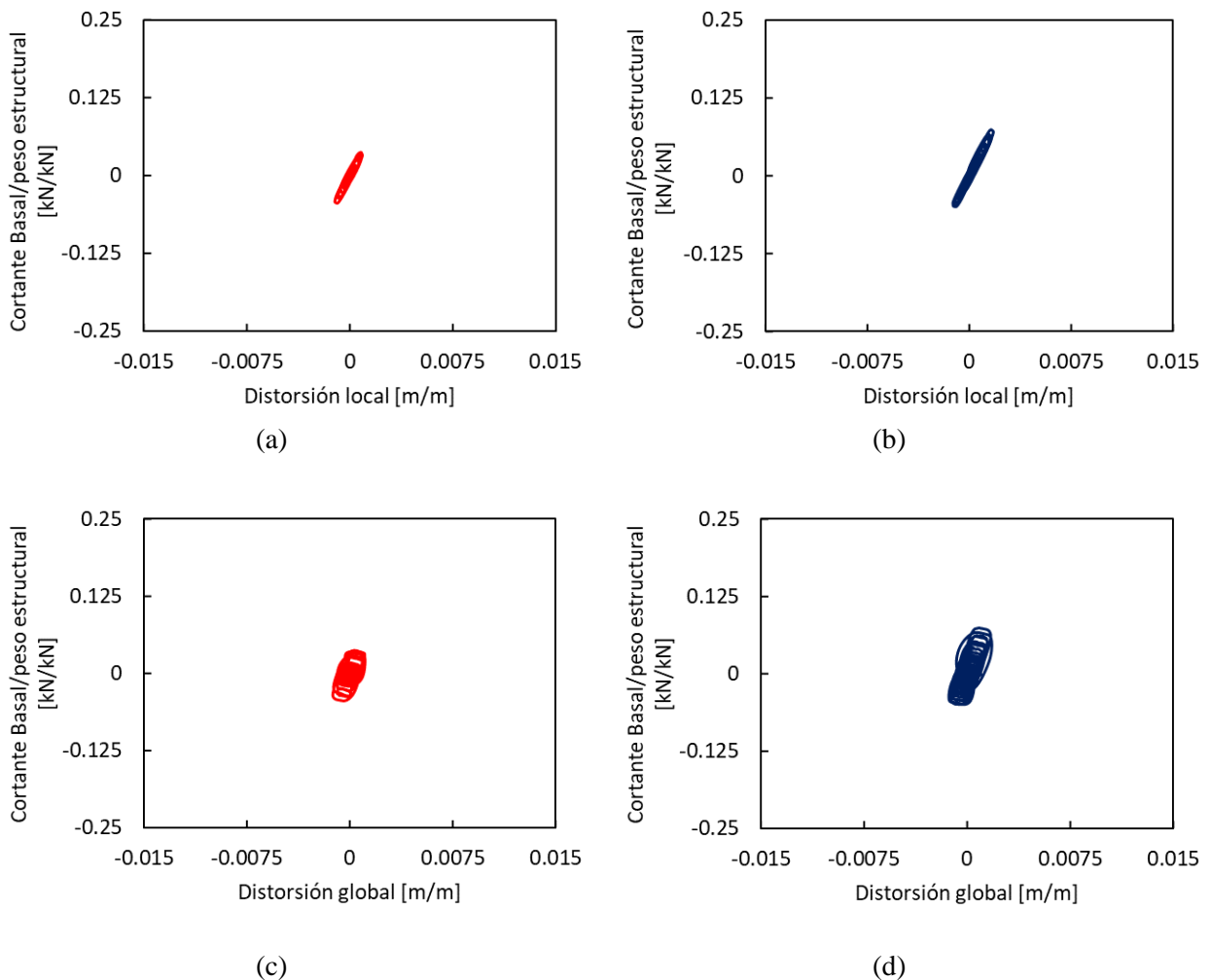


Figura E.4.9 Diagramas de histéresis de la estructura con amortiguadores viscosos no lineales, distorsión de planta baja para el sismo del 19 de septiembre de 2017, en sus componentes (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste y distorsión global para el sismo del 19 de septiembre de 2017, en sus componentes (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste (elaborada por el autor)

Para el aislador de 2 s a manera de comparación se conserva en las gráficas de la figura E.4.10 la escala utilizada para las distorsiones tanto globales como locales del sismo de 1985 ahora especificando las dos componentes del sismo de 2017. En este caso se observa una reducción mucho más extrema, de aproximadamente seis veces respecto a las distorsiones obtenidas en este mismo caso para el sismo de 1985.

De igual forma en sus tres componentes se puede apreciar un ensanchamiento del ciclo histerético con respecto al intervalo lineal original, demostrándose así que la estructura está funcionando en su intervalo no lineal respecto al cortante basal generado. En cuando a la distorsión local de la componente Este-oeste, esta supera ligeramente el valor de 1.8% mostrando que está entiendo un comportamiento que supera los estados límites de falla previstos anteriormente.

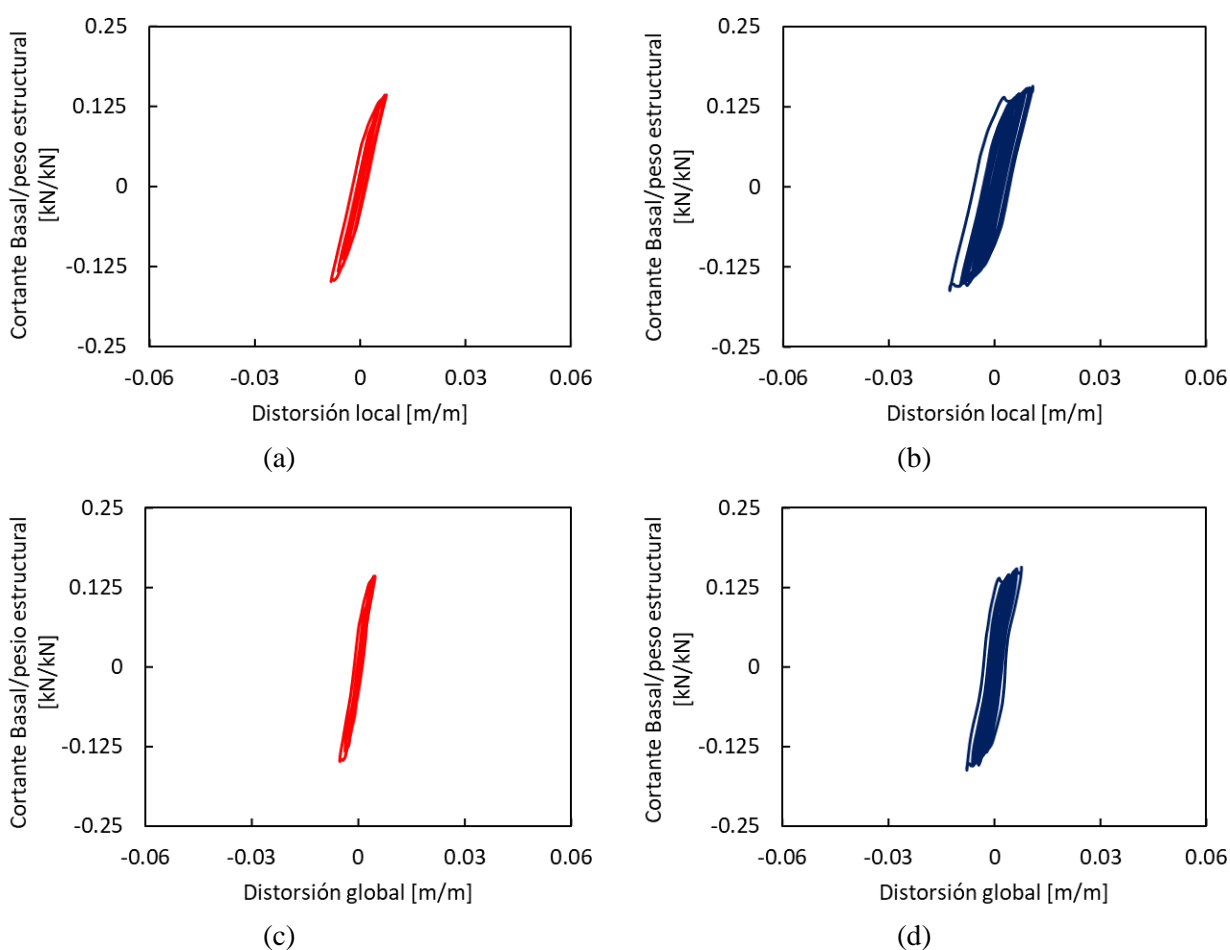


Figura E.4.10 Diagramas de histéresis de la estructura con aisladores de 2 s, distorsión de planta baja para el sismo del 19 de septiembre de 2017, en sus componentes (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste y distorsión global para el sismo del 19 de septiembre de 2017, en sus componentes (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste (elaborada por el autor)

Para el aislador de 3 s en la figura E.4.11 se observan los diagramas de histéresis asociados a las dos componentes del sismo de 2017 para las dos distorsiones antes analizadas. En este caso el comportamiento respecto tanto al sismo de 1985 como para el caso *As Built* tiene una mejora sustancial, no solo reduciendo

hasta dos veces el cortante basal generado, sino que, teniéndose tanto en el caso de distorsión local como global, un comportamiento lineal en su ciclo histerético.

Para la distorsión local tenemos un valor máximo de poco menos del 0.3%, siendo este valor aproximadamente cinco veces menor que el registrado para el sismo de 1985. De igual forma esto es relevante para este sistema debido a que ahora se encuentra dentro del límite de distorsiones aceptables para considerarse por debajo del estado límite de falla.

Cabe destacar que comparando ahora el resultado obtenido con su contraparte de 2 s para la misma ejecución sísmica los valores de cortantes basales se reducen en hasta 1.5 veces de las magnitudes para el aislador anterior, sólo que, sin tener una reducción considerable para la distorsión en ninguno de sus dos casos, demostrándose así que el aislador de 3 s presenta un comportamiento más eficaz en el control de cortantes basales. Finalmente, la linealidad del sistema respecto al comportamiento histerético obtenido en el aislador anterior se puede traducir en la disminución de probabilidades de daños debido a la fluencia del sistema de aislamiento y por ende de costos para su reparación y adecuación ante sismos de esta magnitud.

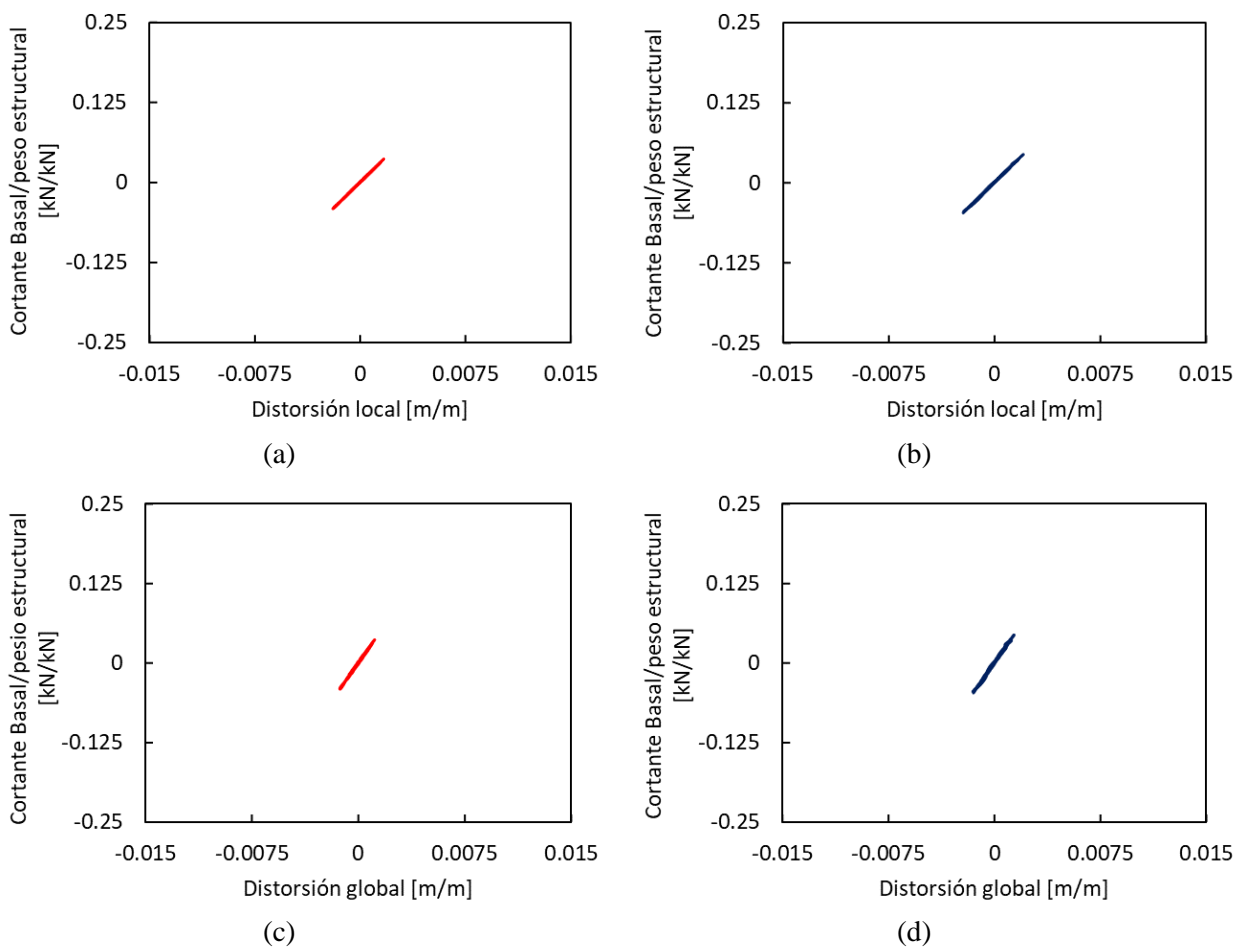


Figura E.4.11 Diagramas de histéresis de la estructura con aisladores de 3 s, distorsión de planta baja para el sismo del 19 de septiembre de 2017, en sus componentes (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste y distorsión global para el sismo del 19 de septiembre de 2017, en sus componentes (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste (elaborada por el autor)

Finalmente, respecto al aislador de 4 s en la figura E.4.12 se observan sus diagramas de interacción referidos a las mismas condiciones que los casos anteriores. De igual forma que con el aislador de 3 s se tiene un comportamiento lineal con distorsiones máximas menores al 0.2% en su componente local y de 0.15%, siendo estos valores menores en dos veces a los obtenidos para la ejecución con el sismo de 1985.

Como era de esperarse, la ejecución de 2017 genera menores cortantes basales y menores distorsiones que la ejecución de 1985 debido a que en ambas evaluaciones se encuentran los resultados muy por debajo de condiciones críticas o de falla. Este resultado tiene consistencia con la información procesada hasta ahora para la rehabilitación con el sistema de aislamiento de 4 s. Sin embargo destaca que tanto para este como para los otros casos de aisladores, aunque el comportamiento estructural sea el adecuado, resulta conflictivo el movimiento en sí del sistema de aislación, más si existen colindancias para la estructura a rehabilitar, por lo cual aunque el modelo estructural funcione y sea completamente eficaz para la edificación analizada, si no se toman en cuenta estas colindancias podría provocar colisiones entre las estructuras vecinas causando el colapso de esta.

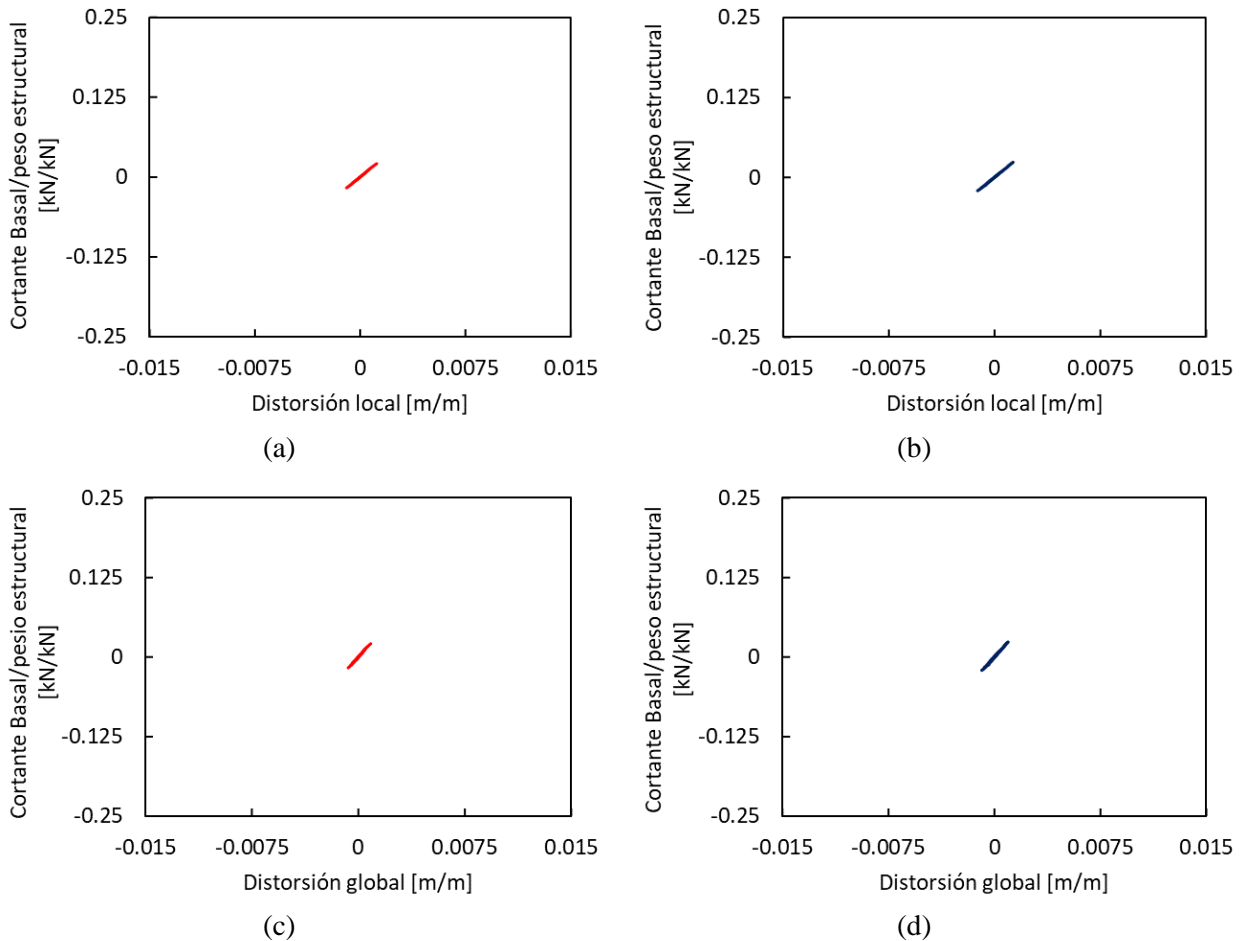


Figura E.4.12 Diagramas de histéresis de la estructura con aisladores de 4 s, distorsión de planta baja para el sismo del 19 de septiembre de 2017, en sus componentes (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste y distorsión global para el sismo del 19 de septiembre de 2017, en sus componentes (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste (elaborada por el autor)

Por otra parte, en la figura E.4.13 se tiene a manera de comparación con un análisis de tipo estático los diagramas de histéresis obtenidos para los sismos de 1985 y de 2017 en sus dos componentes a manera de ejemplo para el caso *As Built*. Como se puede dilucidar del caso histérico analizado se observan los intervalos de comportamiento lineal, no lineal y de colapso directamente con la simplificación estática, ahorrando tiempo de cómputo en el procesamiento de datos con esta información, se obtiene que el resultado detallado del diagrama de histéresis si es equiparable a su contraparte simplificada en el caso de que por cuestiones de practicidad la evaluación para el comportamiento sísmico.

A diferencia de los resultados obtenidos en las ejecuciones sísmicas realizadas, en los sismos de 1985 y de 2017 se alcanza sólo para el caso de 1985 en su componente Este-oeste sobrepasar ligeramente la barrera conceptual del comportamiento no lineal. Por otra parte, las otras tres componentes tienen el comportamiento lineal claramente establecido durante toda la ejecución sísmica.

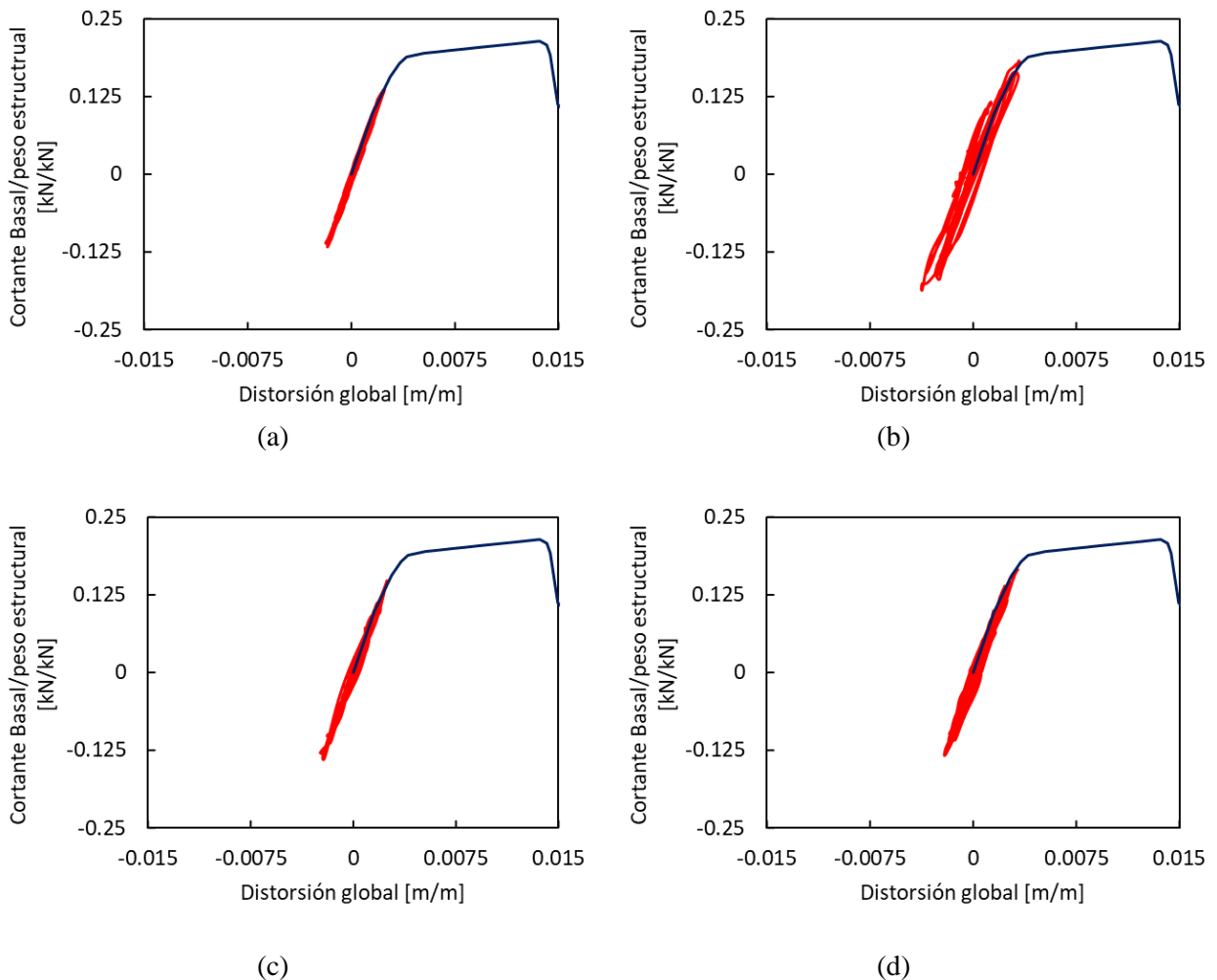


Figura E.4.13 Diagramas de histéresis de la estructura *As Built*, comparados con el análisis estático *pushover*, para el sismo del 19 de septiembre de 1985, en las direcciones (a) Norte-Sur y (b) Este-Oeste y distorsión global para el sismo del 19 de septiembre de 2017, en las direcciones (c) Norte-Sur y (d) Este-Oeste (elaborada por el autor)

E.5 Espectros de respuesta obtenidos

En este apartado se muestran los resultados obtenidos para cada una de las configuraciones estudiadas para los espectros de piso, que como ya se detalló en el apartado de resultados, proporcionan la información de aceleraciones registradas en cada uno de los niveles de la estructura. Dicha información es utilizada para evaluar ahora la resistencia ante una determinada acción sísmica de los elementos de carácter no estructural, los cuales suelen encontrarse simplemente apoyados en el sistema de piso, con sistemas de empotramiento como ventanas o sistemas articulados como puertas, entre otros.

Para el caso *As Built*, en la figura E.5.1 se muestran los resultados obtenidos para espectros de piso en los sismos de 1985 y 2017. En este caso se observa un comportamiento similar para ambos sismos, teniéndose para periodos menores a 0.5 s prácticamente los mismos valores. Por otra parte, en los picos de aceleraciones uno dado en el periodo estructural y otro cercano al periodo del suelo del sitio de estudio, se observa un incremento de entre el 20% y 35% de los valores obtenidos en 2017 a los valores correspondientes a 1985.

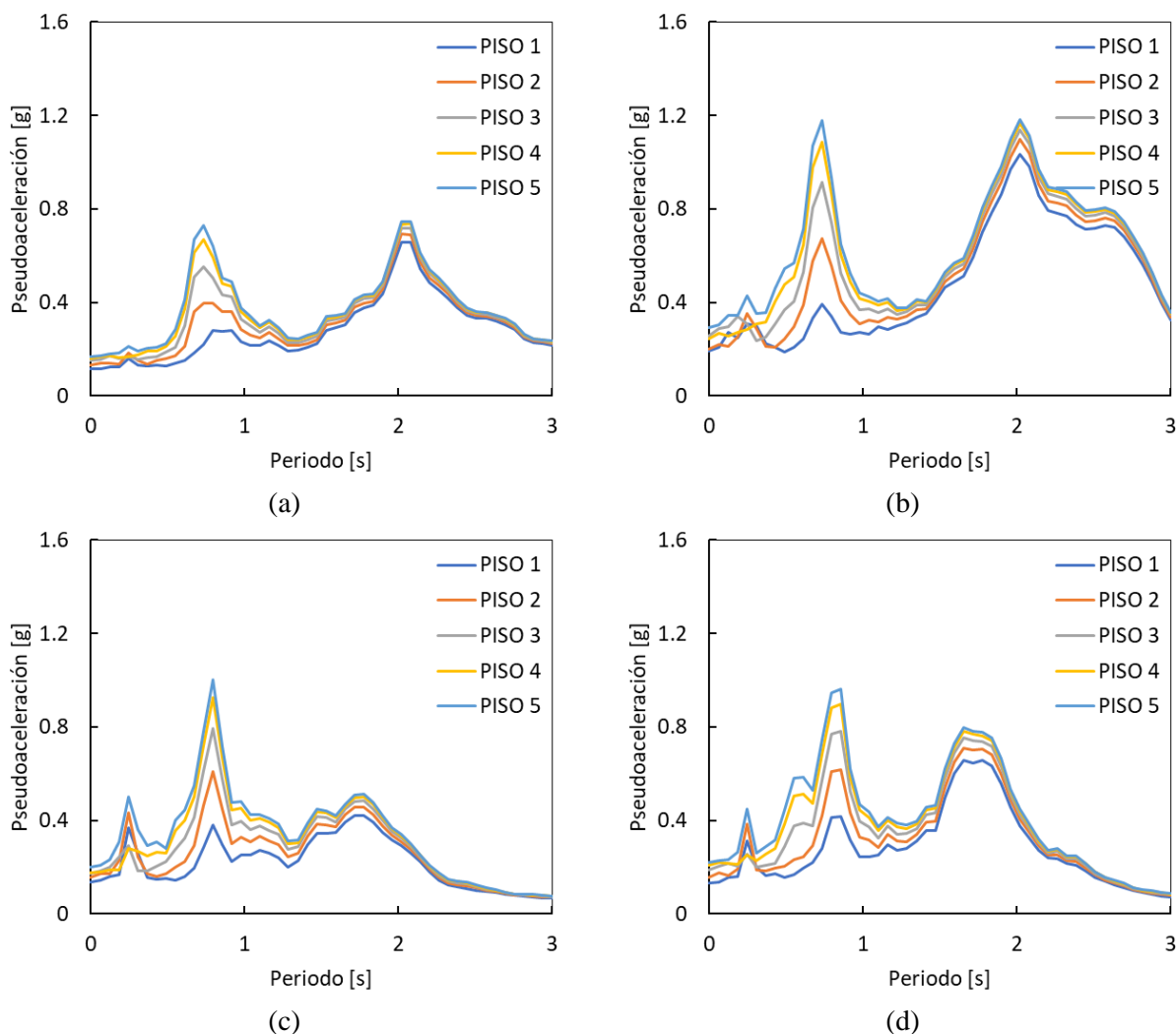


Figura E.5.1 Espectros de respuesta de pisos asociados a la estructura *As Built* para el sismo del 19 de septiembre de 1985 en su componente (a) Norte-sur y (b) Este-oeste y el sismo del 19 de septiembre de 2017 en su componente (c) Norte-sur y (d) Este-oeste (elaborada por el autor)

En cuanto a la estructura adicionada con *BRB*'s la figura E.5.2 ejemplifica los espectros de piso obtenidos para los sismos de 1985 y 2017. En este caso el proceso de rigidización de la estructura provoca un aumento en las aceleraciones del primer intervalo de 0.5 s para ambos casos, superando en un 20% a las aceleraciones obtenidas en el caso *As Built*. Las aceleraciones máximas se tienen en periodos similares al periodo de la estructura, teniéndose resultados alrededor de un 50% superiores al caso original. Por otra parte, el otro máximo de aceleraciones cercano al periodo del suelo resulta ser en ambos casos un 5% menor a los valores obtenidos para el caso original.

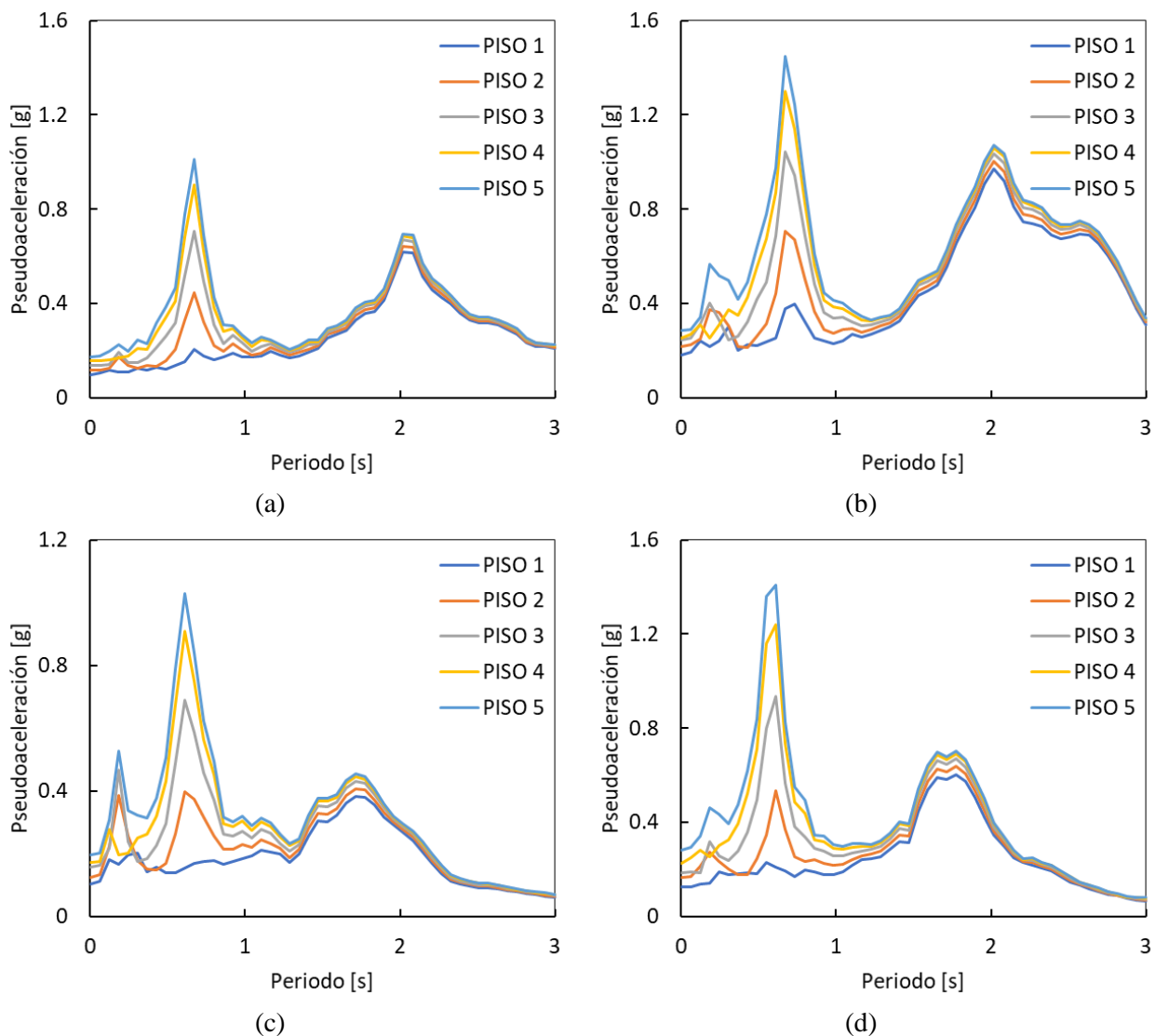


Figura E.5.2 Espectros de respuesta de pisos asociados a la estructura adicionada con *BRB*'s para el sismo del 19 de septiembre de 1985 en su componente (a) Norte-sur y (b) Este-oeste y el sismo del 19 de septiembre de 2017 en su componente (c) Norte-sur y (d) Este-oeste (elaborada por el autor)

Respecto a los amortiguadores no lineales sus espectros de piso vinculados a los sismos de 1985 y 2017 se encuentran en la figura E.5.3. En el primer intervalo de 0.5 s se tienen aceleraciones de piso ligeramente menores a los resultados obtenidos en el sistema de *BRB*'s, pero sin una modificación muy grande respecto

al caso *As Built*. La aceleración máxima vinculada al periodo de la estructura cuenta con las mismas proporciones que el caso *As Built* así como el máximo vinculado al periodo del suelo, por lo cual se puede concluir que el sistema de amortiguamiento viscoso no resulta en una mejora sustancial al control de aceleraciones de cada piso en la estructura haciendo que ante una determinada oscilación sísmica se tengan resultados bastante similares respecto a los daños generados en elementos no estructurales como ocurriría en el sistema en condiciones originales.

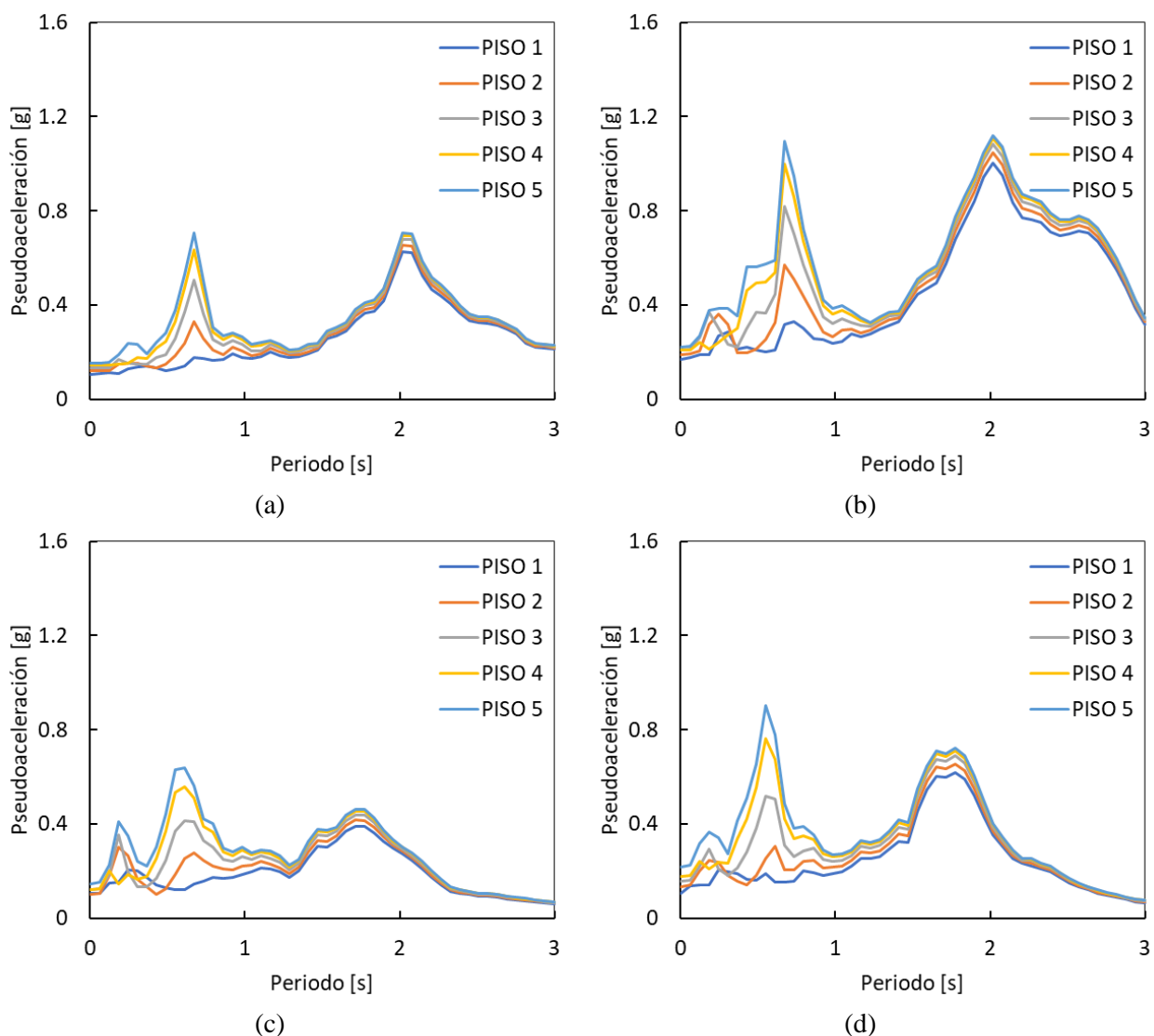


Figura E.5.3 Espectros de respuesta de pisos asociados a la estructura con amortiguadores viscosos no lineales para el sismo del 19 de septiembre de 1985 en su componente (a) Norte-sur y (b) Este-oeste y el sismo del 19 de septiembre de 2017 en su componente (c) Norte-sur y (d) Este-oeste (elaborada por el autor)

En cuanto al aislador de 2 s en la figura E.5.4 se representan sus espectros de respuesta para las condiciones antes mencionadas. Este caso de análisis, remontándose a todos los resultados anteriores, ha sido perjudicial para las condiciones estructurales y se puede ver reflejado cómo en el intervalo de 0 a 0.5 s se tienen

aceleraciones hasta de 1 g teniendo prácticamente la certeza de rompimiento, falla y volteo de distintos elementos no estructurales. Ahora el periodo estructural es coincidente al periodo del suelo, generando un incremento hasta de tres veces los resultados de aceleraciones registrados en el caso *As Built*. De igual forma, dados los resultados anteriores de distorsiones y cortantes basales es entendido que la estructura adicionada con aisladores de 2 s indefectiblemente llega a un estado de daño severo o colapso, por lo cual inclusive, aunque ciertos elementos no estructurales no se vieran dañados en estas condiciones, probablemente se verían afectados ante el colapso total de la estructura.

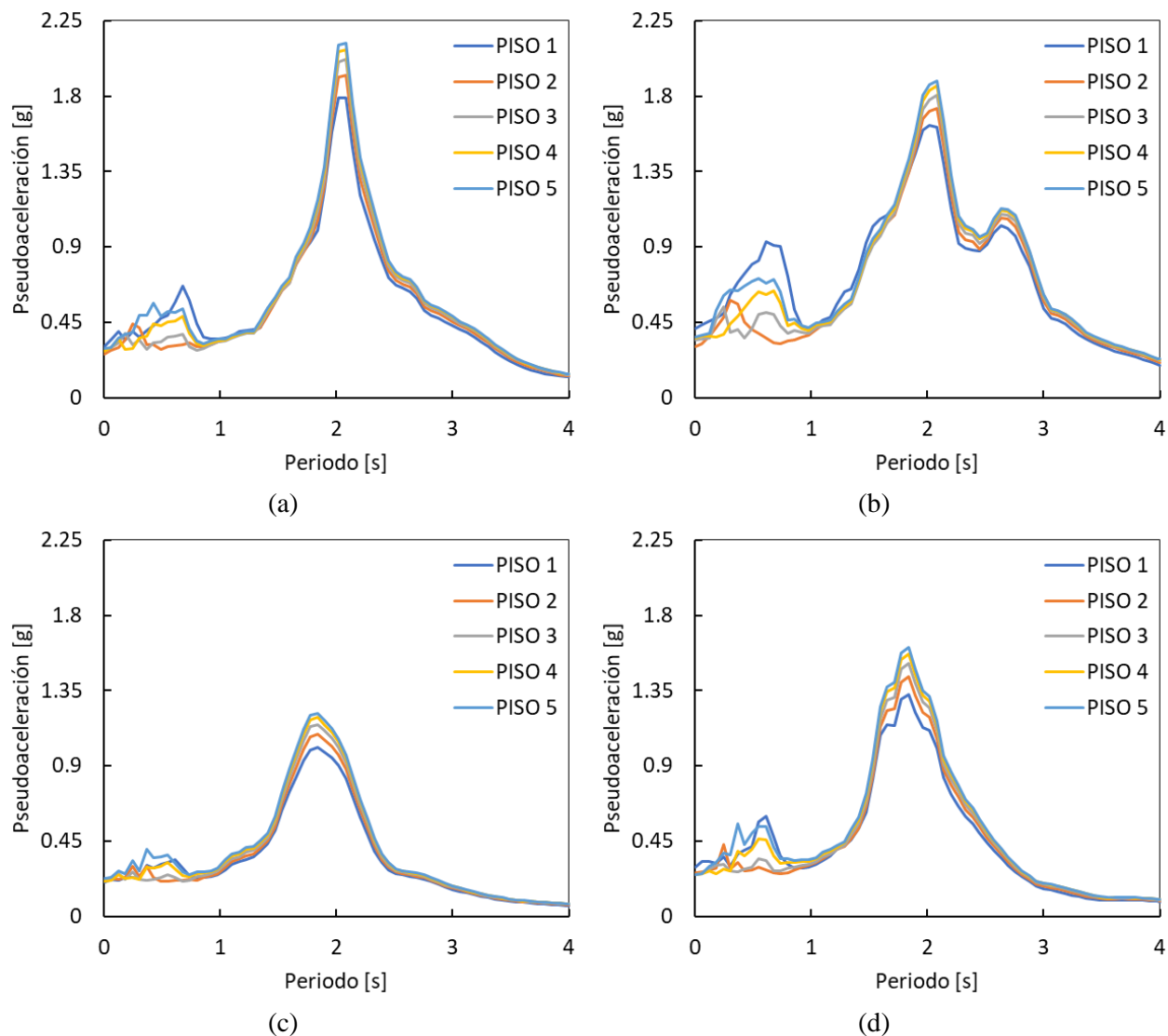


Figura E.5.4 Espectros de respuesta de pisos asociados a la estructura de aisladores de 2 s para el sismo del 19 de septiembre de 1985 en su componente (a) Norte-sur y (b) Este-oeste y el sismo del 19 de septiembre de 2017 en su componente (c) Norte-sur y (d) Este-oeste (elaborada por el autor)

Para el aislador de 3 s las condiciones de aceleraciones de piso registradas contemplan una disminución respecto al aislador de 2 s de aproximadamente 25%. En la figura E.5.5 se aprecian dichos resultados para los sismos antes mencionados. En este caso las aceleraciones de piso para el primer intervalo del espectro

resultan encontrarse en el orden de los valores obtenidos para el caso *As Built*, amortiguadores y *BRB*'s, por lo cual no se consideraría un mejoramiento tácito en la estabilidad de elementos no estructurales a partir de la adición de este dispositivo. La aceleración máxima en todos los diagramas corresponde al periodo de la estructura, y aunque supera en un 50% para la componente Este-oeste del sismo de 1985 a las aceleraciones obtenidas para el periodo del sitio de la estructura, resulta difícil de alcanzar un periodo de 3 s para un elemento de carácter no estructural por lo que no resulta relevante para este estudio.

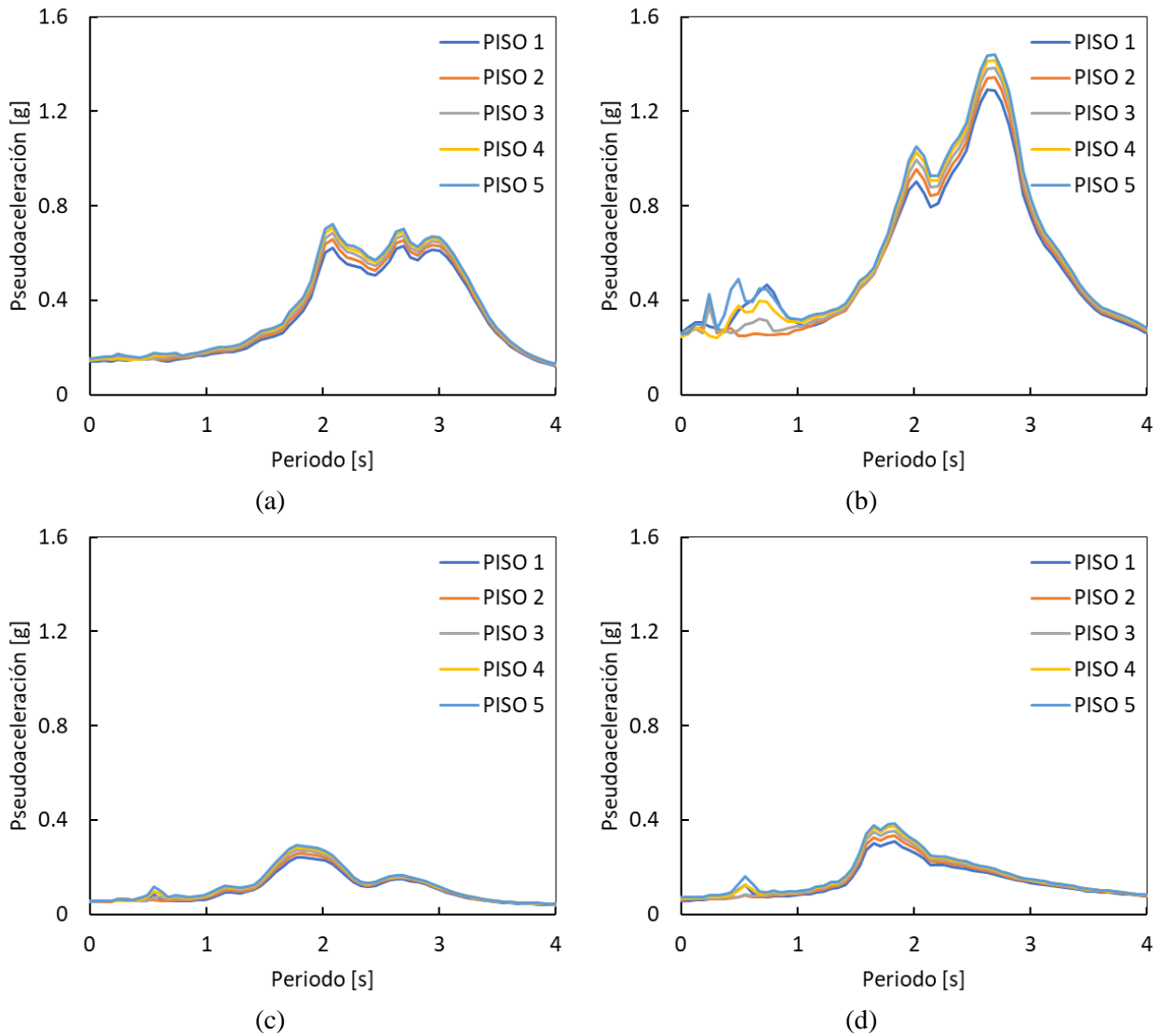


Figura E.5.5 Espectros de respuesta de pisos asociados a la estructura de aisladores de 3 s para el sismo del 19 de septiembre de 1985 en su componente (a) Norte-sur y (b) Este-oeste y el sismo del 19 de septiembre de 2017 en su componente (c) Norte-sur y (d) Este-oeste (elaborada por el autor)

Finalmente, para el aislador de 4 s en la figura E.5.6 se observan los espectros de piso para ambas componentes del sismo de 1985 y del 2017. En este caso se tienen para prácticamente todo el espectro aceleraciones menores a 0.5 g, lo cual implica un excelente control de aceleraciones de piso y por ende de la

disminución radical en la probabilidad de daño a elementos no estructurales en los distintos niveles de la estructura.

Dicho resultado resultaba predecible a partir de la información obtenida respecto a distorsiones y cortantes de piso, donde la estructura con aisladores de 4 s muestra un mejoramiento general en las condiciones de la estructura. Como se comentó anteriormente, dichos resultados deben considerarse relevantes en casos donde los elementos no estructurales requieran de una gran atención o importancia.

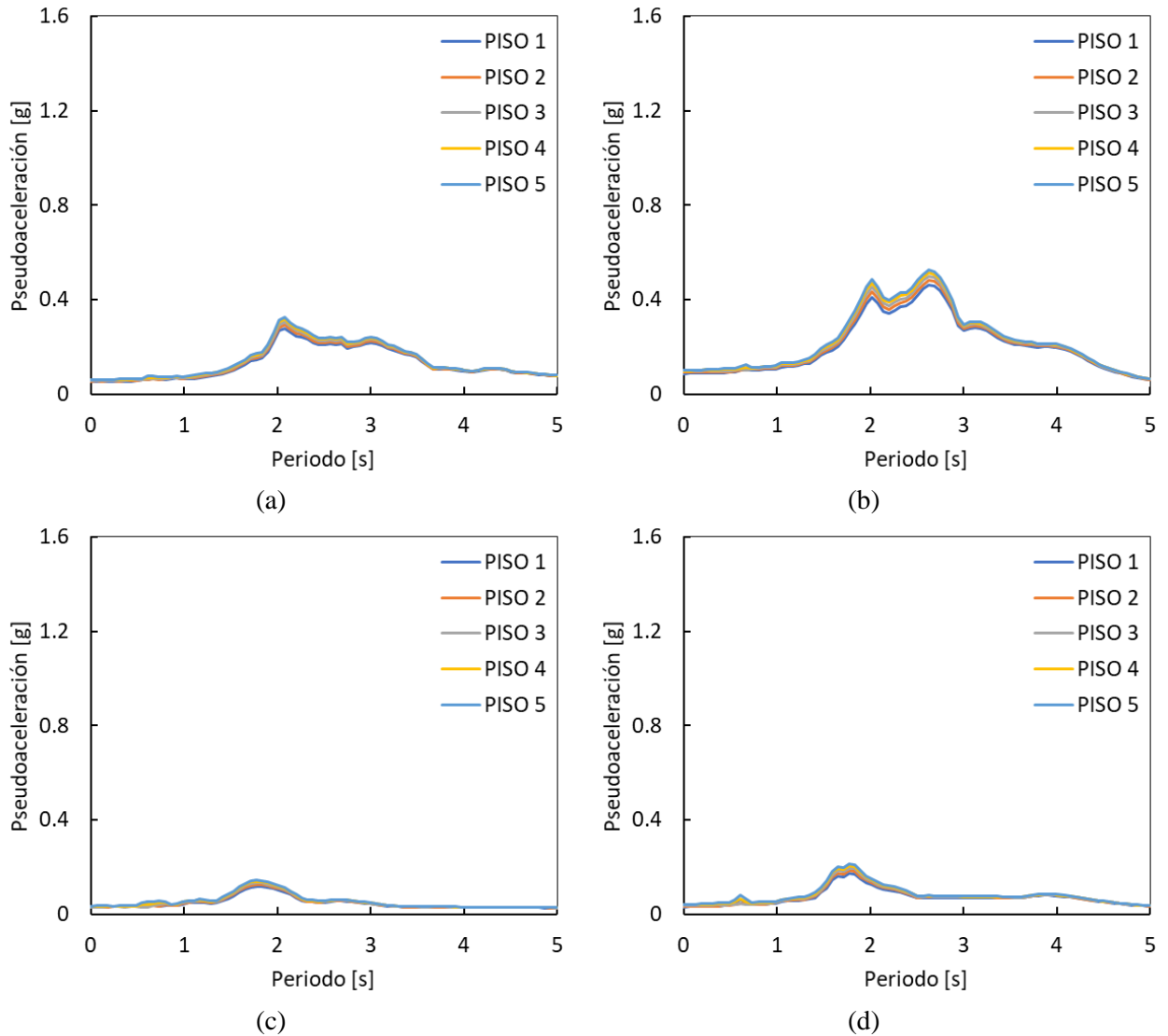


Figura E.5.6 Espectros de respuesta de pisos asociados a la estructura de aisladores de 4 s para el sismo del 19 de septiembre de 1985 en su componente (a) Norte-sur y (b) Este-oeste y el sismo del 19 de septiembre de 2017 en su componente (c) Norte-sur y (d) Este-oeste (elaborada por el autor)

Apéndice F. Análisis detallado de amortiguadores viscosos

F.1 Planteamiento de los casos de estudio

A partir la estructura en condiciones originales ($\omega = 8.1$ rad/s), se realizó la proposición de la adición de dos tipos de amortiguadores colocados en la planta baja de este, uno con un comportamiento no lineal y su equivalente lineal. Dadas estas características se logró generar una comparación tanto de las condiciones originales con respecto a la introducción de este dispositivo de control de respuesta sísmica, así como la comparación de ambos amortiguadores bajo condiciones de carga iguales. Para este estudio se consideró y se manejó como nomenclatura durante todo el apéndice el desarrollo de un sistema inicial y un sistema modificado. Para el sistema inicial se consideraron valores de carácter comercial usualmente utilizados por el sector fabricante de amortiguadores viscosos, mientras que, para el sistema modificado, como se comentó anteriormente, se utilizó la adecuación del caso de carga bajo el cual se estimó que se encontraría el sistema estructural ante las solicitaciones sísmicas antes mencionadas.

Para el amortiguador de tipo no lineal en una condición inicial se considera un coeficiente de amortiguamiento de $C_{NL} = 13.92 \text{ kN} \cdot \text{s/cm}$ y un exponente de amortiguamiento igual a $\alpha = 0.3$.

Respecto a las características del amortiguador lineal inicial a partir de la figura F.1.1 se obtiene el valor correspondiente al factor de energía de histéresis (λ), con el cual en conjunto con un desplazamiento considerado para el amortiguador de 4.5 cm (ELF) al sustituir en la ecuación F.1.1 se obtiene el valor de coeficiente de amortiguamiento para el amortiguador lineal.

$$\frac{C_{NL}}{C_L} = \frac{\pi}{\lambda} (u \cdot \omega)^{1-\alpha} \quad (\text{F. 1.1})$$

donde C_{NL} es el coeficiente de amortiguamiento no lineal ($\text{kN} \cdot \text{s/cm}$); C_L es el coeficiente de amortiguamiento lineal ($\text{kN} \cdot \text{s/cm}$); λ es el factor de energía de histéresis asociado al amortiguador no lineal (obtenido de la figura F.1.1, el cual es adimensional); u es el desplazamiento considerado para el amortiguador, igual a 4.5 cm; ω es la frecuencia natural de vibrar de la estructura, igual a $\omega = 8.1$ rad/s y α es el exponente de amortiguamiento del amortiguador no lineal, cantidad adimensional igual a 0.3.

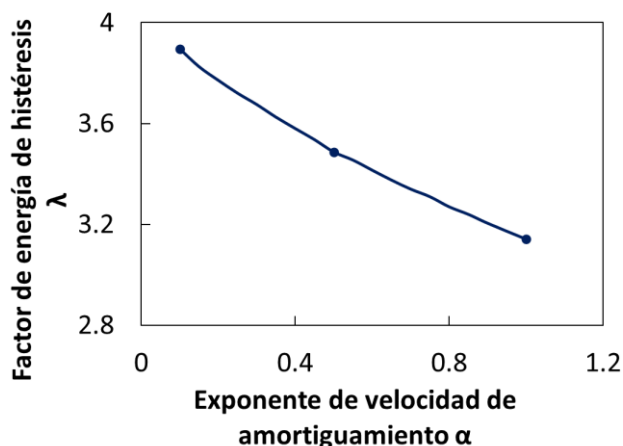


Figura F.1.1 Gráfica Exponentes de velocidad contra el factor de histéresis (elaborada por el autor)

Sustituyendo los valores antes especificados en la ecuación F.1.1 se obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{13.92 \text{ kN} \cdot \text{s/cm}}{C_L} = \frac{\pi}{3.675} (4.5 \text{ cm} \cdot 8.1 \text{ rad/s})^{1-0.3}$$

Despejando C_L de la sustitución anterior obtenemos el siguiente desarrollo:

$$C_L = \frac{13.92 \text{ kN} \cdot \text{s/cm}}{\frac{\pi}{3.675} (4.5 \text{ cm} \cdot 8.1 \text{ rad/s})^{1-0.3}}$$

Finalmente, resolviendo las operaciones anteriores se tiene que:

$$C_L = 1.31 \text{ kN} \cdot \text{s/cm}$$

Por lo cual, para el amortiguador de carácter lineal inicial con un exponente de amortiguamiento $\alpha = 1$, se tiene un coeficiente de amortiguamiento de $C_L = 1.31 \text{ kN} \cdot \text{s/cm}$.

Ahora, de forma comparativa a los valores originalmente propuestos se procede a realizar una modificación al coeficiente de amortiguamiento del dispositivo de control, tanto en su versión lineal como no lineal, dados los resultados de cortantes basales obtenidos en el análisis de la estructura bajo condiciones originales.

Utilizando la ecuación G.I (Apéndice G) se procede a realizar la obtención del coeficiente de amortiguamiento asociado a las condiciones generadas en el sistema estructural planteado.

$$C = \frac{F_{S1}}{\omega \cdot u_1 \cdot \cos^2 \theta} \quad (\text{G. I})$$

Sustituyendo los datos de interés de la estructura analizada (un desplazamiento de 4.5 cm, una fuerza cortante basal de 226.04 kN y una frecuencia natural de 8.1 rad/s), se obtiene el siguiente coeficiente de amortiguamiento:

$$C = \frac{226.04 \text{ kN}}{8.1 \frac{\text{rad}}{\text{s}} \cdot 4.5 \text{ cm} \cdot \cos^2 \theta}; \theta = \text{angtan} \left(\frac{3}{5} \right) = 0.54 \text{ rad}$$

$$C = \frac{226.04 \text{ kN}}{8.1 \frac{\text{rad}}{\text{s}} \cdot 4.5 \text{ cm} \cdot \cos^2 0.54} = 8.43 \text{ kN} \cdot \text{s/cm}$$

Finalmente se tiene que el amortiguamiento total obtenido para la estructura es de $8.43 \text{ kN} \cdot \text{s/cm}$, el coeficiente asociado a un solo amortiguador es igual al obtenido dividido entre el número de amortiguadores. Por lo tanto, para el amortiguador de carácter lineal de tipo modificado se tiene un coeficiente de amortiguamiento $C_L = 4.22 \text{ kN} \cdot \text{s/cm}$ asociado a un exponente de amortiguamiento $\alpha = 1$.

Respecto al amortiguador de carácter no lineal modificado, se realiza la misma sustitución matemática a la ecuación II.3.2.2.1 tomando en cuenta ahora como punto de partida el coeficiente de amortiguamiento lineal.

$$\frac{C_{NL}}{4.22 \text{ kN} \cdot \text{s/cm}} = \frac{\pi}{3.675} (4.5 \text{ cm} \cdot 8.1 \text{ rad/s})^{1-0.3}$$

Despejando de la expresión anterior C_{NL} se tiene la siguiente expresión:

$$C_{NL} = \frac{\pi}{3.675} (4.5 \text{ cm} \cdot 8.1 \text{ rad/s})^{1-0.3} \cdot 4.22 \text{ kN} \cdot \text{s/cm}$$

Reduciendo términos se obtiene finalmente C_{NL} :

$$C_{NL} = 44.70 \text{ kN} \cdot \text{s/cm}$$

Por lo cual para el amortiguador de carácter no lineal de tipo modificado, con un exponente de amortiguamiento $\alpha = 0.3$ se tiene un coeficiente de amortiguamiento de $C_L = 44.70 \text{ kN} \cdot \text{s/cm}$.

La tabla F.1.1 ilustra a manera de resumen los coeficientes de amortiguamiento utilizados para las distintas ejecuciones antes mencionadas. Dichas condiciones serán los sistemas de evaluación a realizar, teniéndose entonces cuatro tipos distintos de amortiguadores para realizar el estudio y así poder discretizar cuál posee un mejor control de distorsiones y genera un mejoramiento sustancial a la estructura.

Tabla F.1.1 Coeficientes y exponentes de amortiguamiento utilizados para el análisis

	Amortiguador inicial		Amortiguador modificado	
	Lineal	No lineal	Lineal	No lineal
α	1	0.3	1	0.3
C [kN · s/cm]	13.92	1.31	44.70	4.22

Los amortiguadores introducidos en la planta baja demuestran generar una disminución de distorsiones. Analizando los resultados obtenidos en los diagramas de histéresis para los amortiguadores iniciales, al comparar los desplazamientos axiales con respecto a la fuerza axial utilizada. se observa en las figuras F.1.2 y F.1.3 una clara disminución en los amortiguadores lineales con respecto a los no lineales.

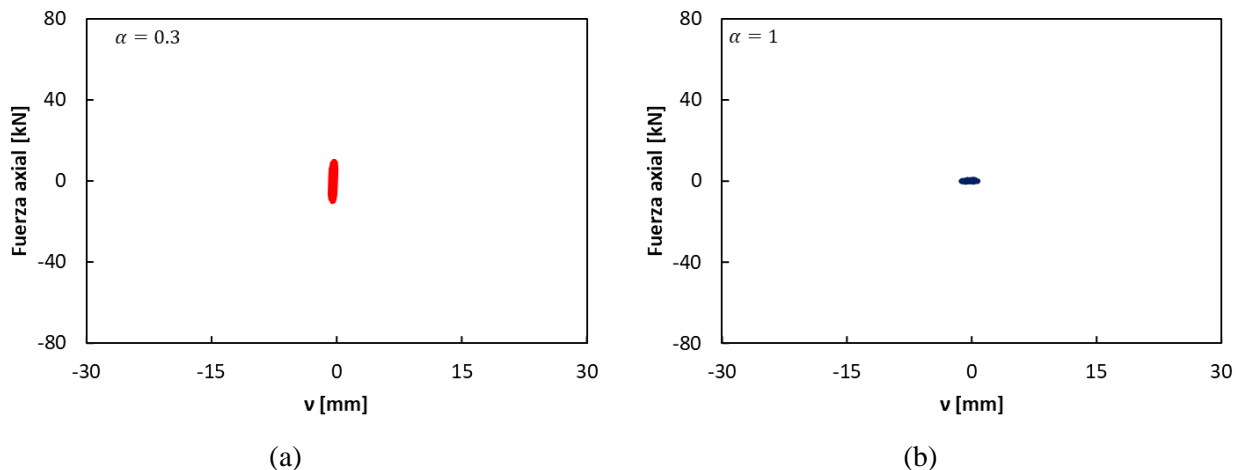
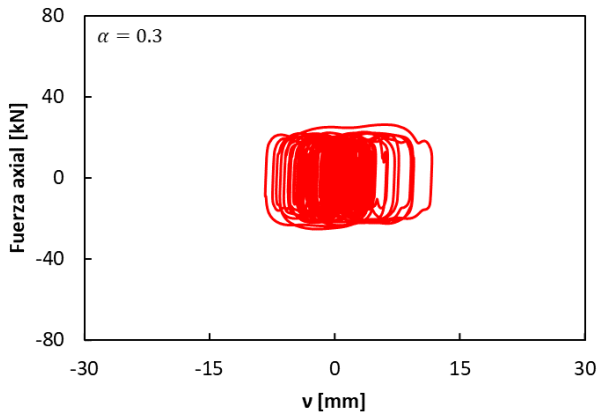
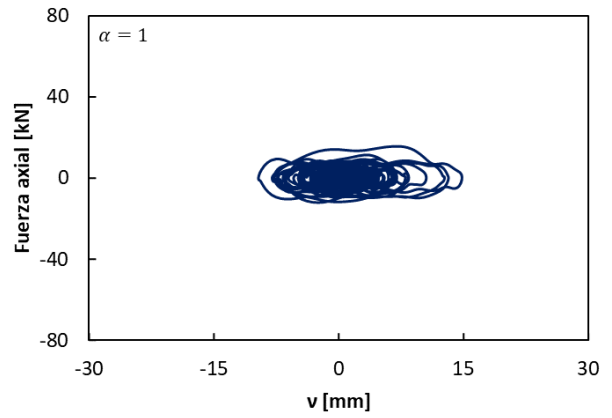


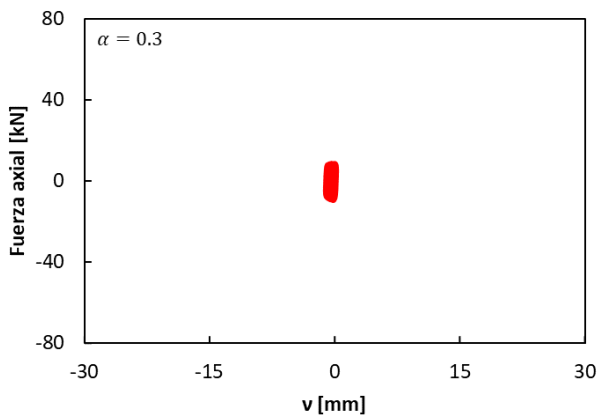
Figura F.1.2 Diagramas de histéresis para amortiguadores iniciales. Fuerza contra desplazamiento axial para F1SA3 (a) no lineal y (b) lineal, y para F1SA8 (c) no lineal y (d) lineal (elaborada por el autor)



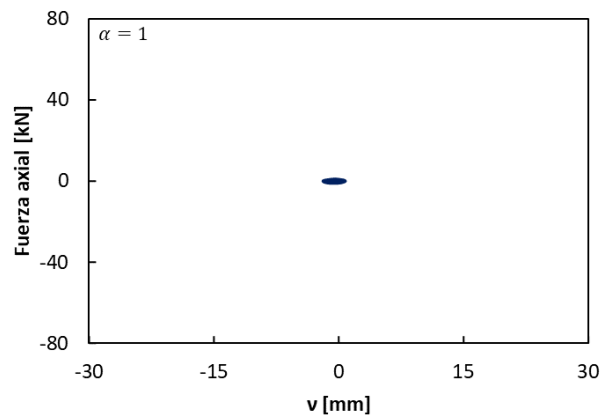
(c)



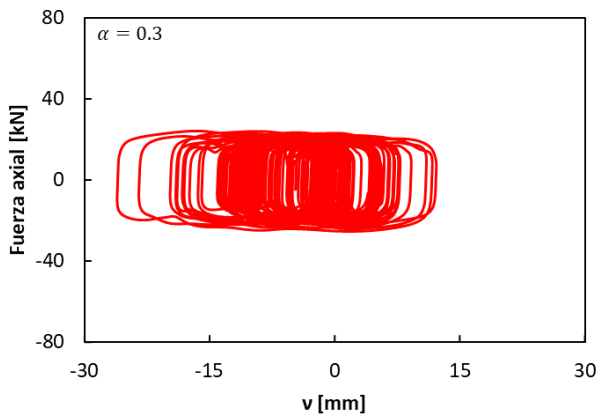
(d)

Figura F.1.2 Continuación

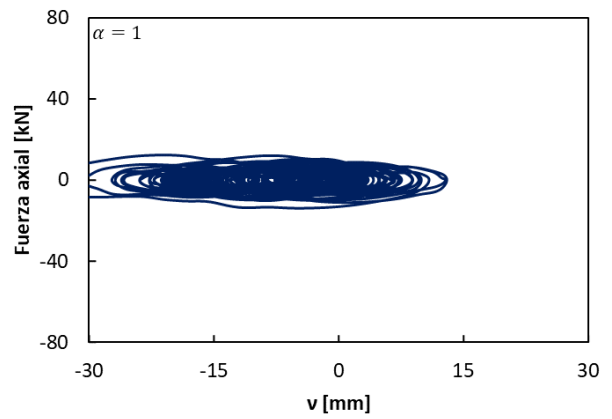
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura F.1.3 Diagramas de histéresis para amortiguadores iniciales. Fuerza contra desplazamiento axial para F5SA3 (a) no lineal y (b) lineal, y para F5SA8 (c) no lineal y (d) lineal (elaborada por el autor)

Respecto a los resultados obtenidos en los diagramas de histéresis para los amortiguadores modificados, comparando fuerza y desplazamiento axial de nueva cuenta, se observan en las figuras F.1.4 y F.1.5 las disminuciones de fuerzas axiales generadas en amortiguadores lineales con respecto a los no lineales tal como se observó en el caso de amortiguadores iniciales.

Por otra parte, con respecto a su contraparte inicial el amortiguador modificado presenta un incremento del más del doble en las fuerzas axiales que participan en el amortiguador, siendo el desplazamiento de estos en todos sus casos entre dos terceras partes y la mitad de lo que se generó en el amortiguador inicial. Estas dos observaciones se traducen directamente en que el amortiguador modificado está teniendo un comportamiento más eficiente debido a que en el dispositivo de control ante menores desplazamientos generados se pueden disipar fuerzas aún mayores a las del caso inicial.

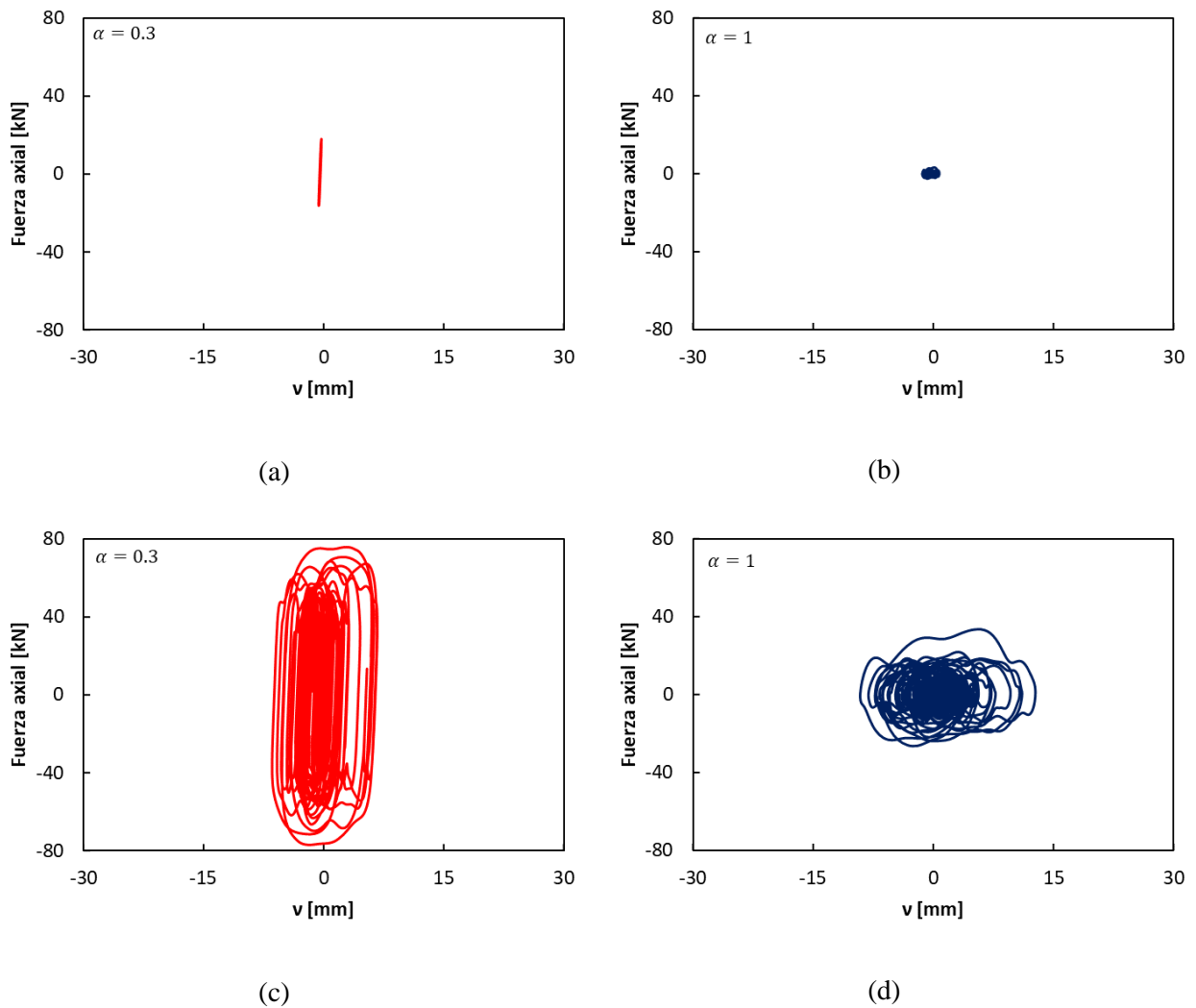


Figura F.1.4 Diagramas de histéresis para amortiguadores modificados. Fuerza contra desplazamiento axial para F1SA3 (a) no lineal y (b) lineal, y para F1SA8 (c) no lineal y (d) lineal (elaborada por el autor)

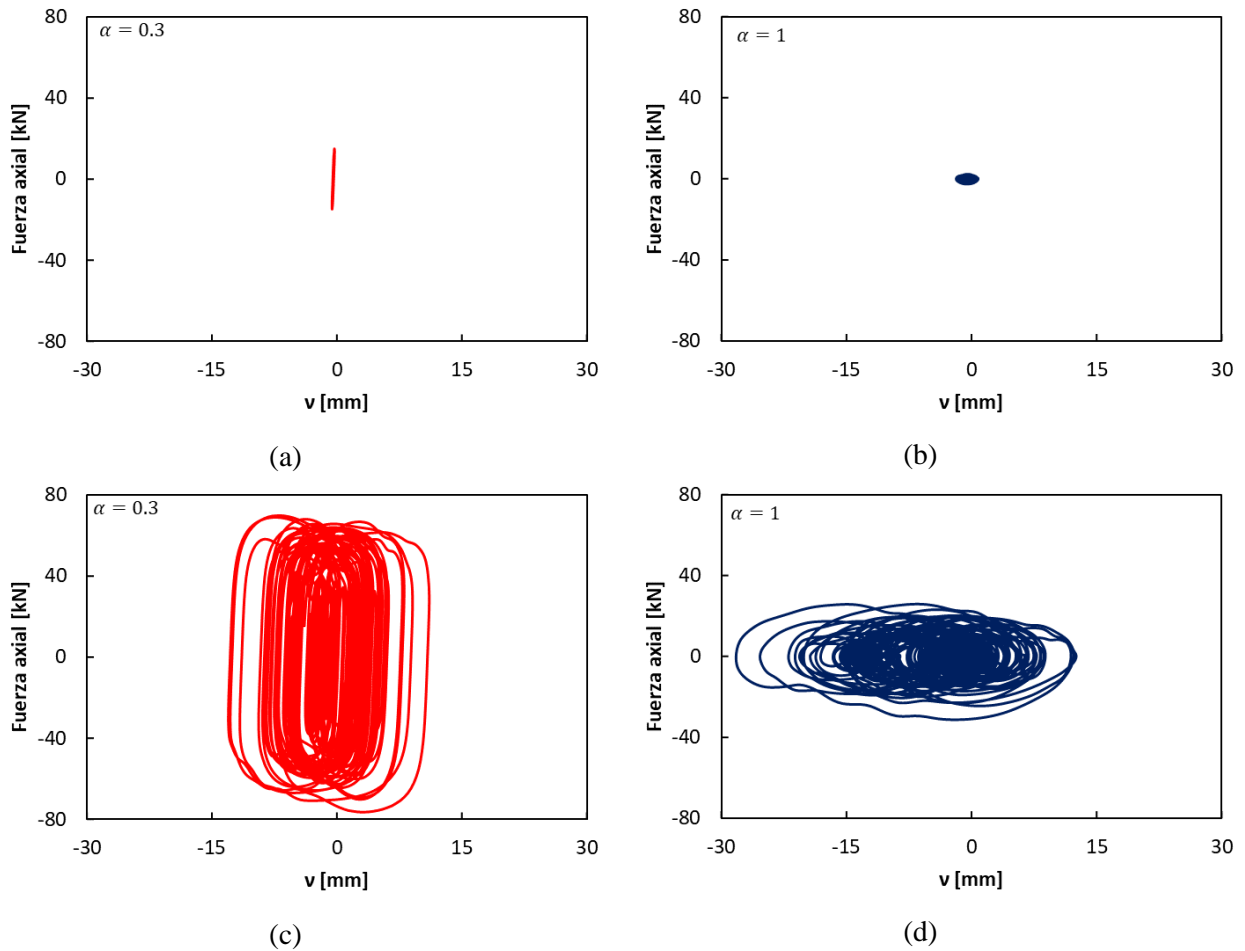


Figura F.1.5 Diagramas de histéresis para amortiguadores modificados. Fuerza contra desplazamiento axial para F5SA3 (a) no lineal y (b) lineal, y para F5SA8 (c) no lineal y (d) lineal (elaborada por el autor)

Ahora, para el amortiguador inicial se realiza un diagrama de histéresis, comparándose velocidades generadas contra la fuerza axial logrando percibirse más claramente la modificación de amortiguadores, siendo el registro no lineal el que destaca por una configuración curvada ilustrando el funcionamiento del factor exponencial de $\alpha = 0.3$. En las figuras F.1.6 y F.1.7 se observan estas gráficas. Uno de los errores generados por el proceso de graficación de datos se observa en los elementos del amortiguador no lineal cuando la fuerza es igual a cero, debido a que se esperaba que el valor de velocidad tenga que valer cero, cosa que no se logra percibir en el gráfico, llegándose a contemplar una dispersión de valores de entre -5 mm/s hasta los 5 mm/s . De acuerdo con el análisis realizado a la base de datos generada por el programa SAP2000 se concluye que la falta explícita de datos coordenados al origen genera una linealización en estos puntos generando una dispersión ficticia al centro de la figura fundamentado en el proceso de unificación de datos generado por el software graficador. Para fines prácticos los resultados de ambos diagramas de histéresis tienen una velocidad nula para una fuerza nula y se confirma como en los amortiguadores no lineales nuevamente se llegan a fuerzas de mayor magnitud.

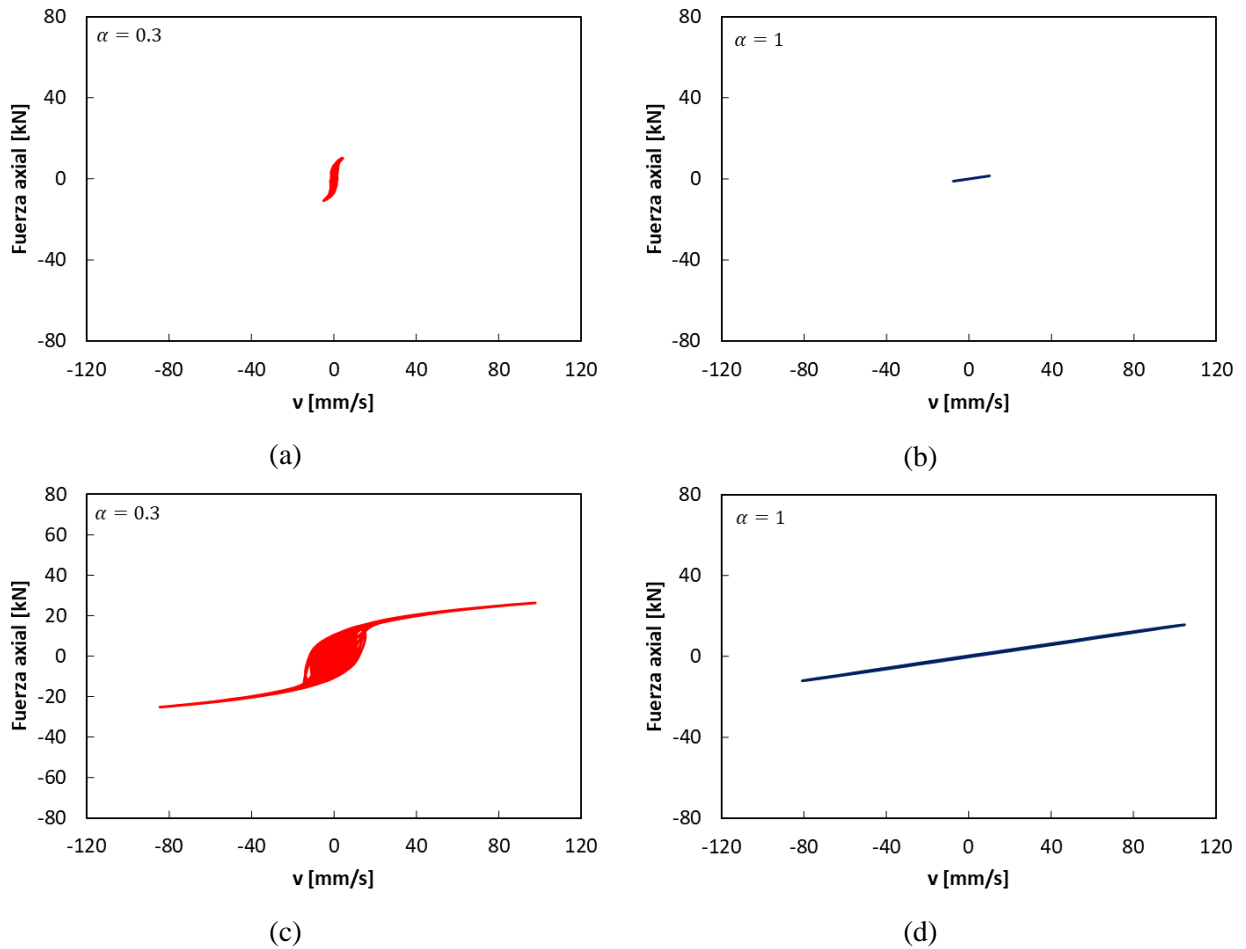


Figura F.1.6 Diagramas de histéresis de amortiguadores iniciales. Fuerza contra velocidad relativa. F1SA3 (a) no lineal y (b) lineal, y para F1SA8 (c) no lineal y (d) lineal (elaborada por el autor)

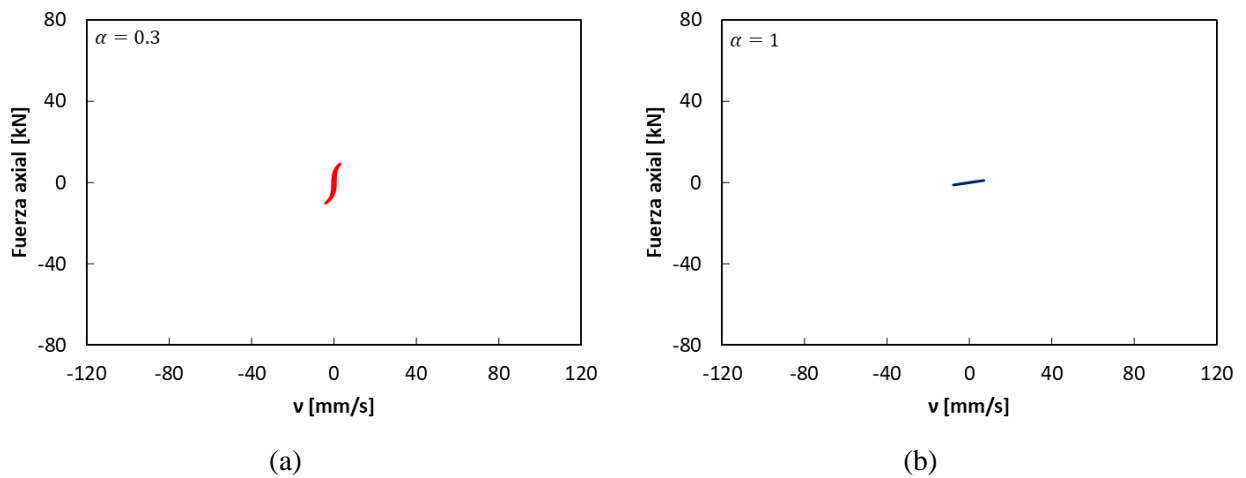
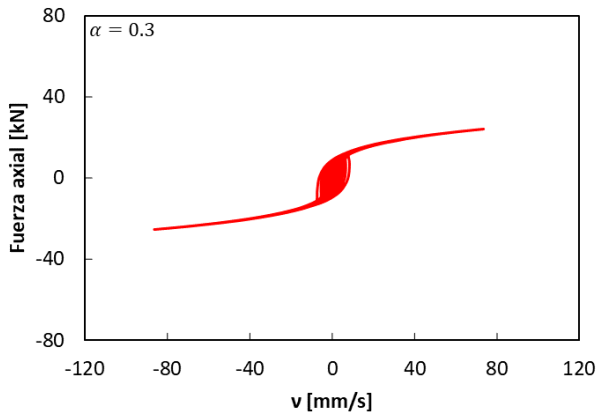
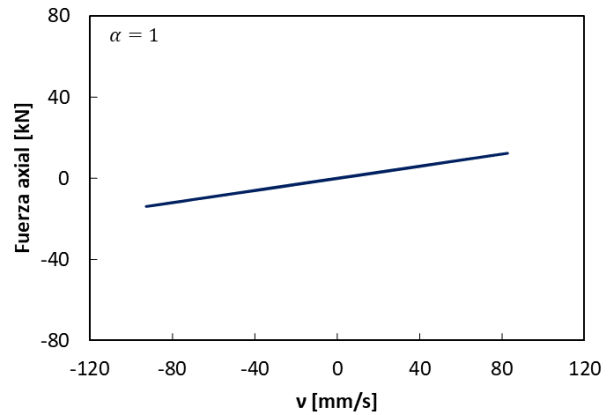


Figura F.1.7 Diagramas de histéresis de amortiguadores iniciales. Fuerza contra velocidad relativa. F5SA3 (a) no lineal y (b) lineal, y para F5SA8 (c) no lineal y (d) lineal (elaborada por el autor)



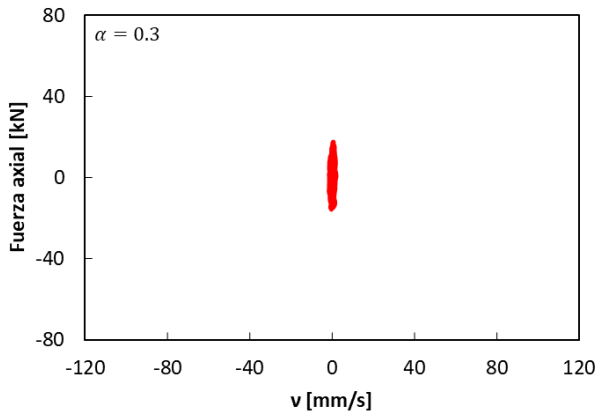
(c)



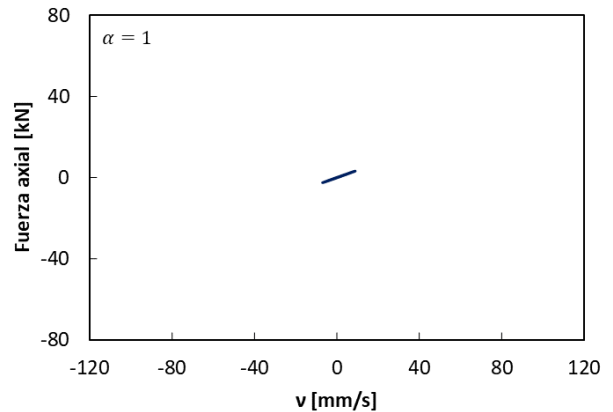
(d)

Figura F.1.7 Continuación

Respecto al amortiguador modificado se observa de igual manera que en el caso anterior la configuración curvada correspondiente a valores de $\alpha = 0.3$, tal como se puede apreciar en las figuras F.1.8 y F.1.9, asociadas a sismos de carácter intraplaca y sismos de origen de subducción respectivamente. Se puede observar en comparación con los amortiguadores iniciales que las magnitudes de fuerzas que alcanzan a proyectarse en los dispositivos resultan ser entre dos y tres veces más grandes que el caso anterior. Destaca de la velocidad generada que esta sigue presentando los mismos intervalos de desarrollo que en el caso inicial, esto debido a que el sistema de amortiguamiento al ejecutarse la misma historia sísmica solo modifica las condiciones de fuerza axial del dispositivo.

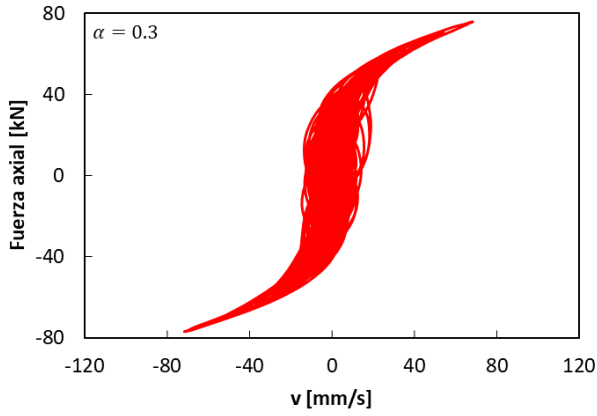


(a)

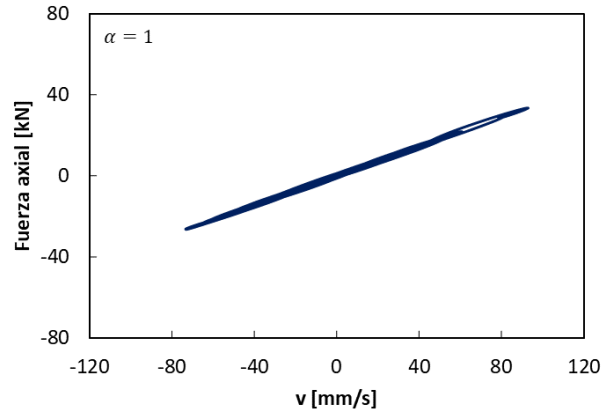


(b)

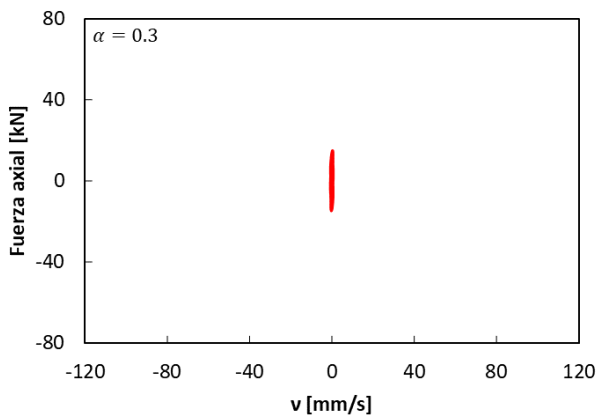
Figura F.1.8 Diagramas de histéresis de amortiguadores modificados. Fuerza contra velocidad relativa. FISA3 (a) no lineal y (b) lineal, y para FISA8 (c) no lineal y (d) lineal (elaborada por el autor)



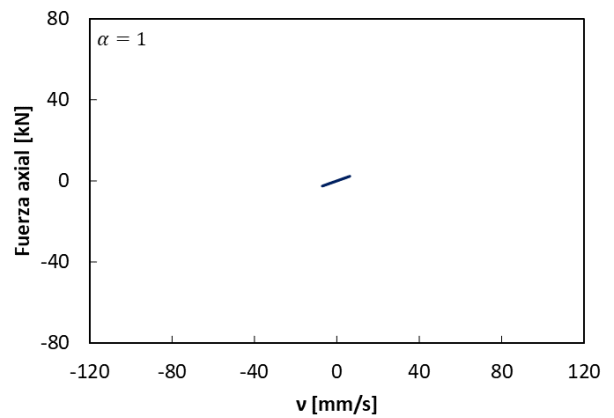
(c)



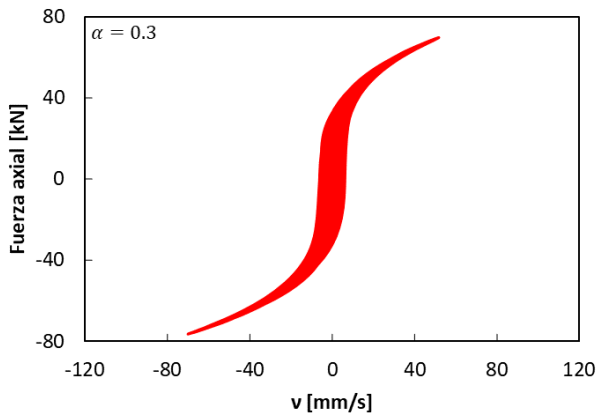
(d)

Figura F.1.8 Continuación

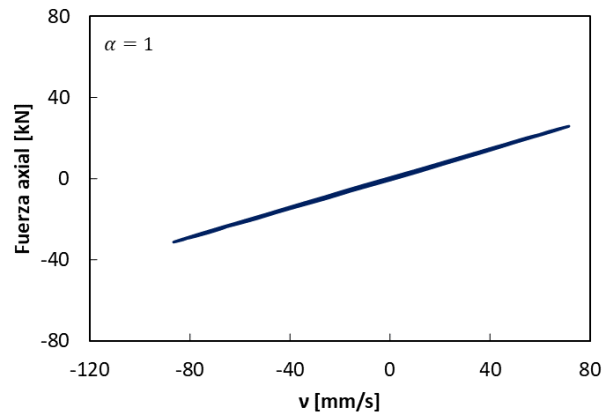
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura F.1.9 Diagramas de histéresis de amortiguadores modificados. Fuerza contra velocidad relativa. F5SA3 (a) no lineal y (b) lineal, y para F5SA8 (c) no lineal y (d) lineal (elaborada por el autor)

F.2 Respuesta sísmica del sitio de estudio

Respecto a los amortiguadores diagonales en sus condiciones de diseño iniciales, el desplazamiento del nivel 5 se reduce en ligera proporción respecto a las condiciones originales del edificio siendo los desplazamientos de entre dos y tres veces mayores en la azotea con respecto al primer nivel. En la ejecución F1SA8 se puede observar un máximo nuevamente en el mismo periodo aproximado a los 45 s, y vinculado a un desplazamiento máximo de azotea ligeramente superior a los 4.5 cm para el amortiguador no lineal y de 5.5 cm para el caso lineal. Esto implica una reducción de aproximadamente 25% para amortiguadores no lineales y 9% para amortiguadores lineales con respecto a los desplazamientos máximos observados en el edificio sin ninguna modificación, por lo cual a priori obtenemos una mejora en el sistema estructural gracias al amortiguador diagonal. En cuanto a la deformación residual se observa que no hay cambios significativos respecto al caso de la edificación sin modificaciones ni entre los amortiguadores lineales y no lineales. En la figura F.2.1 se observan las gráficas de desplazamientos debidos a las ejecuciones sísmicas de carácter intraplaca antes mencionadas.

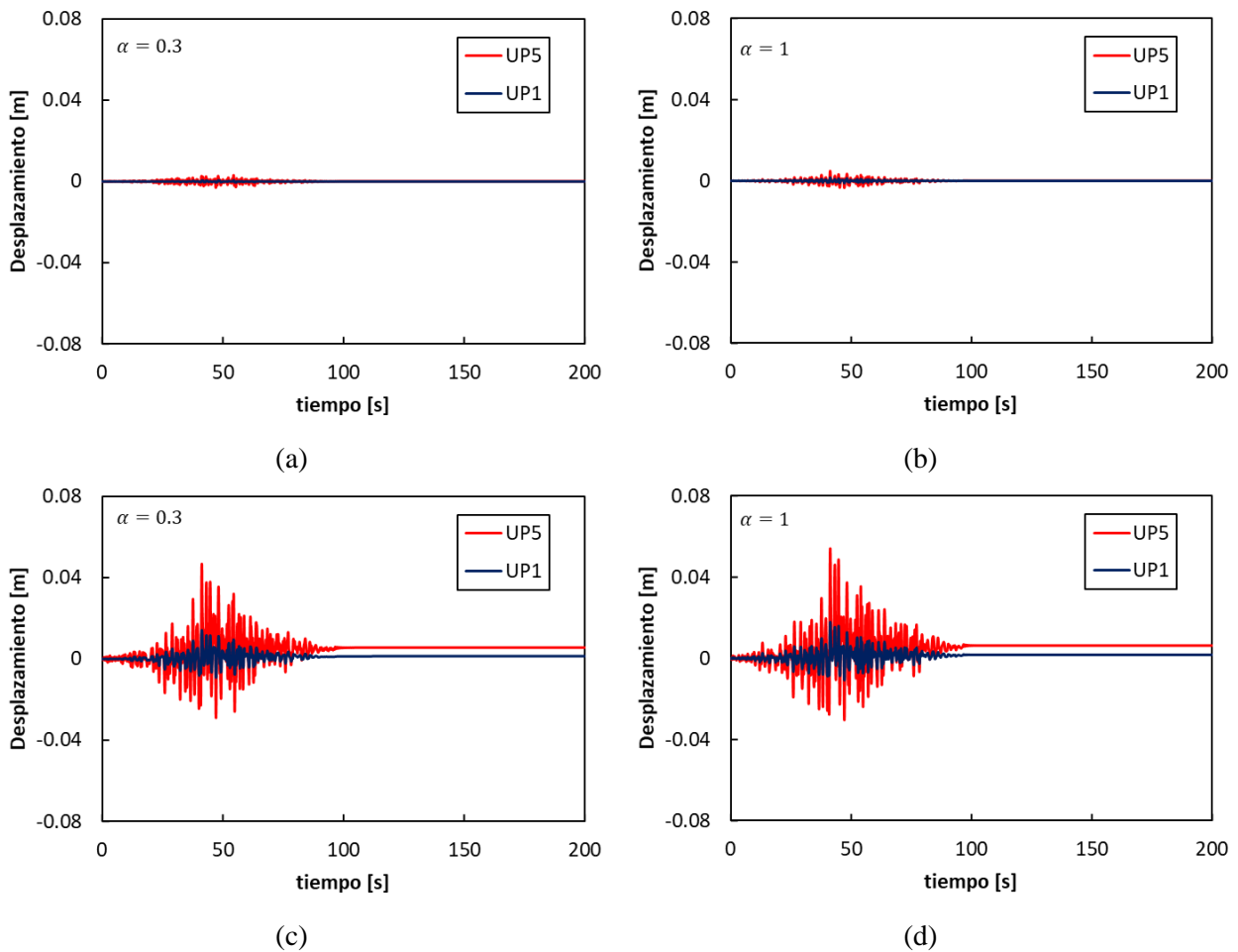


Figura F.2.1 Desplazamientos de los niveles 1 y 5 de la estructura con amortiguadores diagonales iniciales. Para sismos intraplaca F1SA3 (a) no lineal y (b) lineal, y F1SA8 (c) no lineal y (d) lineal (elaborada por el autor)

Respecto a los amortiguadores diagonales en sus condiciones de diseño modificadas se observa una reducción sustancial de desplazamientos generados en azotea, teniendo un desplazamiento máximo menor a los 4 cm para el caso no lineal y de 4.2 cm para el caso lineal, siendo estos un 89% y 76% de la magnitud originalmente obtenida para las condiciones de diseño iniciales. Esto implica respecto al caso *As Built* una reducción de aproximadamente 33% para amortiguadores no lineales y de 70% para amortiguadores lineales. A partir de estas magnitudes se obtiene que la propuesta modificada es más eficiente que el amortiguador inicial y por lo tanto que controla de manera más eficaz los desplazamientos generados en la estructura. En la figura F.2.2 se observan las gráficas de desplazamientos debidos a las ejecuciones sísmicas utilizadas anteriormente para este ejemplo.

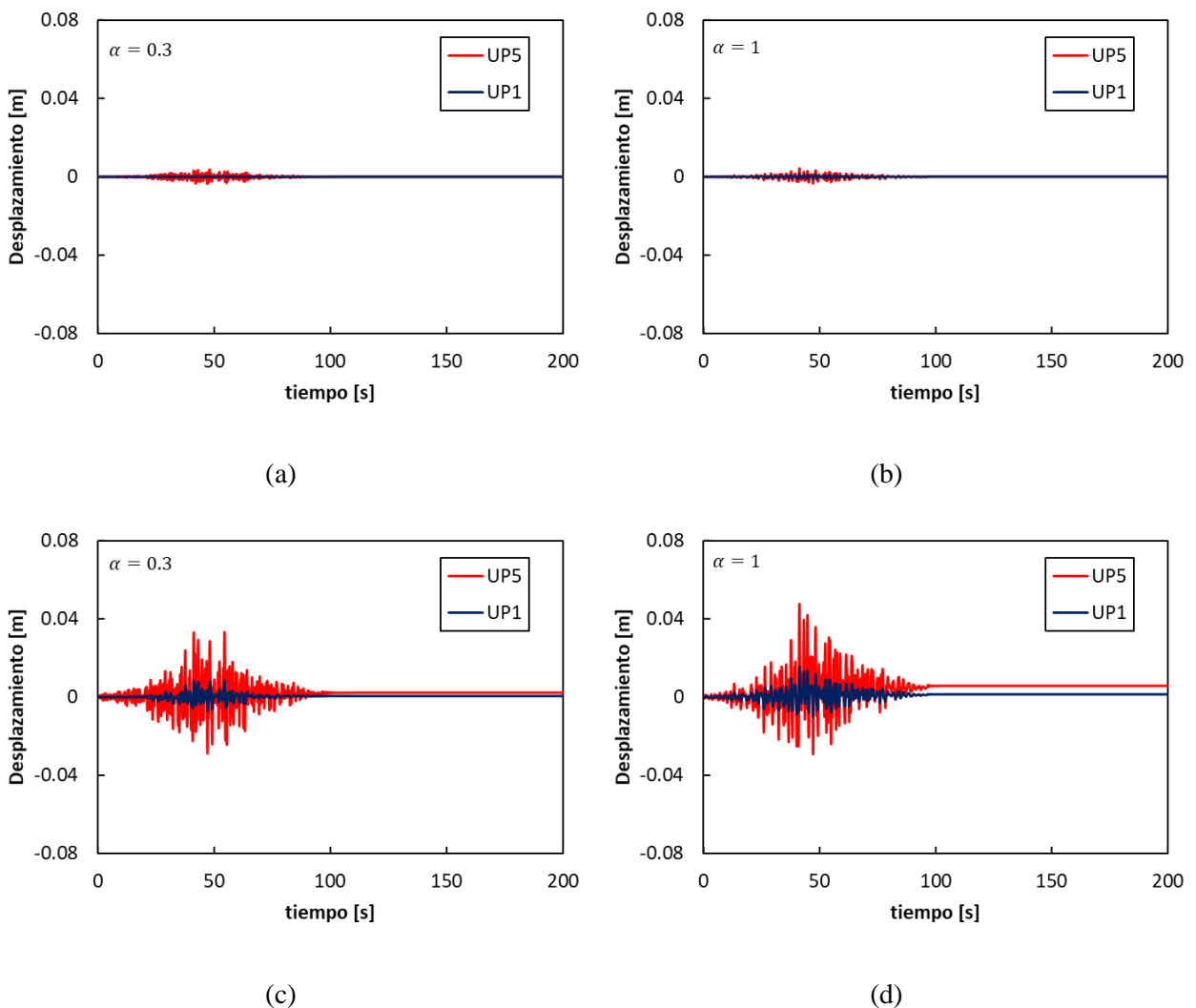


Figura F.2.2 Desplazamientos de los niveles 1 y 5 de la estructura con amortiguadores diagonales modificados. Para sismos intraplaca F1SA3 (a) no lineal y (b) lineal, y F1SA8 (c) no lineal y (d) lineal (elaborada por el autor)

Al realizar ante sismos de subducción ahora la observación del comportamiento de la estructura a la adición de amortiguadores viscosos en sus condiciones iniciales se tiene que la relación de desplazamiento entre el nivel 5 y el nivel 1 aumenta hasta tres veces, lo cual es una consecuencia esperada como se vio en el caso intraplaca y se contempla ahora, de la rigidización en la planta baja de la estructura. Por otra parte, aunque el desplazamiento máximo generado sigue siendo de 8 cm como ocurrió en el caso *As Built*, se observa que el desplazamiento residual de la estructura se reduce casi un 80% aproximándose en su nivel de azotea a poco más de 4 cm. En la figura F.2.3 se observan los desplazamientos generados en la estructura para el caso antes descrito.

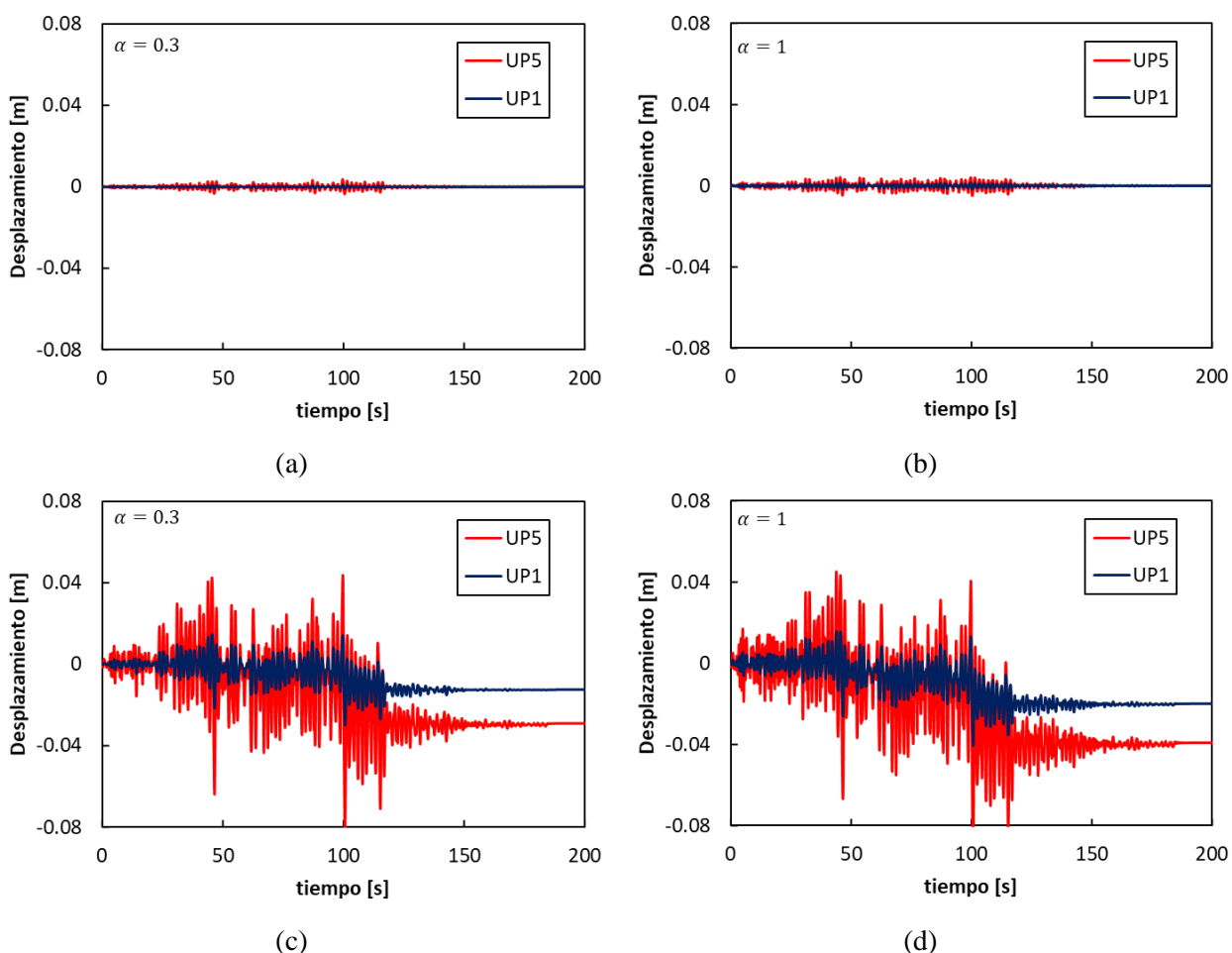


Figura F.2.3 Desplazamientos de los niveles 1 y 5 de la estructura con amortiguadores diagonales iniciales. Para sismos de subducción F5SA3 (a) no lineal y (b) lineal, y F5SA8 (c) no lineal y (d) lineal (elaborada por el autor)

Al observar el comportamiento de la estructura con amortiguadores viscosos en sus condiciones modificadas, se tiene que la relación de desplazamientos entre azotea y nivel 1 sigue siendo de hasta tres veces tal como se presentó en casos anteriores ya comentados de los sismos intraplaca. Por otra parte, aunque nuevamente como en el caso *As Built* y en el amortiguador inicial se alcanza un desplazamiento máximo de 8 cm, el desplazamiento residual de la estructura en su nivel de azotea se reduce a poco menos de 4 cm, siendo no tan significativa la diferencia, pero que en términos comparativos nos ilustra un control de aproximadamente

10% más de desplazamientos en el amortiguador modificado que en el inicial. En la figura F.2.4 se observan los desplazamientos generados en la estructura para este caso.

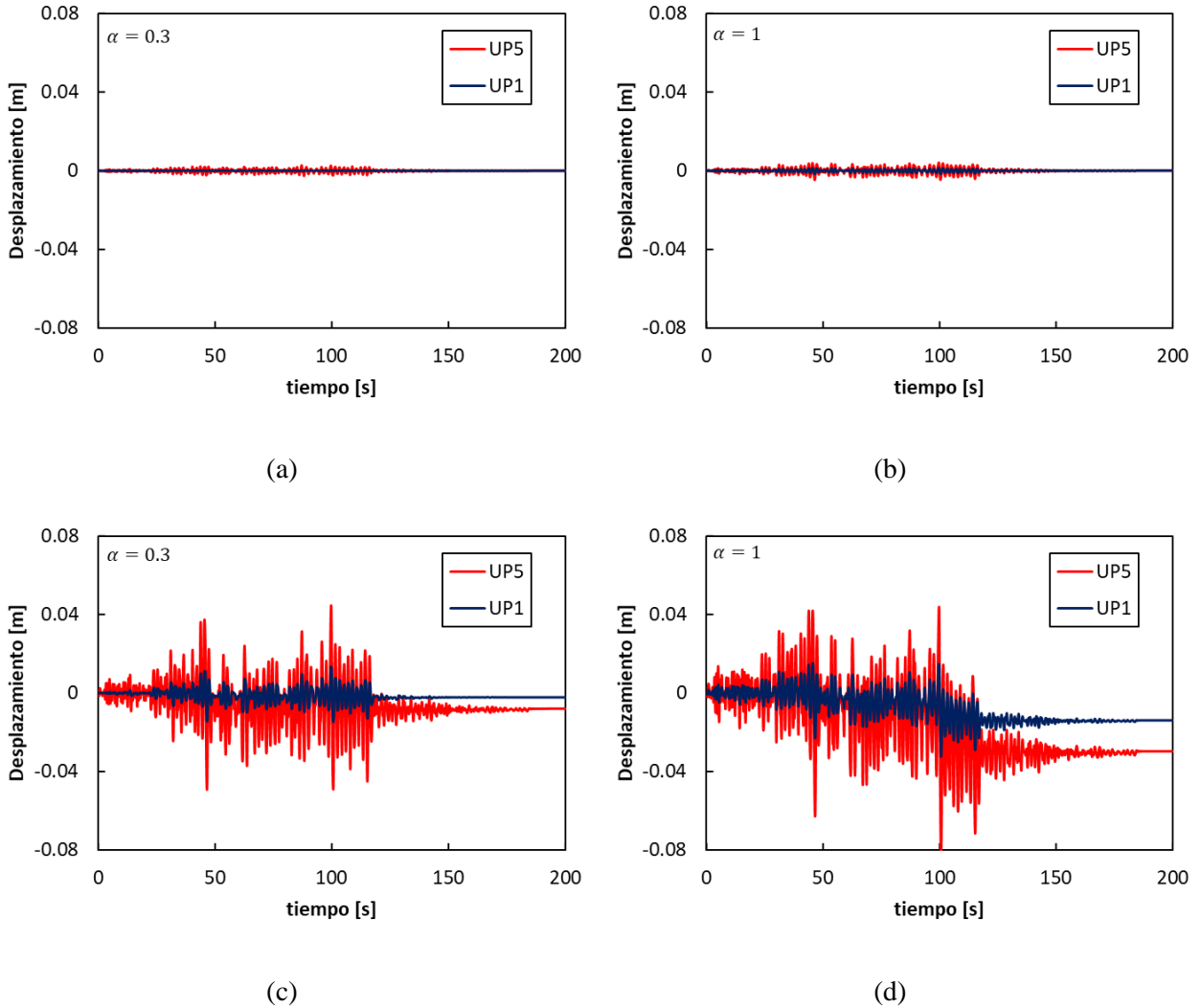


Figura F.2.4 Desplazamientos de los niveles 1 y 5 de la estructura con amortiguadores diagonales modificadas. Para sismos de subducción F5SA3 (a) no lineal y (b) lineal, y F5SA8 (c) no lineal y (d) lineal (elaborada por el autor)

Ahora se procederá a analizar el comportamiento de las distorsiones máximas de entrepiso generadas en el conjunto de simulaciones realizadas para la obtención de información estadística de este trabajo, así como el cortante de entrepiso generado en cada uno de estos sistemas.

Para los amortiguadores en condiciones iniciales se observan en la figura F.2.5 sus respectivas distorsiones de piso tanto para el caso lineal como el no lineal. En este caso para ambas condiciones se tiene un control en su intensidad alta para todas las ejecuciones a valores menores al 1.5% de distorsión máxima permisible. Por otro lado, el comportamiento global de nueva cuenta genera similitudes con las percepciones realizadas

en el caso *As Built*, donde los cortantes del nivel 1 y 2 son bastantes similares y posteriormente se tiene una reducción proporcional de estos. Una diferencia con las condiciones originales es que para los amortiguadores iniciales se alcanza a percibir un incremento ligero en la distorsión del nivel 2 respecto del nivel 2, aunque para fines prácticos es muy pequeña como para considerarse relevante, no como en el caso de los *BRB's* donde si resulta más significativa. Finalmente destaca que el amortiguador no lineal tiene un mejor control de las distorsiones que el amortiguador lineal, siendo de aproximadamente un 8% menores en el primer caso.

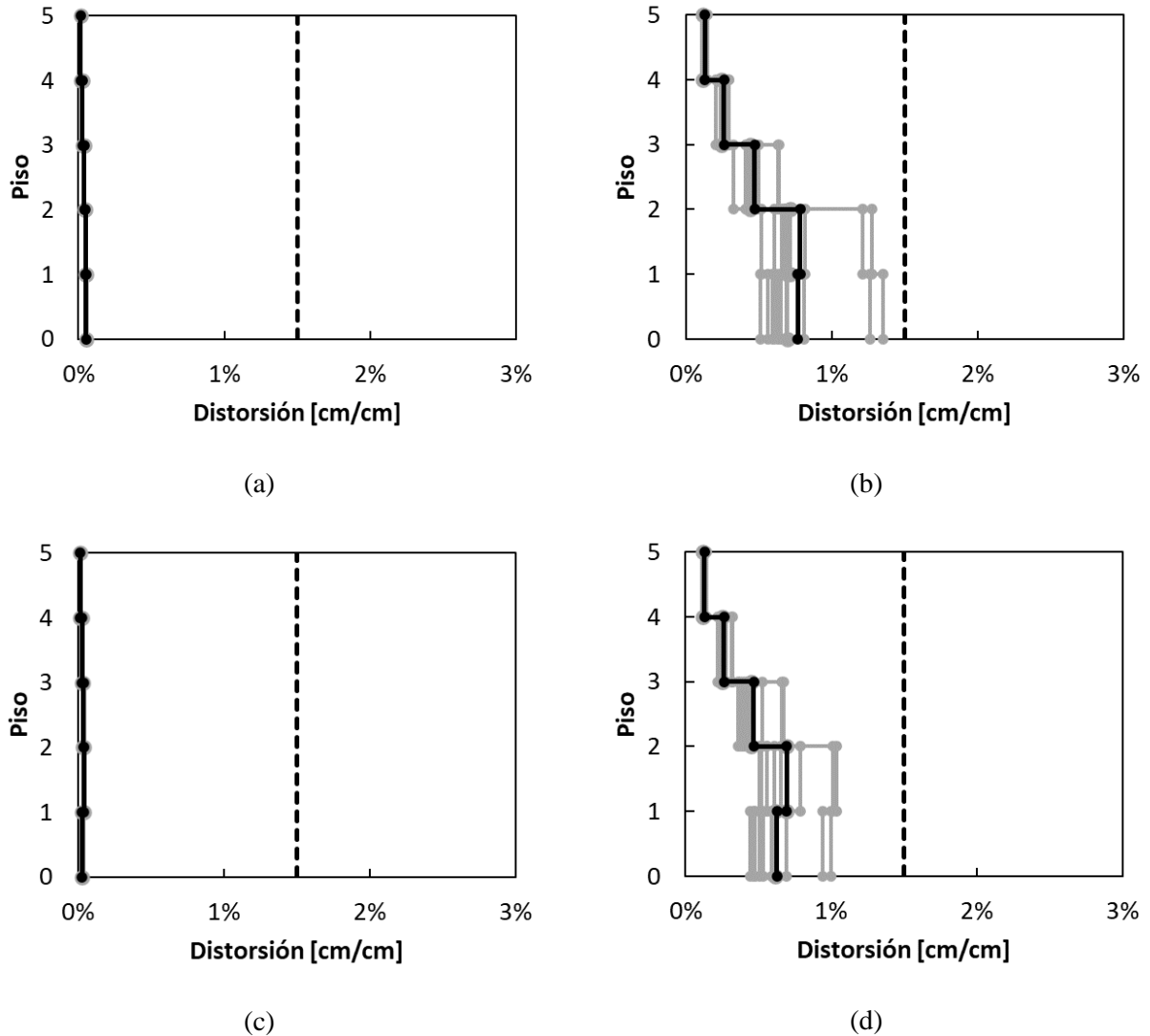


Figura F.2.5 Distorsiones promedio de la estructura con amortiguadores diagonales, para condiciones iniciales, lineal de (a) intensidad SA3 y (b) intensidad SA8 y no lineal de (c) intensidad SA3 y (d) intensidad SA8 (elaborada por el autor)

Respecto a los cortantes de piso se logra una reducción menor al 5% para cada nivel en el caso *As Built*, teniéndose ahora que la transmisión de cortante al segundo nivel no supera el generado en el primer nivel y

por ende no se tiene un comportamiento que, como en el caso del *BRB*, conflictuó respecto al incremento de demanda en columnas de niveles superiores. En la figura F.2.6 se aprecian dichos gráficos.

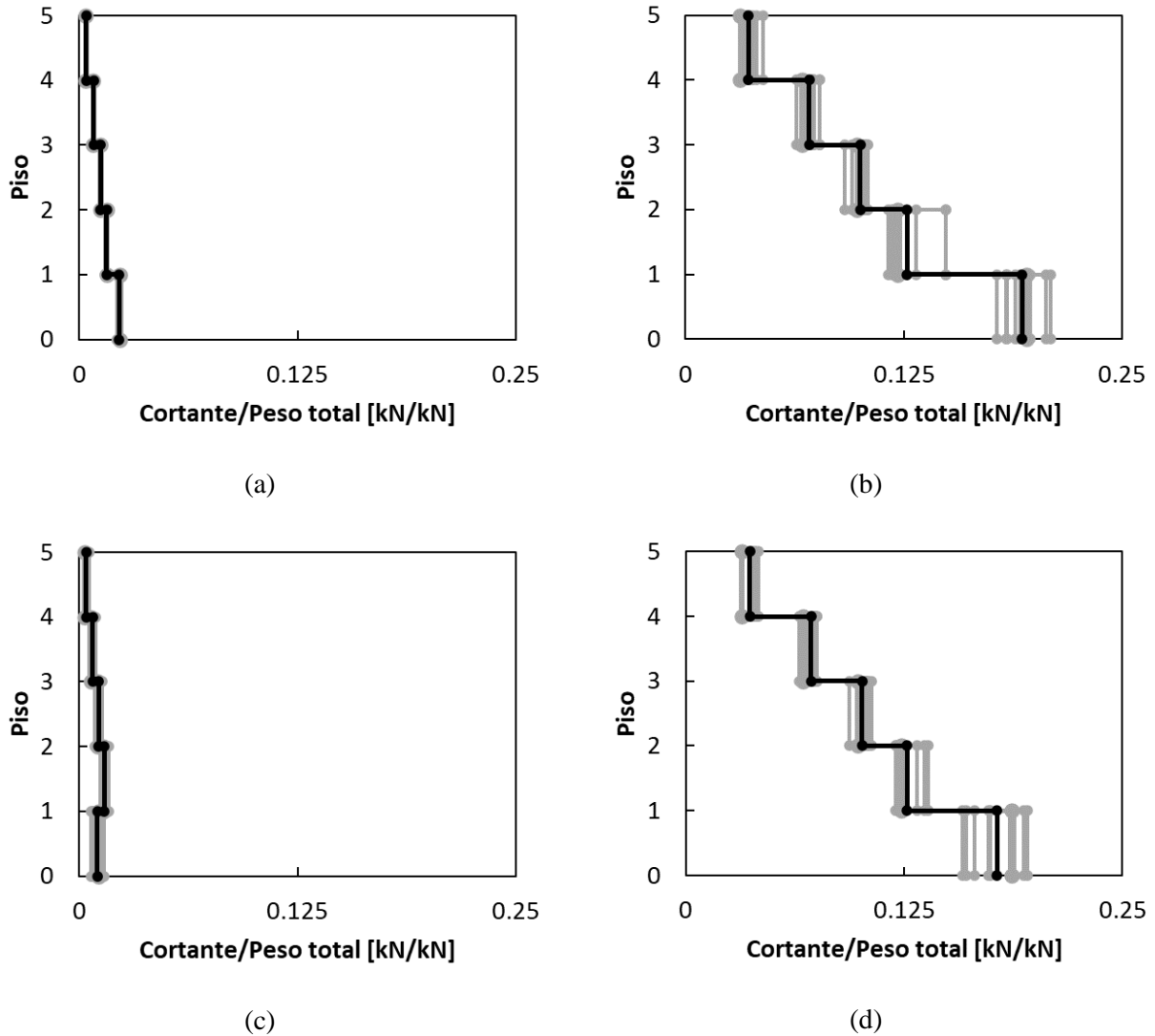


Figura F.2.6 Cortante máximo promedio respecto al peso total de la estructura, en la estructura con amortiguadores diagonales, para condiciones iniciales, lineal de (a) intensidad SA3 y (b) intensidad SA8 y no lineal de (c) intensidad SA3 y (d) intensidad SA8 (elaborada por el autor)

Para los amortiguadores en condiciones modificadas la figura F.2.7 provee de la información vinculada a las distorsiones máximas generadas en cada nivel de la estructura. En este caso tanto para el amortiguador lineal como el no lineal, se aprecia un mejoramiento en el control de distorsiones respecto a sus condiciones iniciales, en las cuales, para ambos casos se aprecia una reducción de hasta un 25%. En este caso se marca más la diferencia de distorsiones entre primer y segundo nivel siendo este segundo marcadamente mayor que el primero. Finalmente, de nueva cuenta se tiene que el amortiguador no lineal tiene una prevalencia a

controlar de manera más efectiva las distorsiones generadas, siendo este entonces, el dispositivo más efectivo de los 4 amortiguadores analizados para el control de distorsiones.

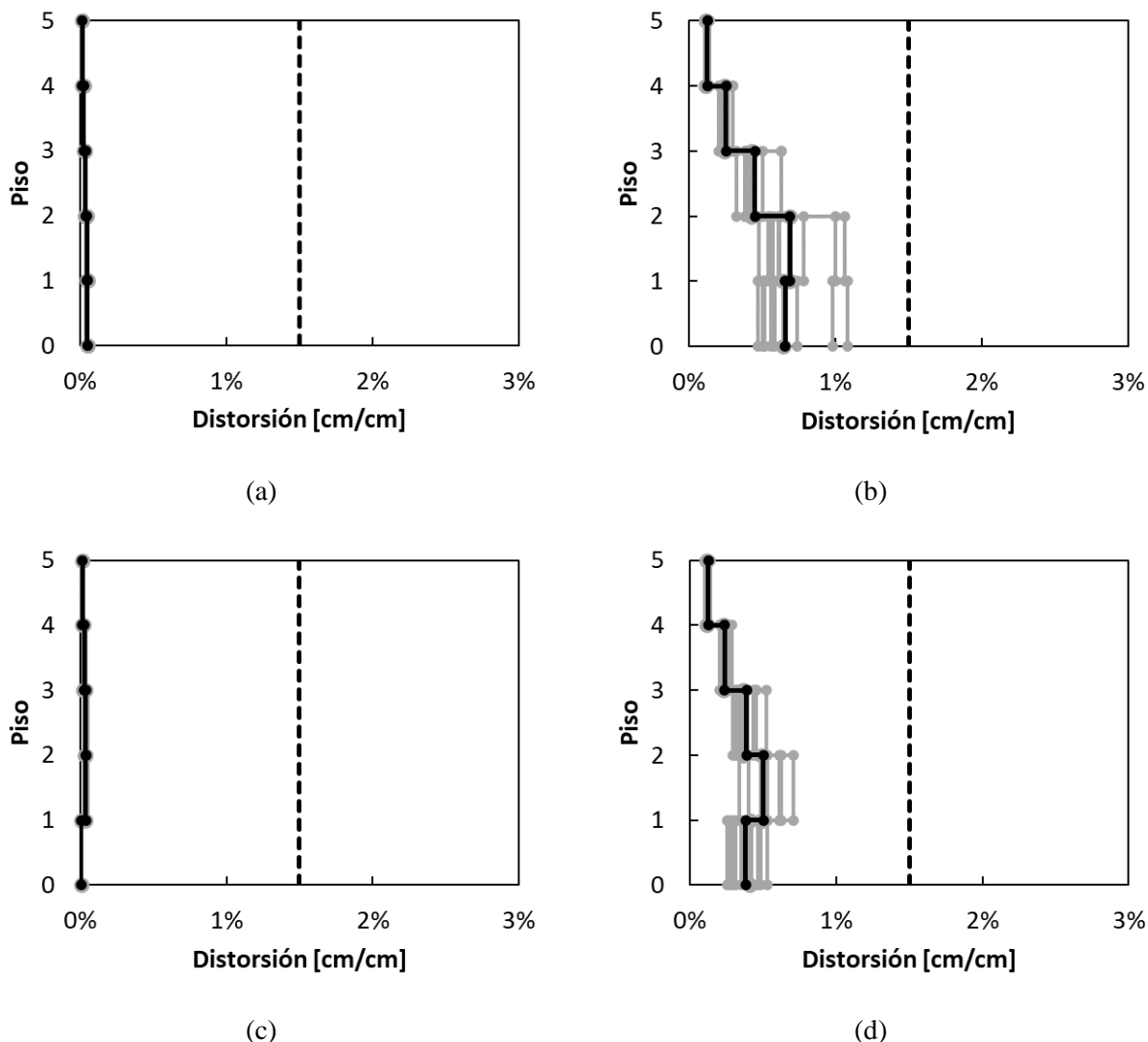


Figura F.2.7 Distorsiones promedio de la estructura con amortiguadores diagonales, para condiciones modificadas, lineal de (a) intensidad SA3 y (b) intensidad SA8 y no lineal de (c) intensidad SA3 y (d) intensidad SA8 (elaborada por el autor)

Respecto al cortante de piso en la figura F.2.8 se observan los valores máximos obtenidos para los amortiguadores diagonales modificados. En este caso los cortantes sufren una reducción entre el 10 % y el 15 %, observándose más claramente en el cortante del nivel 1 para el amortiguador no lineal modificado, cuyo valor medio alcanza el 12.5% del peso total, lo cual es aproximadamente una tercera parte menos que el obtenido en el caso *As Built*. Al comparar dichos resultados con los valores generados para el caso inicial se puede apreciar una reducción de igual forma en un espacio de entre el 15% y 20%, quedando de facto la

reducción de fuerzas cortantes al utilizar las propiedades modificadas. De igual manera se corrobora una eficacia también de entre un 15% al 20% del sistema no lineal por sobre el sistema lineal.

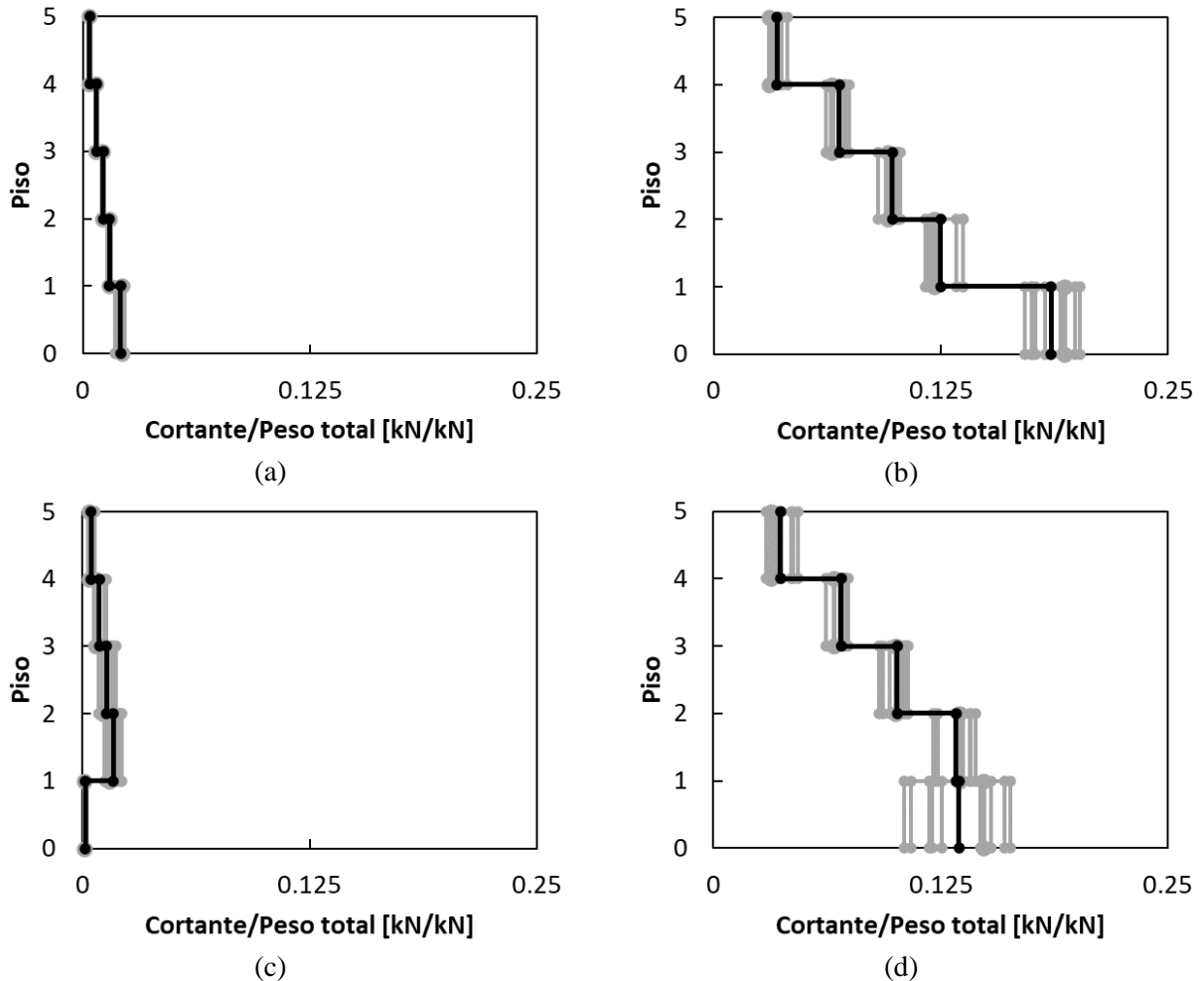


Figura F.2.8 Cortante máximo promedio respecto al peso total de la estructura, en la estructura con amortiguadores diagonales, para condiciones modificadas, lineal de (a) intensidad SA3 y (b) intensidad SA8 y no lineal de (c) intensidad SA3 y (d) intensidad SA8 (elaborada por el autor)

F.3 Distorsiones de entrepiso máximas estudiadas

Al analizar la información obtenida para la estructura adicionada con amortiguadores diagonales se aprecian en la figura F.3.1 los grupos de distorsiones respecto a determinadas aceleraciones sobre las cuales se especifican las gráficas vinculadas a los amortiguadores iniciales (en la parte superior) y las gráficas vinculadas a los amortiguadores modificados (parte inferior). En los cuatro casos se observa una dispersión similar para el cruce con la distorsión vinculada al ELF, con un intervalo general desde 0.25 g a 0.6 g. Respecto a las diferencias de comportamiento en los amortiguadores se logra apreciar cómo los sistemas no lineales poseen cierta ventaja que los lineales, desfasando el intervalo de resistencia 0.05 a 0.1 g, y aunque siguen presentando el mismo grado de dispersión ante el ELF, para el ELS presentan una mayor dispersión, siendo este incremento producto de una mayor resistencia asociada dentro del límite de servicio planteado.

Para las estructuras con amortiguadores diagonales en sus condiciones iniciales, se observa a partir de los datos antes planteados que ante intensidades altas (SA8 a SA10), se supera con certidumbre el ELF. Por otra parte para los amortiguadores modificados las intensidades que con certidumbre presentan la falla de la estructura resultan variantes SA8 y SA9, reduciendo ligeramente la cantidad de casos ejecutados que resultaron sobrepasar este límite.

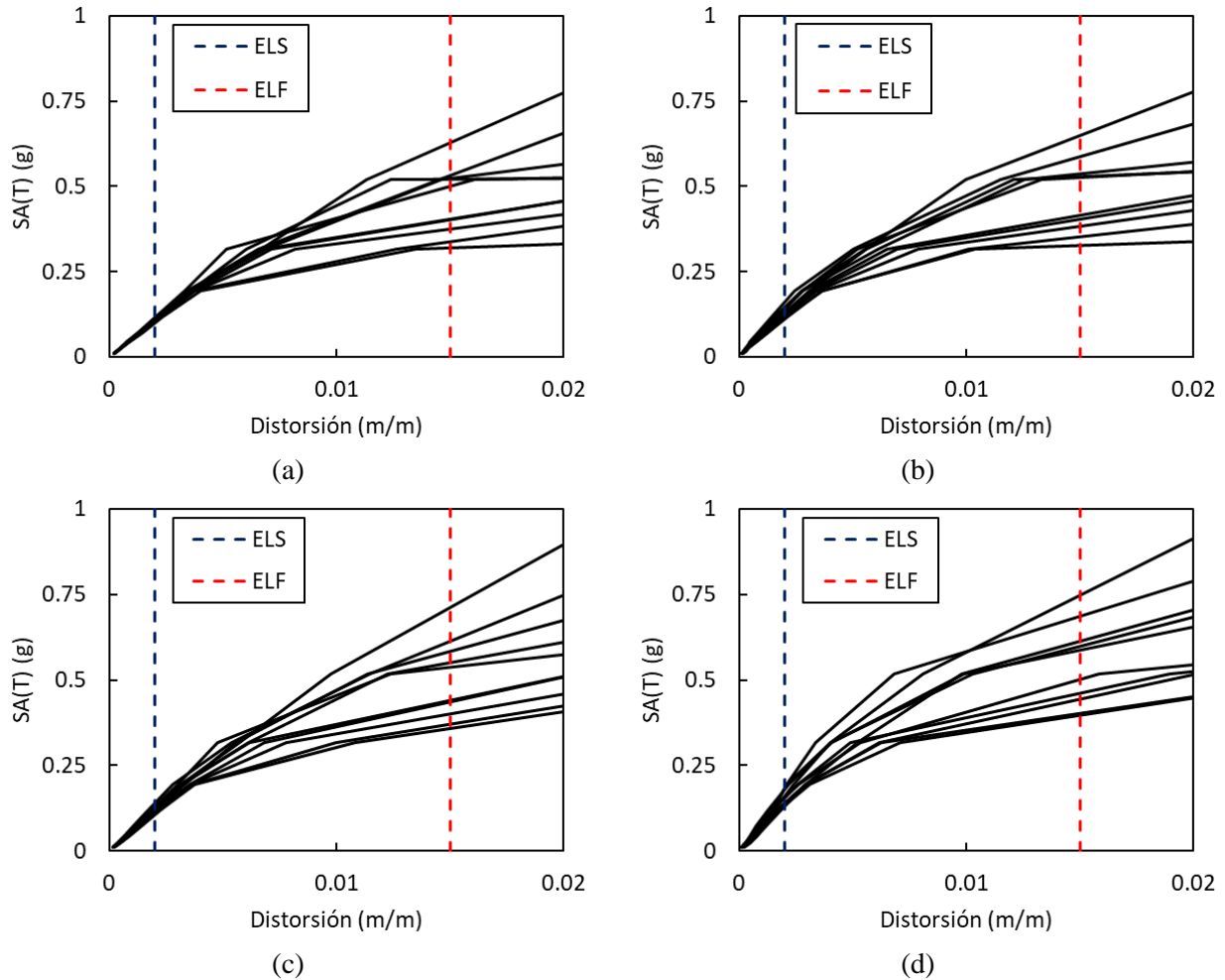


Figura F.3.1 Distorsiones de entrepiso máximas de la estructura con amortiguadores diagonales. Amortiguador (a) lineal y (b) no lineal para condiciones iniciales, amortiguador (c) lineal y (d) no lineal para condiciones modificadas (elaborada por el autor)

F.4 Aceleraciones de piso máximas estudiadas en la estructura analizada

Para la estructura adicionada con amortiguadores viscosos se aprecia en primera instancia cómo los no lineales tienen un mejor control de distorsiones ante ambos estados límites, generando probabilidades de excedencia menores ante mismas aceleraciones. Por otra parte, respecto a los amortiguadores iniciales, los modificados mostraron a su vez tener un mejor comportamiento, mejorando en una medida importante el comportamiento generado en la estructura en condiciones originales. Por lo tanto se puede observar a partir de esta distribución de gráficas como el amortiguador más eficiente resulta ser el de tipo no lineal modificado,

mientras que el amortiguador más deficiente es el amortiguador lineal inicial. En la figura F.4.1 se pueden apreciar las gráficas antes mencionadas.

Respecto a las aceleraciones asociadas a los estados simulados para intensidades altas (i.e., SA8 a SA10) se observan a partir de sus funciones de fragilidad las probabilidades asociadas a la excedencia de las distorsiones permisibles de interés. En este caso para el amortiguador inicial lineal a cada una de estas intensidades se obtuvieron probabilidades de 7.1%, 76.2% y 99.8% respectivamente; para su contraparte no lineal dichas probabilidades son de 2.4%, 67.5% y 99.8%, para SA8 y SA9 considerablemente reducidas, pero en SA10 quedando un comportamiento igual para el amortiguador lineal. Para los amortiguadores modificados, el de carácter lineal obtiene unas probabilidades de excedencia de 3.4%, 60.6% y 99.1%; finalmente el amortiguador modificado de carácter no lineal genera valores de 1.1%, 45.7% y 98.2%. Se observa entonces que, aunque desde el amortiguador inicial lineal se tiene un control de distorsiones con respecto al caso *As Built*, en el caso no lineal modificado es donde se aprecia una diferencia mayor teniendo para SA8 una décima parte de la probabilidad inicial, para SA9 un valor de la mitad y para SA10 una reducción de un 1.7% que aunque resulta ser pequeña, ante el control de daños asociados a la falla es bastante aceptable.

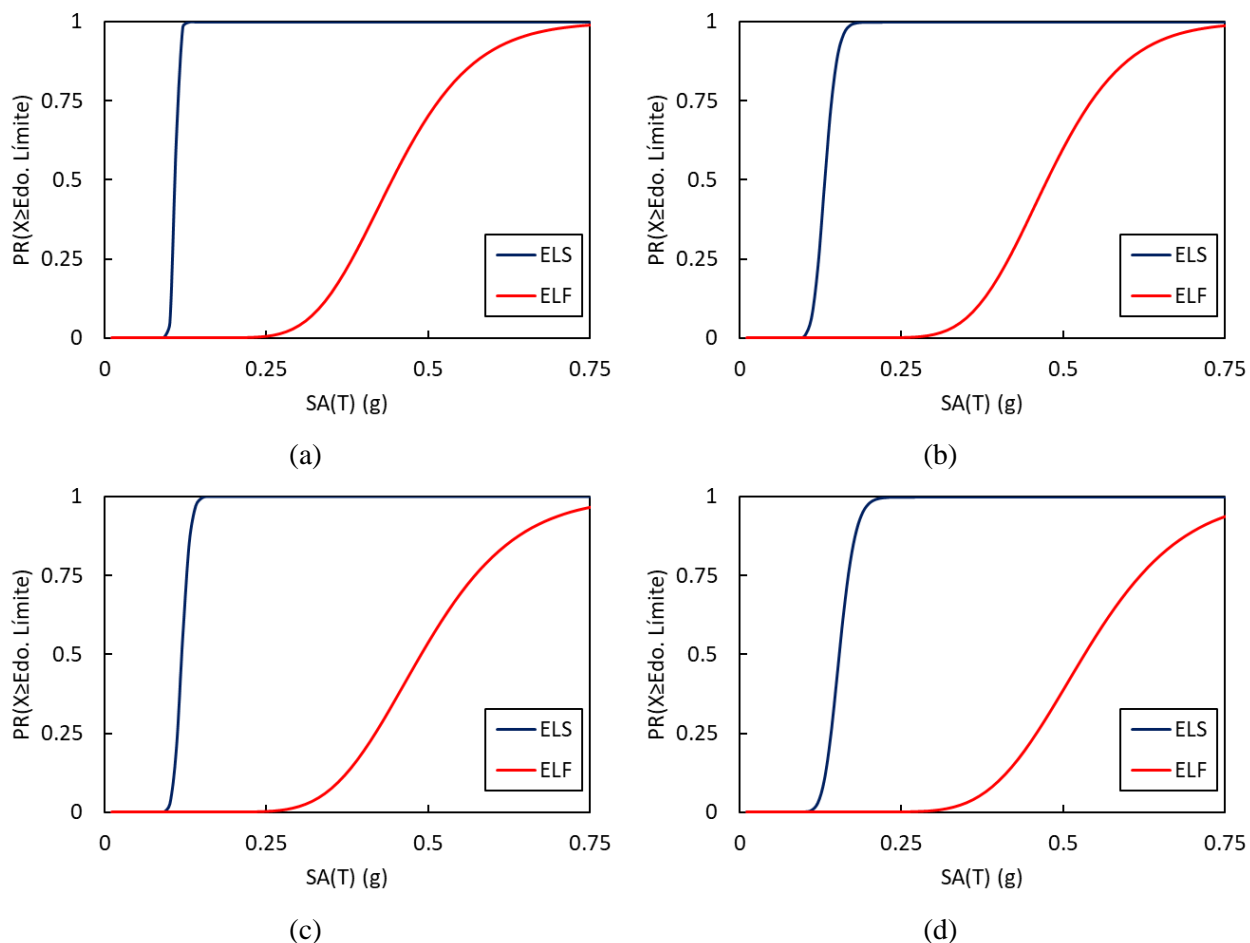


Figura F.4.1 Funciones de fragilidad de la estructura con amortiguadores diagonales. Amortiguador (a) lineal y (b) no lineal para condiciones iniciales, amortiguador (c) lineal y (d) no lineal para condiciones modificadas (elaborada por el autor)

F.5 Discusión

En el caso de los amortiguadores diagonales existieron durante el análisis de su comportamiento ante solicitaciones sísmicas dos rubros importantes de acuerdo con el comportamiento histerético de estos refiriendo la carga a la velocidad axial, teniéndose amortiguadores de tipo lineal ($\alpha = 1$) y de tipo no lineal ($\alpha = 0.3$). Para el caso de este trabajo se realizó la comparación de dos amortiguadores, uno en condiciones iniciales o de referencia y uno modificado respecto a las solicitaciones generadas en el caso *As Built*, generando un total de cuatro ejecuciones realizadas referidas a amortiguadores diagonales.

En la figura F.5.1 se aprecian las curvas de fragilidad obtenidas para cada una de las ejecuciones antes mencionadas comparadas como base (línea punteada) a las funciones vinculadas a las condiciones originales de la estructura. Al tener el mismo periodo estructural las aceleraciones evaluadas en las funciones de probabilidad son compatibles entre sí, permitiendo entonces que se pueda visualizar en el mismo entorno gráfico al tener una compatibilidad de datos.

En este caso se observa cómo para las condiciones iniciales en su caso lineal (Figura F.5.1.a) si bien existe una disminución en la probabilidad de falla a aceleraciones mayores para sus dos estados límite, se percibe cómo dicha diferencia no es tan relevante para el caso de falla contra otros dispositivos, así como que la diferencia para el ELS resulta para fines prácticos nula.

Para las condiciones modificadas del caso lineal (Figura F.5.1.c) se percibe un distanciamiento mayor entre las curvas, resultado directo de un mayor control de distorsiones asociadas a las acciones sísmicas. Por otra parte, en ambos casos de análisis las pendientes asociadas al cambio de curvatura resultan ser muy similares, haciendo que la mejora respecto al control de distorsiones resulte ser directamente proporcional a las probabilidades de falla en condiciones originales.

En los amortiguadores no lineales (figura F.5.1.b y d) se percibe como, respecto a las condiciones lineales, desfasa la curva de probabilidad de falla entre una a dos veces con respecto a estos, siendo entonces de facto un elemento más eficaz para el control de distorsiones causadas por excitaciones sísmicas. Por otra parte, referidos al ELS, se observa en ambos casos un desfase de entre dos y tres veces la curva originada por el caso *As Built*, probando entonces que los sistemas no lineales tienen un control más eficaz que los lineales no solo en el ELF, sino que también ante las condiciones de servicio a evaluar.

Destaca de este análisis que mientras más verticalidad tengan las pendientes de las curvas analizadas, mayor será la diferencia o incremento porcentual entre dichos valores, por lo cual en el párrafo anterior se procuró manejar desfases o movimientos en las curvas analizadas antes de proporciones de incremento o disminución.

Por ejemplo, para la figura F.5.1.a, ante una aceleración de 0.11 g, se tiene una probabilidad de exceder el ELS de 6.3% con el amortiguador y de 96.4% en condiciones originales, pero un ligero incremento de la aceleración, a 0.18 g resulta en una certeza la superación del ELS. Debido a estas razones es que no es muy relevante la separación que se encuentra en los casos del ELS hasta el sistema modificado no lineal, el cual si cuenta con una separación lo suficientemente grande como para existir una relevancia estadística en el cambio de datos obtenidos.

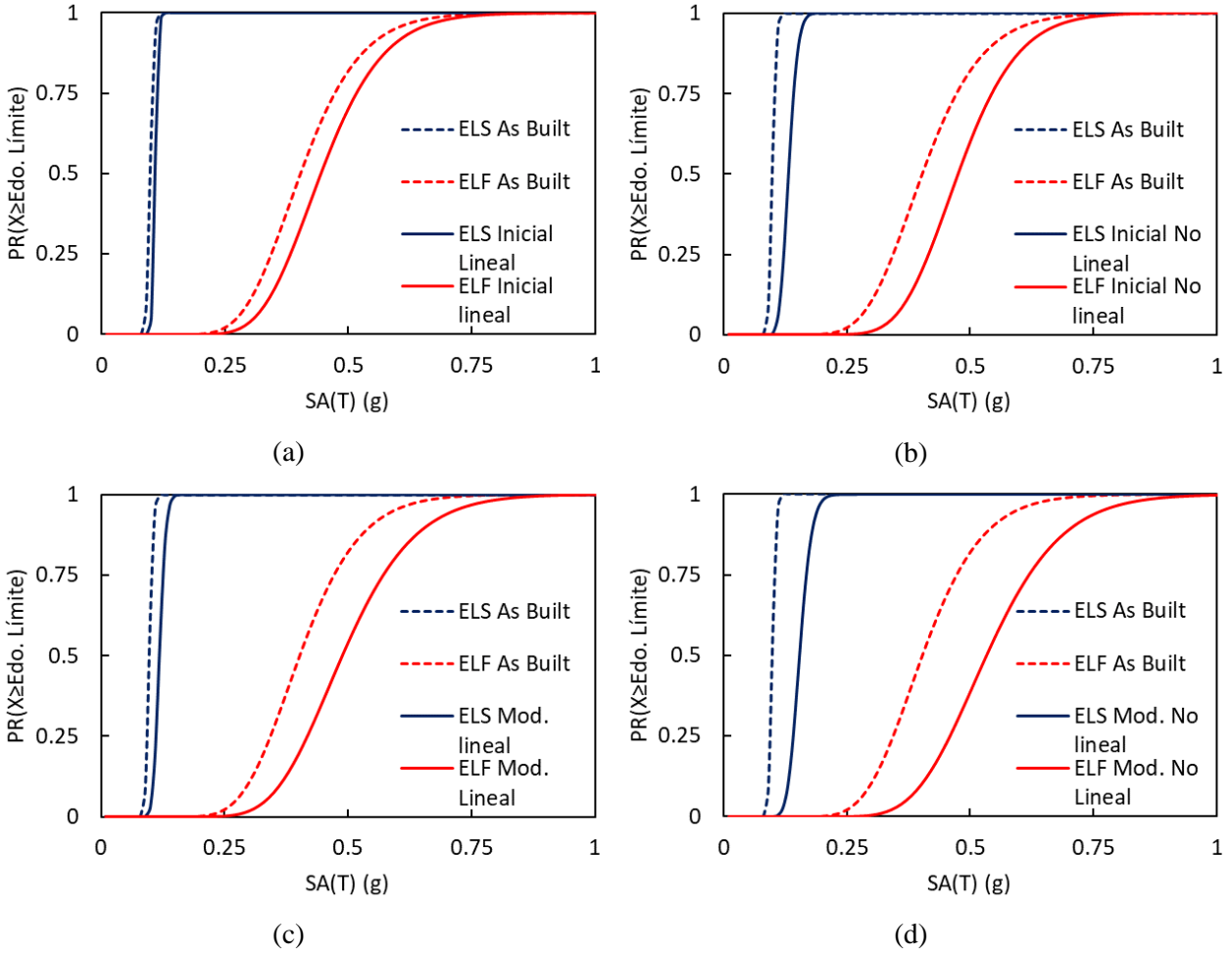


Figura F.5.1 Comparación de funciones de fragilidad en condiciones originales y con amortiguadores iniciales (a) lineal y (b) no lineal y amortiguadores modificados (c) lineal y (d) no lineal (elaborada por el autor)

Respecto a la comparación entre condiciones lineales y no lineales en la figura F.5.2 se aprecia el empalme de dichos casos de estudio y se corrobora el análisis realizado previamente donde se observa cómo la probabilidad de excedencia ante una misma aceleración disminuye para el caso no lineal, permitiendo evaluar y plantear un amortiguador de carácter no lineal por sobre uno de tipo lineal justificando directamente este comportamiento mejorado.

Cabe destacar que este análisis es realizado a partir de la influencia de disipadores únicamente en la planta baja de una estructura de cinco niveles, escenario sobre el cual, se obtienen estos resultados. En ambos casos se observa mediante la interpretación de las áreas formadas por los espacios entre curvas de ELS y de ELF que las pendientes de las curvas generadas por cada caso de análisis difieren, siendo estas más verticales en los casos lineales que en los no lineales. Una verticalidad en la pendiente de la curva en su espacio intermedio se traduce directamente en certidumbre a la excedencia de la distorsión planteada para cada caso. Así como se ilustró en párrafos anteriores que a un pequeño cambio de aceleración la probabilidad de excedencia se

supera, una pendiente más horizontal nos generará un intervalo de holgura donde a mayores aceleraciones el cambio o afectación a la distorsión de la estructura no es tan abrupto.

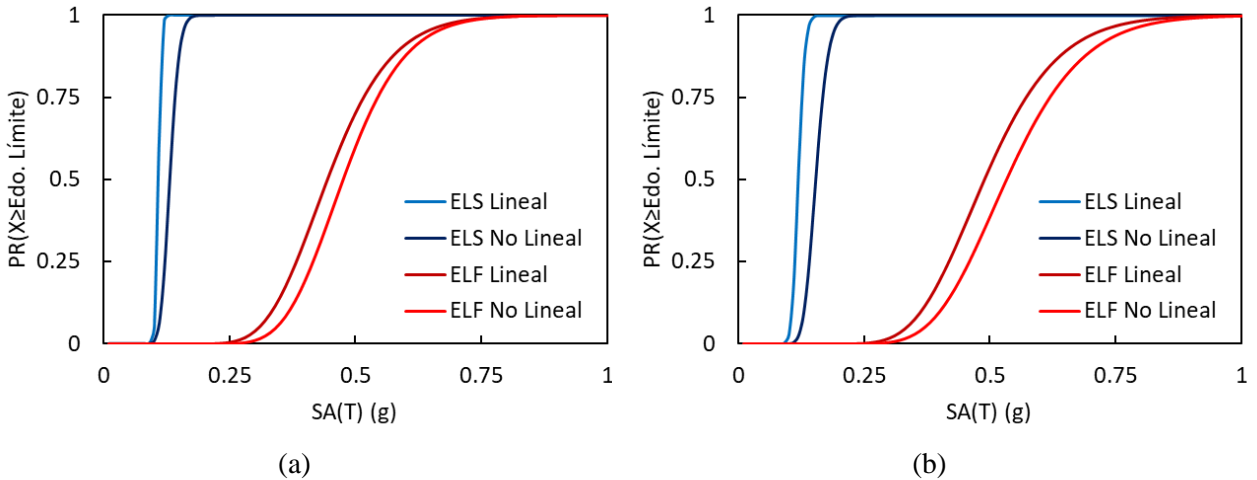


Figura F.5.2 Comparación de funciones de fragilidad para amortiguadores lineales y no lineales en (a) condiciones iniciales y (b) condiciones modificadas (elaborada por el autor)

Por lo tanto, se observa que el amortiguador viscoso de tipo no lineal en sus condiciones modificadas ante el caso de carga sísmico desarrollado durante este trabajo es el que mejor comportamiento presenta para el control de distorsiones de entrepiso, por lo cual, se considerará dicho amortiguador viscoso para el cálculo y estimación de características ante la rehabilitación sísmica propuesta en el desarrollo de este trabajo.

Apéndice G. Ecuaciones desarrolladas

I. Obtención del coeficiente de amortiguamiento

Para la obtención de un coeficiente de amortiguamiento suficiente ante las demandas de solicitaciones sísmicas generadas durante las distintas simulaciones a probar se realizará el siguiente desarrollo a partir de configuraciones geométricas y características físicas.

A partir de la fuerza generada por el sismo en la planta baja de la estructura se obtiene la proyección de esta sobre el amortiguador una vez adquirida la deformación de análisis. Por otra parte, a partir del desplazamiento generado en el primer nivel de análisis y su respectiva proyección al amortiguador, se obtiene una igualdad de fuerzas internas y externas del fenómeno analizado, la cual nos dará una pauta a partir de condiciones de frontera que queremos controlar para así obtener un coeficiente de amortiguamiento que tenga un comportamiento mejorado por sobre las magnitudes utilizadas en el caso original. La figura G.I.1 nos ilustra dichas proyecciones en este análisis.

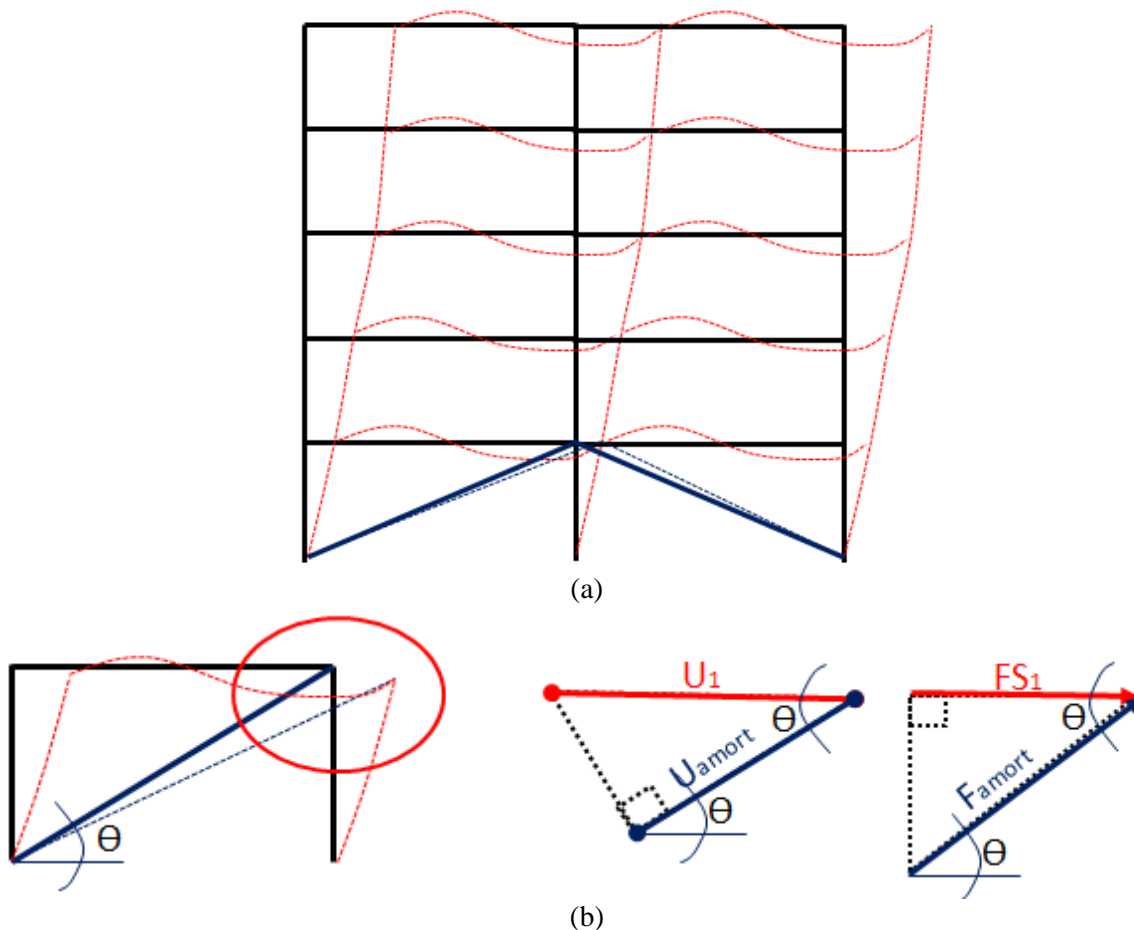


Figura G.I.1. Proyección de fuerzas y desplazamientos sobre el amortiguador. Ejemplificación de la estructura con amortiguadores diagonales deformada por una solicitación sísmica (a), y ampliación y detallado de las convenciones en proyecciones utilizadas para desplazamientos generados en la obtención de las características del amortiguador (b) (elaborada por el autor)

Para obtener un valor de coeficiente de amortiguamiento asociado a la fuerza sísmica generada en el primer nivel de la estructura se procede a realizar un despeje y adecuación de diversas definiciones con el fin de obtener una única ecuación que vincule las magnitudes analizadas.

Las siguientes ecuaciones serán utilizadas como base para realizar dichas simplificaciones. Las ecuaciones G.I.1 y G.I.2 son definiciones físicas obtenidas a partir del análisis dinámico de un sistema estructural mientras que las ecuaciones G.I.3 y G.I.4 son las proyecciones geométricas de fuerzas y desplazamientos respectivamente.

$$F_d = C \cdot V_d \quad (\text{G. I. 1})$$

donde F_d es la fuerza del amortiguador (kN); C es el coeficiente de amortiguamiento ($\text{kN} \cdot \text{s}/\text{cm}$) y V_d es la velocidad del disipador (cm/s).

$$V_d = \omega \cdot u_d \quad (\text{G. I. 2})$$

donde V_d es la velocidad del amortiguador (cm/s); ω es la frecuencia natural de la estructura (rad/s) y u_d es el desplazamiento del amortiguador (cm).

$$F_d = \frac{F_{S1}}{\cos\theta} \quad (\text{G. I. 3})$$

donde F_d es la fuerza del amortiguador (kN); F_{S1} es la fuerza sísmica generada en el nivel 1 (kN) y θ es el ángulo que forma el amortiguador con la horizontal (rad).

$$u_d = u_1 \cos\theta \quad (\text{G. I. 4})$$

donde u_d es el desplazamiento del amortiguador (cm); u_1 es el desplazamiento horizontal relativo en el nivel 1 (cm) y θ es el ángulo que forma el amortiguador con la horizontal (rad).

Se sustituye la ecuación G.I.3 en la ecuación G.I.1 y la ecuación G.I.4 en la ecuación G.I.2. El resultado de este procedimiento es la siguiente ecuación, la cual posee indirectamente al coeficiente de amortiguamiento en función de los desplazamientos relativos de la estructura y las fuerzas generadas en la misma.

$$\frac{F_{S1}}{\cos\theta} = C \cdot \omega \cdot u_1 \cos\theta$$

Finalmente se procede a despejar el coeficiente de amortiguamiento, quedando entonces como resultado la ecuación G.I, la cual servirá como punto de partida para la obtención del amortiguamiento requerido ante las sollicitaciones generadas por el sistema estructural planteado.

$$C = \frac{F_{S1}}{\omega \cdot u_1 \cdot \cos^2 \theta} \quad (\text{G. I})$$

II. Obtención de la rigidez preliminar de los aisladores de base

En el caso de la utilización de aisladores de base se busca que el aislador sea el que absorba toda la deformación generada por la acción sísmica, así obteniendo distorsiones de entrepiso muy cercanas a cero. A partir de esta hipótesis de comportamiento es válido considerar que el edificio analizado sufrirá deformaciones únicamente en el aislador, generando así un sistema de un grado de libertad que se puede analizar bajo las condiciones ya establecidas para el análisis dinámico de estructuras de un grado de libertad. A partir de las ecuaciones G.II.1 y G.II.2, se obtiene el desarrollo del esquema que, fundamentado en este comportamiento del edificio como cuerpo rígido que permitirá obtener la rigidez de la base generada por los aisladores.

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (\text{G. II. 1})$$

$$T_b = \frac{2\pi}{\omega} \quad (\text{G. II. 2})$$

donde ω es la frecuencia natural de la estructura (rad/s); k es la rigidez lateral del sistema analizado (kN/m); m es la masa total del sistema estructural, igual a $147.56 \frac{\text{kN}\cdot\text{s}^2}{\text{m}}$ y T_b es el periodo de vibrar de la estructura (s).

Sustituyendo G.II.1 en G.II.2 obtenemos:

$$T_b = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{k}{m}}}$$

De dicha expresión, nuestro interés es la rigidez del sistema a analizar, por lo cual se procede a despejar elevando al cuadrado ambos miembros de la igualdad, simplificando la fracción del segundo miembro y finalmente obteniendo la rigidez, quedando que:

$$T_b^2 = \frac{4\pi^2 \cdot m}{k}$$
$$\therefore k_b = \frac{4\pi^2 \cdot m}{T_b^2} \quad (\text{G. II})$$

A partir de la ecuación G.II se obtiene una rigidez para cada periodo analizado equivalente a un sistema estructural de un grado de libertad, considerando que los niveles superiores de la estructura sufren los mismos desplazamientos ante una sollicitación sísmica. Esta simplificación servirá como base para la obtención de los valores exactos de estudio.

En este caso, para 2 s queda que:

$$k_{2s} = \frac{4\pi^2 \cdot 147.56}{2^2} = 1,456.36 \frac{kN}{m}$$

En el programa auxiliar SAP 2000, la rigidez de base obtenida para el periodo de 2 s resulta ser de $1,725 \frac{kN}{m}$. Esto implica que a la aproximación anterior se obtiene un porcentaje de error de 15.57%, asociado este error a que el edificio con un aislador de 2 s no se está comportando como un cuerpo rígido, haciendo que las distorsiones de entrepiso sí sean significativas contra el modelo planteado para esta rigidez obtenida manualmente. Por otra parte, para 3 s:

$$k_{3s} = \frac{4\pi^2 \cdot 147.56}{3^2} = 647.27 \frac{kN}{m}$$

En el programa auxiliar SAP 2000, la rigidez de base obtenida para el periodo de 3 s resulta ser de $705 \frac{kN}{m}$. Esto implica un error porcentual del 8.19%. Aunque sigue teniéndose un margen de error en el modelo de cuerpo rígido y el modelo que considera los desplazamientos de los distintos niveles, se observa como el error es casi de la mitad del error obtenido para el cálculo de la rigidez en el periodo de 2 s y por lo tanto implica que para el periodo de 3 s el aislador logra tener un comportamiento más eficiente. Finalmente, para 4 s:

$$k_{4s} = \frac{4\pi^2 \cdot 147.56}{4^2} = 364.09 \frac{kN}{m}$$

En el programa auxiliar SAP 2000, la rigidez de base obtenida para el periodo de 4 s resulta ser de $384 \frac{kN}{m}$. Esto implica un porcentaje de error del 5.18%. Por lo tanto el aislador con un periodo de 4 s resulta ser casi 1.6 veces más eficiente que el aislador de 3 s en cuanto a su capacidad de absorber toda la deformación de la estructura y por ende cumplir con la hipótesis de cuerpo rígido planteada para esta estimación preliminar. Esto quiere decir que el contraste de rigidez antes mencionado permite evaluar el grado de aislación que se genera en cada estructura dependiendo la recomendación que se tomó como base.

Apéndice H. Evaluación de costos de rehabilitación

Para la evaluación de costos de cada uno de los procedimientos de evaluación antes mencionados se utilizó el software auxiliar de Neodata, en el cual mediante un análisis exhaustivo de las condiciones de mano de obra, materiales y maquinaria utilizados se procedió a la determinación de costos directos tanto del proceso de edificación de la construcción analizada como de cada una de las rehabilitaciones antes estudiadas, esto para brindar también una pauta de análisis costo-beneficio implícita en el proceso planteado en este trabajo. En la tabla H.1 figuran los conceptos principales de para la obtención del costo directo del edificio en condiciones originales, considerando en cada uno de estos los 3 recursos de la construcción antes mencionados. Las tablas H.2, H.3 y H.4 especifican los costos por rehabilitación de cada uno de los cuatro tipos de amortiguadores diagonales antes planteados, el sistema de BRB's y cada uno de los tres aisladores de base, mostrando al final de estos el porcentaje respecto al costo de la estructura para poder tener así una pauta de comparación entre cada caso de análisis.

Tabla H.1 Costo directo de la edificación en condiciones originales

Concepto	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Importe	%
PRELIMINARES					
Trazo y nivelación manual	M2	100.00	\$9.61	\$961.00	0.05
Trazo y nivelación para líneas de agua potable	M	5.00	\$4.26	\$21.30	0.00
Limpia y desyerbe del terreno	M2	100.00	\$11.26	\$1,126.00	0.06
CIMENTACIÓN					
Excavación cielo abierto I-A a máq. 0-2 m	M3	200.00	\$42.91	\$8,582.00	0.46
Excavación cielo abierto I-A a máq. 2-4 m	M3	200.00	\$48.28	\$9,656.00	0.52
Acarreo camión 1er km, carga a mano	M3	250.00	\$56.93	\$14,232.50	0.77
Zapata corrida 0.60x0.12 y CT 0.15x0.60	M	40.00	\$1,010.56	\$40,422.40	2.18
Zapata corrida 0.60x0.15 y CT 0.15x0.60	M	20.00	\$1,047.48	\$20,949.60	1.13
Plantilla 3 cm concreto hecho en obra	M2	100.00	\$99.78	\$9,978.00	0.54
Relleno a volteo mat. producto excavación	M3	150.00	\$77.41	\$11,611.50	0.63
ESTRUCTURA					
Columnas					
Columna TIPO 2 de 35x35 cm. de C f'c=250 kg/cm ²	M	86.40	\$1,130.39	\$97,665.70	5.27
Columna TIPO 1 de 35x35 cm. de C f'c=250 kg/cm ²	M	27.00	\$1,275.05	\$34,426.35	1.86
Vigas					
Trabe TIPO 1 de 30x45 cm. de C f'c=250 kg/cm ²	M	104.25	\$1,662.96	\$173,363.58	9.35
Trabe TIPO 1 de 30x45 cm. de C f'c=250 kg/cm ²	M	164.25	\$1,702.07	\$279,565.00	15.08
Losas					
Losa de 12 cm, vars. # 4 @ 15 cm. C f'c=250 kg/cm ²	M2	500.00	\$1,022.33	\$511,165.00	27.57
MUROS Y ACABADOS					
Muro de 6 cm tabique RR común mezcla 1:5	M2	180.48	\$393.61	\$71,038.73	3.83
Aplanado y repellido muros morte-arena 2:7	M2	360.96	\$170.30	\$61,471.49	3.31
Piso 4 cm pulido f'c=150 h.o. sin armar	M2	400.00	\$183.20	\$73,280.00	3.95
Pintura de esmalte 100 de la marca Comex	M2	360.96	\$101.80	\$36,745.73	1.98
Puerta para exterior de 0.90x2.20 m	PZA	1.00	\$11,840.32	\$11,840.32	0.64
Ventana un fijo de 0.60 por 0.60 m	PZA	16.00	\$1,191.46	\$19,063.36	1.03
Puerta de 0.90 x 2.10 m	PZA	15.00	\$5,909.69	\$88,645.35	4.78
INSTALACIONES ELÉCTRICAS					
Tubo conduit gruesa galv 16 mm (1/2")	M	150.00	\$70.40	\$10,560.00	0.57

Condulet serie 9 oval, C-19 de 13 mm	PZA	25.00	\$97.57	\$2,439.25	0.13	
Cable tf-ls cal 20 color blanco Condumex	M	300.00	\$8.64	\$2,592.00	0.14	
Salida eléctrica para alumbrado	SAL	50.00	\$512.87	\$25,643.50	1.38	
Salida eléctrica para contacto	SAL	50.00	\$496.26	\$24,813.00	1.34	
INSTALACIONES HIDRÁULICAS						
Registro san 0.40x0.60x0.60 marco comercial	PZA	1.00	\$1,901.24	\$1,901.24	0.10	
Juego de manerales grandes, acrílico	JGO	5.00	\$997.36	\$4,986.80	0.27	
Regadera de chorro fijo, acabado cromo	PZA	5.00	\$1,579.48	\$7,897.40	0.43	
Coladera de una boca, de rejilla redonda	PZA	5.00	\$1,298.22	\$6,491.10	0.35	
Inodoro, taza y tanque, elongado, blanco	PZA	5.00	\$4,638.62	\$23,193.10	1.25	
Cocina integral de 2.40 m Betrolini Weng	PZA	5.00	\$15,445.24	\$77,226.20	4.16	
Tubo de cobre flexible tipo "L" de 6 mm.	M	100.00	\$105.30	\$10,530.00	0.57	
Salida hidráulica para regadera con tubería	SAL	5.00	\$1,641.28	\$8,206.40	0.44	
Rotobomba centrifuga 1hp Rotoplas	PZA	1.00	\$3,896.63	\$3,896.63	0.21	
Tubería corrugada para alcantarillado	ML	100.00	\$103.25	\$10,325.00	0.56	
Tubo PEAD liso hidráulico RD-7 de 2"	M	100.00	\$278.24	\$27,824.00	1.50	
INSTALACIONES DE GAS						
Línea de llenado para tanque de gas estacionario	PZA	1.00	\$4,437.45	\$4,437.45	0.24	
Salida para gas, con tubo flexible de cobre	SAL	1.00	\$558.28	\$558.28	0.03	
Tanque de gas estacionario de 1000 lt	PZA	1.00	\$25,022.01	\$25,022.01	1.35	
				Total sin IVA	\$1,854,354.27	100
				IVA	\$296,696.68	
				Total con IVA	\$2,151,050.95	100

Tabla H.2 Costos directos de la rehabilitación con los amortiguadores viscosos

Concepto	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Importe	% Imp. Original
Amortiguador Inicial NL					
Carpa de lona para realizar demoliciones	M2	5.00	\$205.51	\$1,027.55	
Amortiguador no lineal inicial	Unidad	4.00	\$28,865.12	\$115,460.48	
				Total sin IVA	\$116,488.03
				IVA	\$18,638.08
				Total con IVA	\$135,126.11
					6.28
Amortiguador inicial L					
Carpa de lona para realizar demoliciones	M2	5.00	\$205.51	\$1,027.55	
Amortiguador lineal inicial	Unidad	4.00	\$26,865.12	\$107,460.48	
				Total sin IVA	\$108,488.03
				IVA	\$17,358.08
				Total con IVA	\$125,846.11
					5.85
Amortiguador modificado NL					
Carpa de lona para realizar demoliciones	M2	5.00	\$205.51	\$1,027.55	
Amortiguador no lineal modificado	Unidad	4.00	\$28,865.12	\$115,460.48	
				Total sin IVA	\$116,488.03
				IVA	\$18,638.08
				Total con IVA	\$135,126.11
					6.28
Amortiguador modificado L					
Carpa de lona para realizar demoliciones	M2	5.00	\$205.51	\$1,027.55	
Amortiguador lineal modificado	Unidad	4.00	\$26,865.12	\$107,460.48	

Total sin IVA	\$108,488.03	
IVA	\$17,358.08	
Total con IVA	\$125,846.11	5.85

Tabla H.3 Costo directo de la rehabilitación con el contraventeo restringido al pandeo

Concepto	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Importe	% Imp. Original
BRB's					
Carpa de lona para realizar demoliciones	M2	5.00	\$205.51	\$1,027.55	
Sistemas de BRB	Unidad	4.00	\$46,865.12	\$187,460.48	
				Total sin IVA	\$188,488.03
				IVA	\$30,158.08
				Total con IVA	\$218,646.11
					10.16

Tabla H.4 Costos directos de la rehabilitación con los aisladores de base

Concepto	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Importe	% Imp. Original
Aislador de 2 s					
Excavación cielo abierto I-A a máq 0-2	M3	200.00	\$42.91	\$8,582.00	
Excavación cielo abierto I-A a máq 2-4	M3	100.00	\$48.28	\$4,828.00	
Acarreo camión 1er km, carga a mano	M3	150.00	\$56.93	\$8,539.50	
Carpa de lona para realizar demoliciones	M2	50.00	\$205.51	\$10,275.50	
Aislador de 2 s (575 kN). Incluye mano d	Unidad	9.00	\$64,128.07	\$577,152.63	
				Total sin IVA	\$609,377.63
				IVA	\$97,500.42
				Total con IVA	\$706,878.05
					32.86
Aislador de 3 s					
Excavación cielo abierto I-A a máq 0-2	M3	200.00	\$42.91	\$8,582.00	
Excavación cielo abierto I-A a máq 2-4	M3	100.00	\$48.28	\$4,828.00	
Acarreo camión 1er km, carga a mano	M3	150.00	\$56.93	\$8,539.50	
Carpa de lona para realizar demoliciones	M2	50.00	\$205.51	\$10,275.50	
Aislador de 3 s (235 kN). Incluye mano d	Unidad	9.00	\$75,087.28	\$675,785.52	
				Total sin IVA	\$708,010.52
				IVA	\$113,281.68
				Total con IVA	\$821,292.20
					38.18
Aislador de 4 s					
Excavación cielo abierto I-A a máq 0-2	M3	200.00	\$42.91	\$8,582.00	
Excavación cielo abierto I-A a máq 2-4	M3	100.00	\$48.28	\$4,828.00	
Acarreo camión 1er km, carga a mano	M3	150.00	\$56.93	\$8,539.50	
Carpa de lona para realizar demoliciones	M2	50.00	\$205.51	\$10,275.50	
Aislador de 4 s (128 kN). Incluye mano d	Unidad	9.00	\$86,046.48	\$774,418.32	
				Total sin IVA	\$806,643.32
				IVA	\$129,062.93
				Total con IVA	\$935,706.25
					43.50

Apéndice I. Intensidades sísmicas asociadas al sitio de estudio

Tabla I.1. Valores de intensidades sísmicas asociadas a diferentes periodos de retorno para sitios bajo estudio (en unidades de g)

ID	T(s)	SCT (g)	ID	T(s)	SCT (g)
10 años ($\lambda_y \sim 1 \cdot 10^{-1}$ 1/año)			250 años ($\lambda_y \sim 4 \cdot 10^{-3}$ 1/año)		
1	0.6	0.058	1	0.6	0.326
2	0.7	0.080	2	0.7	0.389
3	0.8	0.089	3	0.8	0.396
4	0.9	0.082	4	0.9	0.364
5	1.0	0.092	5	1.0	0.403
6	2.0	0.242	6	2.0	0.960
7	3.0	0.067	7	3.0	0.258
8	4.0	0.030	8	4.0	0.114
500 años ($\lambda_y \sim 2 \cdot 10^{-3}$ 1/año)			1000 años ($\lambda_y \sim 1 \cdot 10^{-3}$ 1/año)		
1	0.6	0.465	1	0.6	0.636
2	0.7	0.542	2	0.7	0.735
3	0.8	0.528	3	0.8	0.699
4	0.9	0.489	4	0.9	0.653
5	1.0	0.547	5	1.0	0.736
6	2.0	1.248	6	2.0	1.626
7	3.0	0.341	7	3.0	0.453
8	4.0	0.151	8	4.0	0.201