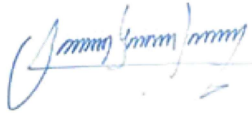


INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA EN PÓRTICOS DE CONCRETO CON
DISIPADORES VISCOSOS INCORPORADOS

ANDRÉS MAURICIO CORTÉS ARIAS

Nota de Aceptación

Certificamos que el presente Trabajo de Grado
Satisface, en alcances y calidad, todos los requisitos
Que demanda un Trabajo de Grado de Maestría.



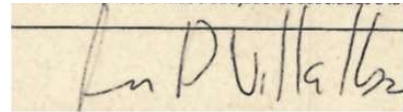
ORLANDO CUNDUMÍ SÁNCHEZ
Director



FRANCISCO J. AVER PEÑA OCAMPO
Codirector

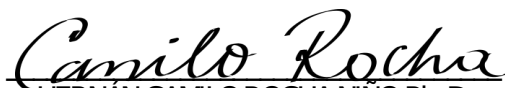


JUAN CARLOS HERRERA SÁNCHEZ
Jurado



JESÚS DANIEL VILLALBA MORALES
Jurado

Aprobado en cumplimiento de los requisitos exigidos por la
Pontificia Universidad Javeriana Cali, para optar el título de
Magister en Ingeniería Civil.



HERNÁN CAMILO ROCHA NIÑO Ph. D.
Decano Facultad de Ingeniería y Ciencias



JUAN CARLOS MARTÍNEZ ARIAS
Director Posgrados de Ingeniería y Ciencias

Santiago de Cali, 24 de agosto de 2021.

**Maestría en Ingeniería
Facultad de Ingeniería y Ciencias**



Acta de Correcciones al Documento de Trabajo de Grado

Santiago de Cali, agosto 24 de 2021

Autor: Andrés Mauricio Cortés Arias

Título del Trabajo de Grado: “Influencia de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura en pórticos de concreto con disipadores viscosos incorporados”

Director: Orlando Cundumí Sánchez

Como indica el artículo 2.13 de las Directrices para Trabajo de Grado de Maestría, he verificado que el estudiante indicado arriba ha implementado todas las correcciones que los Jurados del Proyecto de Trabajo de Grado definieron que se efectuaran, como consta en el Acta de Evaluación correspondiente.

Firma del Director del Trabajo de Grado

Firma del Codirector del Trabajo de Grado



Pontificia Universidad
JAVERIANA
Cali

Maestría en Ingeniería
Facultad de Ingeniería y Ciencias

DATOS DEL ESTUDIANTE
TRABAJO DE GRADO DE MAESTRÍA

TITULO: "Influencia de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura en pórticos de concreto con disipadores viscosos incorporados"

1. ÉNFASIS: Ingeniería Sísmica y Rehabilitación
2. ESTUDIANTE: Andrés Mauricio Cortés Arias
3. DIRECCIÓN: Avenida 4A Norte #47-12 Apartamento 201. Barrio la Flora
4. TELÉFONO: (2) 664 7010
5. CELULAR: (+57) 301 338 2867
6. CORREO ELECTRÓNICO: andrescortes97@javerianacali.edu.co
7. PROFESIÓN: Ingeniero Civil
8. UNIVERSIDAD: Pontificia Universidad Javeriana Cali
9. EMPRESA: PAL Ingeniería
10. CARGO: Ingeniero Civil



Pontificia Universidad
JAVERIANA
Cali

**Influencia de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura en pórticos de concreto con
disipadores viscosos incorporados**

Programa de Maestría en Ingeniería Civil

Presentado por:

ANDRÉS MAURICIO CORTÉS ARIAS

Pontificia Universidad Javeriana Cali

Facultad de Ingeniería y Ciencias

Julio 2021

RESUMEN

Las edificaciones indispensables, como lo son los hospitales, centros de comunicación, autopistas, puentes, entre otras, juegan un papel importante en la sociedad. Estas edificaciones son vitales, especialmente después de un desastre natural. Ellas deben permanecer en funcionamiento después de un evento significativo para proveer servicios esenciales a la comunidad. En Colombia, una significativa parte de la población se encuentra en zona de amenaza sísmica media y alta, por lo que los sismos son los eventos a los que se debe tener la mayor preparación. Por lo anterior, durante la etapa de diseño estructural y rehabilitación, la implementación de sistemas de control resulta atractiva para disipar la respuesta dinámica proveniente de sismos. Bajo eventos sísmicos, la respuesta de la estructura puede verse alterada por la interacción entre la estructura y el suelo subyacente. En este trabajo de grado, se evaluó la influencia en la respuesta dinámica a través de simulación numérica al incluir los efectos de la interacción suelo estructura en pórticos resistentes a momento de concreto reforzado con incorporación de sistemas de disipación de energía del tipo de fluido viscoso. Para este análisis, se seleccionaron siete registros sísmicos, considerando su contenido frecuencial y su distancia a la sismofuente. Estos registros se emparejaron los espectros objetivo correspondientes de las normativas considerándolo en una zona de amenaza sísmica alta. De manera similar, el perfil de suelo usado para el análisis se correlaciona con la misma zona de amenaza sísmica. Las estructuras analizadas corresponden a edificaciones indispensables, es decir, de importancia alta, modeladas como pórticos resistentes a momento de concreto reforzado en dos dimensiones. El análisis se desarrolló para cuatro pórticos con configuraciones de luces y cantidad de pisos diferentes a los cuales se les incorporan los disipadores de fluido viscoso. Dos casos son estudiados: considerando y no considerando los efectos de la interacción suelo-estructura (ISE). Los resultados de esta investigación mostraron un incremento apreciable en la respuesta dinámica en términos de desplazamiento, deriva de entrepisos, cortante en la base, cuando se consideró la interacción suelo estructura (ISE).

Palabras clave: Sistemas de disipación de energía, análisis no lineal, Interacción suelo-estructura.

ABSTRACT

Essential facilities, such as hospitals, communication systems, highways, bridges, among others, play a significant role in a community. These facilities are vital, especially after the occurrence of a natural hazard. They must remain functional after a significant event to provide essential services to the community. In Colombia, a significant part of the population live in a medium or high seismic hazard zone. Therefore, earthquakes are the events for which the greatest preparation must be made. The implementation of control systems during the structural design and rehabilitation stages enables an attractive manner for this type of structure to dissipate the dynamic response under major disturbance events. Under seismic events, the structure's response can be altered by the interaction between the structure and the soil underneath. In this thesis, the influence on the dynamic response is evaluated through numerical simulation by including the effects of soil-structure interaction in a reinforced concrete moment resistant frame with viscous fluid-type energy dissipation systems. For this analysis, seven ground motion records were selected for the analysis, considering their frequency content and source. These records are matched to the corresponding building codes design response spectrums considering areas prone to high seismicity. Similarly, the soil profiles used for the analysis correlates with the same seismic hazard zone. The analyzed structures correspond to essential facilities of high importance modeled as a two-dimensional reinforced concrete moment resistant frame. The analysis is performed on four different frame buildings with different number of bays and stories implementing viscous dampers. Two cases are studied: implementing and neglecting the effects of the soil-structure interaction (SSI). The results for the case-study show a significant increase in the dynamic response in terms of displacement, inter-story drift, and base shear when considering SSI.

Keywords: Energy dissipation system, nonlinear analysis, soil-structure interaction.

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN	ii
ABSTRACT.....	iii
1. INTRODUCCIÓN	1
2. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	4
2.1. Planteamiento del problema.....	4
2.2. Pregunta de investigación	5
2.3. Alcance del trabajo de grado.....	5
3. OBJETIVOS DEL PROYECTO.....	6
3.1. Objetivo general.....	6
3.2. Objetivos específicos	6
3.3. Resultados esperados	6
4. JUSTIFICACIÓN DEL TRABAJO DE GRADO	7
5. ESTADO DEL ARTE.....	9
5.1. Interacción dinámica suelo-estructura	9
5.2. Sistemas de control estructural	14
5.3. Interacción dinámica suelo – estructura con sistemas de control estructural	20
6. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	21
6.1. Definición de variables y configuración estructural de los pórticos.....	21
6.2. Espectro de respuesta objetivo.....	23
6.3. Selección de registros sísmicos.....	24
6.4. Emparejamiento espectral.....	25
6.5. Propiedades no lineales del suelo	29
6.6. Interacción suelo estructura	35

6.7.	Modelo numérico	37
6.8.	Análisis de los resultados obtenidos	39
7.	SIMULACIÓN NUMÉRICA	40
7.1.	RESULTADOS.....	49
8.	CONCLUSIONES	61
9.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	63
10.	GLOSARIO DE TERMINOS ESPECIALES.....	69
11.	ANEXOS.....	70
11.1.	Pórtico de 3 Pisos	70
11.2.	Pórtico de 5 Pisos	77
11.3.	Pórtico de 7 Pisos	84

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Características geotécnicas de los suelos utilizados en los estudios de p. O rahvar pty ltd. (2005, 2006a, 2006b).....	9
tabla 2. Parámetros para la construcción del espectro de diseño de acuerdo a la nsr-10 (asociación colombiana de ingeniería sísmica, 2010).....	23
tabla 3. Registros de aceleración seleccionados.	25
tabla 4. Datos del perfil de suelo.....	29
tabla 5. Comparación de las aceleraciones pico efectivas (pga) de los registros de aceleración para los diferentes casos.....	36
tabla 6. Comparación de las amplitudes de fourier para los diferentes casos.....	36
tabla 7. Cargas muertas incluidas en el análisis de los pórticos.....	40
tabla 8. Carga viva incluidas en el análisis de los pórticos.....	40
tabla 9. Cálculo del coeficiente de amortiguamiento de los disipadores para cada piso empleando la ecuación (8).....	41
tabla 10. Máxima fuerza en cada disipador para el caso lineal y no lineal.	42
tabla 11. Resumen de resultados para el pórtico de 10 pisos.....	49
tabla 12. Periodos fundamentales para los casos estudiados.	51
tabla 13. Rigidez de la cimentación para cada pórtico.....	51
tabla 14. Parámetros de los disipadores viscosos para cada uno de los pórticos.	51
tabla 15. Valores de desplazamiento máximo y aceleración máxima del pórtico de 3 pisos para los 7 registros.	52
tabla 16. Valores de desplazamiento máximo y aceleración máxima del pórtico de 5 pisos para los 7 registros.	52
tabla 17. Valores de desplazamiento máximo y aceleración máxima del pórtico de 7 pisos para los 7 registros.	52
tabla 18. Valores de desplazamiento máximo y aceleración máxima del pórtico de 10 pisos para los 7 registros.	53
tabla 19. Cálculo del coeficiente de amortiguamiento de los disipadores para cada piso empleando la ecuación (8).	70
tabla 20. Máxima fuerza en cada disipador para el caso lineal y no lineal.	71
tabla 21. Resumen de resultados para el pórtico de 3 pisos.....	76

tabla 22. Cálculo del coeficiente de amortiguamiento de los disipadores para cada piso empleando la ecuación (8).	78
tabla 23. Máxima fuerza en cada disipador para el caso lineal y no lineal.	78
tabla 24. Resumen de resultados para el pórtico de 5 pisos.	83
tabla 25. Cálculo del coeficiente de amortiguamiento de los disipadores para cada piso empleando la ecuación (8).	84
tabla 26. Máxima fuerza en cada disipador para el caso lineal y no lineal.	85
tabla 27. Resumen de resultados para el pórtico de 7 pisos.	90

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Representación esquemática de la transformación de la aceleración de entrada a la capa base (tomado de El-arab y Sakla, 2014).	10
Figura 2. Representación de un sistema de control pasivo (tomado de Gómez, et al., 2008).	15
Figura 3. Modelo matemático de la estructura (Hejazi et al., 2009).....	15
Figura 4. Elemento disipador con rótulas plásticas (Hejazi et al., 2009).....	16
Figura 5. Máximo desplazamiento de cada piso del estudio en la dirección X con diferentes coeficientes de amortiguamiento (Hejazi et al., 2009).	16
Figura 6. Instalación del ensayo (Benavent-Climent et al., 2014).....	18
Figura 7. Configuración geométrica de los pórticos considerados en el análisis (medidas en metros).	22
Figura 8. Espectros de respuesta objetivo.....	23
Figura 9. Comparación entre el acelerograma original y los emparejados a la NSR-10 y al espectro MCE_R para los terremotos: (a) ChiChi, Taiwan 1999; (b) Kocaeli, Turquía 1999; (c) Niigata 2004; (d) Northridge LA-Chalon Rd 1994; (e) Northridge LA Dam 1999; (f) Northridge Santa Susana Ground 1999 y (g) San Fernando 1971.....	28
Figura 10. Comparación de los espectros objetivo de la NSR-10 y el MCE_R y su respectivo espectro de respuesta medio para los registros emparejados.	28
Figura 11. Comparación entre el registro emparejado a la NSR-10 con el mismo registro filtrado a través del perfil de suelo los terremotos: (a) ChiChi, Taiwan 1999; (b) Kocaeli, Turquía 1999; (c) Niigata 2004; (d) Northridge LA-Chalon Rd 1994; (e) Northridge LA Dam 1999; (f) Northridge Santa Susana Ground 1999 y (g) San Fernando 1971.....	32
Figura 12. Comparación entre el registro emparejado a la MCE_R con el mismo registro filtrado a través del perfil de suelo para los terremotos: (a) ChiChi, Taiwan 1999; (b) Kocaeli, Turquía 1999; (c) Niigata 2004; (d) Northridge LA-Chalon Rd 1994; (e) Northridge LA Dam 1999; (f) Northridge Santa Susana Ground 1999 y (g) San Fernando 1971.....	34
Figura 13. Esquemática de las direcciones de estudio para el cálculo de las rigideces (Tomado de: FEMA 356, 2000).	35
Figura 14. Contenido frecuencial para registros emparejados a (a) Espectro NSR-10 y el mismo registro filtrado a través del perfil de suelo para el terremoto de San Fernando; (b) Espectro	

MCE _R y el mismo registro filtrado a través del perfil de suelo para el terremoto de San Fernando.	37
Figura 15. Registro de desplazamiento para el último piso del pórtico controlado de 10 pisos para los terremotos de: (a) Kocaeli; (b) Northridge CHL; y (c) Northridge SSU.	43
Figura 16. Registro de aceleración para el último piso del pórtico controlado de 10 pisos para los terremotos de: (a) Kocaeli; (b) Northridge CHL; y (c) Northridge SSU.	44
Figura 17. Deriva máxima para (a) modelo de base rígida incorporando los disipadores viscosos y (b) modelo de base flexible incorporando los disipadores viscosos.	45
Figura 18. Distribución de la fuerza cortante para (a) modelo de base rígida incorporando los disipadores viscosos y (b) modelo de base flexible incorporando los disipadores viscosos.	45
Figura 19. Ciclos de histéresis de los disipadores viscosos para el terremoto de Kocaeli sin considerar la ISE (a, c, y e) y considerándola (b, d y f).	46
Figura 20. Ciclos de histéresis de los disipadores viscosos para el terremoto de Northridge CHL sin considerar la interacción suelo estructura (a, c y e) y considerándola (b, d y f).	47
Figura 21. Ciclos de histéresis de los disipadores viscosos para el terremoto de Northridge SSU sin considerar la interacción suelo estructura (a, c y e) y considerándola (b, d y f).	48
Figura 22. Modelos de base rígida y base flexible realizados para los pórticos controlados.	50
Figura 23. Deriva máxima para (a, c, e, g) modelo de base rígida incorporando los disipadores viscosos y (b, d, f, h) modelo de base flexible incorporando los disipadores viscosos.	54
Figura 24. Distribución de la fuerza cortante para (a, c, e, g) modelo de base rígida incorporando los disipadores viscosos y (b, d, f, h) modelo de base flexible incorporando los disipadores viscosos.	56
Figura 25. Ciclos de histéresis de los disipadores viscosos para el pórtico de 3 pisos sin considerar la interacción suelo estructura (a, c, y e) y considerándola (b, d y f).	57
Figura 26. Ciclos de histéresis de los disipadores viscosos para el pórtico de 5 pisos sin considerar la interacción suelo estructura (a, c, y e) y considerándola (b, d y f).	58
Figura 27. . Ciclos de histéresis de los disipadores viscosos para el pórtico de 7 pisos sin considerar la interacción suelo estructura (a, c, y e) y considerándola (b, d y f).	59
Figura 28. . Ciclos de histéresis de los disipadores viscosos para el pórtico de 10 pisos sin considerar la interacción suelo estructura (a, c, y e) y considerándola (b, d y f).	60

Figura 29. Registro de desplazamiento para el último piso del pórtico controlado de 3 pisos para los terremotos de: (a) Kocaeli; (b) Northridge CHL; y (c) Northridge SSU.	72
Figura 30. Registro de aceleración para el último piso del pórtico controlado de 3 pisos para los terremotos de: (a) Kocaeli; (b) Northridge CHL; y (c) Northridge SSU.	73
Figura 31. Deriva máxima para (a) modelo de base rígida incorporando los disipadores viscosos y (b) modelo de base flexible incorporando los disipadores viscosos.	74
Figura 32. Distribución de la fuerza cortante para (a) modelo de base rígida incorporando los disipadores viscosos y (b) modelo de base flexible incorporando los disipadores viscosos.	74
Figura 33. Ciclos de histéresis de los disipadores viscosos el pórtico de 3 pisos sin considerar la interacción suelo estructura (Izquierda) y considerándola (Derecha).....	75
Figura 34. Registro de desplazamiento para el último piso del pórtico controlado de 5 pisos para los terremotos de: (a) Kocaeli; (b) Northridge CHL; y (c) Northridge SSU.	79
Figura 35. Registro de aceleración para el último piso del pórtico controlado de 5 pisos para los terremotos de: (a) Kocaeli; (b) Northridge CHL; y (c) Northridge SSU.	80
Figura 36. Deriva máxima para (a) modelo de base rígida incorporando los disipadores viscosos y (b) modelo de base flexible incorporando los disipadores viscosos.	81
Figura 37. Distribución de la fuerza cortante para (a) modelo de base rígida incorporando los disipadores viscosos y (b) modelo de base flexible incorporando los disipadores viscosos.	81
Figura 38. Ciclos de histéresis de los disipadores viscosos el pórtico de 5 pisos sin considerar la interacción suelo estructura (Izquierda) y considerándola (Derecha).....	82
Figura 39. Registro de desplazamiento para el último piso del pórtico controlado de 7 pisos para los terremotos de: (a) Kocaeli; (b) Northridge CHL; y (c) Northridge SSU.	86
Figura 40. Registro de aceleración para el último piso del pórtico controlado de 7 pisos para los terremotos de: (a) Kocaeli; (b) Northridge CHL; y (c) Northridge SSU.	87
Figura 41. Deriva máxima para (a) modelo de base rígida incorporando los disipadores viscosos y (b) modelo de base flexible incorporando los disipadores viscosos.	88
Figura 42. Distribución de la fuerza cortante para (a) modelo de base rígida incorporando los disipadores viscosos y (b) modelo de base flexible incorporando los disipadores viscosos.	88
Figura 43. Ciclos de histéresis de los disipadores viscosos el pórtico de 7 pisos sin considerar la interacción suelo estructura (Izquierda) y considerándola (Derecha).....	89

1. INTRODUCCIÓN

En las estructuras civiles puede presentarse daño estructural producto de las vibraciones transmitidas por sismos de mediana y alta intensidad. Estos daños pueden ser en los elementos estructurales y no estructurales, y en ocasiones desafortunadas, resultan en la pérdida de vidas humanas. Durante las últimas décadas, múltiples investigadores han concentrado su atención en alternativas para controlar la respuesta de la estructura a cargas sísmicas con el objetivo de garantizar la seguridad de las personas y para minimizar la cantidad de daño en las edificaciones (Gómez et al., 2008; Oviedo y Duque, 2006) El diseño sísmico de una estructura tiene como finalidad desarrollar configuraciones estructurales que soporten las cargas dinámicas producidas por un sismo, brindando confiabilidad, durabilidad y lo más importante, propendiendo por la preservación de vidas humanas. Todo esto es logrado a través de la disipación de la energía en la estructura. En los diseños tradicionales, la liberación de energía se genera mediante deformación y daño en elementos estructurales y no estructurales. En las últimas décadas se han desarrollado diferentes metodologías para el diseño y rehabilitación de estructuras civiles (edificios, puentes, represas, etc) con el objetivo de disipar la energía y al mismo tiempo preservar la inversión. Para la evaluación sísmica de estructuras existentes generalmente se basa en análisis no lineales estáticos (también conocidos como pushover), pero últimamente se ha hecho popular realizar análisis no lineal cronológico.(Kalkan y Chopra, 2010), el cual consiste en obtener la respuesta dinámica de una estructura utilizando registros de aceleración reales o sintéticos. En el diseño de estructuras, por ejemplo, el diseño basado en desplazamiento o el garantizar la ductilidad a la estructura son alternativas usadas para la disipación de la energía en el diseño de estructuras nuevas; este último representa la base de la metodología usada actualmente por los reglamentos de diseño estructural. Existen otros métodos, como la incorporación de sistemas de disipación de energía y/o aislamiento de base, comúnmente conocidos como sistemas de control (Cundumí Sánchez, 2008; Cundumí Sánchez y Laboy, 2009, 2010; Cundumí Sánchez y Suárez, 2007; Peña Ocampo, 2011). Estos sistemas son típicamente implementados en edificaciones indispensables para controlar la respuesta sísmica y permanecer funcionales durante y después de un sismo (Genatios y Lafuente, 2016). Recientemente ha incrementado el reconocimiento de que el diseño tradicional de estructuras para prevención del colapso puede no ser suficiente (Mahin, 2012). Por lo que se necesitan soluciones que puedan permitir la operación inmediata o minimizar el costo de

reparación e interrupción de actividades después de sismos de mediana y alta intensidad (Mahin, 2012). Lo anterior puede lograrse mediante la incorporación de sistemas de control, que reducen las fuerzas sísmicas y desplazamientos en elementos estructurales y no estructurales. La incorporación de los sistemas de control como una alternativa para el diseño de nuevas estructuras y la rehabilitación de las estructuras existentes está ganando popularidad en los códigos de diseño estructural. Algunos ejemplos de esta implementación incluyen el código colombiano vigente NSR (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010), el ASCE 7-16 (American Society of Civil Engineers, 2017), el Eurocode-8 (British Standards Institution, 1996) y la norma chilena (Instituto Nacional de Normalización, 2009) Adicionalmente, estudios previos han mostrado que la implementación de sistemas de control puede permitir una reducción del costo total de la estructura durante toda su vida útil, a comparación con el costo asociado con estructuras diseñadas tradicionalmente, debido a la capacidad de alcanzar deformaciones inelásticas durante sismos, sufriendo daños mínimos, permitiendo operatividad post-terremoto y reduciendo la necesidad de reparación (Mahin, 2012).

Sin embargo, los diseños de estructuras que incorporan sistemas de control generalmente no consideran la interacción suelo-estructura (ISE) (Menglin y Jingning, 1998) y estudios recientes han mostrado que los efectos de la ISE tienen una mayor influencia en la respuesta estructural en términos de la cortante en la base, el nivel de desempeño y las derivas de entrepiso cuando la edificación está sobre suelos blandos (Tabatabaiefar et al., 2013).

Para evaluar la influencia que la ISE tiene en la respuesta de pórticos resistentes a momento de concreto con disipadores viscosos incorporados, se analizaron cuatro estructuras en dos dimensiones con diferente configuración de luces y cantidad de pisos. Primero, se seleccionaron siete registros sísmicos representativos de zona, considerando características como el contenido de frecuencia y la distancia a donde se origina el sismo (conocido como sismofuente). Estos registros se emparejaron a los espectros objetivo correspondientes a una zona de amenaza sísmica alta mediante el uso del software SeismoMatch (Seismosoft, 2020), definido por los códigos de diseño estructural. Posteriormente, los registros emparejados se filtraron a través de un perfil de suelo conocido para obtener los registros a nivel de la superficie con ayuda del software ProShake 2.0 (Edu Pro Civil Systems Inc, 2017). Con los mismos datos del perfil de suelo, se calcularon las rigideces de la cimentación al nivel de superficie para realizar un análisis más preciso de la

estructura y el suelo en la zona de transición entre ambos sistemas. La rigidez del suelo y los sismos actuando en la superficie se consideraron en el análisis. Para el análisis de la respuesta sísmica, el modelo numérico de las estructuras fue realizado en el software de elementos finitos ETABS (Computers & Structures, 2019). El análisis fue desarrollado para cada uno de los pórticos evaluando los siguientes cuatro casos: base rígida y flexible con y sin disipadores viscosos. Los resultados se presentan en términos de la deriva entrepiso, la cortante en la base, las curvas de histéresis de los disipadores, la respuesta de aceleración y desplazamiento. Finalmente se concluye sobre los resultados obtenidos de este estudio que la respuesta dinámica de la estructura se ve afectada al considerar la ISE y esto es apreciable principalmente en la respuesta de desplazamiento, las derivas máximas de entrepiso y las cortantes de piso de los pórticos más altos.

2. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

2.1. Planteamiento del problema

Colombia se encuentra en una región donde la mayor parte de su territorio y una significativa parte de su población se encuentra en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, lo cual traduce que las sollicitaciones de carga sísmica para las edificaciones en general juegan un papel fundamental y debe tenerse en cuenta para la resistencia de la misma. De acuerdo con lo anterior, después de un evento sísmico se pretende que las estructuras indispensables como lo son hospitales, clínicas, estaciones de bomberos, entre otras, tengan la menor cantidad de daños posibles y permanezcan en funcionamiento para así continuar prestando un servicio a la población que se vio afectada por el evento sísmico.

Por lo anterior, durante la etapa de diseño y rehabilitación de este tipo de estructuras resulta atractivo la implementación de sistema de control que permita la disipación de la respuesta sísmica y así mejorar el desempeño sísmico de la edificación. En dinámica estructural, el comportamiento de una estructura es analizado considerando elementos discretos, modelados siguiendo una serie de ecuaciones de movimiento para estimar desplazamientos y esfuerzos. Para el caso del análisis dinámico de suelos, el estudio se desarrolla de manera similar, solamente que se tienen en cuenta los efectos del suelo, y por ende los desplazamientos y esfuerzos resultantes de la estructura difieren (Chowdhury y Dasgupta, 2009). De acuerdo con Kausel (2010), el concepto de ISE es difícil de definir completamente ya que, en términos generales, se refiere a los fenómenos estáticos y dinámicos que ocurren entre el suelo y una estructura mucho más rígida. Por ejemplo, las amplificaciones de ondas sísmicas en el suelo y las interacciones dinámicas entre las diferentes capas de suelo son factores a considerar durante los análisis de ISE. Múltiples estudios demuestran que la consideración de la ISE puede modificar significativamente la respuesta dinámica de estructuras, principalmente en tres aspectos: i) el cambio en las características dinámicas del sistema suelo-estructura, así como las frecuencias y modos de vibración; ii) el incremento en el amortiguamiento del sistema debido a la transferencia de la energía de la estructura al suelo; y iii) el movimiento del suelo en campo libre (Avilés y Pérez, 1996; Chowdhury y Dasgupta, 2009; Kausel, 2010; Medina et al., 2013; Menglin y Jingning, 1998; Mylonakis et al., 2006; Mylonakis y Gazetas, 2000; Tabatabaiefar et al., 2013; Veletsos y Meek, 1974).

2.2. Pregunta de investigación

De acuerdo con lo anterior, en este proyecto se pretende dar respuesta a la siguiente pregunta de investigación:

¿Cuál sería el efecto de considerar la ISE sobre la respuesta dinámica de pórticos de concreto con la incorporación de disipadores viscosos?

2.3. Alcance del trabajo de grado

En este trabajo de grado se determina la influencia que tiene la ISE en edificios de pórticos de concreto reforzado con disipadores viscosos, mediante simulación numérica. Primero, se realiza la selección de registros sísmicos existentes compatibles con los espectros de respuesta uniforme obtenidos con los reglamentos NSR-10 para una zona de amenaza sísmica alta (Cali) para el diseño de los pórticos sin disipadores viscosos y ASCE 7-16 para los pórticos controlados; posteriormente se realiza la selección de perfiles de suelos correspondientes a una zona de amenaza sísmica alta. A partir de análisis no lineal cronológico se busca obtener la respuesta en el dominio del tiempo de la estructura con los disipadores viscosos incorporados; la ubicación y arreglo de los dispositivos de control se obtiene mediante metodologías validadas internacionalmente como la empírica, y la de códigos de diseño como FEMA 440 y ASCE 7-16 (American Society of Civil Engineers, 2017; FEMA, 2005).

Se proponen cuatro (4) diferentes configuraciones de los pórticos de concreto reforzado que cuentan con tres, cinco, siete y diez pisos en los cuales se estudian alternativas como: i) con disipadores viscosos y sin efectos de ISE; ii) con disipadores viscosos y con efectos de ISE.

A partir de estas alternativas se recopilan resultados en función de los periodos fundamentales de las estructuras, la respuesta de desplazamiento, aceleración, las derivas máximas de entrepiso, las fuerzas cortantes de piso, los ciclos de histéresis para determinar cuales se ven realmente afectadas por la consideración de la ISE.

3. OBJETIVOS DEL PROYECTO

A continuación, se describen los objetivos que se pretenden desarrollar con la presente propuesta.

3.1. Objetivo general

Evaluar el efecto de la ISE en la respuesta en el dominio del tiempo de desplazamiento y aceleración en pórticos de concreto reforzado incorporando disipadores viscosos.

3.2. Objetivos específicos

- Seleccionar los registros de aceleración de los sismos a usar, emparejarlos a los espectros objetivos definidos y filtrarlos a través del perfil de suelo para ser usados en los modelos matemáticos y posteriormente en el análisis de las estructuras.
- Realizar el modelo matemático y análisis estructural con la incorporación del disipador viscoso y consideración o no de la ISE para las solicitaciones de carga de los casos de estudio.
- Establecer los parámetros (deriva, cortante, desplazamientos, entre otros) que se ven mayormente afectados por la consideración de los efectos generados en la ISE.

3.3. Resultados esperados

De este trabajo de grado se espera como resultado que, al considerar los efectos de la ISE en los pórticos, se tenga un incremento en las derivas de entrepiso, la fuerza cortante de piso y en la fuerza axial máxima en los disipadores. También, al flexibilizar la base de los pórticos se espera que, a comparación de los pórticos de base rígida se tenga un periodo fundamental mayor. Se espera principalmente que, la influencia que tiene la interacción suelo-estructura sea más notoria en los pórticos de mayor altura y cantidad de piso (edificaciones altas).

4. JUSTIFICACIÓN DEL TRABAJO DE GRADO

Las normas de diseño sismo resistente establecen lineamientos para garantizar la vida útil de una estructura, para la cual se establecen los diferentes espectros de diseño, los niveles de desempeño y daño admisible de las estructuras. Lo cual quiere decir que se prescribe un comportamiento de las estructuras que se debe esperar para los sismos de diseño de diferente probabilidad de ocurrencia y periodo de retorno. Generalmente se definen niveles de desempeño con el objetivo principal de la preservación de las vidas humanas y preservar también la inversión, aunque el propietario puede solicitar niveles más exigentes. La NSR-10 igual que diferentes códigos sismorresistentes, no admiten daño en elementos estructurales y no estructurales para sismos leves y moderados, sin embargo, existe permisividad en cuanto a daños para sismos severos pero que estos no provoquen el colapso (Ahumada, 2010).

Las estructuras indispensables como lo son los hospitales, en las normas de diseño tienen consideraciones que incrementan el sismo de diseño para a su vez aumentar el nivel de desempeño de estas estructuras. En este tipo de estructuras es vital evitar la interrupción de su servicio después de los eventos sísmicos porque puede traer graves consecuencia para toda la comunidad.

Para el control de la respuesta sísmica de algunos tipos de estructuras actualmente se están utilizando los sistemas de control como lo son los disipadores de energía, los cuales mejoran el comportamiento de la estructura frente a un evento sísmico, disminuyendo desplazamientos y permitiendo que haya menores daños en elementos estructurales y no estructurales. Estos dispositivos de control se encargan de disipar una gran cantidad de energía, disminuyendo la disipación de energía que la estructura debe realizar. Por consiguiente, se reduce la deformación y daño de elementos estructurales y no estructurales, evitando así efectos de pérdida de rigidez (Genatios y Lafuente, 2016).

Estas tecnologías han sido desarrolladas actualmente tanto para el diseño de estructuras nuevas (generalmente indispensables) y para la rehabilitación y reparación de estructuras existentes. Alrededor del mundo se han implementado estos sistemas para reducir el comportamiento dinámico de la estructura, por ejemplo: St. Francis Towers (Mandaluyong, Filipinas), Hotel Churchill (San Diego, California, Estados Unidos), King County Courthouse (Seattle, Washington, Estados Unidos), Opera House (San Francisco, California, Estados Unidos) y 3 Com (Foster City, California, Estados Unidos) (ITT ENIDINE, 2020).

El avance en la investigación, tecnología, desarrollo de software de diseño, actualizaciones en las normativas y códigos de diseño nos permite realizar análisis más cercanos a la realidad. A partir de ello lo más acertado para este trabajo de grado es implementar la ISE en estas estructuras que incorporan sistemas de disipación de energía, debido a que los diseños de estructuras que incorporan sistemas de control generalmente no consideran la ISE (Menglin y Jingning, 1998) y esta tiene una influencia notoria en la respuesta estructural cuando la edificación está sobre suelos blandos (Tabatabaiefar et al., 2013).

5. ESTADO DEL ARTE

La revisión bibliográfica muestra el estado del arte desde las diferentes áreas que aborda este trabajo de grado, las cuáles son las siguientes:

5.1. Interacción dinámica suelo-estructura

Avilés y Pérez (2004), presentan algunos de los requisitos reglamentarios recientes para la Ciudad de México para tener en cuenta los efectos de la ISE. Se basaron en la simplificación de modelos que consideran la estructura como un oscilador simple y el suelo como un “manto blando” que se apoya sobre un semiespacio indeformable.

Moreno de Luca (2010) en su tesis, realizó modelos considerando la interacción suelo-estructura para tener un acercamiento al comportamiento real de las edificaciones. Con estos modelos se realizó una comparación al diseño tradicional considerando la base empotrada. Concluyó de acuerdo a su procedimiento y análisis que se observaron variaciones importantes en parámetros como la distribución de la carga axial en la base y en algunos casos la deriva. En cuanto a un análisis económico no encontró cambios grandes en el costo final de la estructura debido a que fueron diferencias pequeñas en las solicitaciones de los elementos estructurales.

Tabatabaiefar *et al.* (2013), evaluaron el comportamiento sísmico de una estructura de diez pisos con sistema estructural de pórticos en concreto reforzado y cimentación superficial, al tener en consideración los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura. Para el caso de estudio se seleccionaron tres suelos (tipo *Ce*, *De* y *Ee*) de acuerdo con el código australiano (Standards Australia, 2007), cuyas características se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1. Características geotécnicas de los suelos utilizados en los estudios de P. O Rahvar Pty Ltd. (2005, 2006a, 2006b)

Tipo de Suelo	Vs (m/s)	Clasificación	Gmax (kPa)	Relación de Poisson	SPT	IP	c' (kPa)	φ' (grados)
Ce	600	GM	623.409	0.28	N>50	-	5	40
De	320	CL	177.304	0.39	30	20	20	19
Ee	150	CL	33.100	0.40	6	15	20	12

Se diseñaron las secciones realizando un análisis cronológico no lineal dinámico considerando el comportamiento elastoplástico de los elementos estructurales. La modelación de los pórticos se realizó en el software FLAC2D, mediante el método de diferencias finitas y considerando tanto los efectos de la interacción suelo-estructura como el análisis con la base rígida.

En este software se realizó un análisis dinámico completamente no lineal con los efectos de diferentes registros sísmicos. Los resultados de los análisis realizados por los autores indican que para los modelos con tipo de suelo De y Ee se incrementa su nivel de desempeño de seguridad para la vida a prevención del colapso para los casos elástico e inelástico. Los autores también concluyen que es esencial considerar efectos de ISE en estructuras con sistema estructural de pórticos resistentes a momento de concreto reforzado si se encuentran apoyadas en suelos tipo D y E.

El-arab y Sakla (2014) presentaron un estudio que tuvo por objetivo el modelamiento de la superestructura introduciendo parámetros dinámicos modificados (amortiguamiento y frecuencia natural) al considerar los efectos de la ISE. El uso de estos parámetros modificados buscaba que, en el diseño convencional donde solo se realiza el análisis estructural sin el modelamiento del suelo alrededor, tuviera en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura. Los autores presentaron las ecuaciones que predicen la frecuencia natural y el amortiguamiento de los sistemas estructurales con cimentación superficial y posteriormente fueron comparadas con resultados experimentales. La modelación para el análisis no lineal de la interacción suelo-estructura se realizó mediante el método de la frontera viscosa (Chowdhury y Dasgupta, 2009) y se utilizó el programa ProShake, el cual realiza sus cálculos desde el registro en la superficie mediante deconvolución, el cual se muestra en la Figura 1.

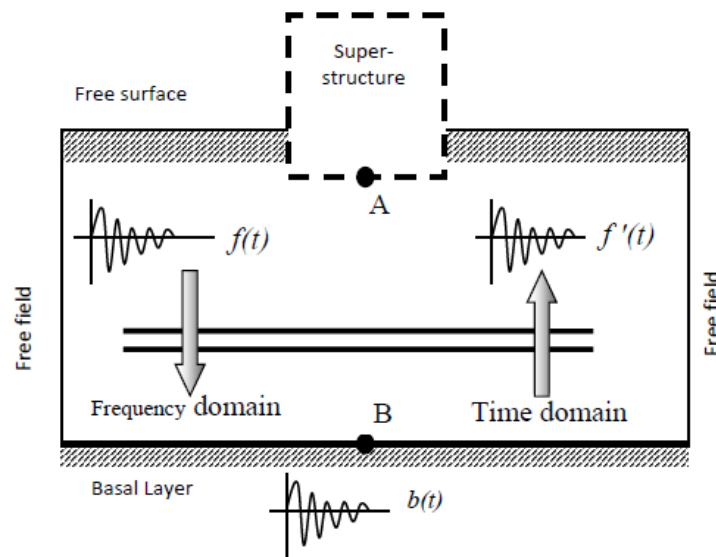


Figura 1. Representación esquemática de la transformación de la aceleración de entrada a la capa base (tomado de El-arab y Sakla, 2014).

El programa tuvo en cuenta para el análisis las no linealidades que pueden afectar la respuesta de la interacción suelo-estructura. Estas no linealidades dependen de las relaciones constitutivas del suelo, la resistencia, las características de la excitación y la resistencia de la interfaz entre la estructura y el suelo. Se consideraron los registros de los sismos de El Centro (1940), Northridge (1994) y Loma Prieta (1989).

Los resultados de la investigación fueron dos ecuaciones empíricas para el cálculo de la frecuencia natural modificada, f_{SM} , y el amortiguamiento modificado del sistema completo ξ_c . Ambas ecuaciones son presentadas a continuación:

$$f_{SM} = 0.114f_s + 0.743f_g - \frac{0.0209f_g}{f_s + \frac{V_1}{V_2}} \quad (1)$$

$$\xi_c = \frac{V_1 (5.24f_g - 2.48f_s)}{V_2 (20.0f_g - 75.7f_s)} \quad (2)$$

donde f_s es la frecuencia de la superestructura, f_g es la frecuencia natural del suelo, V_1 es la velocidad de onda de corte de la capa inferior y V_2 es la velocidad de onda de corte de la capa superior. Dado el carácter empírico de estas ecuaciones, es necesario establecer ciertas restricciones en los parámetros del sistema con el propósito de obtener un comportamiento más acertado a la realidad. Por ejemplo, el análisis requiere que la frecuencia natural de la superestructura se encuentre entre 0.55 y 1.67 Hz; la frecuencia natural del suelo debe estar entre 2 y 8 Hz; la velocidad de onda de corte de la capa superior entre 100 y 600 m/s; una relación entre la velocidad de onda de corte entre la capa superior y la capa inferior entre 0.25 y 1.00; y una relación de amortiguamiento del suelo del 5%. Los autores concluyeron que la frecuencia natural de la superestructura y la velocidad de onda de corte del suelo circundante son los factores que más afectan la frecuencia y amortiguamiento modificados y que estas ecuaciones empíricas permiten predecir los parámetros modificados de todo el sistema estructural con gran precisión.

Bilotta et al. (2015), resaltaron el papel de la respuesta sísmica de sitio y la ISE en el comportamiento de las estructuras, poniendo como ejemplo un edificio alto de la ciudad de Nápoles (Italia) cimentada sobre una placa con pilotes, la cual se apoya en un suelo compuesto por piroclastos blandos y suelos aluviales. A esta estructura recientemente se le realizó un estudio de

vulnerabilidad sísmica de acuerdo a los requerimientos de la norma correspondiente y se observó que, si se toma como base una clasificación convencional del subsuelo, la demanda sísmica del edificio llevaría a medidas bastante costosas para su acondicionamiento sísmico. Pero al considerar los efectos de sitio y de la ISE se observaron efectos beneficiosos de una capa de turba, la cual actúa como un disipador natural de ondas de cortante. Se consideró la interacción inercial teniendo en cuenta la conformidad suelo-cimentación, lo que generó un aumento en el periodo de vibración respecto a la base fija. Este aumento del periodo produjo reducción de la aceleración espectral. Los resultados obtenidos por los autores podrían tener efectos de gran importancia a las evaluaciones de vulnerabilidad sísmicas de edificios esbeltos cimentados con pilotes en suelos deformables.

Behnamfar y Banizadeh (2016), analizaron la vulnerabilidad sísmica de veinte estructuras con dos sistemas estructurales de concreto reforzado (pórticos resistentes a momentos y muros de cortante), dos tipos de suelo blando, considerando el caso de base rígida y de base flexible, la cual considera los efectos de la interacción suelo-estructura. Para cada caso se utilizaron 10 registros sísmicos para un total de 200 registros de aceleración considerados. A cada estructura se le realizó su respectivo análisis dinámico no lineal para la obtención de la ubicación de las rótulas plásticas, su rotación y realizar el análisis comparativo con el caso de la base rígida (sin ISE).

La modelación no lineal de las estructuras se realizó en el software Opensees. Para efectos de la investigación las rótulas plásticas se forzaron al final de los elementos con longitudes específicas L_p siguiendo la ecuación (3) propuesta por Pauley y Presley (1992):

$$L_p = 0.08Lc + 0.022d_b f_y \geq 0.044d_b f_y \quad (3)$$

donde Lc es la longitud de corte (distancia desde la rótula plástica al punto de inflexión), d_b es el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal y f_y es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal. Para la modelación de la cimentación se utilizó la teoría de Winkler, la cual modela los elementos estructurales de forma similar a vigas de concreto reforzado para cimentaciones corridas y de forma similar a losas para zapatas. El suelo se modeló mediante el uso de resortes horizontales y verticales para considerar su flexibilidad. Los resultados obtenidos mostraron que la consideración de la interacción suelo-estructura provoca incrementos en las deformaciones plásticas en los niveles inferiores donde el daño sísmico ya es mayor debido a las grandes cargas

axiales y mayores niveles de desplazamiento. La consideración de estos efectos significa un incremento de los desplazamientos laterales de las estructuras. Para los autores el desplazamiento mencionado consta de tres partes: el desplazamiento horizontal de la cimentación, su rotación multiplicada por la altura hasta el punto de estudio y la suma de las derivas de los pisos superiores al que se está considerando. Como resultado de estos desplazamientos Behnamfar and Banizadeh (2016) observaron que para las estructuras de pórticos las deformaciones por rotación de la cimentación tuvieron un aporte de aproximadamente 18% del desplazamiento total con una diferencia menor al variar el tipo de suelo. Para las estructuras de muros de cortantes el aporte fue mucho mayor, siendo de 26% para suelo D y 56% para suelo E en promedio y para este tipo de estructuras el aporte del desplazamiento de la cimentación es considerable (más del 10%). Los autores concluyeron que, para el sistema de muros de cortante, al ser un movimiento de un cuerpo rígido, su vulnerabilidad disminuye en los niveles superiores; también se observó que debido a un incremento en las derivas en los niveles inferiores se empeora el nivel de desempeño de los elementos estructurales en los sistemas de pórticos y muros de cortante en sus niveles inferiores.

Tomeo et al. (2017) investigaron la influencia de la ISE en el desempeño sísmico de pórticos planos en concreto reforzado resistentes a momento mediante análisis dinámicos no lineales. Realizaron un estudio paramétrico donde se hizo la variación de las propiedades del suelo, la metodología para la modelación de la ISE y el nivel de diseño sísmico de las estructuras. Se utilizaron los tipos de suelo del Eurocode-8 como referencia para definir las propiedades mecánicas del suelo. Del estudio se demostró que la ISE afecta la demanda sísmica en términos de la cortante máxima en la base y la deriva entrepiso máxima. Basado en el tipo de modelación de la ISE, esta puede afectar más o menos la estimación de la demanda sísmica respecto a los modelos de base rígida.

Massimino *et al.* (2019), evaluaron la respuesta sísmica de tres sistemas acoplados suelo – estructura. El primer sistema es a una escala 1:6 de pórticos de acero que está sobre un depósito de arena seca, el cuál fue sometido mediante una mesa vibratoria a una aceleración de una gravedad (g) en la universidad de Bristol; el segundo sistema es un pórtico de acero escala 1:1 que soporta losas de concreto reforzado y su cimentación es tipo losa de cimentación apoyada en un depósito de suelo con presencia de arenas limosas a arcillas limo-arenosas. Para este caso se aplicaron fuerzas vibratorias en la cubierta de la estructura; y el tercer sistema consiste en una edificación

de concreto reforzado que forma parte de una estación de bomberos y se encuentra sobre un subsuelo compuesto de arena y grava. Los autores concluyeron que las simplificaciones como lo son el considerar que la estructura está apoyada sobre resortes generalmente arroja resultados similares a los encontrados mediante la modelación del sistema completamente acoplado y podría tenerse en cuenta como una alternativa sencilla para realizar el análisis en lugar de la consideración de la base rígida. Respecto a lo anterior se debe tener en cuenta que esta simplificación no tiene en cuenta aspectos como lo son la disipación de energía asociada a la oscilación de la cimentación y la dependencia de la frecuencia de las funciones de impedancia de la cimentación.

5.2. Sistemas de control estructural

Symans y Constantinou (1998) examinaron el comportamiento dinámico de disipadores de fluido viscoso a partir de pruebas cíclicas estacionarias. Los modelos matemáticos de los disipadores se derivan de los datos de las pruebas y se usaron para obtener predicciones analíticas de la respuesta sísmica de una estructura de tres pisos a escala sometida a un terremoto. También examinaron las características de la disipación de energía de los dispositivos y examinados en referencia al desempeño de una estructura idealizada de un piso para demostrar los beneficios del comportamiento no lineal para la protección sísmica. Concluyeron que los sistemas pasivos que disipan energía a través de fluido viscoso son capaces de tener una absorción significativa de energía sísmica. Los dispositivos produjeron reducciones simultáneas en las fuerzas cortantes de piso y en las derivas de la estructura.

Gómez *et al.* (2008), muestran la historia del desarrollo de los diferentes sistemas de control estructural, estado del arte y práctica de ellos para el diseño y la rehabilitación de estructuras. Los sistemas de control se pueden clasificar de acuerdo a la fuente de energía en pasivos, semi-activos, activos, e híbridos. Los sistemas de control activo son aquellos que requieren de una fuente externa de energía para que los actuadores apliquen la fuerza a la estructura; los sistemas de control semi-activo requieren de una menor cantidad de energía que los activos; los sistemas de control híbrido son los que implementan una combinación entre sistemas de control activos y pasivos; los sistemas de control pasivo son aquellos que no requieren de una fuerza externa para que actúen, estos dispositivos logran la disipación debido a las fuerzas generadas por la respuesta misma de la estructura (Gómez *et al.*, 2008). Los sistemas de control pasivo, cuya representación se observa en la Figura 2, disipan la energía en el sistema al producir fuerzas que contrarrestan el movimiento

de la estructura. Este tipo de sistemas a la fecha, incluyendo aisladores de base, amortiguadores viscoelásticos y de masa sintonizada, han sido empleados en la construcción de gran cantidad de estructuras en diferentes países (Gómez et al., 2008).

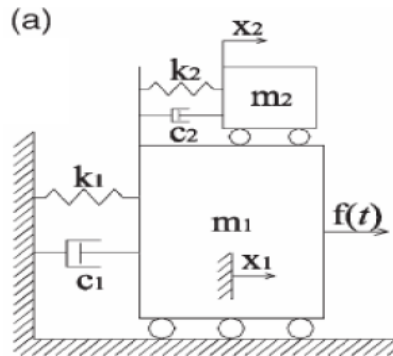


Figura 2. Representación de un sistema de control pasivo (tomado de Gómez, et al., 2008).

Dentro de los sistemas de control pasivo, Gómez *et al.* (2008) mencionan los disipadores pasivos de energía, los cuales abarcan gran cantidad de materiales y dispositivos para el aumento del amortiguamiento, rigidez y capacidad de la estructura. También que estos sistemas son aptos tanto para el diseño de estructuras nuevas como para la rehabilitación de estructuras existentes. Los amortiguadores de fluido viscoso consisten en un pistón que se encuentra dentro de un cilindro lleno de un compuesto viscoso y la forma en que disipa energía es mediante el movimiento de dicho fluido dentro del cilindro.

Hejazi *et al.* (2009), desarrollaron un algoritmo numérico para el análisis de estructuras de pórticos de concreto con disipadores viscosos incorporados. Para el modelamiento de elementos finitos propusieron que los elementos viga y columna estuvieran compuestos de dos nodos, con dos extremos rígidos de diferentes longitudes como lo muestra la Figura 3.

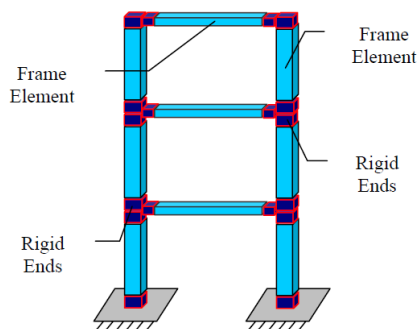


Figura 3. Modelo matemático de la estructura (Hejazi et al., 2009).

Para los elementos disipadores se consideró el modelo mostrado en la Figura 4, el cual tiene dos rótulas plásticas en los extremos.

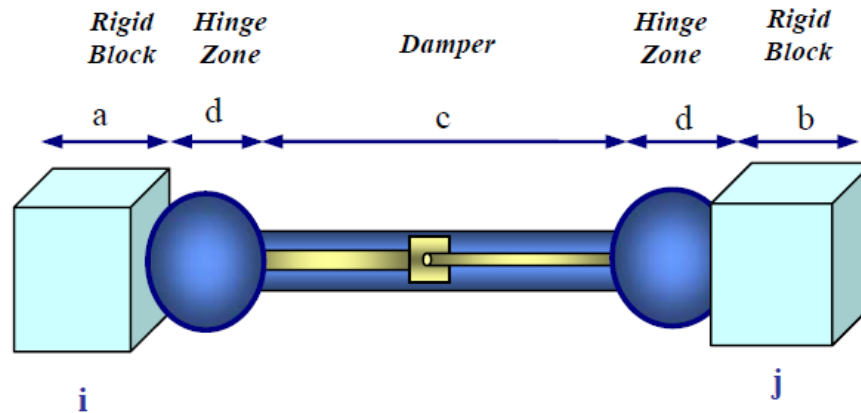


Figura 4. Elemento disipador con rótulas plásticas (Hejazi et al., 2009).

Para el estudio se integró el método de rigidez con el método de elementos finitos para realizar el análisis estructural. Se observó que el uso de los disipadores puede reducir los desplazamientos de la estructura hasta en aproximadamente un 80%. Adicionalmente, se mostró gráficamente (ver Figura 5) al variar C (coeficiente de amortiguamiento del disipador), siendo el valor del coeficiente igual a cero es el que da la respuesta de la estructura sin disipadores.

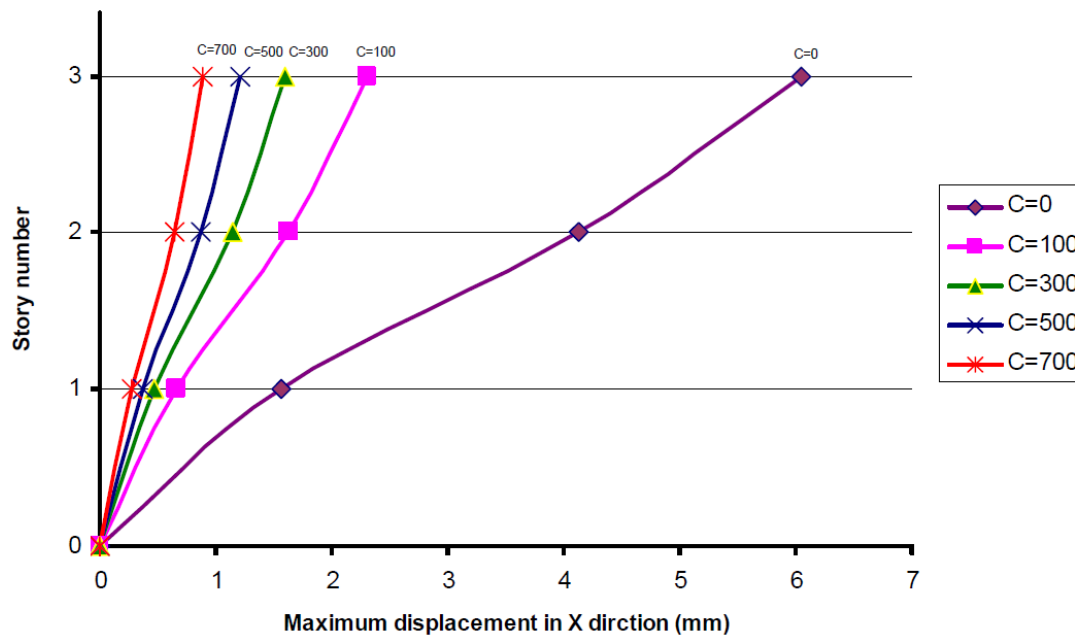


Figura 5. Máximo desplazamiento de cada piso del estudio en la dirección X con diferentes coeficientes de amortiguamiento (Hejazi et al., 2009).

Zhou *et al.* (2012), propusieron una metodología práctica para el diseño de estructuras en concreto reforzado con disipadores viscosos. Esta metodología se divide en dos partes: la primera refiere a la cantidad de disipadores viscosos, sus propiedades mecánicas y su configuración; la segunda incluye la evaluación de la reducción de deformaciones, el amortiguamiento adicional y la conexión de los disipadores a la estructura. El amortiguamiento adicional es estimado para cada piso y se suman, esto implica que la metodología es adecuada para estructuras regulares; cuando se estima la fuerza de amortiguamiento.

Xilin Lu *et al.* (2012), investigaron el efecto sísmico que tienen tres tipos de disipadores de energía en un edificio de pórticos de concreto de 8 pisos, la cual es basada en una edificación afectada por el sismo de Wenchuan y tiene la geometría que consta de siete luces en el sentido X y dos luces en el sentido Y, todas de 7.2m y la altura de los pisos es de 4.2m los primeros dos niveles y los demás 3.6m.

Los disipadores utilizados son amortiguadores viscosos, amortiguadores viscoelásticos y amortiguadores de acero. Los parámetros de los disipadores se seleccionaron con la condición de tener la fuerza de amortiguamiento máximo equivalente bajo sismos moderados. La modelación y el análisis estructural se realizaron en el software ETABS, donde se incluyeron tres registros sísmicos y dos registros de aceleración artificiales. Los resultados de la investigación mostraron que el desempeño de los tres tipos de disipadores de energía fue adecuado, por lo cual su distribución fue acertada. También se observó que las derivas y las fuerzas cortantes en las columnas se vieron disminuidas casi a la mitad a comparación de la estructura sin disipadores. Cuando los tres tipos de disipadores se diseñan para una misma fuerza máxima de amortiguamiento se observa que los disipadores viscosos tienen mayor efecto en el control del desplazamiento, especialmente bajo sismos moderados y altos.

Benavent-Climent *et al.* (2014) en su investigación buscaron obtener datos empíricos de daño y respuesta dinámica de una estructura con configuración de pórticos de concreto reforzado con disipadores histeréticos equipados y evaluaron la necesidad de generar un mecanismo de columna fuerte viga débil para disipar gran cantidad de energía. Para esto se realizaron ensayos de mesa vibratoria en una escala de 2/5. Los pórticos fueron diseñados únicamente para cargas gravitacionales. El prototipo de la estructura consta de 3 luces en ambos sentidos, con luces de 5m en el sentido X y 4.8m en el sentido Y; la altura de los pisos es de 3.5m el primer nivel y 3.1m los

otros dos niveles. Se utilizaron vigas principales de sección 30x25cm y vigas secundarias de sección 25x25cm. Con los disipadores ubicados en las luces exteriores.

El espécimen para el ensayo se tomó de un modelo estructural parcial que se separó del prototipo, el cual tiene la altura del primer piso y la mitad del segundo piso y tiene el ancho de una sola luz y la mitad de la luz en la dirección de las vigas principales como se ve en la Figura 6.

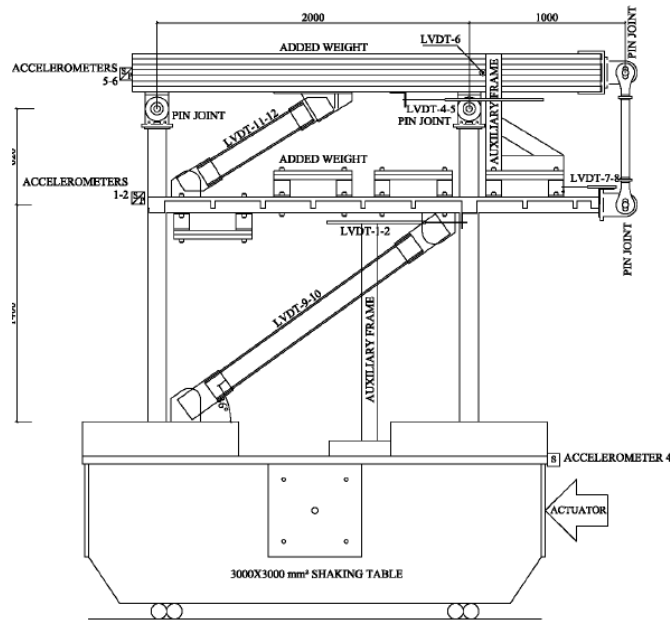


Figura 6. Instalación del ensayo (Benavent-Climent et al., 2014).

El ensayo reprodujo el registro sísmico del sismo de Campano Lucano (1980) escalado en tiempo por un factor de 0.63 y en amplitud al 50, 100, 200, 300 y 350%.

Los resultados del ensayo realizado por los autores mostraron que la respuesta general del sistema en términos de cortante basal y desplazamiento máximo fue caracterizado por curvas de disipación de energía estable y presentó una sobrerresistencia que es aproximadamente 25% mayor que el especificado por el Eurocode-8 (British Standards Institution, 1996); los pórticos de concreto permanecieron en el rango elástico y presentaron un nivel de daño leve, hasta para la simulación más fuerte. Los disipadores histeréticos disiparon la mayor parte de la energía y permanecieron en el rango elástico para los sismos de mayor recurrencia y sufrieron deformaciones plásticas considerables para los sismos menos frecuentes. Este estudio concluyó que los requerimientos de ductilidad y de desarrollo del mecanismo de columna fuerte-viga débil ante cargas laterales puede ser relevado cuando se equipan los disipadores.

Sajjan y Biradar (2016), estudiaron el efecto del uso de disipadores viscosos en pórticos de concreto, realizando la modelación y análisis estructural de una estructura de 8 pisos utilizando el software ETABS 2015 y teniendo las consideraciones de la norma de diseño de la India IS 1893-2002. Los disipadores viscosos son utilizados para reducir los efectos sísmicos en la estructura. Se realizó la modelación y análisis de la estructura sin los disipadores y al equipar los disipadores para realizar una comparación de desplazamientos, derivas de entrepiso y cortante por piso. Se observó en el análisis comparativo del edificio que la estructura implementando disipadores viscosos presenta una reducción en sus desplazamientos y derivas de entrepiso de hasta el 85% respecto a la estructura sin dispositivos de control.

Kitayama y Constantinou (2018) investigaron el desempeño sísmico de edificios con disipadores de fluido viscoso incorporados diseñados de acuerdo a la ASCE 7-16. Evaluaron el efecto de parámetros de diseño como: i) la resistencia requerida de la conexión riostra-disipador; ii) la cortante en la base para el diseño del elemento para incorporar el disipador; iii) amortiguamiento; iv) capacidad de desplazamiento del disipador y v) el tipo de amortiguamiento incluyendo el uso de dispositivos auto-centrantes fluídicos. El desempeño se evaluó en el cálculo de la probabilidad de colapso y de exceder derivas residuales de ciertos valores para varias intensidades sísmicas. Los autores determinaron que los parámetros que más influyen en la reducción del riesgo de colapso y la probabilidad de exceder las derivas residuales son la cortante en la base para el diseño, la resistencia de la conexión riostra- disipador y la cantidad de amortiguamiento.

Cundumí y Cundumí (2021), estudiaron la respuesta en el rango no lineal de pórticos controlados por disipadores viscosos de 5, 7 y 11 pisos empleando las metodologías de las normas ASCE 7-10 y ASCE 7-16 para examinar el comportamiento de las estructuras para cada metodología. Para la ASCE 7-10 se utilizaron 3 registros de aceleración y para la ASCE 7-16 7 registros de aceleración, los cuales se emparejaron al espectro de diseño de la norma para una zona de amenaza sísmica alta. Se compararon los resultados de desplazamiento y aceleración con las mismas estructuras sin la incorporación de los sistemas de control.

Fierro (2021), en su tesis busca definir un valor aproximado para el coeficiente de disipación de energía de un sistema estructural de pórticos de concreto reforzado que incorporan disipadores viscosos. Para ello calcula mediante análisis no lineal el coeficiente de disipación de energía (R)

para seis pórticos con y sin disipadores viscosos teniendo en cuenta parámetros de la NSR-10 para una importancia III. Con eso se compara la variación del R y se define uno para los pórticos controlados.

5.3. Interacción dinámica suelo – estructura con sistemas de control estructural

Zhao *et al.* (2017), propusieron un método de análisis que simplifica, ahorra tiempo y recursos de análisis para la evaluación de la eficiencia de los disipadores viscoelásticos considerando la interacción suelo-estructura. Se establecieron ecuaciones de equilibrio de estructuras que cuentan con un grado de libertad y con múltiples grados de libertad con disipadores viscoelásticos y considerando interacción suelo-estructura en el dominio de la frecuencia. Se realizaron procesos de simplificación para realizar análisis acoplados y la ISE se estudia mediante análisis paramétricos.

Los resultados de la investigación muestran que el amortiguamiento equivalente del sistema de un grado de libertad con disipadores viscoelásticos considerando los efectos de interacción suelo-estructura depende de la relación de esbeltez de la superestructura y de la rigidez relativa entre la estructura y el suelo. La investigación evidenció unas diferencias visibles en las curvas de amortiguamiento equivalente para diferentes casos de amortiguamiento inicial. Estas curvas disminuyen a medida que la rigidez del suelo decrece, lo que demuestra que la eficiencia del disipador disminuye con la rigidez del suelo. El disipador provee rigidez adicional a la estructura lo que aumenta la relación de rigidez estructura-suelo y mejorará los efectos de interacción suelo-estructura en periodos prolongados. También influye en la eficiencia del disipador la frecuencia de entrada del sismo. La eficiencia del disipador decrece a medida que la rigidez del suelo disminuye.

6. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

6.1. Definición de variables y configuración estructural de los pórticos.

El proyecto contempla la respuesta estructural de edificios en pórticos de concreto reforzado. Los cuales estarán ubicados en Cali, Colombia y formarán parte del grupo de uso III de acuerdo con la NSR-10. Para la modelación numérica de los pórticos en ETABS, se define primero la geometría de los pórticos que se van a estudiar, y las variables de diseño para el análisis estructural.

La geometría de los pórticos del presente proyecto se definió teniendo en cuenta un número de pisos y cantidad de vanos diferentes. En total se consideraron cuatro (4) pórticos, los cuales tienen altura de entre piso de 3.2m y están listados a continuación y se muestran en la Figura 7, donde también se observa la distribución escogida para las diagonales donde van a ubicarse los disipadores viscosos en las estructuras controladas. Dicha distribución fue definida empíricamente:

- i) 3 Pisos – Dos luces: la longitud de las luces es de 6.0m
- ii) 5Pisos – Tres Luces: las luces externas son de longitud 7.0m, mientras que la luz central es de longitud 6.0m
- iii) 7Pisos – Cinco Luces: las luces alternando longitudes de 7.0m y 6.0m
- iv) 10Pisos - Cinco Luces: las luces alternando longitudes de 7.0m y 6.0m

Para cada uno de estos pórticos se analizará la respuesta de la estructura considerando y omitiendo la ISE.

El enfoque investigativo de esta investigación corresponde a simulación numérica debido a que, mediante modelos y simulaciones numéricas se va a determinar la incidencia que tiene la interacción dinámica suelo-estructura en la respuesta de los pórticos de estudio con disipadores de fluido viscoso incorporados. Además, se tendrán en cuenta los tipos de suelo definidos en aspectos como lo son la respuesta de desplazamiento, la respuesta de aceleración, la deriva de entrepiso, la fuerza cortante de piso o los ciclos de histéresis, que permiten relacionar los resultados con la respuesta de la estructura para cada uno de los diferentes casos.

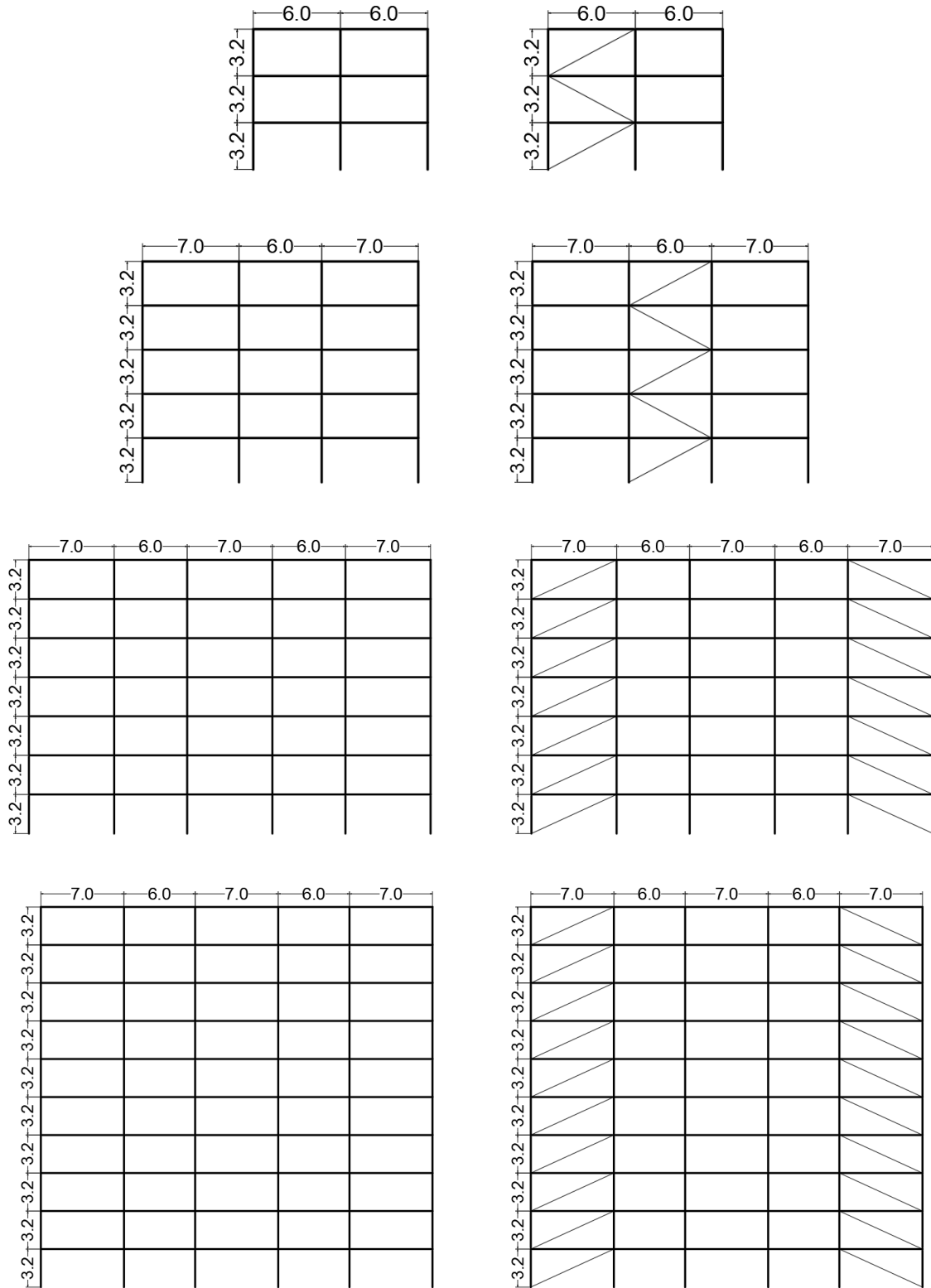


Figura 7. Configuración geométrica de los pórticos considerados en el análisis (medidas en metros).

6.2. Espectro de respuesta objetivo

El espectro de respuesta elástica de diseño fue definido de acuerdo con la NSR 10 (AIS, 2010), cuyos parámetros se muestran en la Tabla 2, teniendo en cuenta un coeficiente de importancia (I) de 1.25. Este espectro es utilizado en el diseño de la estructura sin disipadores viscosos. Cuando los disipadores viscosos son incorporados en el diseño de la estructura, se debe considerar un espectro de respuesta del máximo sismo considerado (MCE_R, por sus siglas en inglés: maximum considered earthquake). De acuerdo con la ASCE 7-16 y el documento AIS180 (ASCE, 2017; AIS, 2013), se definió un margen de seguridad al colapso de estructuras, definiendo que una estructura resiste un sismo que produce movimientos sísmicos 1.5 veces más fuertes que los de diseño. La Figura 8 muestra los dos espectros objetivo utilizados en este estudio.

Tabla 2. Parámetros para la construcción del espectro de diseño de acuerdo a la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).

Amenaza Sísmica	Tipo de Suelo	Grupo de Uso	A _a	A _v	F _a	F _v
Alta	D	III	0.25	0.25	1.30	1.90

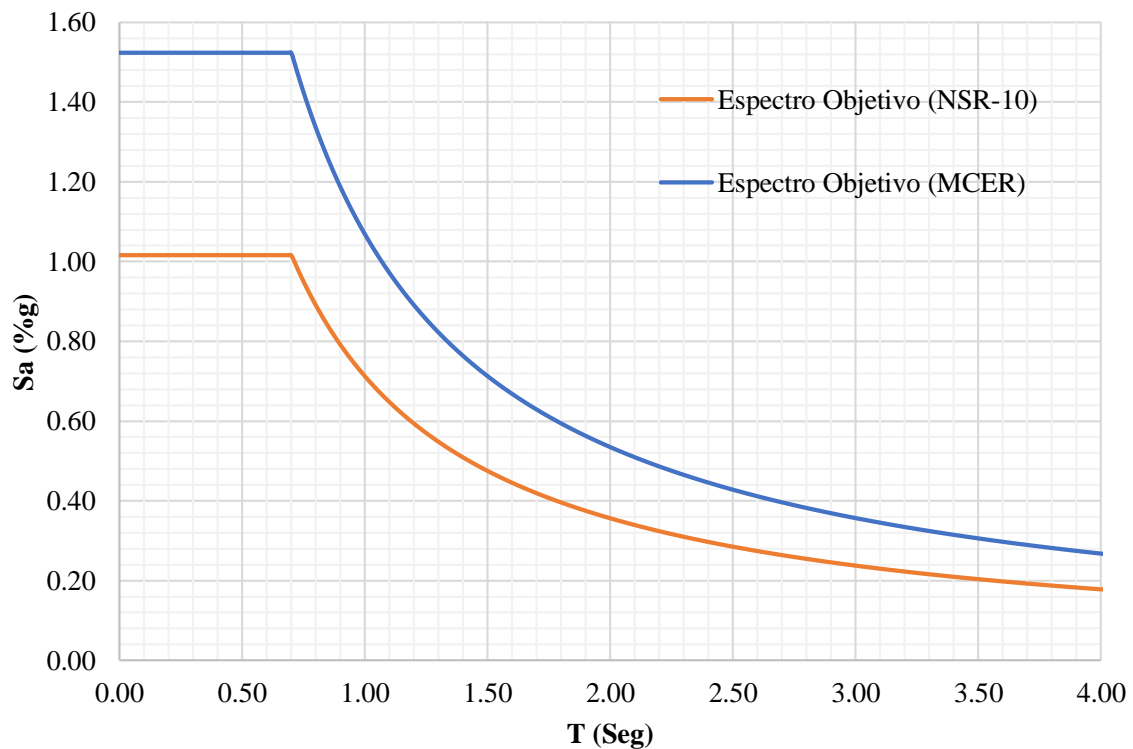


Figura 8. Espectros de respuesta objetivo.

6.3. Selección de registros sísmicos.

Para el análisis dinámico en el dominio del tiempo, los registros de aceleración deben cumplir con los criterios expuestos en las normas ASCE 7-16 (ASCE, 2017) y NSR-10 (AIS, 2010). Principalmente, son dos los criterios a seguir:

- i) Mínimo 3 registros de aceleración diferentes o el valor promedio de 7 registros de aceleración deben ser usados en el análisis. Todos los registros deben de ser diferentes y representativos de los movimientos sísmicos esperados de la zona geográfica en la que se encuentra la estructura.
- ii) Adicionalmente, los registros de aceleración deben provenir de eventos sísmicos con magnitudes, distancias a la sismofuente y mecanismos de ruptura similares a los movimientos de diseño para la zona, cubriendo la mayor gama de frecuencias y amplitudes posible.

Siguiendo los lineamientos anteriormente expuestos, se seleccionan los registros sísmicos a partir de la base de datos del Pacific Earthquake Research Center (PEER), NGA-West2 (University of California, 2018) . Se establecen rangos de magnitud y distancia a la sismofuente de acuerdo con el análisis de desagregación de la amenaza sísmica del proyecto de microzonificación sísmica para la ciudad de Santiago de Cali (Departamento Administrativo de Gestión del Medio Ambiente DAGMA e Instituto Colombiano de Geología y Minería INGEOMINAS, 2002). Los rangos establecidos son:

- i) Magnitudes entre 5.5 y 6.7 en la escala de Richter y una distancia a la sismofuente entre 0 y 40 kilómetros;
- ii) Magnitudes entre 7.0 y 8.5 en la escala de Richter y una distancia a la sismofuente entre 110 y 180 kilómetros.
- iii) Adicionalmente se tomó un rango de velocidad promedio de onda cortante superior a los 500 m/s (Grajales et al., 2020).

En la Tabla 3 se presentan los siete registros de aceleración seleccionados y un resumen de sus características más representativas.

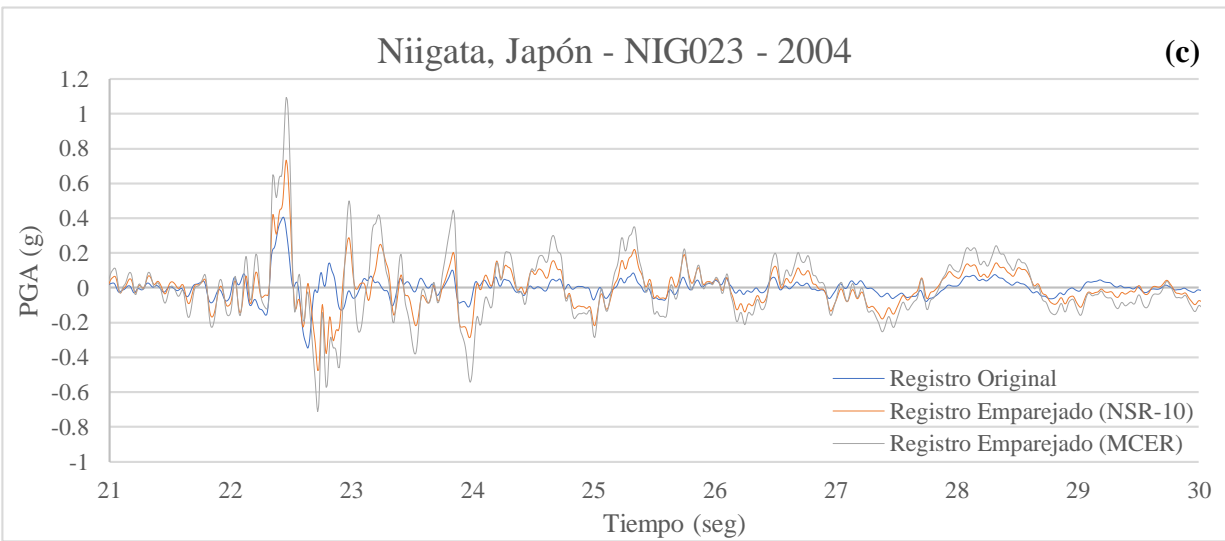
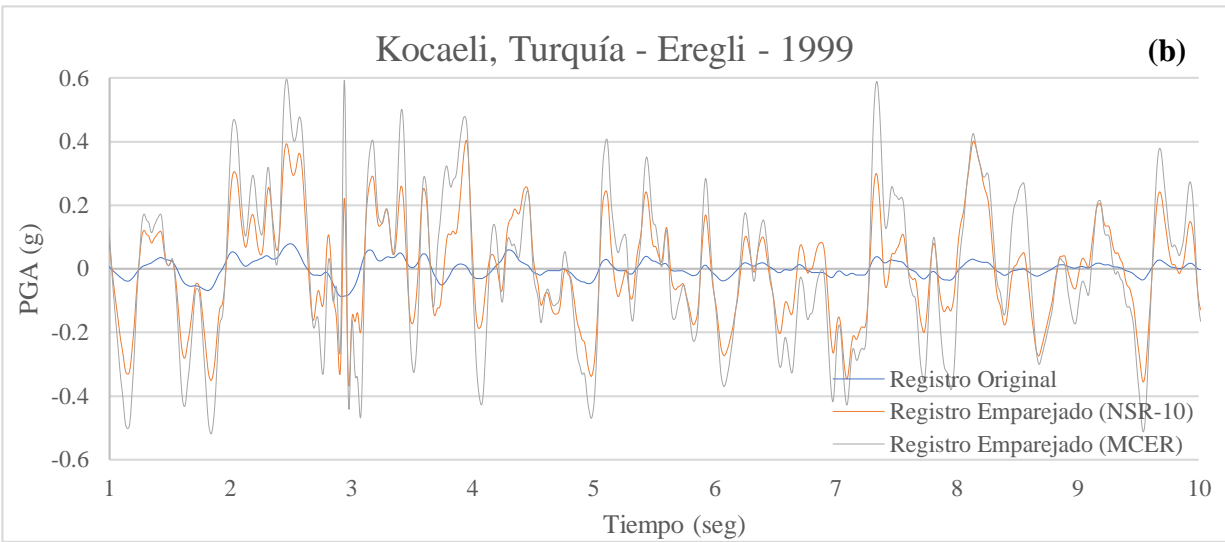
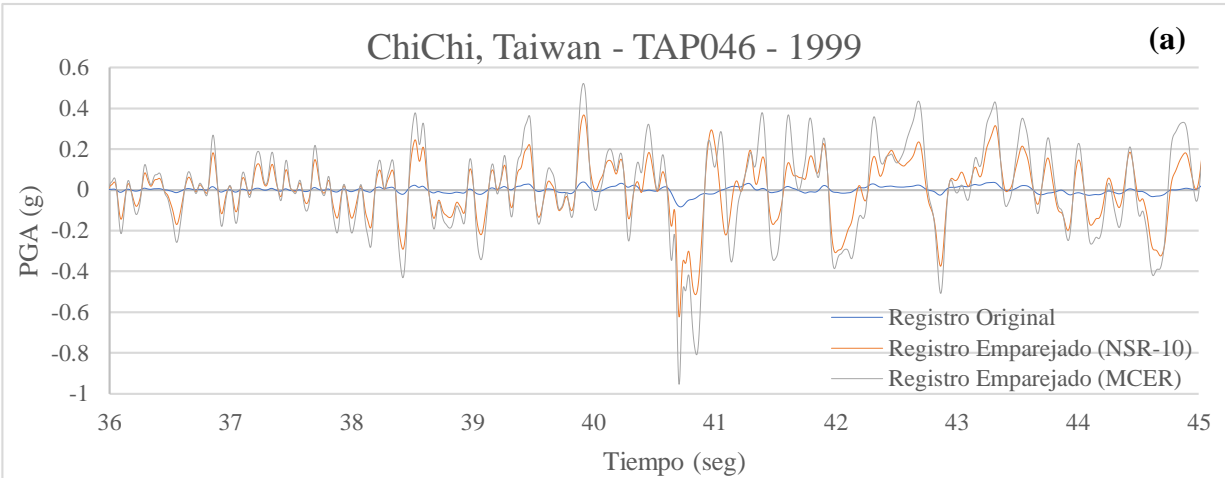
Tabla 3. Registros de aceleración seleccionados.

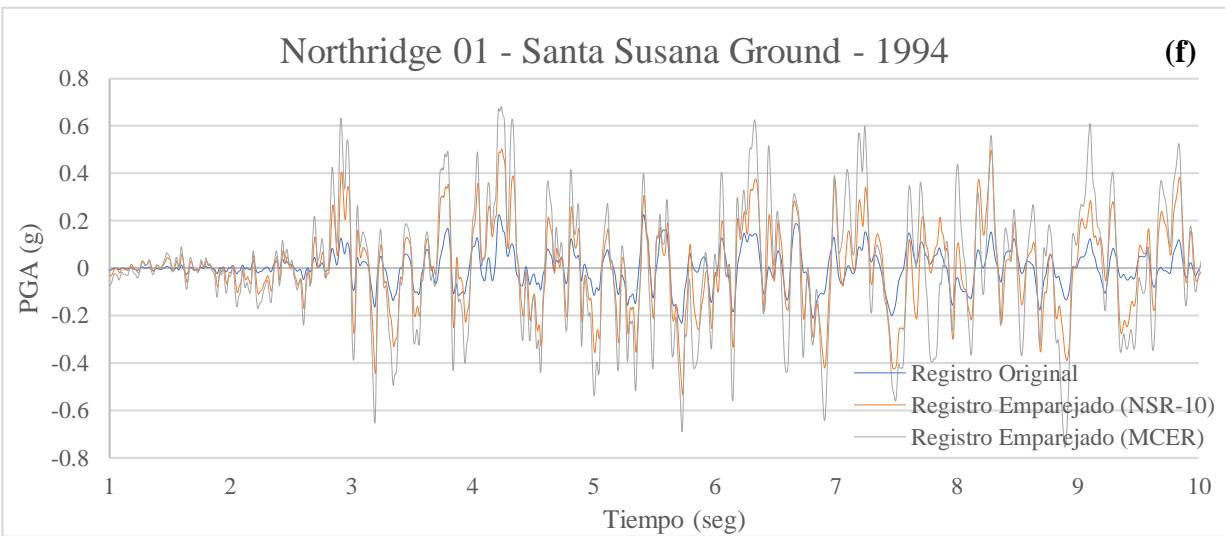
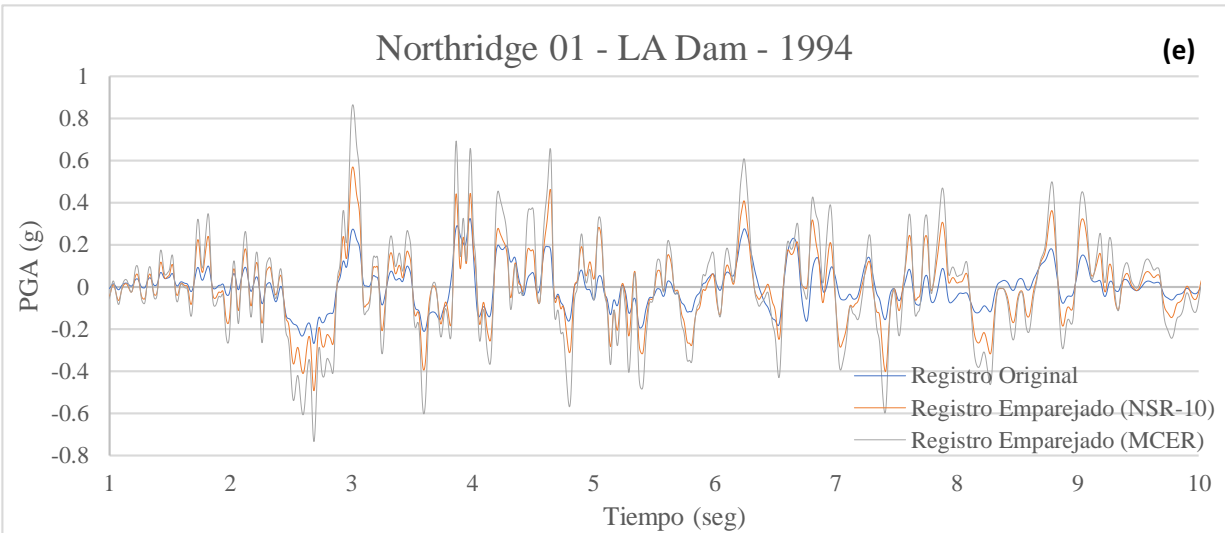
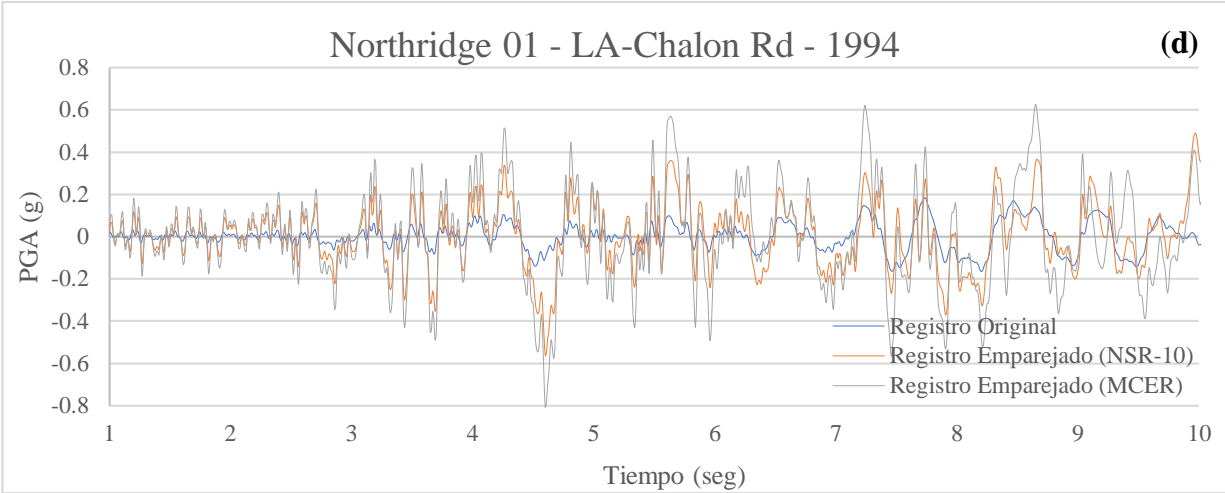
Evento	Estación	Año	Magnitud Mw	Distancia a la superficie de ruptura (km)	Mecanismo de Falla	Vs30 (m/s)
ChiChi, Taiwan	TAP046	1999	7.62	118.34	Oblicua Inversa	816.90
Kocaeli, Turkey	Eregli	1999	7.51	142.29	Deslizamiento	585.09
Niigata	NIG023	2004	6.63	25.82	Inversa	654.76
Northridge-01	LA-Chalon Rd	1994	6.69	20.45	Inversa	740.05
Northridge-01	LA Dam	1994	6.69	5.92	Inversa	628.99
Northridge-01	Santa Susana Ground	1994	6.69	16.74	Inversa	715.12
San Fernando	Lake Hughes #12	1971	6.61	19.30	Inversa	602.10

6.4. Emparejamiento espectral

Considerando que los registros de aceleración fueron seleccionados de una ubicación geográfica diferente a la del caso de estudio de esta investigación, es necesario emparejar estos registros de acuerdo con el espectro objetivo. Este proceso de emparejamiento garantiza compatibilidad en términos del contenido frecuencial y régimen tectónico entre los registros y la zona de estudio. Utilizando una metodología de emparejamiento en el dominio del tiempo descrita por (Alatik y Abrahamson, 2010; Hancock et al., 2008), es posible modificar los registros de aceleración existentes preservando el carácter no estacionario de los mismos. Esta metodología implementa algoritmos wavelet cosenoidales para ajustar los registros, resultando en registros sin deriva en los desplazamientos correspondientes y velocidades. Las wavelets son ondas localizadas, señales con un valor promedio nulo que descienden rápidamente a cero después de unas pocas oscilaciones y son utilizadas para la representación de datos o de otras funciones (Ramírez, 2015). El procedimiento de ajuste mencionado asegura estabilidad, eficiencia y velocidad en obtener la solución numérica del emparejamiento espectral (Alatik y Abrahamson, 2010).

Los registros de aceleración son emparejados al espectro objetivo empleando algoritmos wavelet del software SeismoMatch (Seismosoft, 2020). La Figura 9 muestra la comparación entre los registros de aceleración originales (Registros en la roca) y los registros de aceleración emparejados a los espectros objetivo de la NSR-10 y el MCE_R para los siete registros de aceleración seleccionados.





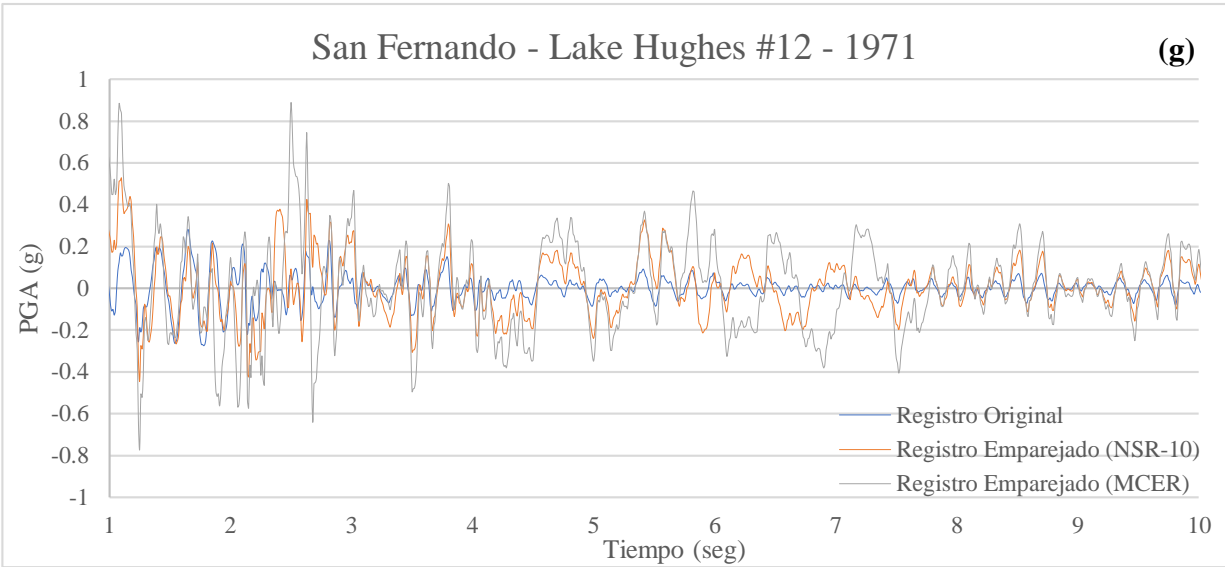


Figura 9. Comparación entre el acelerograma original y los emparejados a la NSR-10 y al espectro MCE_R para los terremotos: (a) ChiChi, Taiwan 1999; (b) Kocaeli, Turquía 1999; (c) Niigata 2004; (d) Northridge LA-Chalon Rd 1994; (e) Northridge LA Dam 1999; (f) Northridge Santa Susana Ground 1999 y (g) San Fernando 1971.

La Figura 10 muestra la comparación de los espectros medios a sus respectivos espectros objetivos de la NSR-10 (para los casos sin disipadores viscosos) y al MCER (para los casos con disipadores viscosos).

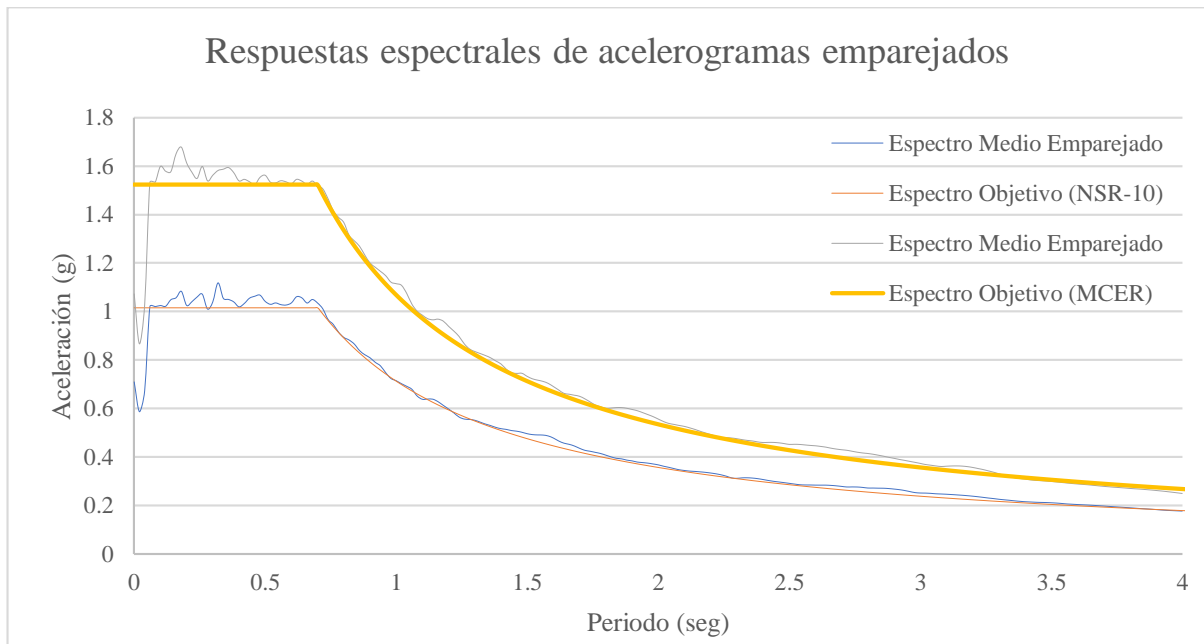


Figura 10. Comparación de los espectros objetivo de la NSR-10 y el MCE_R y su respectivo espectro de respuesta medio para los registros emparejados.

6.5. Propiedades no lineales del suelo

Generalmente, para sistemas estructurales rígidos, las deformaciones en la cimentación pueden representar un componente significativo de la flexibilidad del sistema y el ignorarla puede resultar en una inapropiada caracterización de propiedades como la frecuencia fundamental y la relación de amortiguamiento (Lee et al., 2012). El amortiguamiento de la cimentación es resultado de los movimientos relativos de la cimentación y el suelo que la soporta, y esto causa desplazamientos y rotaciones de la estructura relativos al suelo. La diferencia entre el movimiento que llega a la cimentación y el movimiento libre en el terreno da lugar a la disipación de energía por amortiguación histerética del suelo y esto afecta el amortiguamiento general del sistema (FEMA, 2005).

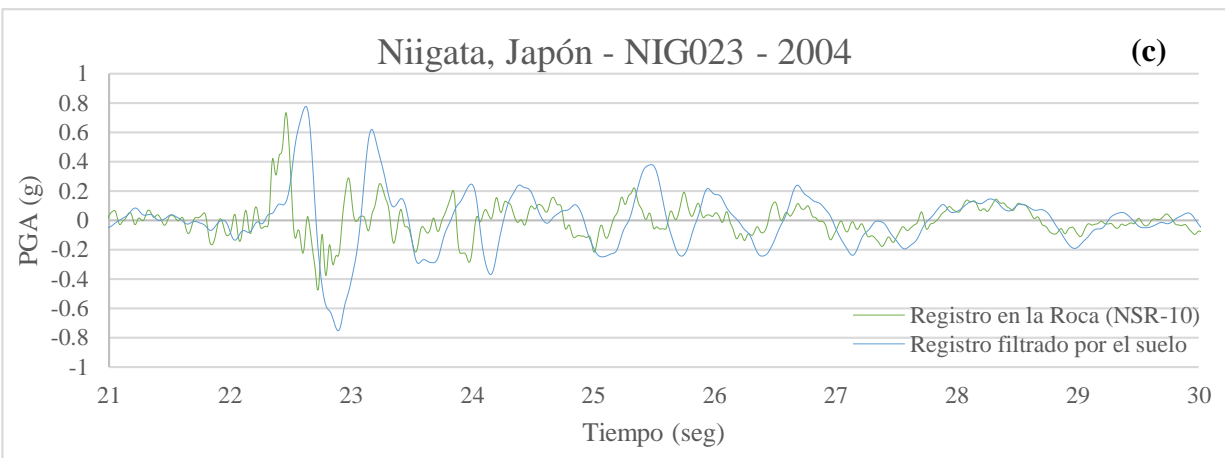
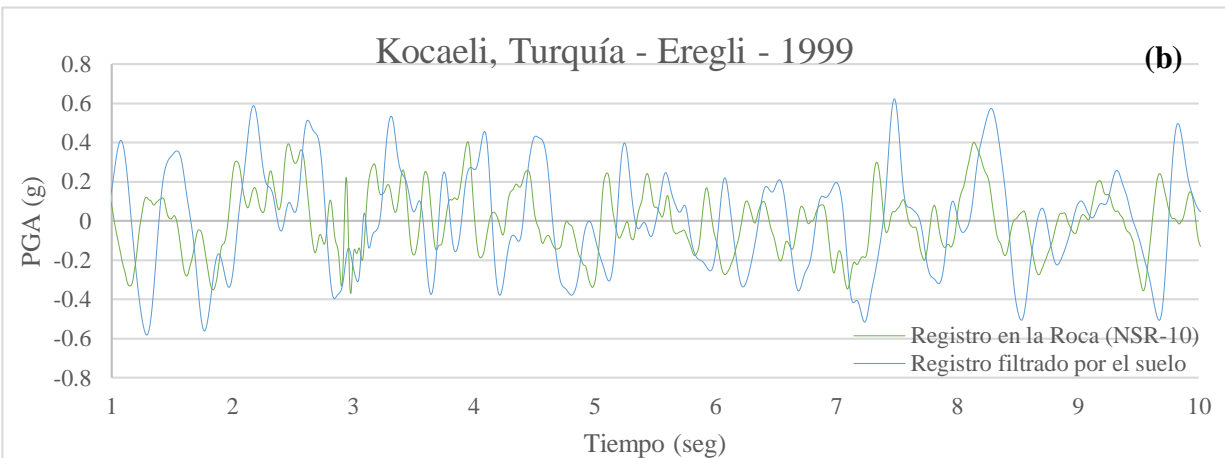
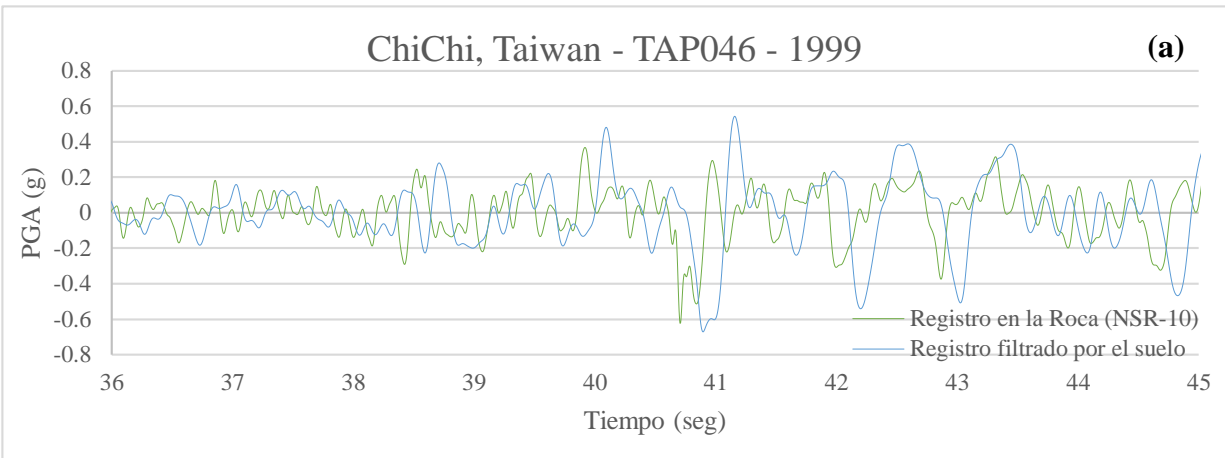
Los efectos de sitio son causados por la amplificación de las ondas sísmicas mientras ellas viajan desde la roca a la superficie. Esta amplificación es el resultado de las ondas sísmicas pasando a través de diferentes estratos o capas de un perfil de suelo. Las propiedades físicas usadas más comúnmente para caracterizar los estratos de suelo incluyen su espesor (H), la velocidad de onda de corte (V_s), el peso específico (γ), el ángulo de fricción del material (Φ), el módulo de elasticidad (E), y el módulo de cortante (G) del suelo. La Tabla 4 muestra un resumen de las capas de suelo que forman parte del perfil utilizado en este trabajo y sus características representativas. Estas capas se presentan en orden desde la superficie hasta la roca.

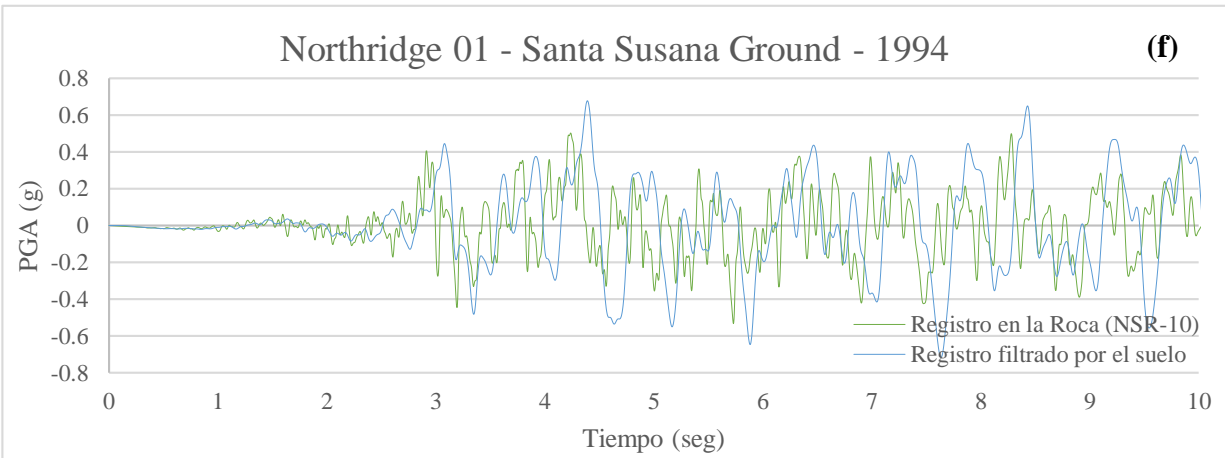
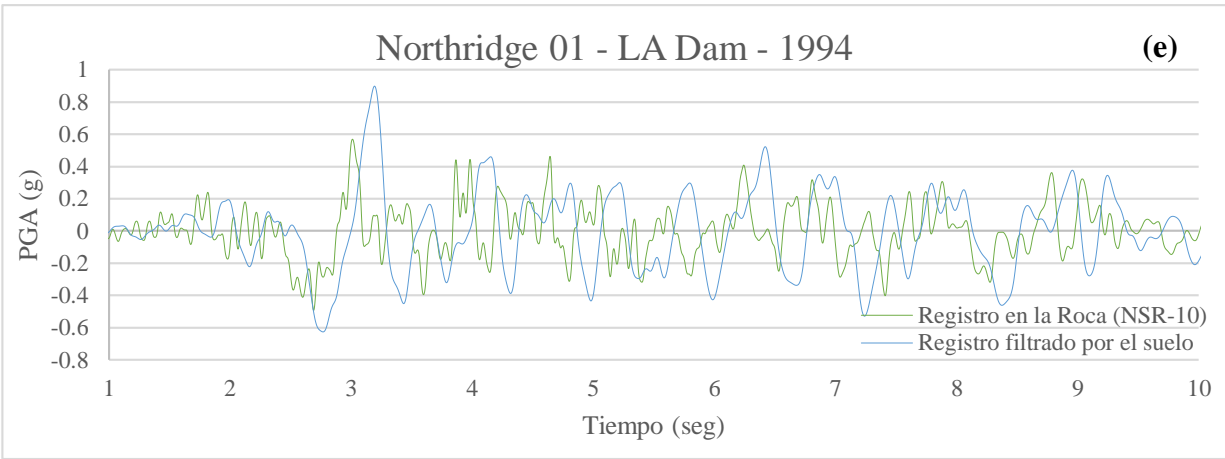
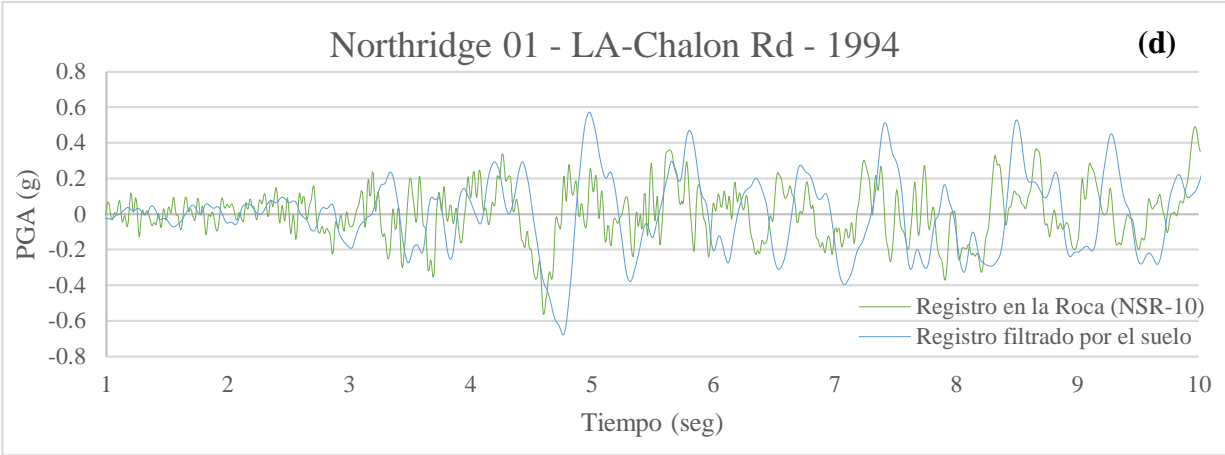
Tabla 4. Datos del perfil de suelo.

Estrato	H [m]	Vs [m/s]	γ [kN/m ³]	Φ [°]	E [MPa]	G [MPa]
Arcillas de Superficie	4	157	18.5	25	123.11	46.28
Arcillas con Lentes	11	244	18.5	32	297.35	111.79
Arcillas Duras	7	570	20.0	33	1754.27	659.50
Arcillas con Turba	8	736	21.8	42	3188.07	1198.52

La consideración de los efectos de las capas de suelo puede realizarse utilizando ProShake 2.0 (Edu Pro Civil Systems Inc, 2017), un software que encuentra la solución al problema de la respuesta del terreno en el dominio de la frecuencia, para la cual los registros de aceleración de entrada son representados como una serie de sumatorias de ondas senoidales de diferentes amplitudes, frecuencias y ángulos de fase. Filtrando los registros de aceleración utilizando funciones de transferencia desde los diferentes estratos de suelo, la respuesta del perfil de suelo

para cada una de las ondas es obtenida. La Figura 11 muestra los registros en la roca emparejados al espectro de la NSR-10 y su comparación con los registros filtrados a través del perfil de suelo.





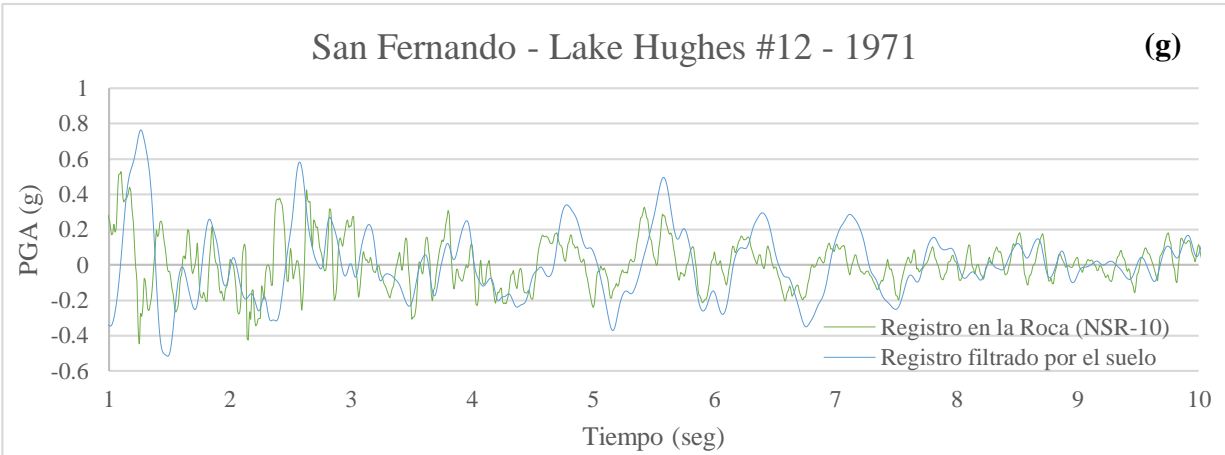
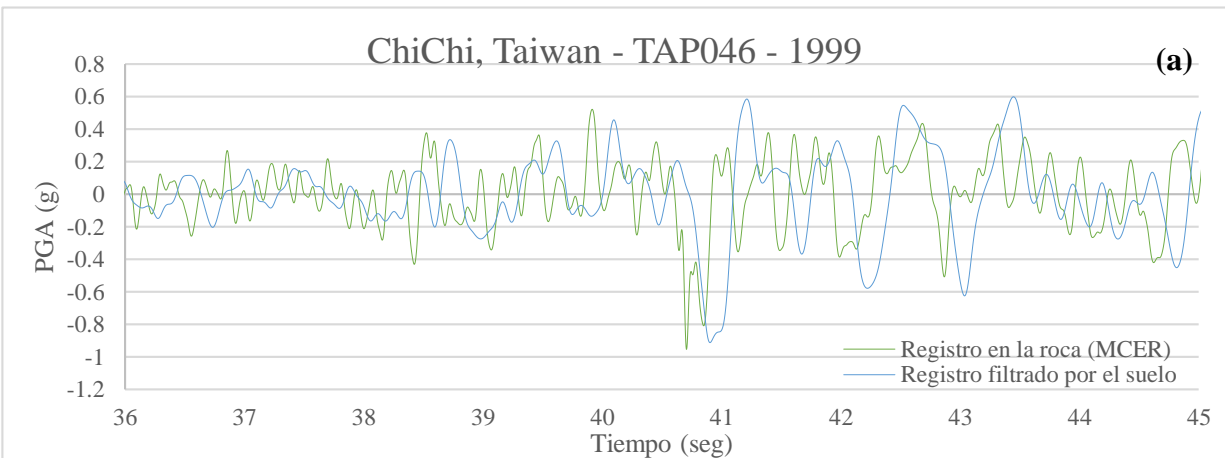
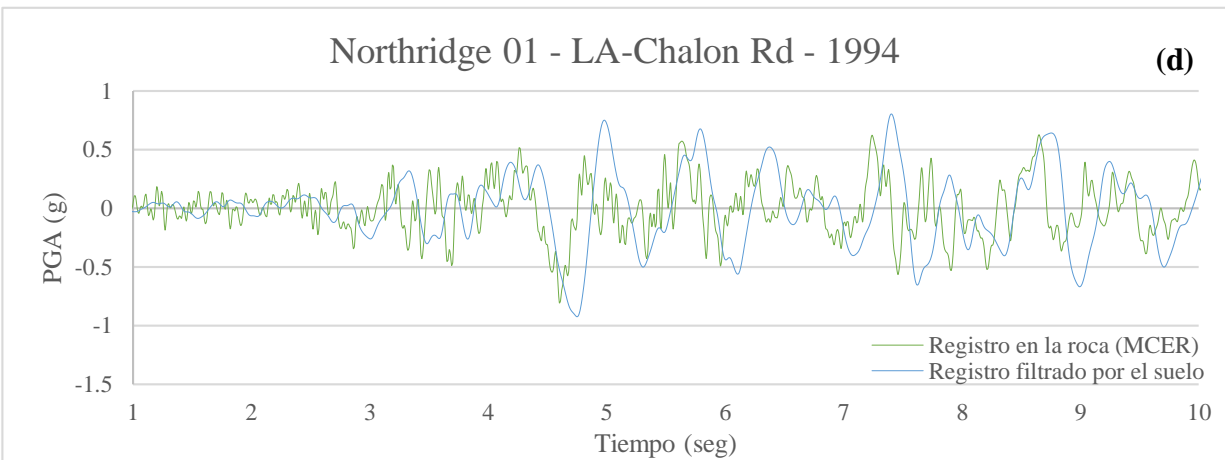
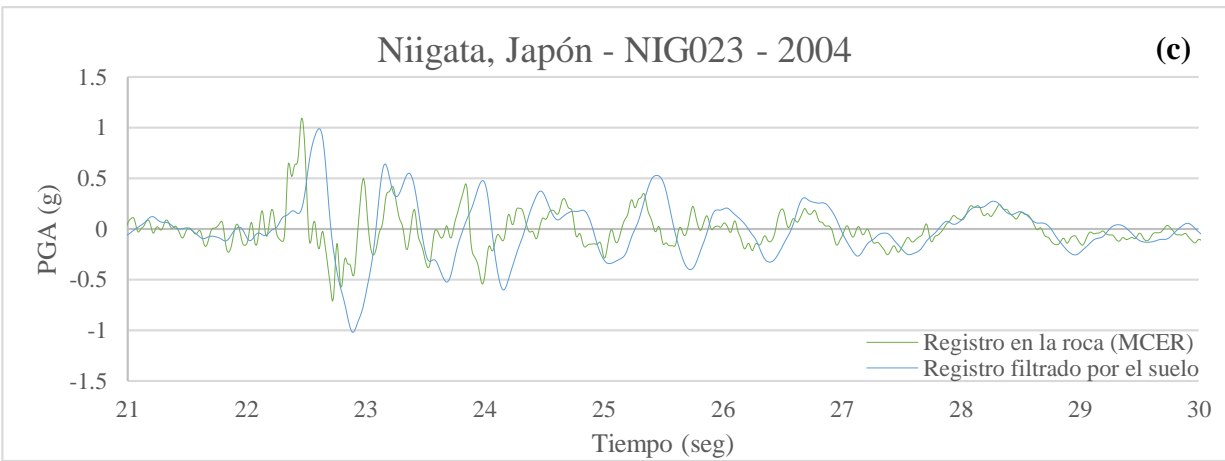
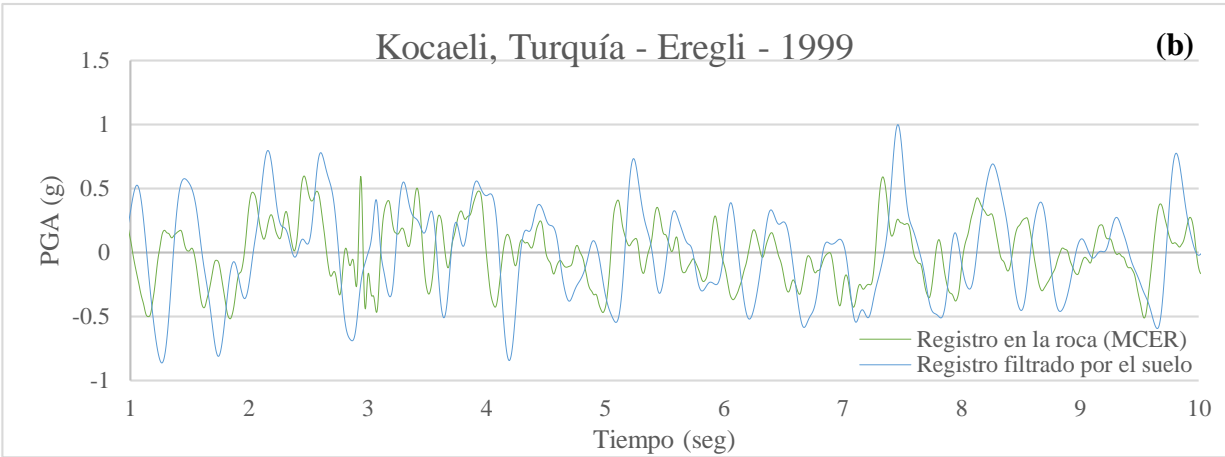


Figura 11. Comparación entre el registro emparejado a la NSR-10 con el mismo registro filtrado a través del perfil de suelo los terremotos: (a) ChiChi, Taiwan 1999; (b) Kocaeli, Turquía 1999; (c) Niigata 2004; (d) Northridge LA-Chalon Rd 1994; (e) Northridge LA Dam 1999; (f) Northridge Santa Susana Ground 1999 y (g) San Fernando 1971.

La Figura 12 muestra los registros en la roca emparejados al MCE_R y su comparación con los registros filtrados a través del perfil de suelo. En la figura se observa una fracción del registro donde se presentan los mayores valores de PGA para cada uno de los registros de aceleración seleccionados.





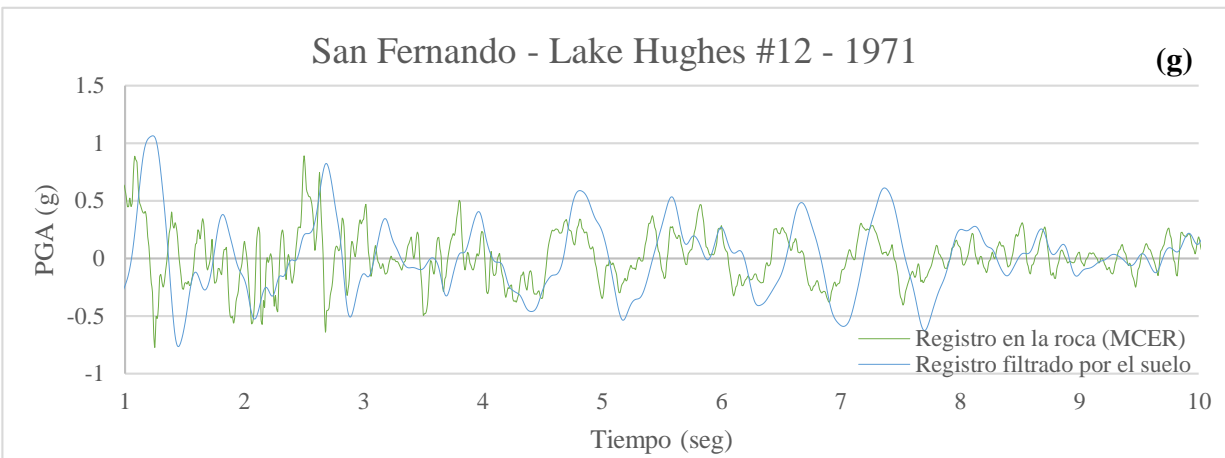
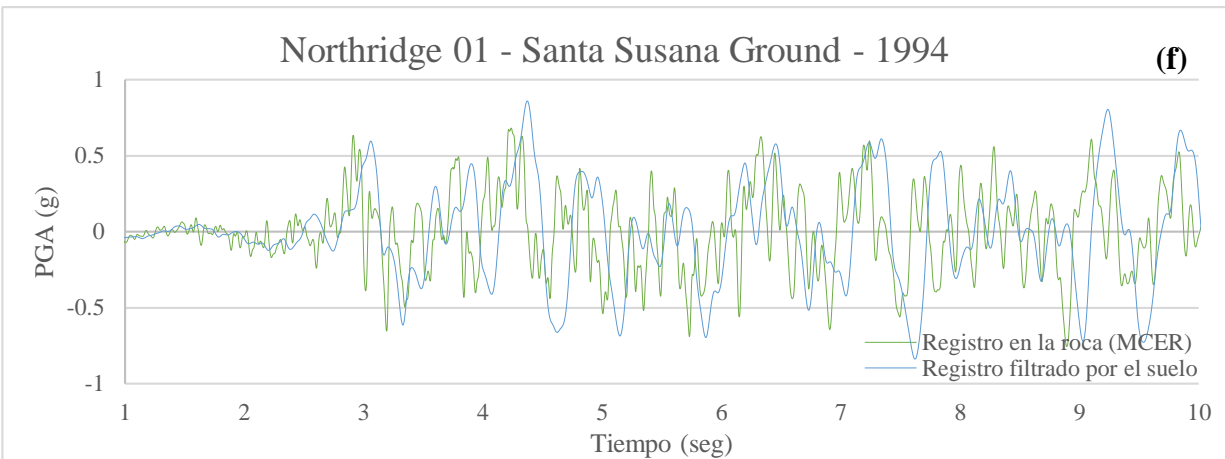
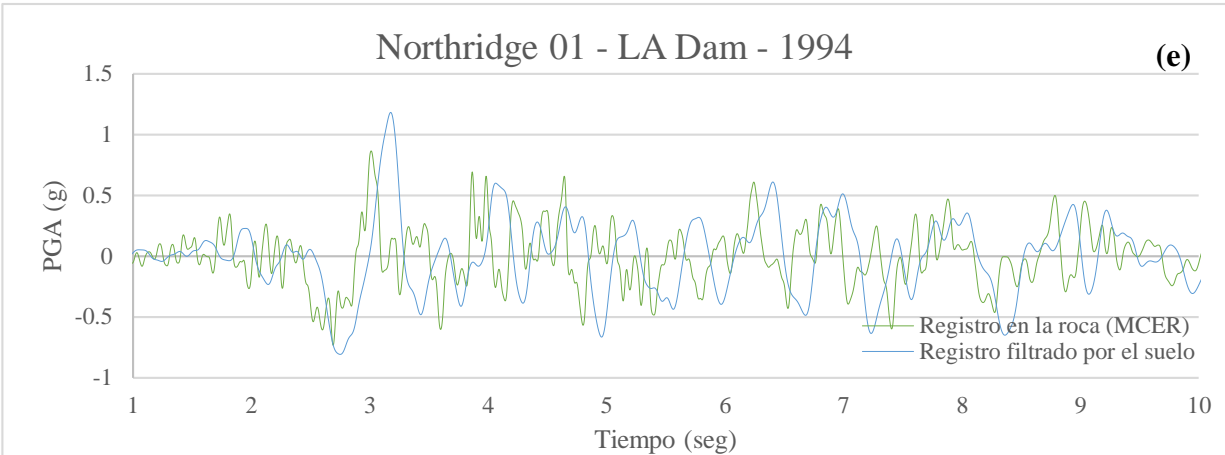


Figura 12. Comparación entre el registro emparejado a la MCE_R con el mismo registro filtrado a través del perfil de suelo para los terremotos: (a) ChiChi, Taiwan 1999; (b) Kocaeli, Turquía 1999; (c) Niigata 2004; (d) Northridge LA-Chalon Rd 1994; (e) Northridge LA Dam 1999; (f) Northridge Santa Susana Ground 1999 y (g) San Fernando 1971.

6.6. Interacción suelo estructura

Utilizando la información del perfil de suelo mostrada en la Tabla 4, las rigideces de la cimentación son calculadas al nivel de la superficie para posteriormente ser incluidas en los modelos de base flexible. Estos cálculos se hacen utilizando las ecuaciones presentadas en el documento FEMA 356 (FEMA, 2000):

$$K_{x,sur} = \frac{GB}{2 - \nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right] \quad (4)$$

$$K_{z,sur} = \frac{GB}{1 - \nu} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right] \quad (5)$$

$$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{2 - \nu} \left[0.47 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right] \quad (6)$$

donde $K_{x,sur}$, $K_{z,sur}$, and $K_{yy,sur}$ son las rigideces para el desplazamiento a lo largo del eje X, eje Z y torsional alrededor del eje Y, respectivamente, G es el módulo de cortante, ν es la relación de Poisson, B es el ancho de la cimentación rectangular y L es la longitud de la cimentación rectangular (Ver Figura 13)

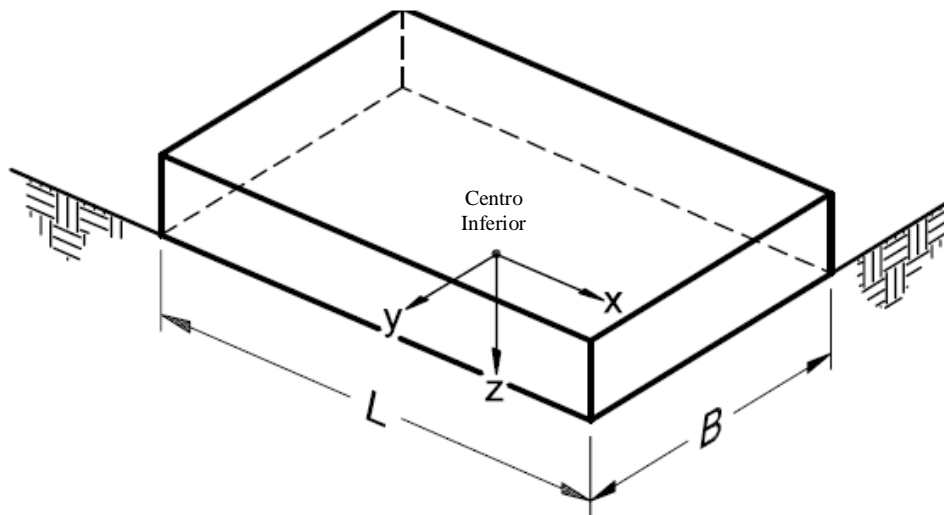


Figura 13. Esquemática de las direcciones de estudio para el cálculo de las rigideces (Tomado de: FEMA 356, 2000).

Los modelos de base flexible, para ambos casos con y sin sistemas de control, consideraron una cimentación de viga corrida teniendo en cuenta una discretización en segmentos de un metro de largo.

Con los datos del emparejamiento espectral y la filtración de las señales a través del perfil de suelo, se muestra en la Tabla 5 muestra los valores de la aceleración pico del terreno (PGA por sus siglas en inglés, peak ground acceleration) para los registros de aceleración originales, los registros emparejados a los espectros objetivo y los registros filtrados a través del perfil de suelo. Estos valores muestran que el PGA para los registros emparejados al MCE_R tienen un incremento de aproximadamente el 50% comparándolos con los registros emparejados a la NSR-10.

Tabla 5. Comparación de las aceleraciones pico efectivas (PGA) de los registros de aceleración para los diferentes casos.

Terremoto	PGA (%g)				
	Registro Original	Registros con NSR-10		Registros con MCE_R	
		Roca	Superficie	Roca	Superficie
ChiChi	0.083	0.622	0.671	0.953	0.912
Kocaeli	0.087	0.404	0.623	0.596	0.998
Niigata	0.405	0.734	0.774	1.093	1.019
Northridge CHL	0.183	0.562	0.678	0.806	0.926
Northridge LDM	0.324	0.569	0.897	0.864	1.181
Northridge SSU	0.231	0.533	0.717	0.755	0.860
San Fernando	0.282	0.527	0.764	0.887	1.063

De manera similar, la Tabla 6 muestra la máxima amplitud de Fourier para un análisis en el dominio de la frecuencia.

Tabla 6. Comparación de las amplitudes de Fourier para los diferentes casos.

Terremoto	Amplitud de Fourier Máxima				
	Registro Original	Registros con NSR-10		Registros con MCE_R	
		Roca	Superficie	Roca	Superficie
ChiChi	0.063	0.445	1.081	0.738	1.508
Kocaeli	0.102	0.613	1.192	0.873	1.390
Niigata	0.140	0.364	0.689	0.518	1.048
NorthridgeCHL	0.202	0.396	0.785	0.692	1.194
NorthridgeLDM	0.243	0.379	0.716	0.527	0.875
NorthridgeSSU	0.142	0.419	1.080	0.537	1.067
SanFernando	0.144	0.338	0.786	0.705	1.148

Un ejemplo gráfico del contenido de frecuencia se muestra para el terremoto de San Fernando en la Figura 14. Es importante notar que la amplitud máxima de Fourier tiene un incremento de aproximadamente el 80% cuando se consideran los efectos del suelo.

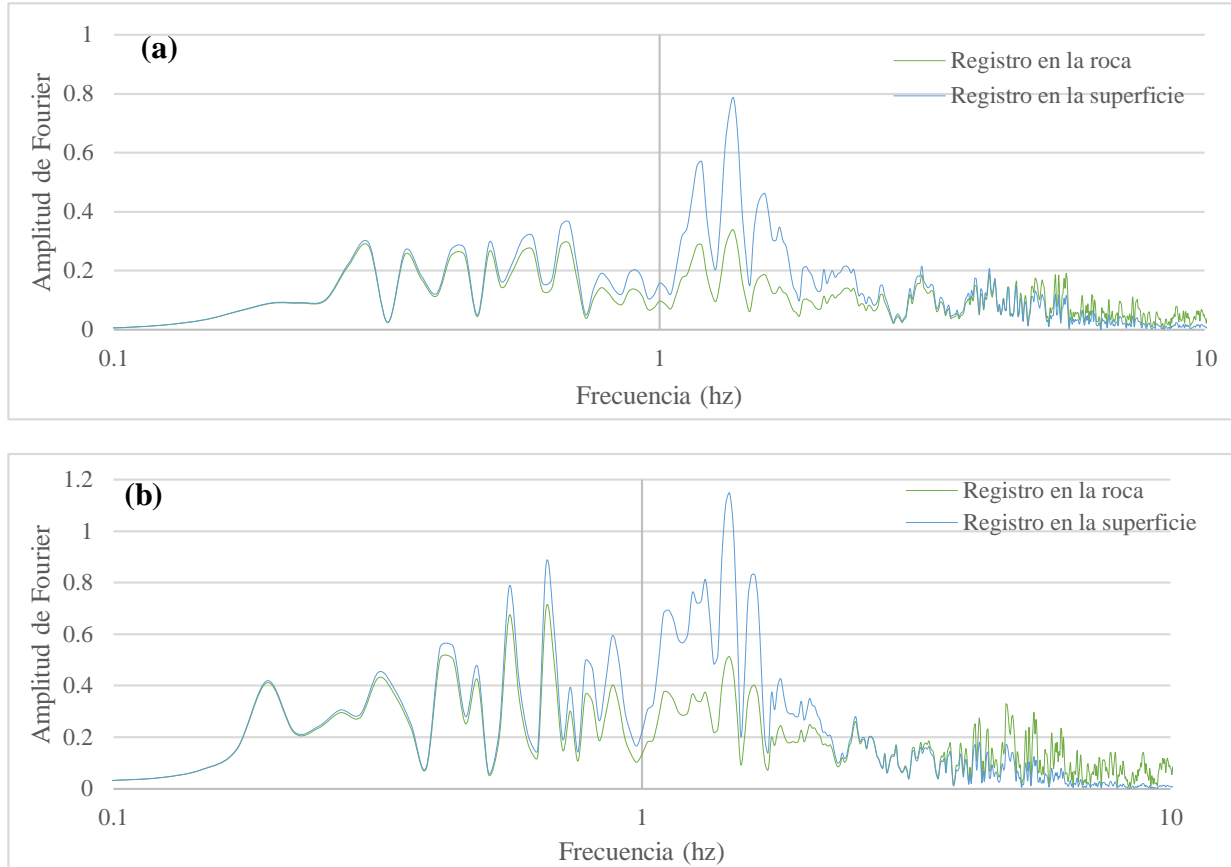


Figura 14. Contenido frecuencial para registros emparejados a (a) Espectro NSR-10 y el mismo registro filtrado a través del perfil de suelo para el terremoto de San Fernando; (b) Espectro MCE_R y el mismo registro filtrado a través del perfil de suelo para el terremoto de San Fernando.

6.7. Modelo numérico

Los pórticos se modelaron en ETABS (CSI, 2019) considerando la geometría presentada en la Figura 7 y unas consideraciones de cargas acordes a las mínimas mostradas en el Título B de la NSR-10. El análisis y diseño de las estructuras sin incorporación de disipadores viscosos se realiza de la manera convencional, siguiendo las pautas y criterios de la NSR-10 y empleando un análisis dinámico modal espectral. Con lo anterior se logra un diseño de pórticos cuya máxima deriva de entrepiso es menor al límite establecido de 1% y también se garantiza una capacidad adecuada de

los elementos estructurales con respecto a las demandas de carga esperadas para cada uno de los pórticos.

Para el análisis y diseño de la estructura que incorpora los disipadores viscosos se tomará como base el manual de diseño de Taylor (Taylor Devices Inc, 2020) y se limitará la deriva de acuerdo con las tablas de Hazus (FEMA, 2003) para el nivel de daño que se adopte. Los modelos estructurales se realizarán con ETABS (CSI, 2019), utilizando la herramienta de análisis no lineal cronológico y la modelación de los dispositivos no lineales mediante elementos resorte (“link” en ETABS), utilizando la opción de amortiguador exponencial (“exponential damper” en ETABS).

Los elementos estructurales fueron modelados usando concreto y acero de refuerzo con las siguientes propiedades: un valor de la resistencia a compresión del concreto de 28 MPa, módulo de elasticidad del concreto de 24,855MPa, esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo de 420 MPa y módulo de elasticidad del acero de refuerzo de 200,000 MPa. Los pórticos no consideran propiedades no lineales, a excepción de los sistemas de control.

De acuerdo con la ASCE 7-16 (2017), la cortante en la base utilizada para el sistema principal de las estructuras controladas no debe ser menor que el 75% de la originalmente determinada. En consecuencia, la reducción de las fuerzas laterales para el sistema se traduce en una reducción de las secciones transversales de los elementos estructurales del sistema principal.

Las propiedades no lineales fueron introducidas considerando un nivel de daño moderado en estructuras de mediana altura de concreto (FEMA, 2003) y siguiendo la metodología presentada por la guía de Taylor (Taylor Devices Inc., 2020): el coeficiente de amortiguamiento C se calculó para cada piso utilizando la siguiente ecuación que incluye el nivel de amortiguamiento obtenido de acuerdo al nivel de daño establecido para la estructura, del cual el 5% corresponde al amortiguamiento inherente de la estructura:

$$C = \zeta \frac{k_i}{\eta_i} * \frac{T}{\pi} * \frac{1}{\cos^2 \theta_j} \quad (7)$$

donde ζ es la relación de amortiguamiento, k_i es la rigidez para el piso i obtenida a partir del cálculo a partir de la geometría de las columnas, η_i es el número de disipadores viscosos por piso, T es el periodo fundamental de la estructura y θ_j es el ángulo de inclinación de los disipadores viscosos.

La rigidez de las diagonales se obtiene mediante la ecuación de rigidez axial de un elemento diagonal utilizando las propiedades físicas del perfil utilizado en cada pórtico. La máxima fuerza en los disipadores puede ser obtenida utilizando las ecuaciones dadas por Taylor (Taylor Devices Inc., 2020):

$$F = C (V)^\alpha \quad (8)$$

$$V = \frac{2\pi}{T} 0.02xH_{story} x \text{Cos} (\theta) \quad (9)$$

donde F es la fuerza del disipador, α es el exponente de amortiguamiento, V es la velocidad, T es el periodo fundamental, H_{story} es la altura del piso analizado y θ es el ángulo de inclinación del disipador. De acuerdo con referencias como Taylor (Taylor Devices Inc., 2020), menciona que el exponente de amortiguamiento α popularmente adopta valores en el rango de 0.3 – 0.5 para los diseños sísmicos actuales.

Para incluir los efectos de la ISE, se plantean modelos de base flexible, que mediante elementos resorte localizados en los nodos de la cimentación (la viga dimensionada para cada pórtico) provee la rigidez descrita en las ecuaciones (4) - (6).

6.8. Análisis de los resultados obtenidos

A partir de los resultados que son producto del análisis estructural de los pórticos de base rígida y flexible, se obtienen respuestas de desplazamiento, aceleración, valores de deriva de entrepiso, fuerzas axiales en los disipadores viscosos, fuerzas cortantes de piso. Estas respuestas se muestran para los siete registros de aceleración por razones de organización de los mismos. Estas son extraídas de los modelos, organizada mediante diferentes herramientas computacionales como Microsoft Excel, Matlab, entre otros, y posteriormente son graficadas. Con estos valores se comparan los resultados para observar la influencia de la consideración de la base flexible a comparación de la base rígida de las estructuras controladas.

7. SIMULACIÓN NUMÉRICA

A continuación, se presentan los análisis realizados al pórtico de 10 pisos. El avalúo de cargas se realizó de acuerdo al Título B de la NSR-10 (2010) y se resume en la Tabla 7 y Tabla 8 para las correspondientes cargas permanentes (también conocidas como cargas muertas) y transitorias (también conocidas como cargas vivas), respectivamente. Para el análisis en dos dimensiones, es considerando un ancho aferente de 5m por pórtico.

Tabla 7. Cargas muertas incluidas en el análisis de los pórticos.

Carga Muerta	
Losa Aligerada	3.00 kN/m ²
Afinado de Piso	1.50 kN/m ²
Fachada y particiones	3.00 kN/m ²
Instalaciones	0.35 kN/m ²
Ductos	0.20 kN/m ²
Cielos	0.25 kN/m ²
TOTAL CARGA MUERTA	8.30 kN/m²

Tabla 8. Carga viva incluidas en el análisis de los pórticos.

Carga Viva	
Cuartos de Cirugía	4.00 kN/m ²
TOTAL CARGA VIVA	4.00 kN/m²

El diseño estructural del pórtico de 10 pisos sin disipadores viscosos requirió para el control de la deriva columnas de 90x120 cm los primeros 3 pisos, 90x110 cm los siguientes 4 pisos y 90x90 cm los últimos 3 pisos. También vigas de 70x70 cm los primeros 7 pisos y 60x60 cm los últimos 3 pisos. Con estas secciones se garantizó un valor de deriva máxima del 0.99% que es inferior al límite del 1% que exige la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010). El periodo fundamental obtenido del análisis es de 0.49 segundos. A partir de este diseño se procede al cálculo de las propiedades de los disipadores para este tipo de pórtico. Para el sistema principal de la estructura controlada, se debe garantizar, según la ASCE 7-16 (American Society of Civil Engineers, 2017) una cortante en la base no inferior al 75% de la inicialmente calculada, para lo cual se realizó el diseño de las secciones y se dimensionaron para resistir demanda de carga que afecta a la estructura teniendo en cuenta el 75% de la carga sísmica utilizada en el modelo diseñado convencionalmente. Para este caso se obtuvo secciones de columnas de 70x70 cm los

primeros 4 pisos y de 60x60 cm los demás pisos, también vigas de 40x60 cm. Este modelo tiene un periodo fundamental de 0.63seg. A partir de esto se dimensionan los disipadores:

Para el amortiguamiento efectivo se parte de que el amortiguamiento inherente de la estructura es $B_o = 5.0\%$ y el amortiguamiento efectivo de la estructura que se quiere lograr es $B_{eff} = 35.0\%$, por lo que el aporte de amortiguamiento que deben tener los disipadores viscosos es de $B_H = \zeta = 30.0\%$.

La Tabla 9 muestra el cálculo de los coeficientes de amortiguamiento de los disipadores viscosos para cada piso utilizando la ecuación (7). Para el caso del pórtico de 10 pisos se consideraron 2 disipadores por piso.

Tabla 9. Cálculo del coeficiente de amortiguamiento de los disipadores para cada piso empleando la ecuación (8).

PISO	K_i [kN/m]	θ_j [°]	η_i	C [kN-seg/m]
1	182123.54	24.57	2	6612.67
2	182123.54	24.57	2	6612.67
3	182123.54	24.57	2	6612.67
4	182123.54	24.57	2	6612.67
5	98305.753	24.57	2	3569.36
6	98305.753	24.57	2	3569.36
7	98305.757	24.57	2	3569.36
8	98305.761	24.57	2	3569.36
9	98305.765	24.57	2	3569.36
10	98305.753	24.57	2	3569.36

Después se calcula la máxima fuerza en cada disipador mediante las ecuaciones (8) y (9) teniendo en cuenta una altura de piso de 3.2m. Los exponentes de amortiguamiento α para el caso lineal y no lineal respectivamente fueron 1.0 y 0.5. Los resultados de las fuerzas de los disipadores para cada piso se muestran en la Tabla 10 .

Tabla 10. Máxima fuerza en cada disipador para el caso lineal y no lineal.

PISO	C [kN-seg/m]	F($\alpha=1.0$) [kN]	F($\alpha=0.5$) [kN]
1	6612.67	3844.83	5042.28
2	6612.67	3844.83	5042.28
3	6612.67	3844.83	5042.28
4	6612.67	3844.83	5042.28
5	3569.36	2075.34	2721.70
6	3569.36	2075.34	2721.70
7	3569.36	2075.34	2721.70
8	3569.36	2075.34	2721.70
9	3569.36	2075.34	2721.70
10	3569.36	2075.34	2721.70

Finalmente se selecciona un perfil para que resista la fuerza, por lo que se seleccionó un perfil tipo HEA320, cuya área es de 124 cm². Se calcula su rigidez axial, cuyo valor es $K= 322130$ kN/m.

Se procede al modelo con la base flexible, para el cuál se dimensiona una viga de 70x70. Con esto y con la información del perfil de suelo de la tabla, se calculan las rigideces de la cimentación empleando las ecuaciones (4) – (6), se obtienen los siguientes valores:

$$K_{x,sur} = 106445.8 \text{ kN/m}$$

$$K_{z,sur} = 136616.8 \text{ kN/m}$$

$$K_{yy,sur} = 27016.6 \text{ kN} - m$$

Estos valores se tendrán en cuenta para la interacción suelo-estructura dentro del modelo con el uso de los elementos tipo resorte.

Posteriormente se muestran los resultados obtenidos para el pórtico de 10 pisos. La Figura 15 muestra los registros de desplazamiento para el último piso para la estructura controlada considerando y sin considerar la interacción suelo estructura (Base rígida y base flexible) para los terremotos de Kocaeli, Northridge CHL y Northridge SSU. La Figura 16 presenta los registros de aceleración para el último piso para la estructura controlada considerando y sin considerar la interacción suelo estructura (Base rígida y base flexible) para los terremotos de Kocaeli, Northridge CHL y Northridge SSU.

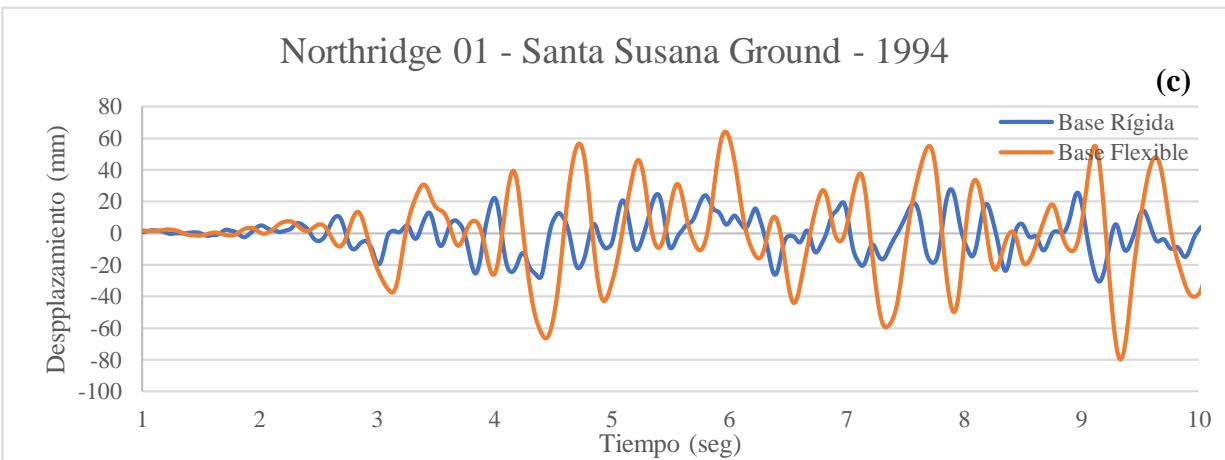
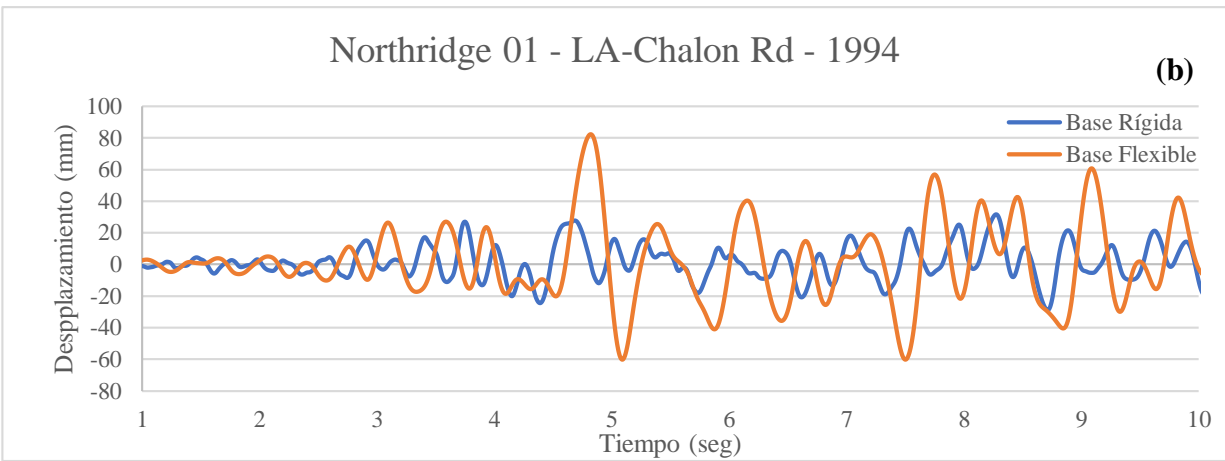
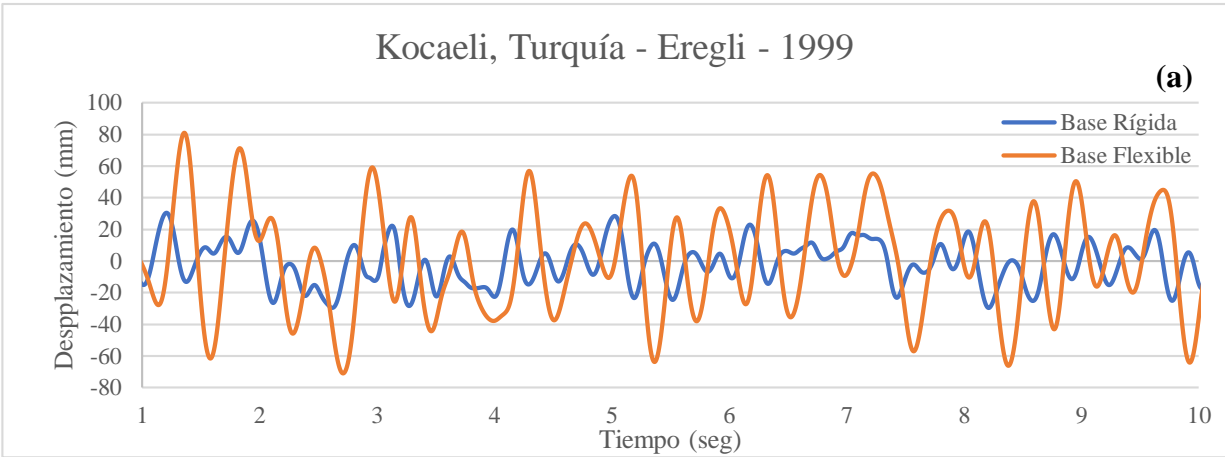


Figura 15. Registro de desplazamiento para el último piso del pórtico controlado de 10 pisos para los terremotos de: (a) Kocaeli; (b) Northridge CHL; y (c) Northridge SSU.

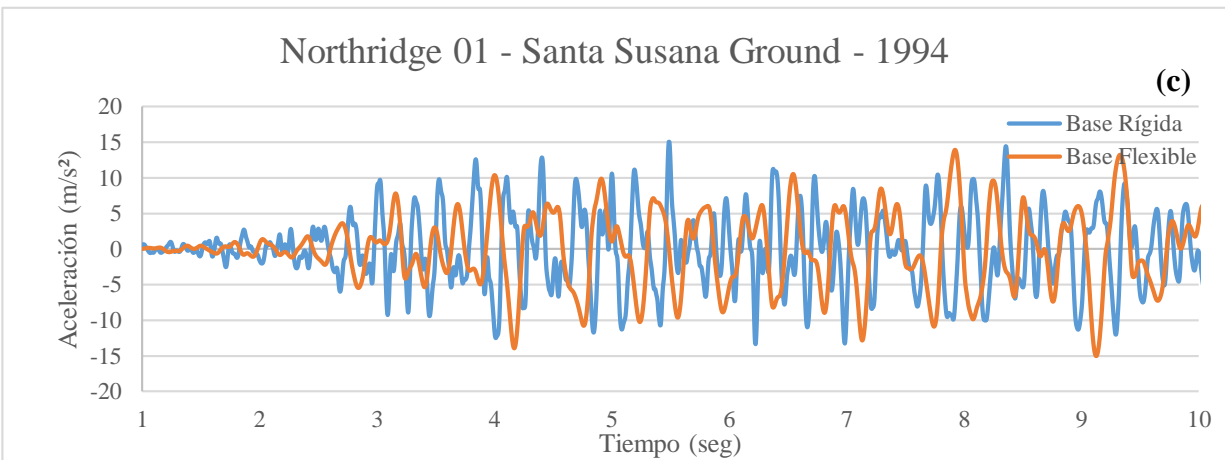
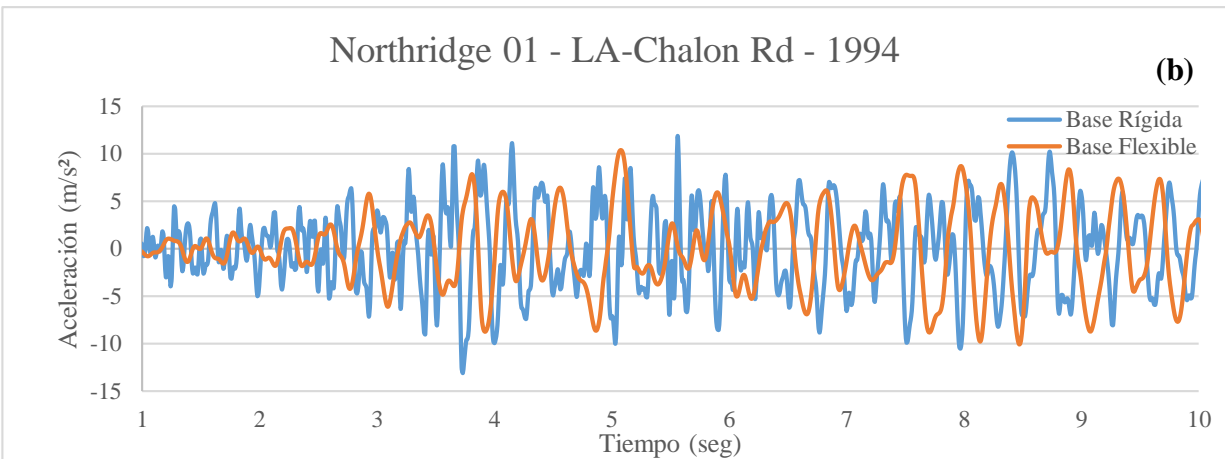
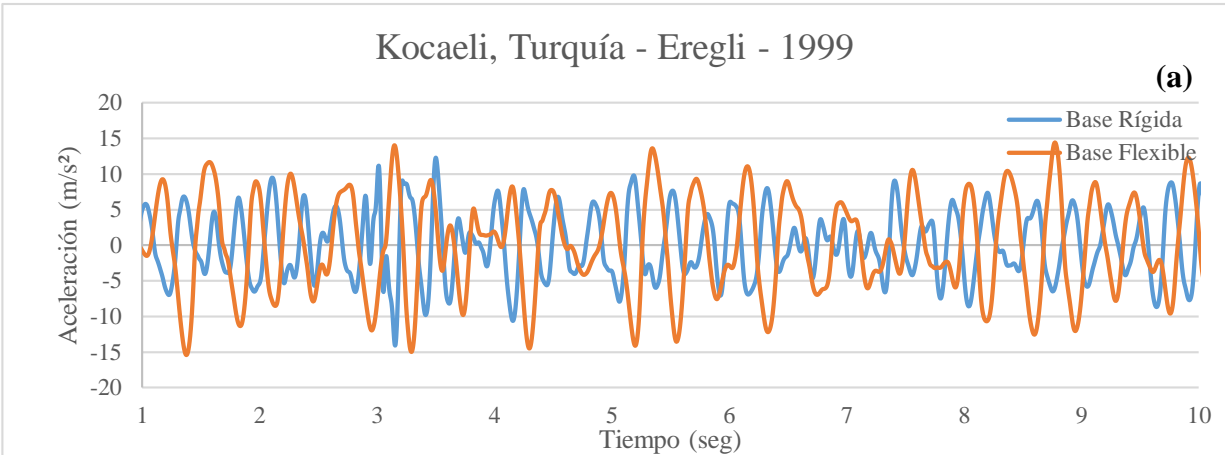


Figura 16. Registro de aceleración para el último piso del pórtico controlado de 10 pisos para los terremotos de: (a) Kocaeli; (b) Northridge CHL; y (c) Northridge SSU.

La deriva de entrepiso también es mostrada en la Figura 17 para los modelos que tienen los disipadores viscosos, en ambos casos de base rígida y base flexible respectivamente.

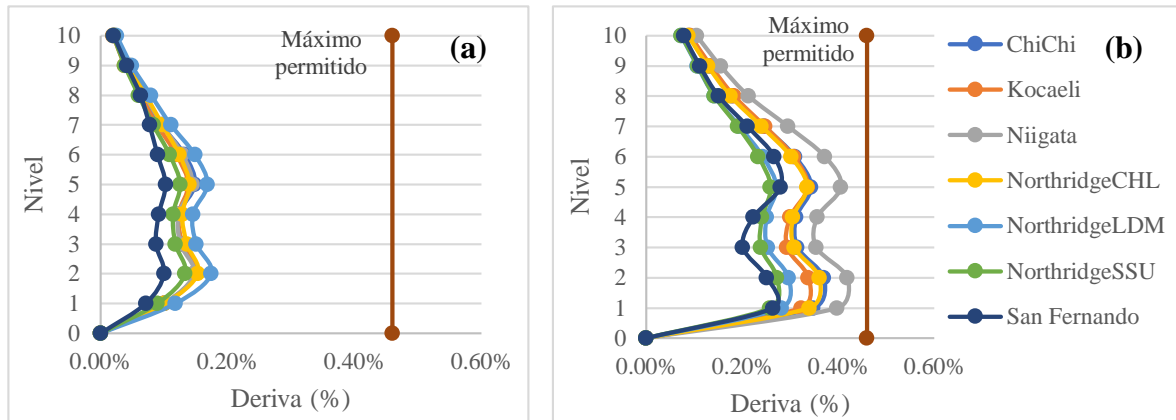


Figura 17. Deriva máxima para (a) modelo de base rígida incorporando los disipadores viscosos y (b) modelo de base flexible incorporando los disipadores viscosos.

Para ambos casos con disipadores viscosos la deriva máxima está debajo del límite para el nivel de daño que se tuvo en cuenta de acuerdo con Hazus (FEMA, 2003). La distribución de la fuerza cortante en cada piso para ambos casos con disipadores viscosos se muestran en la Figura 18.

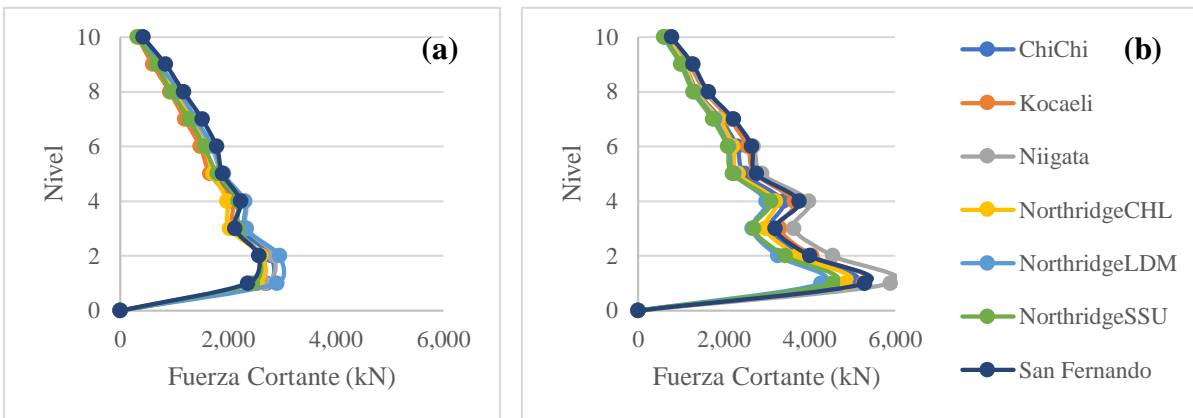


Figura 18. Distribución de la fuerza cortante para (a) modelo de base rígida incorporando los disipadores viscosos y (b) modelo de base flexible incorporando los disipadores viscosos.

Los ciclos de histéresis que se muestran a continuación en la Figura 19, Figura 20 y Figura 21 corresponden a los disipadores de los pisos 2, 5 y 10, respectivamente. cuando se considera la ISE (b, d y f) y cuando no se considera (a, c y e), para cada uno de los casos para los terremotos de Kocaeli, NorthridgeCHL y Northridge SSU.

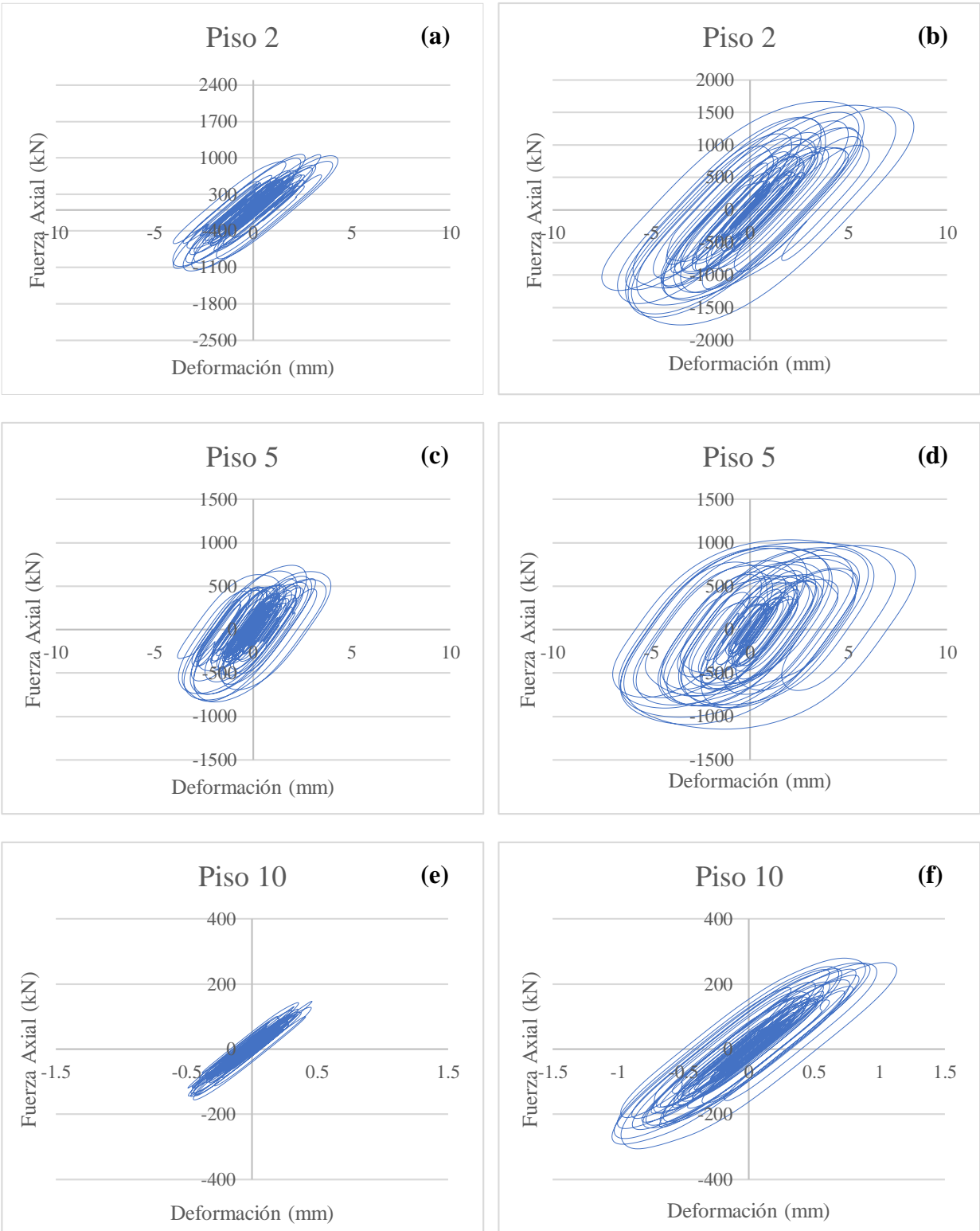


Figura 19. Ciclos de histéresis de los disipadores viscosos para el terremoto de Kocaeli sin considerar la ISE (a, c, y e) y considerándola (b, d y f).

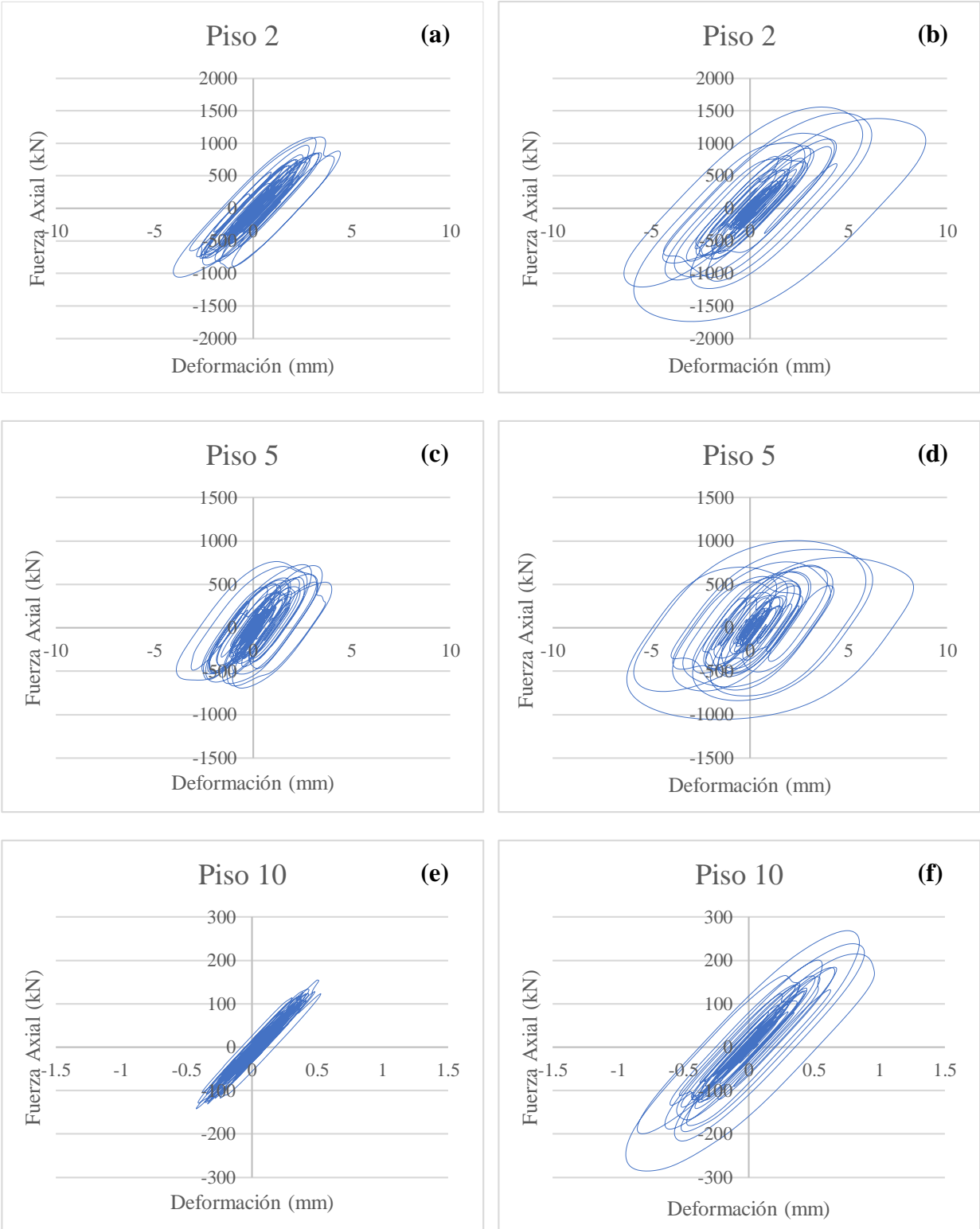


Figura 20. Ciclos de histéresis de los disipadores viscosos para el terremoto de Northridge CHL sin considerar la interacción suelo estructura (a, c y e) y considerándola (b, d y f).

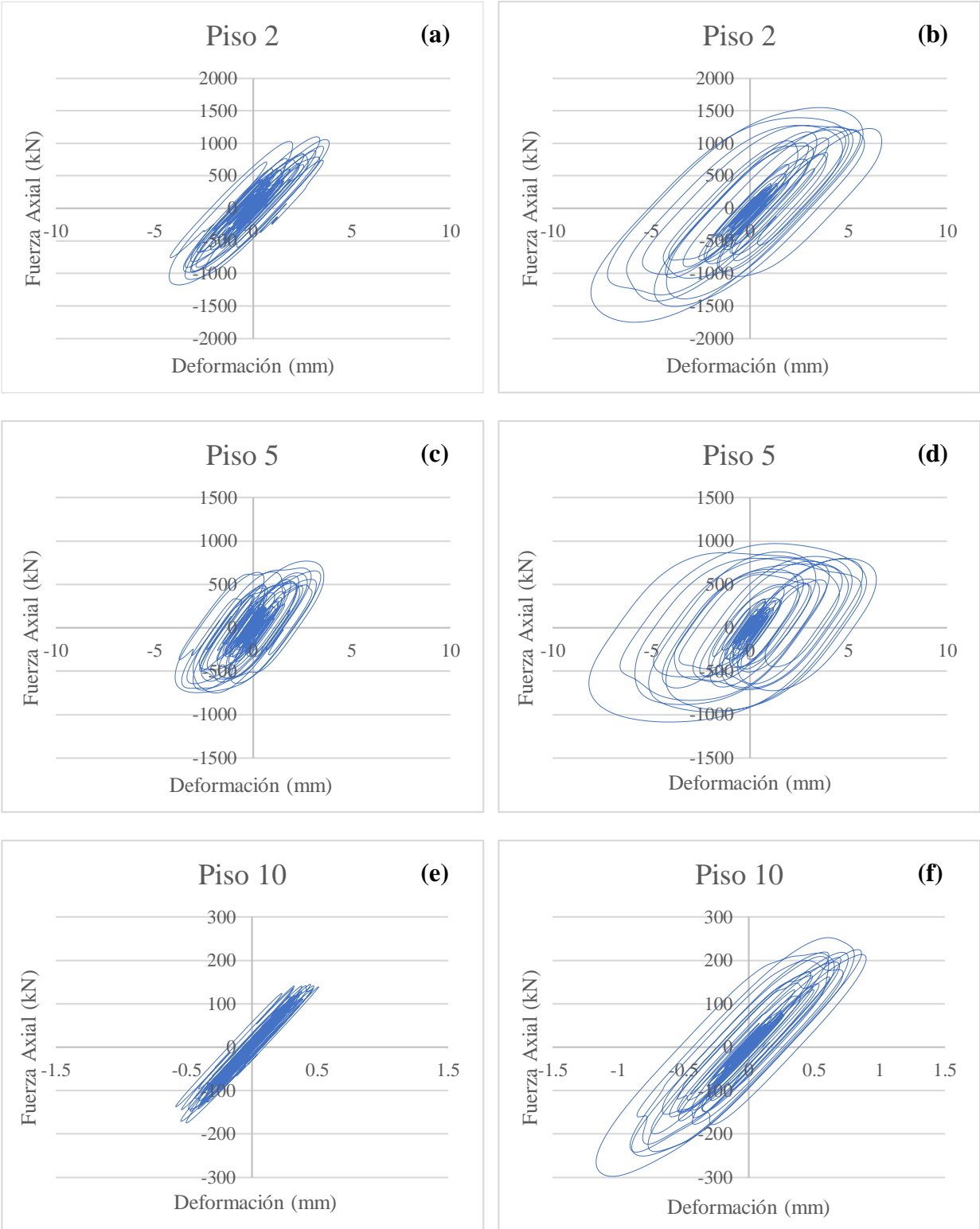


Figura 21. Ciclos de histéresis de los disipadores viscosos para el terremoto de Northridge SSU sin considerar la interacción suelo estructura (a, c y e) y considerándola (b, d y f).

Estos ciclos de histéresis fueron seleccionados de diferentes pisos para mostrar el desempeño de los dispositivos en diferentes niveles y como aumenta o disminuye la fuerza y la deformación dependiendo del nivel. De manera similar se seleccionaron los ciclos de histéresis para los demás pórticos.

Finalmente, en la Tabla 11 se muestra un resumen de desplazamiento, aceleración y deriva máxima para los 7 terremotos.

Tabla 11. Resumen de resultados para el pórtico de 10 pisos.

Evento	Desplazamiento máximo (mm)		Aceleración máxima (m/s ²)		Deriva máxima (%)	
	Base rígida	Base Flexible	Base rígida	Base Flexible	Base rígida	Base Flexible
ChiChi	31.7	84.4	11.8	10.6	0.149%	0.369%
Kocaeli	30.4	81.0	14.0	15.4	0.148%	0.338%
Niigata	52.8	98.3	16.3	14.7	0.147%	0.419%
NorthridgeCHL	31.6	82.3	13.1	10.4	0.153%	0.360%
NorthridgeLDM	36.3	86.4	15.0	14.7	0.174%	0.297%
NorthridgeSSU	30.5	79.6	15.0	15.0	0.133%	0.272%
SanFernando	37.5	96.5	14.4	13.5	0.103%	0.280%

Procediendo de la misma manera se realiza el mismo procedimiento para los pórticos de 3, 5 y 7 pisos. Los resultados se mostrarán en la sección a continuación.

7.1. RESULTADOS

En la Figura 22 se muestran los modelos realizados para las estructuras controladas que consideran la base flexible y la base rígida:

Para los modelos estructurales, el periodo fundamental para cada caso se muestra en la Tabla 12. El incremento en el periodo fundamental para las estructuras con los disipadores viscosos con respecto a las estructuras no controladas es producto de la reducción de secciones de los elementos estructurales (reducción de la rigidez). También se observa un aumento en los periodos fundamentales de los modelos de base flexible con respecto a los de base rígida, esto es debido precisamente a que la consideración de la base como un suelo deformable le aporta flexibilidad al sistema.

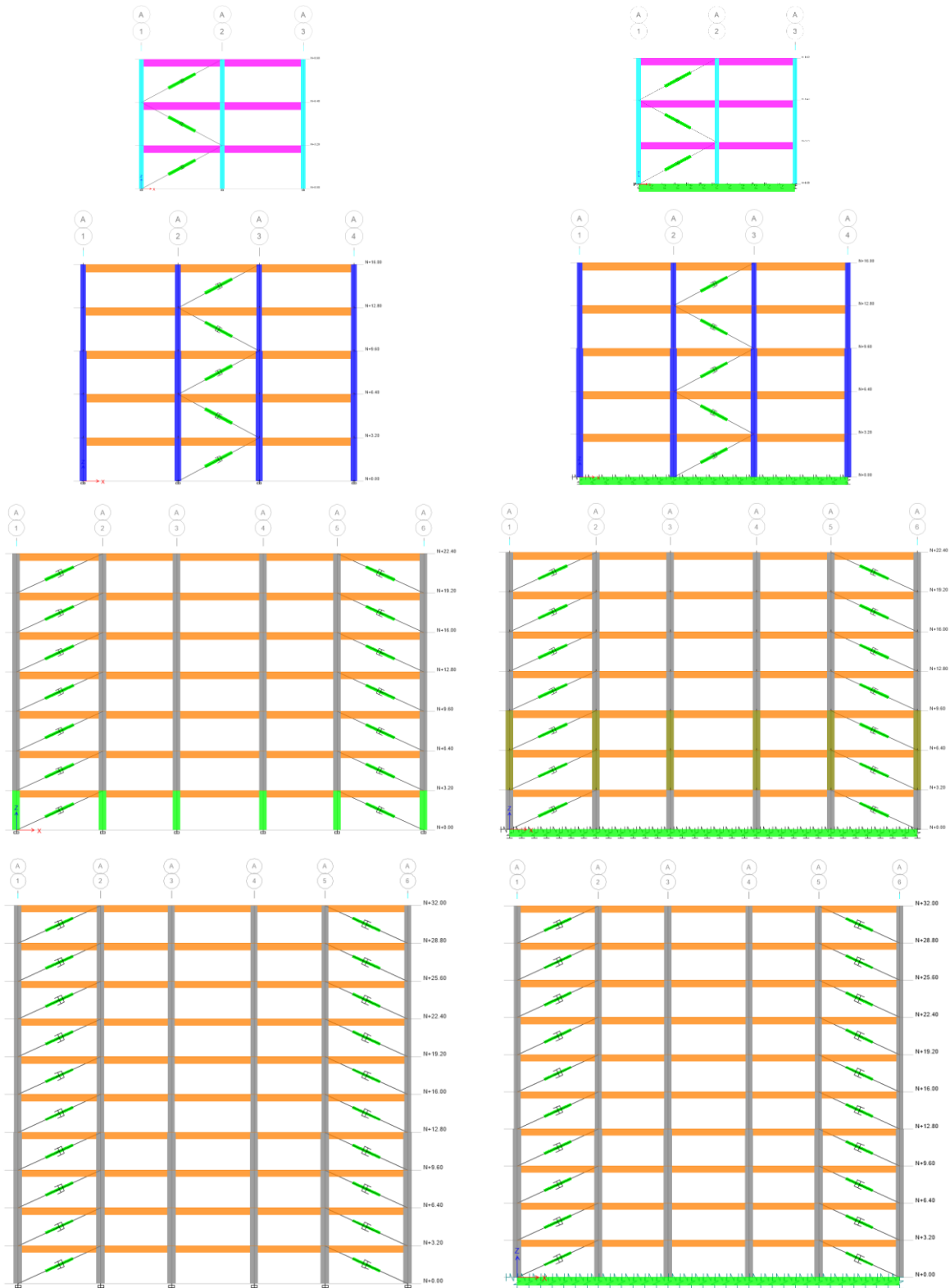


Figura 22. Modelos de base rígida y base flexible realizados para los pórticos controlados.

Tabla 12. Periodos fundamentales para los casos estudiados.

Caso	Periodo Fundamental (s)			
	3 Pisos	5 Pisos	7 Pisos	10 Pisos
Base rígida sin disipadores viscosos	0.20	0.30	0.35	0.49
Base flexible sin disipadores viscosos	0.23	0.33	0.38	0.53
Base rígida con disipadores viscosos	0.25	0.34	0.45	0.63
Base flexible con disipadores viscosos	0.27	0.37	0.48	0.67

Para la modelación se utilizaron los valores de rigidez del suelo en la cimentación mostrados en la Tabla 13:

Tabla 13. Rigidez de la cimentación para cada pórtico.

Pórtico	Sección viga de cimentación [cm]	$K_{(x,sur)}$ [kN/m]	$K_{(z,sur)}$ [kN/m]	$K_{(yy,sur)}$ [kN-m]
3 Pisos	40x60	81676	107252	18886
5 Pisos	50x60	90555	117664	21713
7 Pisos	60x60	98752	127388	24403
10 Pisos	70x70	106446	136617	27017

De la misma manera con el dimensionamiento de los disipadores, se presenta a continuación en la Tabla 14 los valores de los parámetros utilizados para cada uno de los pórticos analizados en este estudio que permitieron la modelación de los pórticos controlados.

Tabla 14. Parámetros de los disipadores viscosos para cada uno de los pórticos.

Pórtico	Pisos	Perfil de la diagonal	α (Caso no lineal)	C [kN-seg/m]	K [kN/m]
3 Pisos	Pisos 1-3	HEB180	0.5	395.13	191127
5 Pisos	Pisos 1-3	HEB180	0.5	1977.06	191127
	Pisos 4-5	HEB180	0.5	809.80	191127
7 Pisos	Pisos 1-7	HEB200	0.5	2553.59	202630
10 Pisos	Pisos 1-4	HEA320	0.5	6612.67	322130
	Pisos 5-10	HEA320	0.5	3569.36	322130

Las Tabla 15 a la Tabla 18 muestran los valores máximos de desplazamiento y aceleración de la estructura en su nivel más alto, mostrando valores para cada uno de los 7 registros sísmicos en las estructuras con disipadores viscosos incorporados para los casos de base rígida y base flexible respectivamente de cada uno de los pórticos.

Tabla 15. Valores de desplazamiento máximo y aceleración máxima del pórtico de 3 pisos para los 7 registros.

Evento	Desplazamiento máximo (mm)		Aceleración máxima (m/s ²)	
	Base rígida	Base Flexible	Base rígida	Base Flexible
ChiChi	11.0	15.8	4.8	2.6
Kocaeli	7.2	16.4	8.3	6.1
Niigata	12.7	17.5	7.6	4.6
NorthridgeCHL	8.5	15.9	5.7	3.7
NorthridgeLDM	9.7	21.2	6.9	3.8
NorthridgeSSU	8.1	13.1	7.0	4.6
SanFernando	9.5	19.9	8.4	5.2

Tabla 16. Valores de desplazamiento máximo y aceleración máxima del pórtico de 5 pisos para los 7 registros.

Evento	Desplazamiento máximo (mm)		Aceleración máxima (m/s ²)	
	Base rígida	Base Flexible	Base rígida	Base Flexible
ChiChi	19.8	29.2	9.4	4.7
Kocaeli	15.6	28.5	11.0	10.3
Niigata	23.5	32.0	11.3	7.4
NorthridgeCHL	15.7	28.6	9.8	5.6
NorthridgeLDM	16.9	39.2	12.7	8.6
NorthridgeSSU	19.0	24.7	12.7	9.2
SanFernando	17.5	36.8	12.0	6.8

Se observa un aumento considerable del desplazamiento máximo cuando se considera la base flexible, especialmente para las estructuras de mayor altura (pórticos de 7 y 10 pisos).

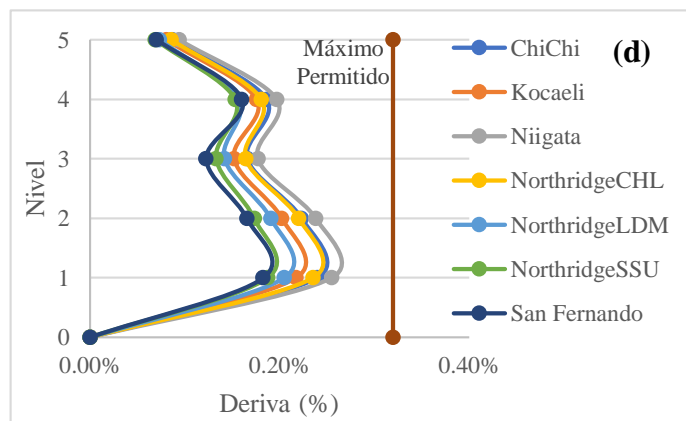
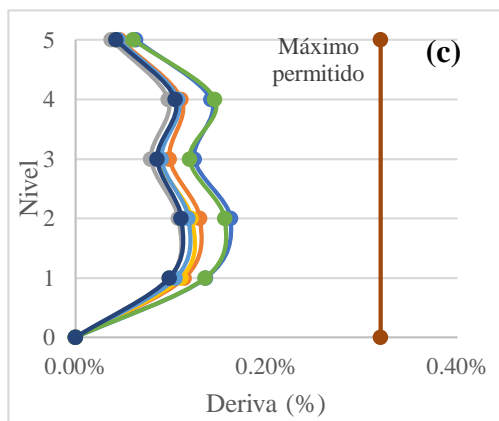
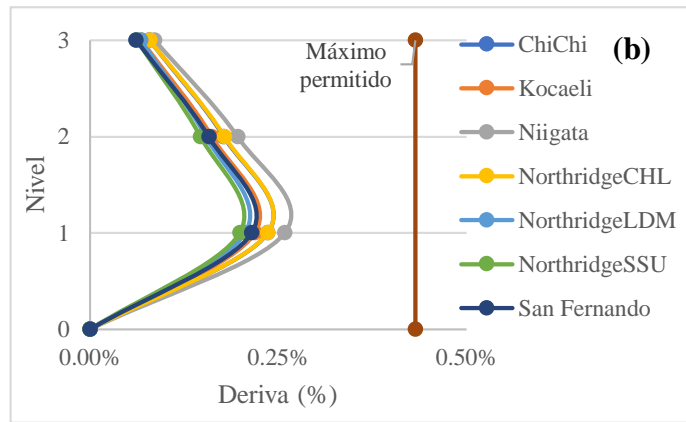
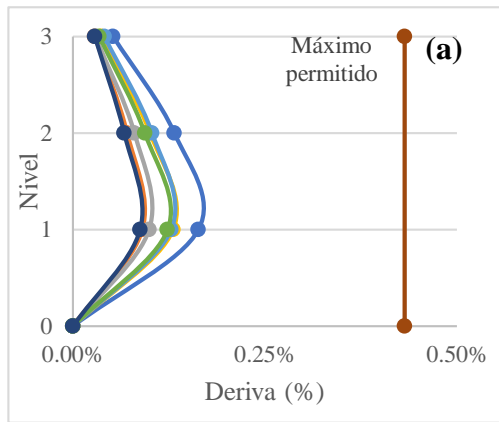
Tabla 17. Valores de desplazamiento máximo y aceleración máxima del pórtico de 7 pisos para los 7 registros.

Evento	Desplazamiento máximo (mm)		Aceleración máxima (m/s ²)	
	Base rígida	Base Flexible	Base rígida	Base Flexible
ChiChi	23.7	50.4	10.3	7.7
Kocaeli	26.1	52.9	12.0	13.2
Niigata	38.1	62.2	14.3	11.9
NorthridgeCHL	23.3	52.7	10.4	8.3
NorthridgeLDM	24.0	66.1	12.4	13.3
NorthridgeSSU	24.7	51.6	13.0	10.9
SanFernando	25.0	64.2	11.9	10.8

Tabla 18. Valores de desplazamiento máximo y aceleración máxima del pórtico de 10 pisos para los 7 registros.

Evento	Desplazamiento máximo (mm)		Aceleración máxima (m/s ²)	
	Base rígida	Base Flexible	Base rígida	Base Flexible
ChiChi	31.7	84.4	11.8	10.6
Kocaeli	30.4	81.0	14.0	15.4
Niigata	52.8	98.3	16.3	14.7
NorthridgeCHL	31.6	82.3	13.1	10.4
NorthridgeLDM	36.3	86.4	15.0	14.7
NorthridgeSSU	30.5	79.6	15.0	15.0
SanFernando	37.5	96.5	14.4	13.5

La deriva de entrepiso también es mostrada en la Figura 23 para los modelos que tienen los disipadores viscosos, en ambos casos de base rígida (izquierda) y base flexible (derecha) respectivamente.



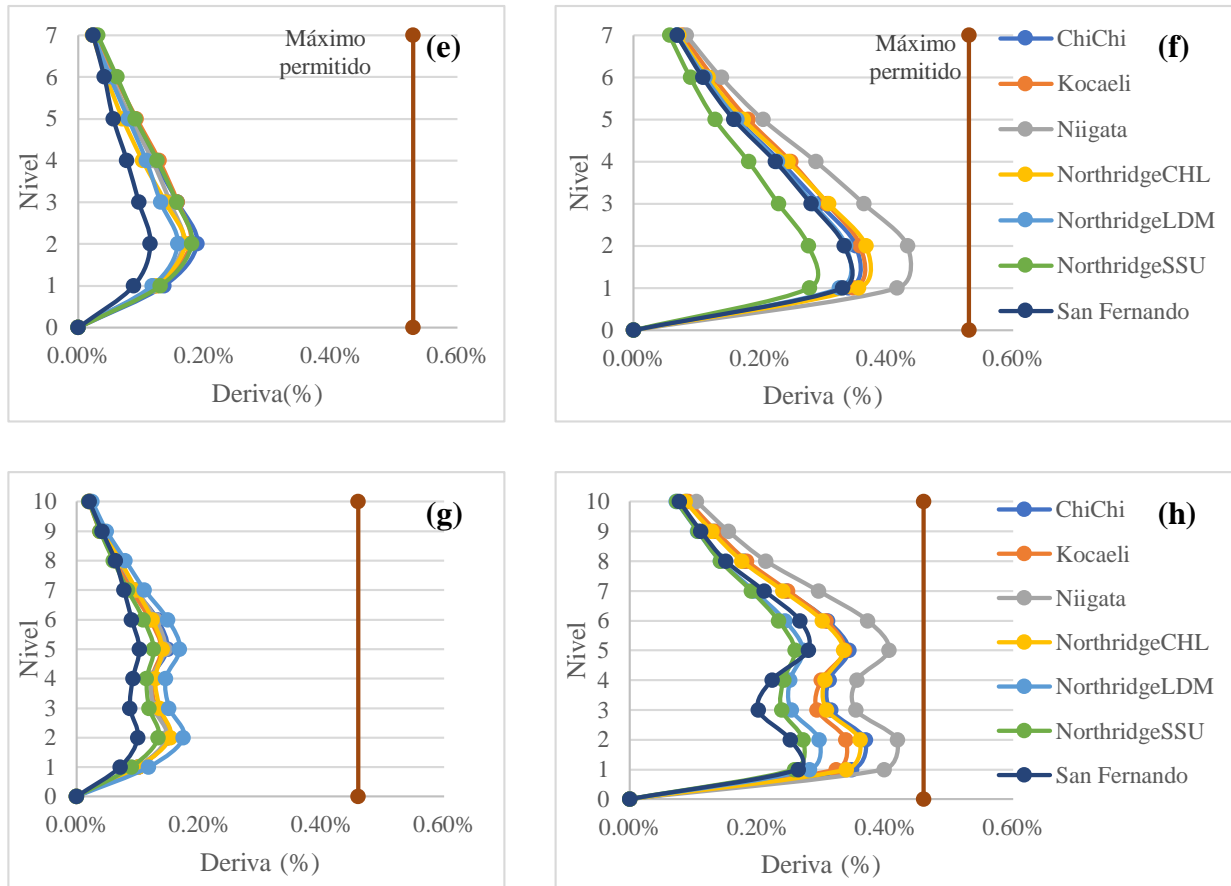
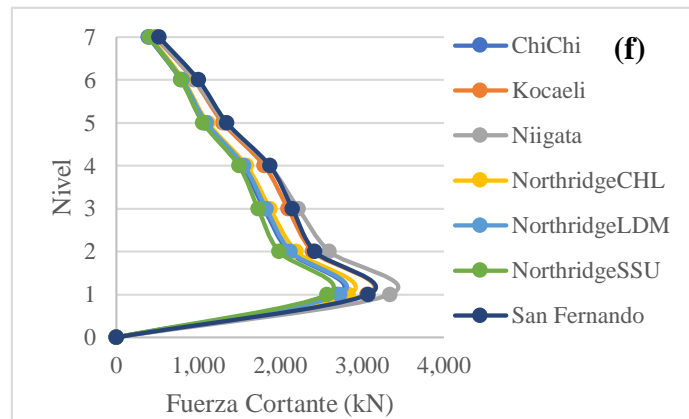
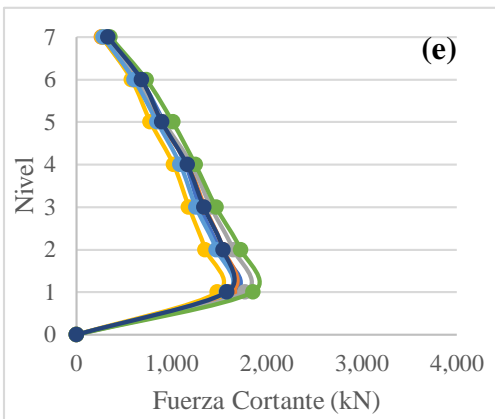
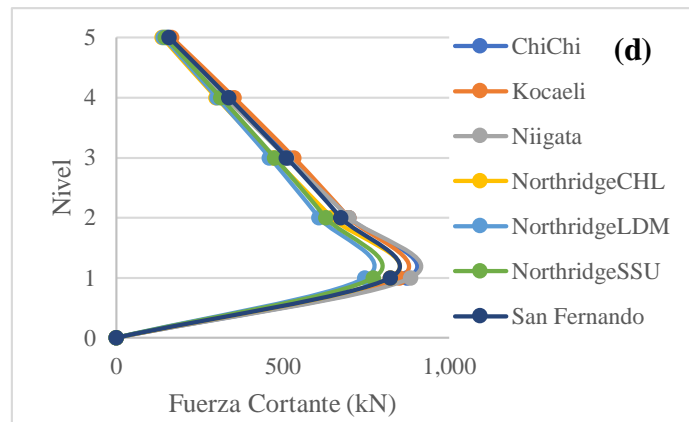
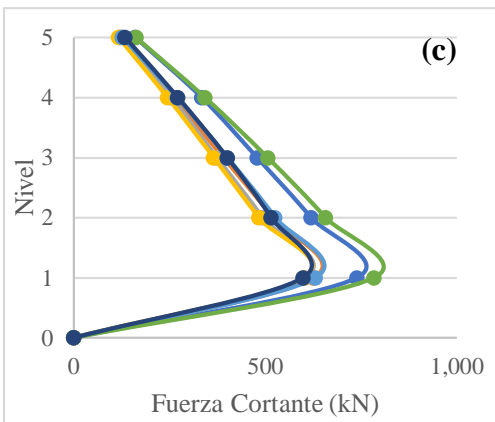
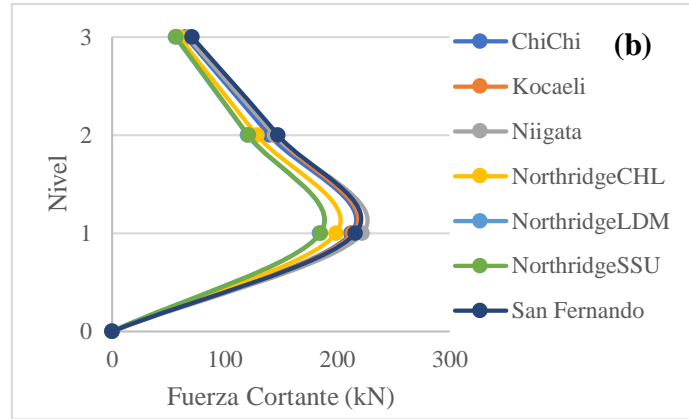
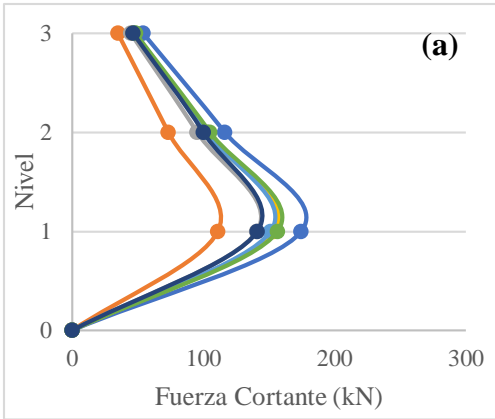


Figura 23. Deriva máxima para (a, c, e, g) modelo de base rígida incorporando los disipadores viscosos y (b, d, f, h) modelo de base flexible incorporando los disipadores viscosos.

La deriva de entrepiso tiene un incremento, pero este es más notorio para los pórticos de 7 y 10 pisos, donde su incremento es en promedio 120% respecto al valor obtenido para la base rígida. cuando se considera la base flexible. La reducción repentina en la deriva en los niveles intermedios de los pórticos de 5 y 10 pisos es debido al uso de un disipador viscoso con propiedades diferentes para los niveles superiores. Para ambos casos con disipadores viscosos la deriva máxima está debajo del límite para el nivel de daño que se tuvo en cuenta de acuerdo con Hazus (FEMA, 2003)

La distribución de la fuerza cortante en cada piso para ambos casos con disipadores viscosos se muestra en la Figura 24.



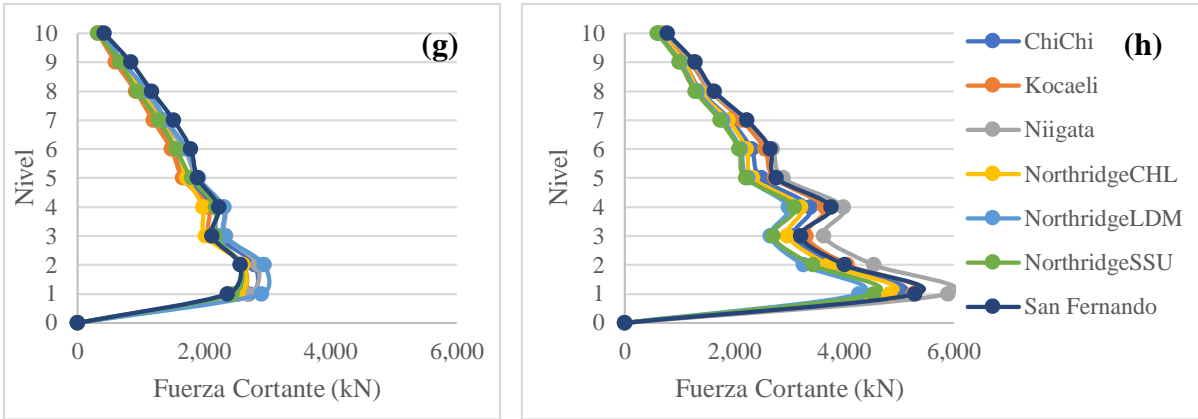


Figura 24. Distribución de la fuerza cortante para (a, c, e, g) modelo de base rígida incorporando los disipadores viscosos y (b, d, f, h) modelo de base flexible incorporando los disipadores viscosos.

La máxima fuerza cortante tiene un incremento al considerar la base flexible, pero este es más notorio para los pórticos de 7 y 10 pisos, donde su incremento es en promedio 80% respecto al valor obtenido para la base rígida.

Los ciclos de histéresis son estables y muestran que los disipadores viscosos estuvieron disipando la energía y reduciendo los desplazamientos de la estructura de manera adecuada. Las fuerzas máximas y deformaciones incrementaron para los casos de base flexible, lo cual significa que los disipadores viscosos tienen un rango más amplio donde actúan al considerar los efectos del suelo.

En la Figura 25 se presentan los ciclos de histéresis para el pórtico de 3 pisos.

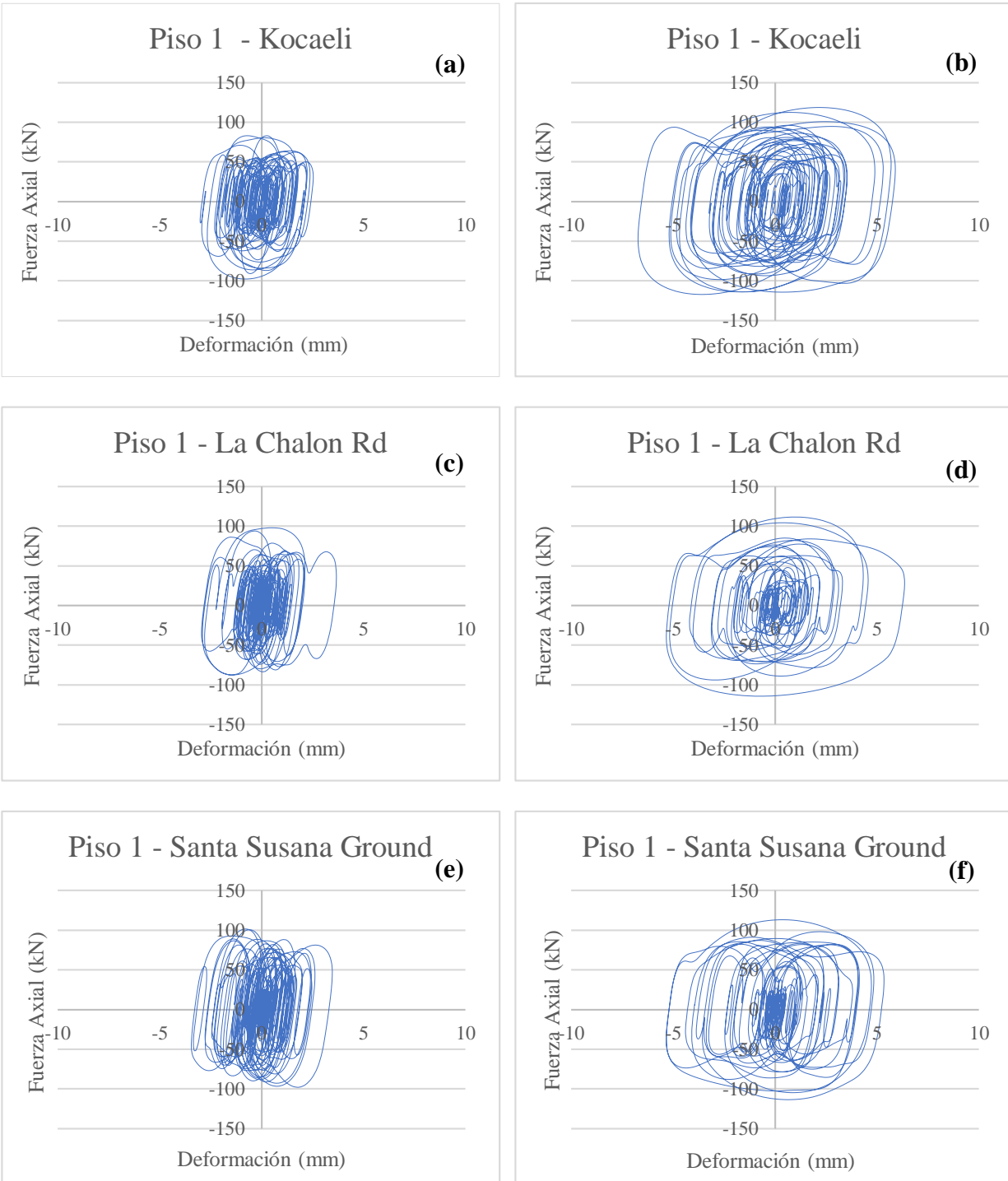


Figura 25. Ciclos de histéresis de los disipadores viscosos para el pórtico de 3 pisos sin considerar la interacción suelo estructura (a, c, y e) y considerándola (b, d y f).

En la Figura 26 se presentan los ciclos de histéresis para el pórtico de 5 pisos.

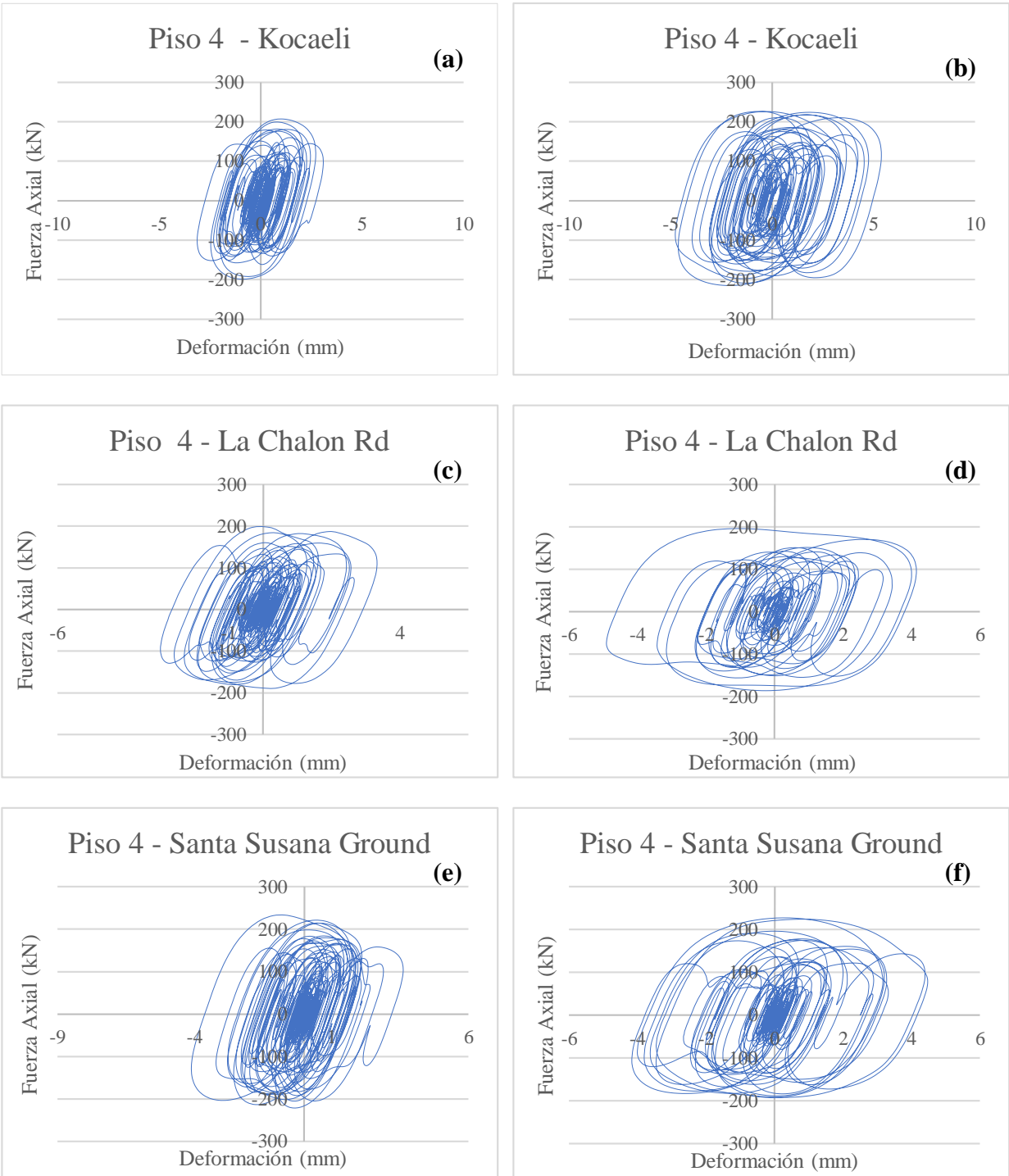


Figura 26. Ciclos de histéresis de los disipadores viscosos para el pórtico de 5 pisos sin considerar la interacción suelo estructura (a, c, y e) y considerándola (b, d y f).

En la Figura 27 se presentan los ciclos de histéresis para el pórtico de 7 pisos.

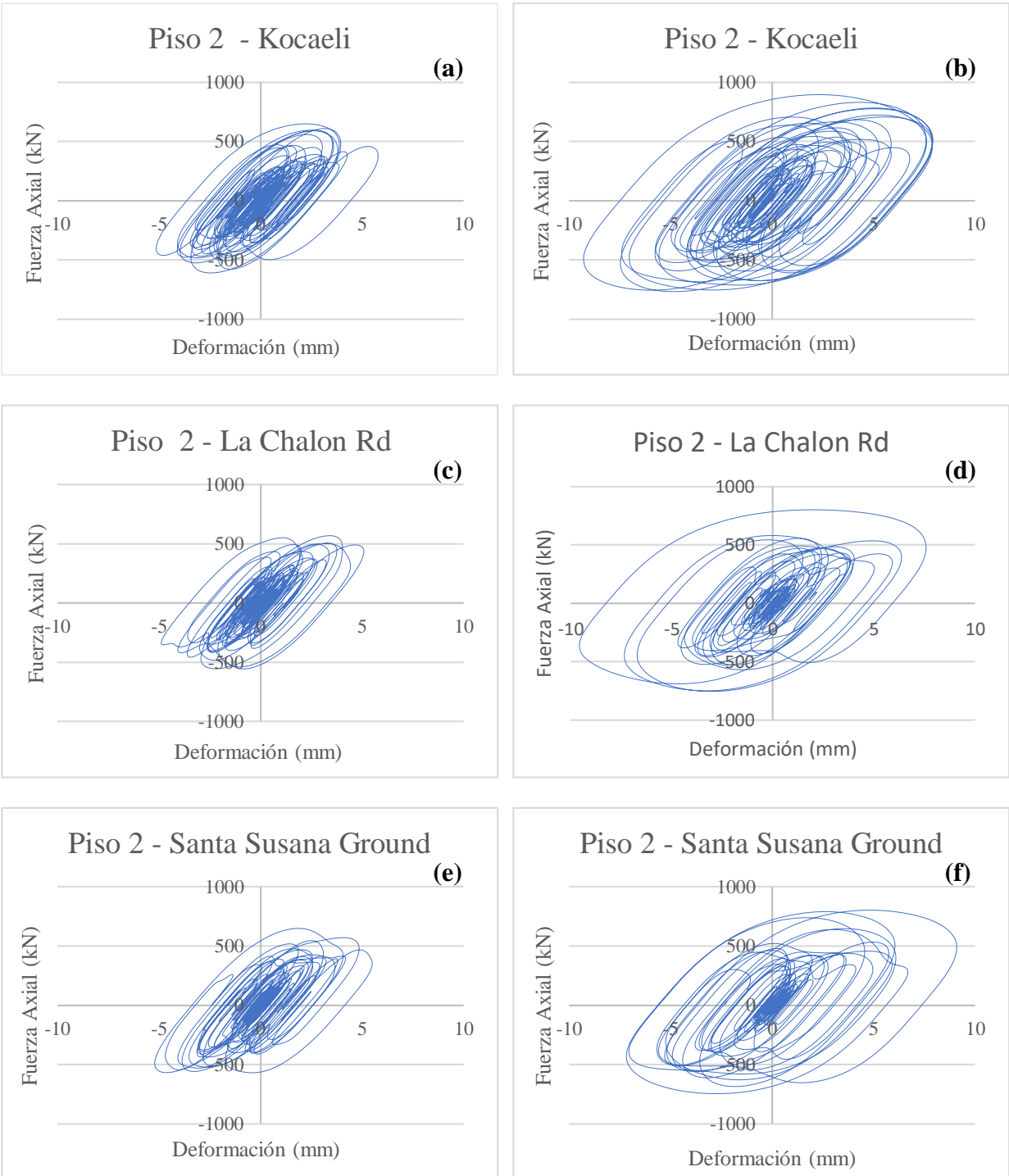


Figura 27. . Ciclos de histéresis de los disipadores viscosos para el pórtico de 7 pisos sin considerar la interacción suelo estructura (a, c, y e) y considerándola (b, d y f).

En la Figura 28 se presentan los ciclos de histéresis para el pórtico de 10 pisos.

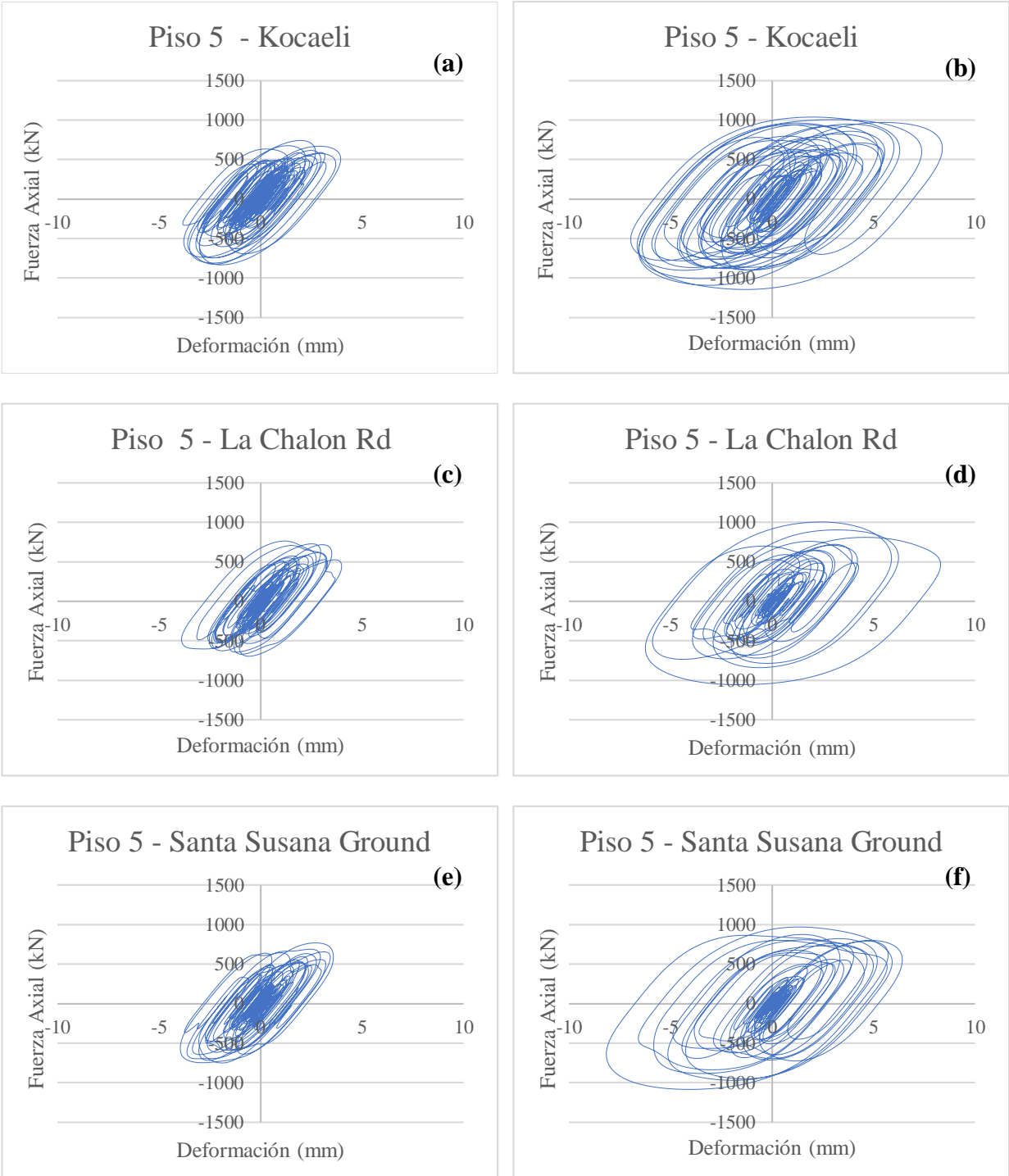


Figura 28. . Ciclos de histéresis de los disipadores viscosos para el pórtico de 10 pisos sin considerar la interacción suelo estructura (a, c, y e) y considerándola (b, d y f).

8. CONCLUSIONES

En este proyecto de grado se investigó la influencia de la interacción suelo estructura en pórticos de concreto incorporando disipadores viscosos. Se realizaron modelos de pórticos con 3, 5, 7 y 10 pisos.

Los resultados de los análisis permiten mostrar que la consideración de la interacción suelo-estructura modifica el comportamiento de los disipadores viscosos, que se evidencia mayormente en los pórticos de mayor cantidad de pisos.

Comparando los modelos de base rígida y flexible se observa que la deriva entrepiso tuvo un incremento promedio de aproximadamente 120% en los pórticos de 7 y 10 pisos cuando la interacción suelo-estructura es considerada. De manera similar, la cortante máxima de piso incrementó en promedio 80% para los modelos de base flexible.

Los desplazamientos máximos se incrementaron en promedio 130 por ciento para los pórticos de 7 y 10 pisos mientras que para los de 3 y 5 pisos el incremento fue menor, en el orden del 80%, el cual sigue siendo apreciable. Por otro lado, las aceleraciones máximas presentaron una reducción más apreciable en los pórticos de 3 y 5 pisos (en promedio una reducción del 35%).

Para los modelos con disipadores viscosos, se observa que los dispositivos presentaron un comportamiento estable y un buen desempeño disipando la energía. El uso de disipadores viscosos permite el control dinámico durante un evento sísmico, que puede resultar en una reducción en la cantidad y en el nivel de daño que los elementos estructurales y no estructurales pueden llegar a tener. Esto es el resultado de la capacidad adicional de disipar energía que proveen los sistemas de control.

Los resultados de esta investigación confirman que hay una diferencia apreciable de los resultados cuando se consideran los efectos de la interacción suelo estructura en el análisis. Para los casos analizados de este trabajo de grado, los desplazamientos y la distribución de las fuerzas cortantes se incrementaron para los modelos de base flexible.

Finalmente, estos resultados aplican para los pórticos de estudio en este proyecto de grado, pero estos resultados pueden diferir para otro tipo de estrato de suelo, ubicación geográfica, tipo de material, entre otros factores del análisis. Sin embargo, el cambio es apreciable y, por lo tanto, es de gran importancia el considerar estos efectos cuando se desarrolla algún tipo de análisis global

de estructuras, y mucho más significativamente si la estructura está categorizada como de alta importancia para una comunidad.

9. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ahumada, J. L. (2010). Sistemas de control en estructuras. *Inge Cuc*, 6(1), 79–84.
- Alatik, L., & Abrahamson, N. (2010). An improved method for nonstationary spectral matching. *Earthquake Spectra*, 26(3), 601–617. <https://doi.org/10.1193/1.3459159>
- American Society of Civil Engineers. (2017). Asce 7-16. In *Science* (Vol. 69, Issue 1782). <https://lccn.loc.gov/2017018275%0Awww.asce.org/bookstore>
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente. In *NSR-10: Vol. Título A*.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2013). *Recomendaciones para requisitos sísmicos de estructuras diferentes de Edificaciones AIS* 180-13.
- Avilés, J., & Pérez, L. (1996). Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15(1), 11–27. [https://doi.org/10.1016/0267-7261\(95\)00035-6](https://doi.org/10.1016/0267-7261(95)00035-6)
- Avilés, J., & Pérez, L. (2004). Bases Para Las Nuevas Disposiciones Reglamentarias Sobre Interacción Dinámica Suelo-Estructura. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 71, 1.
- Behnamfar, F., & Banizadeh, M. (2016). Effects of soil-structure interaction on distribution of seismic vulnerability in RC structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 80, 73–86. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.10.007>
- Benavent-Climent, A., Morillas, L., & Escolano-Margarit, D. (2014). Seismic performance and damage evaluation of a reinforced concrete frame with hysteretic dampers through shake-table tests. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43(15), 2399–2417. <https://doi.org/10.1002/eqe.2459>
- Bilotta, E., De Sanctis, L., Di Laora, R., D’Onofrio, A., & Silvestri, F. (2015). Importance of seismic site response and soil–structure interaction in dynamic behaviour of a tall building. *Geotechnique*, 65(5), 391–400. <https://doi.org/10.1680/geot.SIP.15.P.016>
- British Standards Institution. (1996). *Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures*.

- Chowdhury, I., & Dasgupta, S. P. (2009). *Dynamics of Structure and Foundation – A Unified Approach*.
- Computers & Structures, I. (2019). *ETABS User's Guide*.
- Connor, J. J. (2003). *Introduction To Structural Motion Control* (Prentice Hall Pearson Education (ed.)).
- Cundumí, Juan S;Cundumí, O. (2021). Comparison between dynamic nonlinear analysis with asce 7-10 and asce 7-16 in concrete frames with viscous. *Compdyn, June*, 1.
- Cundumí Sánchez, O. (2008). Nonlinear Analysis of Structures Controlled With A New Variable Damping Device. *14th World Conference on Earthquakes Engineering – 14WCEE 2008*.
- Cundumí Sánchez, O., & Laboy, S. (2009). Nonlinear Analysis of Structures Controlled with Passive Damper. *17th Congreso de Ingeniería Sísmica*.
- Cundumí Sánchez, O., & Laboy, S. (2010). Fragility Curves for Concrete Frame Buildings with Passive Controllers. *9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering: Reaching Beyond Borders*.
- Cundumí Sánchez, O., & Suárez, L. E. (2007). A New Variable Damping Semi-Active Device Seismic Response Reduction of Civil Structure. *Journal of Mechanics of Materials and Structures*, 2(8).
- Das, B. M. (2011). *Principles of Foundation Engineering* (7th ed.).
- Departamento Administrativo de Gestión del Medio Ambiente DAGMA, & Instituto Colombiano de Geología y Minería INGEOMINAS. (2002). *Estudio de Microzonificación Sísmica de Santiago de Cali. Convenio 002 de 2002*.
- Edu Pro Civil Systems Inc. (2017). *ProShake 2.0 User's Manual*.
- El-arab, I. E., & Sakla, S. (2014). *The effect of seismic soil-structure interaction on the dynamic characteristics of structural systems on shallow foundations. August 2014*.
- FEMA. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* (Issue November).
- FEMA. (2003). HAZUS-MH MR4 Multi-Hazard Loss Estimation Methodology – Earthquake

- Model: Technical Manual. Department of Homeland Security. *Federal Emergency Management Agency, Washington, ...* www.fema.gov/plan/prevent/hazus.
- FEMA. (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. In *FEMA 440, Federal Emergency Management Agency, Washington DC* (Vol. 440, Issue June).
- Fierro, C. J. (2021). *Formulación del Coeficiente de Disipación de Energía (R) para Edificaciones con Sistemas Pasivos de Disipación de Energía*. Pontificia Universidad Javeriana Cali.
- Genatios, C., & Lafuente, M. (2016). Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras. In *Banco de desarrollo de america latina*. [file:///C:/Users/Lenovo/Downloads/Us de aisladores y disipadores en estructuras.pdf%0Aasciotea.caf.com](file:///C:/Users/Lenovo/Downloads/Us%20de%20aisladores%20y%20disipadores%20en%20estructuras.pdf%0Aasciotea.caf.com)
- Godhatkishan, J., & Zala, Y. (2015). A Review on Effect of Actual Site Specific Response Analysis of Tall Building with Viscous Damper. *International Journal of Trend in Research and Development*, 26(2).
- Gómez, D., Marulanda, J., & Thomson, P. (2008). Control systems for dynamic loading protection of civil structures. *DYNA (Colombia)*, 75(155), 77–89.
- Grajales, C. F., Otálvaro, I. F., & Cundumi, O. (2020). Efectos de horizontes de suelos blandos profundos en la respuesta dinámica del campus de la PUJ Cali. *IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*.
- Hancock, J., Bommer, J. J., & Stafford, P. J. (2008). Numbers of scaled and matched accelerograms required for inelastic dynamic analyses. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(14), 1585–1607. <https://doi.org/10.1002/eqe.827>
- Hejazi, F., Noorzaei, J., Jaafar, M. S., & Abang Abdullah, A. A. (2009). Earthquake analysis of reinforce concrete framed structures with added viscous dampers. *World Academy of Science, Engineering and Technology*, 33(February), 762–767.
- Instituto Nacional de Normalización. (2009). *NCh433 Of 1996 Modificada en 2009: Diseño sísmico de edificios*. INN - Chile. http://www.puntofocal.gov.ar/notific_otros_miembros/ch1121_t.pdf
- ITT ENIDINE. (2020, June). *Viscous Dampers and Tuned Mass Dampers Ensure Buildings Stand*

- Tall. <https://www.itt-infrastructure.com/en-US/Applications/Buildings/>
- Kalkan, E., & Chopra, A. K. (2010). *Practical Guidelines to Select and Scale Earthquake Records for Nonlinear Response History Analysis of Structures*. 1–113.
- Kausel, E. (2010). Early history of soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(9), 822–832. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2009.11.001>
- Kitayama, S., & Constantinou, M. C. (2018). Seismic Performance of Buildings with Viscous Damping Systems Designed by the Procedures of ASCE/SEI 7-16. *Journal of Structural Engineering*, 144(6), 04018050. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0002048](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0002048)
- Lee, Y.-J., Kim, T.-J., & Maria, F. (2012). Foundation Modeling Considering the Soil-Structure Interaction. *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, 16(3), 13–22. <https://doi.org/10.5000/eesk.2012.16.3.013>
- Mahin, S. (2012). *Lessons from Recent Earthquakes : The Need for More Resilient Cities*. 31–42.
- Massimino, M. R., Abate, G., Grasso, S., & Pitilakis, D. (2019). Some aspects of DSSI in the dynamic response of fully-coupled soil-structure systems. *Rivista Italiana Di Geotecnica*, 44–70. <https://doi.org/10.19199/2019.1.0557-1405.044>
- Medina, C., Aznárez, J. J., Padrón, L. A., & Maeso, O. (2013). Effects of soil–structure interaction on the dynamic properties and seismic response of piled structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 53, 160–175. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.07.004>
- Menglin, L., & Jingning, W. (1998). *Effects of soil-structure interaction on structural vibration control* (Issue 2, pp. 189–202). [https://doi.org/10.1016/S0165-1250\(98\)80013-8](https://doi.org/10.1016/S0165-1250(98)80013-8)
- Moreno de Luca, L. (2010). *Efectos Asociados con la Interacción Suelo-Estructura en el Diseño de Edificaciones de Concreto Reforzado en Bucaramanga*.
- Mylonakis, G., & Gazetas, G. (2000). Seismic soil-structure interaction: Beneficial or detrimental? *Journal of Earthquake Engineering*, 4(3), 277–301. <https://doi.org/10.1080/13632460009350372>
- Mylonakis, G., Syngros, C., Gazetas, G., & Tazoh, T. (2006). The role of soil in the collapse of 18 piers of Hanshin Expressway in the Kobe earthquake. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35(5), 547–575. <http://doi.wiley.com/10.1002/eqe.543>

- Oviedo, J., & Duque, M. (2006). Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones. *Revista EIA*, 6, 105–120. <https://doi.org/10.24050/reia.v3i6.163>
- P. O Rahvar Pty Ltd. (2005). *Geotechnical and Geophysical Investigations and Foundation Design Report of Musalla Construction Site in Tehran*.
- P. O Rahvar Pty Ltd. (2006a). *Geotechnical Investigations and Foundation Design Report of Kooh-e-Noor Commercial Building*.
- P. O Rahvar Pty Ltd. (2006b). *Geotechnical Investigations and Foundation Design Report of Mahshahr Train Station*.
- Peña Ocampo, F. J. (2011). *Diseño e implementación de un amortiguador de masa sintonizada (TMD) robusto para disminuir la respuesta dinámica en una tribuna debido a la interacción humano-estructura*. Universidad del Valle.
- Ramírez, D. A. (2015). *Aplicación de la transformada Wavelet para generar acelerogramas artificiales compatibles con el espectro de diseño sísmico del la NSR-10*.
- Sajjan, P., & Biradar, P. (2016). Study on the Effect of Viscous Damper for RCC Frame Structure. *International Journal of Research in Engineering and Technology*, 05(09), 31–36. <https://doi.org/10.15623/ijret.2016.0509005>
- Seismosoft. (2020). *SeismoMatch - A computer program for spectrum matching of earthquake records* (Vol. 0).
- Standards Australia. (2007). Earthquake action in Australia. In *Standards Australia*. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Symans, M. D., & Constantinou, M. C. (1998). Passive Fluid Viscous Damping Systems for Seismic Energy Dissipation. *ISET Journal of Earthquake Technology*, 35(4), 185–206.
- Tabatabaiefar, H. R., Fatahi, B., & Samali, B. (2013). Seismic behavior of building frames considering dynamic soil-structure interaction. *International Journal of Geomechanics*, 13(4), 409–420. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000231](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000231)
- Taylor Devices Inc. (2020). *Fluid Viscous Dampers General Guidelines for Engineers Including a Brief History*.
- Tomeo, R., Bilotta, A., Pitilakis, D., & Nigro, E. (2017). Soil-structure interaction effects on the

seismic performances of reinforced concrete moment resisting frames. *Procedia Engineering*, 199, 230–235. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.09.006>

University of California. (2018). *NGA West2*.

Veletsos, A. S., & Meek, J. W. (1974). Dynamic behaviour of building-foundation systems. In *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* (Vol. 3, Issue 2, pp. 121–138). <https://doi.org/10.1002/eqe.4290030203>

Whittaker, A. S., Constantinou, M. C., Ramirez, O. M., Johnson, M. W., & Chrysostomou, C. Z. (2003). Equivalent Lateral Force and Modal Analysis Procedures of the 2000 NEHRP Provisions for Buildings with Damping Systems. *Earthquake Spectra*, 19(4), 959–980. <https://doi.org/10.1193/1.1622391>

Xilin Lu, Ding, K., Weng, D.-G., Kasai, K., & Wada, A. (2012). Comparative Study on Seismic Behavior of RC Frame Structure Using Viscous Dampers, Steel Dampers and Viscoelastic Dampers. *2012 Fifteenth World Conference on Earthquake Engineering. Lisbon, Portugal LISBON, PORTUGAL*.

Zhao, X., Wang, S., Du, D., & Liu, W. (2017). Simplified analysis of frame structures with viscoelastic dampers considering the effect of soil-structure interaction. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 16(1), 199–217. <https://doi.org/10.1007/s11803-017-0377-x>

Zhou, Y., Lu, X., Weng, D., & Zhang, R. (1998). A practical design method for reinforced concrete structures with viscous dampers. *Engineering Structures*, 39, 187–198. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.02.014>

10. GLOSARIO DE TERMINOS ESPECIALES

Interacción Suelo Estructura: Son los fenómenos estáticos y dinámicos que ocurren entre el suelo y una estructura mucho más rígida, lo cual incluye la amplificación de las ondas sísmicas en el suelo y las interacciones dinámicas entre las diferentes capas de suelo (Kausel, 2010).

Disipador de fluido viscoso: Son dispositivos pasivos de disipación de energía que se incorporan a la estructura para incrementar la rigidez efectiva del sistema principal de estructuras nuevas y existentes (Sajjan y Biradar, 2016). Estos dispositivos operan bajo el principio del desplazamiento de un fluido a través de orificios localizados en la cabeza del pistón (Connor, 2003). Consiste de un pistón que se mueve dentro de un cilindro relleno por un fluido viscoso, como lo puede ser un aceite de silicona. El desplazamiento del pistón permite que el fluido se desplace a través de orificios, transformando la energía de entrada en calor, la cual es disipada en la atmósfera (Godhatkishan y Zala, 2015).

11. ANEXOS

11.1. Pórtico de 3 Pisos

El diseño estructural del pórtico de 3 pisos sin disipadores viscosos requirió para el control de la deriva y capacidad columnas de 40x50 cm. También vigas de 40x55 cm. Con estas secciones se garantizó un valor de deriva máxima del 0.78% que es inferior al límite que exige la NSR-10. El periodo fundamental obtenido del análisis es de 0.20 segundos. A partir de este diseño se procede al cálculo de las propiedades de los disipadores para este tipo de pórtico. Para el sistema principal de la estructura controlada, se debe garantizar, según la ASCE 7-16 una cortante en la base no inferior al 75% de la inicialmente calculada, para lo cual se realizó el diseño de las secciones y se dimensionaron para resistir demanda de carga que afecta a la estructura teniendo en cuenta el 75% de la carga sísmica utilizada en el modelo diseñado convencionalmente. Para este caso se obtuvo secciones de columnas de 35x35 cm y vigas de 30x55 cm. Este modelo tiene un periodo fundamental de 0.25seg. A partir de esto se dimensionan los disipadores:

Para el amortiguamiento efectivo se parte de que el amortiguamiento inherente de la estructura es $B_o = 5.0\%$ y el amortiguamiento efectivo de la estructura que se quiere lograr es $B_{eff} = 35.0\%$, por lo que el aporte de amortiguamiento que deben tener los disipadores viscosos es de $B_H = \zeta = 30.0\%$.

La Tabla 19 muestra el cálculo de los coeficientes de amortiguamiento de los disipadores viscosos para cada piso utilizando la ecuación (7). Para el caso del pórtico de 3 pisos se consideró 1 disipador por piso.

Después se calcula la máxima fuerza en cada disipador mediante las ecuaciones (8) y (9) teniendo en cuenta una altura de piso de 3.2m. Los exponentes de amortiguamiento α para el caso lineal y no lineal respectivamente fueron 1.0 y 0.5.

Tabla 19. Cálculo del coeficiente de amortiguamiento de los disipadores para cada piso empleando la ecuación (8).

PISO	K_i [kN/m]	θ_j [°]	η_i	C [kN-seg/m]
1	11382.7215	42.44	1	395.13
2	11382.7215	42.44	1	395.13
3	11382.7215	42.44	1	395.13

Los resultados de las fuerzas de los disipadores para cada piso se muestran en la Tabla 20.

Tabla 20. Máxima fuerza en cada disipador para el caso lineal y no lineal.

PISO	C [kN-seg/m]	F($\alpha=1.0$) [kN]	F($\alpha=0.5$) [kN]
1	395.13	592.25	483.75
2	395.13	592.25	483.75
3	395.13	592.25	483.75

Finalmente se selecciona un perfil para que resista la fuerza, por lo que se seleccionó un perfil tipo HEB180, cuya área es de 65 cm². Se calcula su rigidez axial, cuyo valor es $K= 191126.74$ kN/m. Se procede al modelo con la base flexible, para el cuál se dimensiona una viga de 40x60. Con esto y con la información del perfil de suelo de la tabla, se calculan las rigideces de la cimentación empleando las ecuaciones 4-6, se obtienen los siguientes valores:

$$K_{x,sur} = 81676 \text{ kN/m}$$

$$K_{z,sur} = 107252 \text{ kN/m}$$

$$K_{yy,sur} = 18886 \text{ kN} - m$$

Estos valores se tendrán en cuenta para la interacción suelo-estructura dentro del modelo con el uso de los elementos resorte.

Posteriormente se muestran los resultados obtenidos para el pórtico de 3 pisos. La Figura 29 muestra los registros de desplazamiento para el último piso para la estructura controlada considerando y sin considerar la interacción suelo estructura (Base rígida y base flexible) para los terremotos de Kocaeli, Northridge CHL y Northridge SSU. La Figura 30 presenta los registros de aceleración para el último piso para la estructura controlada considerando y sin considerar la interacción suelo estructura (Base rígida y base flexible) para los terremotos de Kocaeli, Northridge CHL y Northridge SSU.

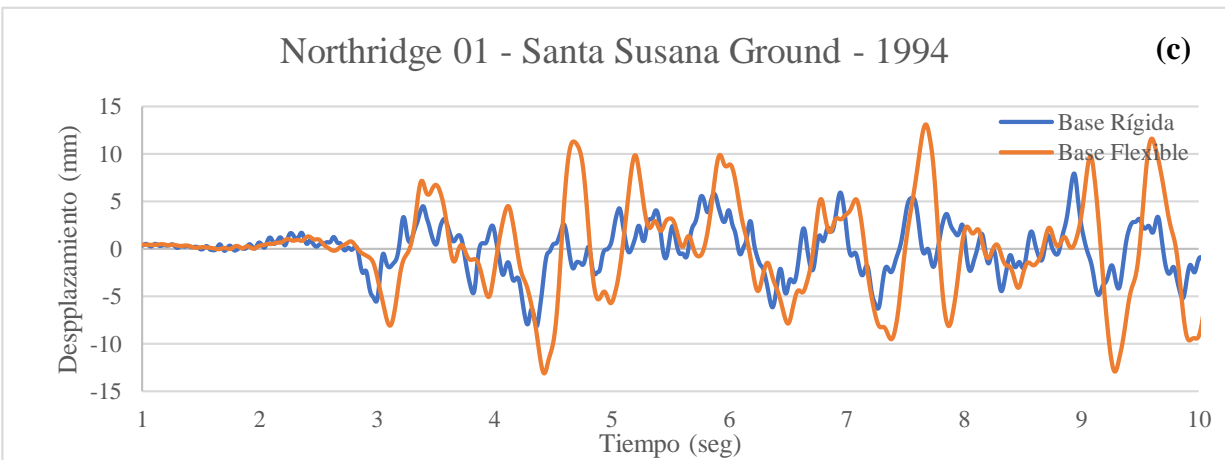
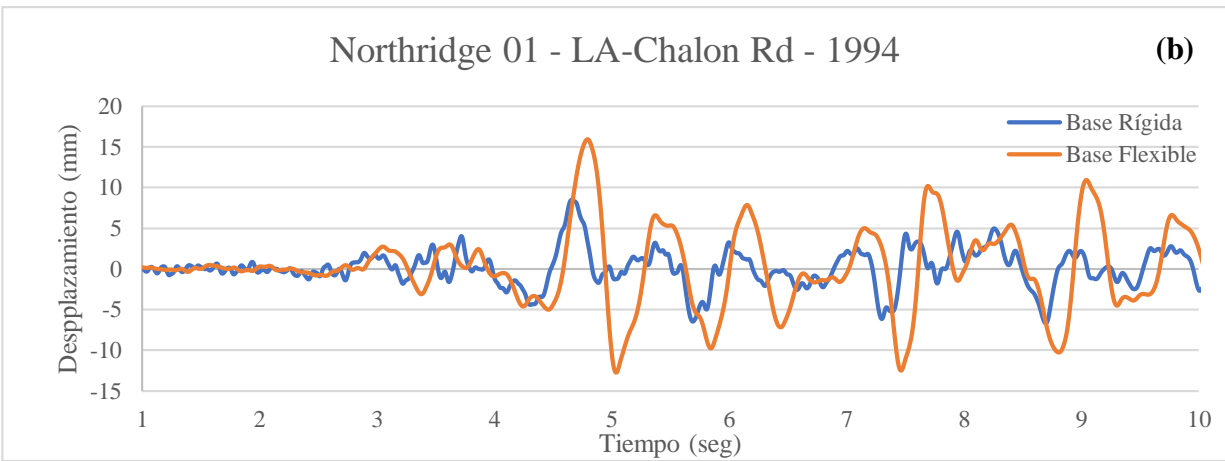
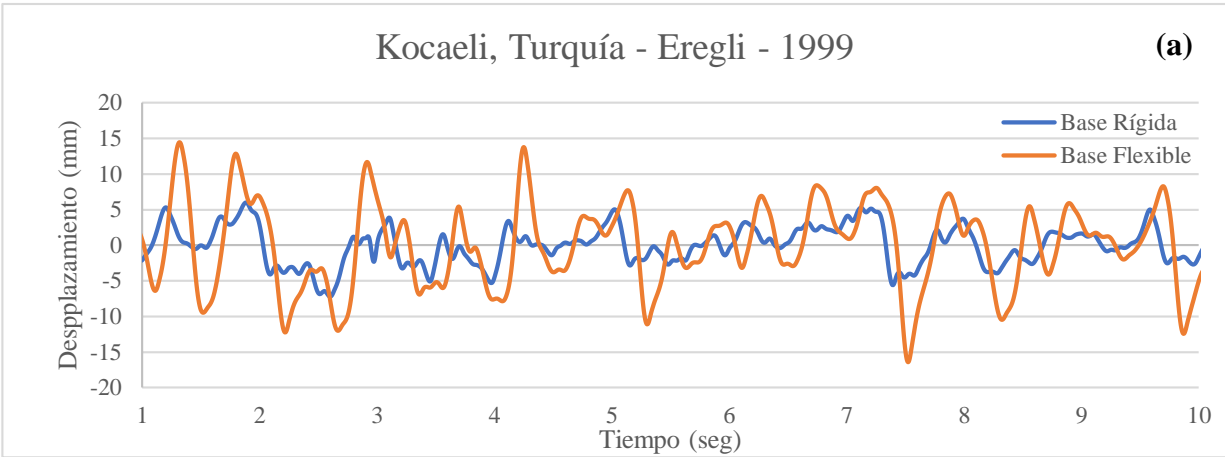


Figura 29. Registro de desplazamiento para el último piso del pórtico controlado de 3 pisos para los terremotos de: (a) Kocaeli; (b) Northridge CHL; y (c) Northridge SSU.

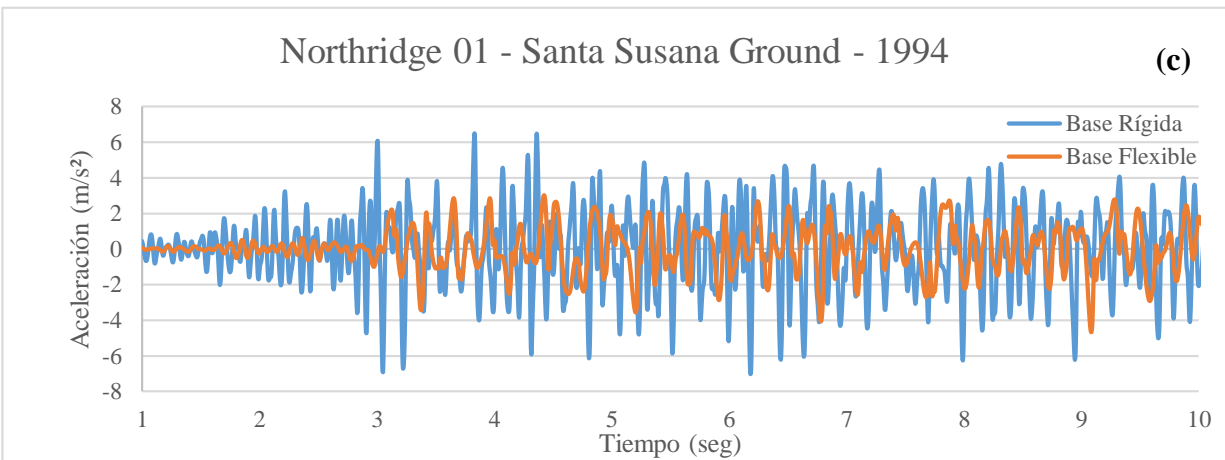
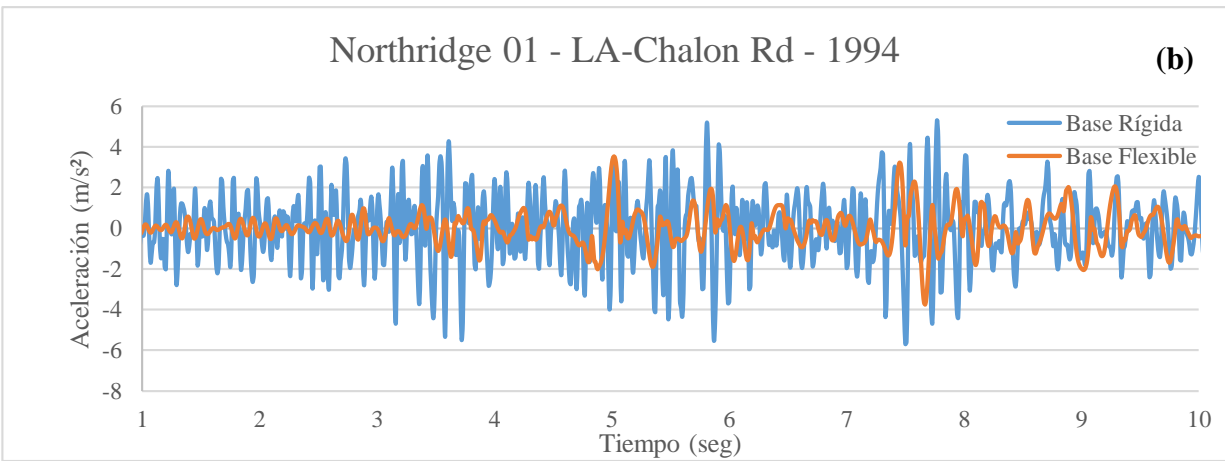
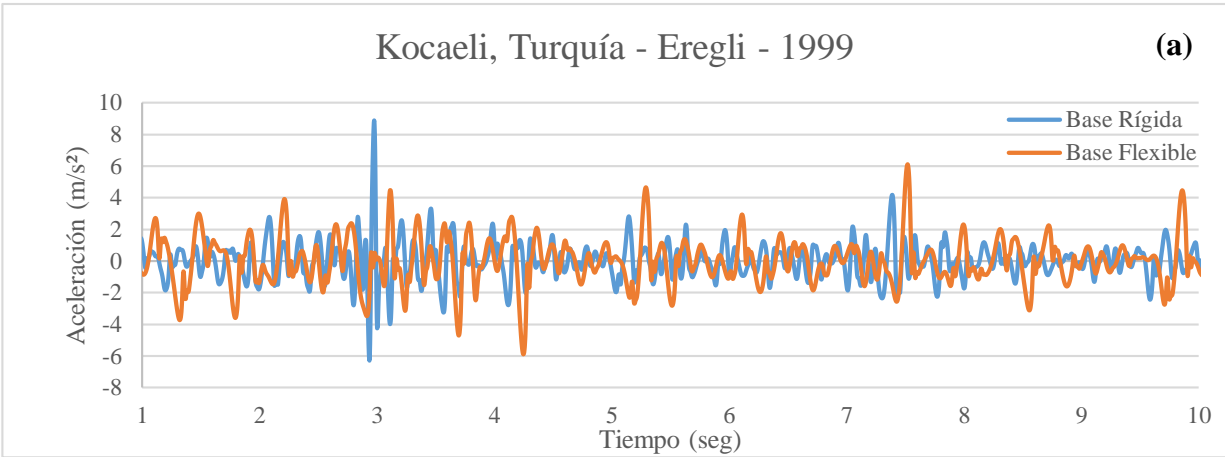


Figura 30. Registro de aceleración para el último piso del pórtico controlado de 3 pisos para los terremotos de: (a) Kocaeli; (b) Northridge CHL; y (c) Northridge SSU.

La deriva de entrepiso también es mostrada en la Figura 31 para los modelos que tienen los disipadores viscosos, en ambos casos de base rígida (a) y base flexible (b) respectivamente.

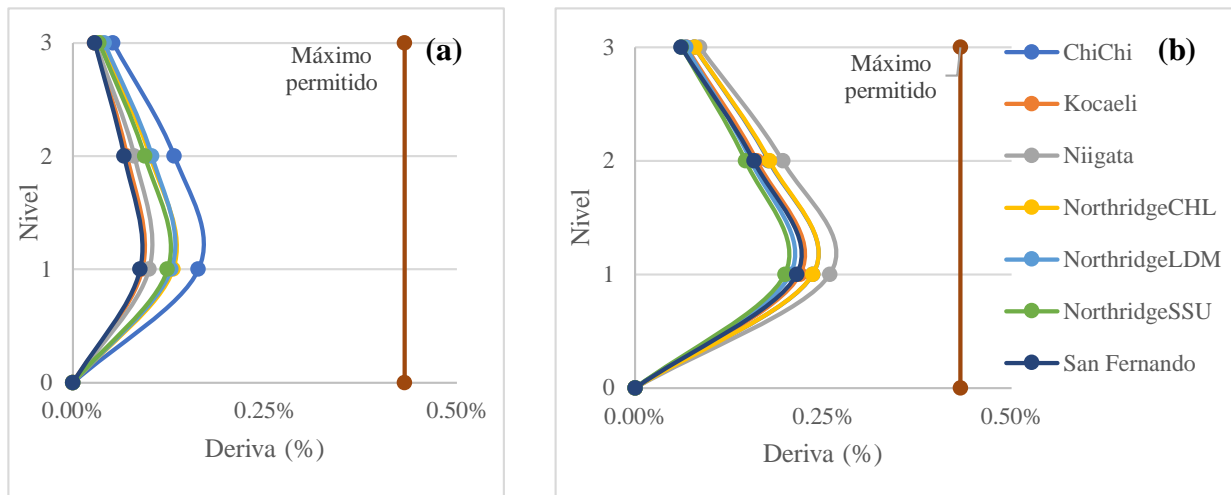


Figura 31. Deriva máxima para (a) modelo de base rígida incorporando los disipadores viscosos y (b) modelo de base flexible incorporando los disipadores viscosos.

Para ambos casos con disipadores viscosos la deriva máxima está debajo del límite para el nivel de daño que se tuvo en cuenta de acuerdo con Hazus (FEMA, 2003). La distribución de la fuerza cortante de piso para ambos casos con disipadores viscosos se muestran en la Figura 32.

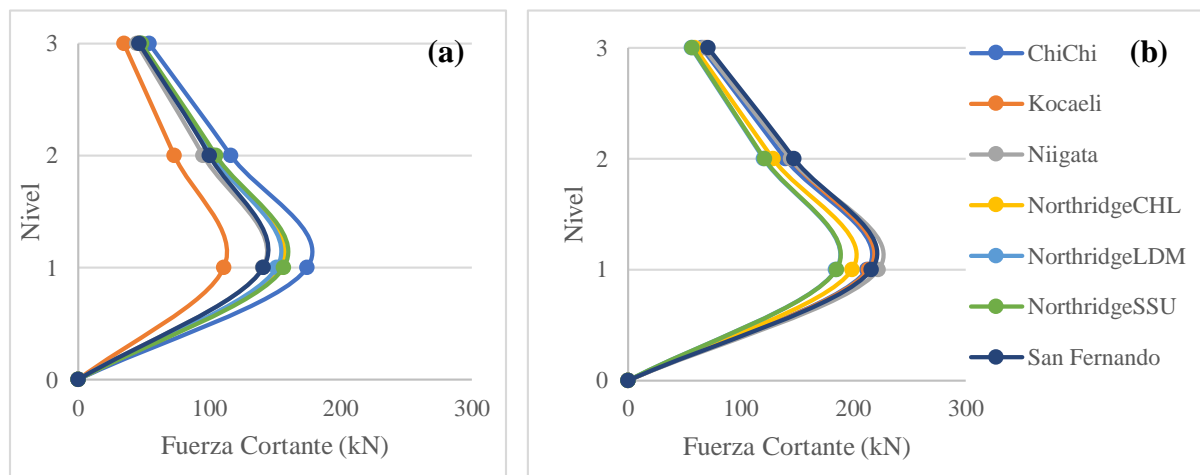


Figura 32. Distribución de la fuerza cortante para (a) modelo de base rígida incorporando los disipadores viscosos y (b) modelo de base flexible incorporando los disipadores viscosos.

Los ciclos de histéresis que se muestran a continuación en la Figura 33 corresponden a los disipadores del piso 1 cuando se considera la interacción suelo estructura (b, d y f) y cuando no se

considera (a, c y e), para cada uno de los casos para los terremotos de Kocaeli, NorthridgeCHL y Northridge SSU respectivamente.

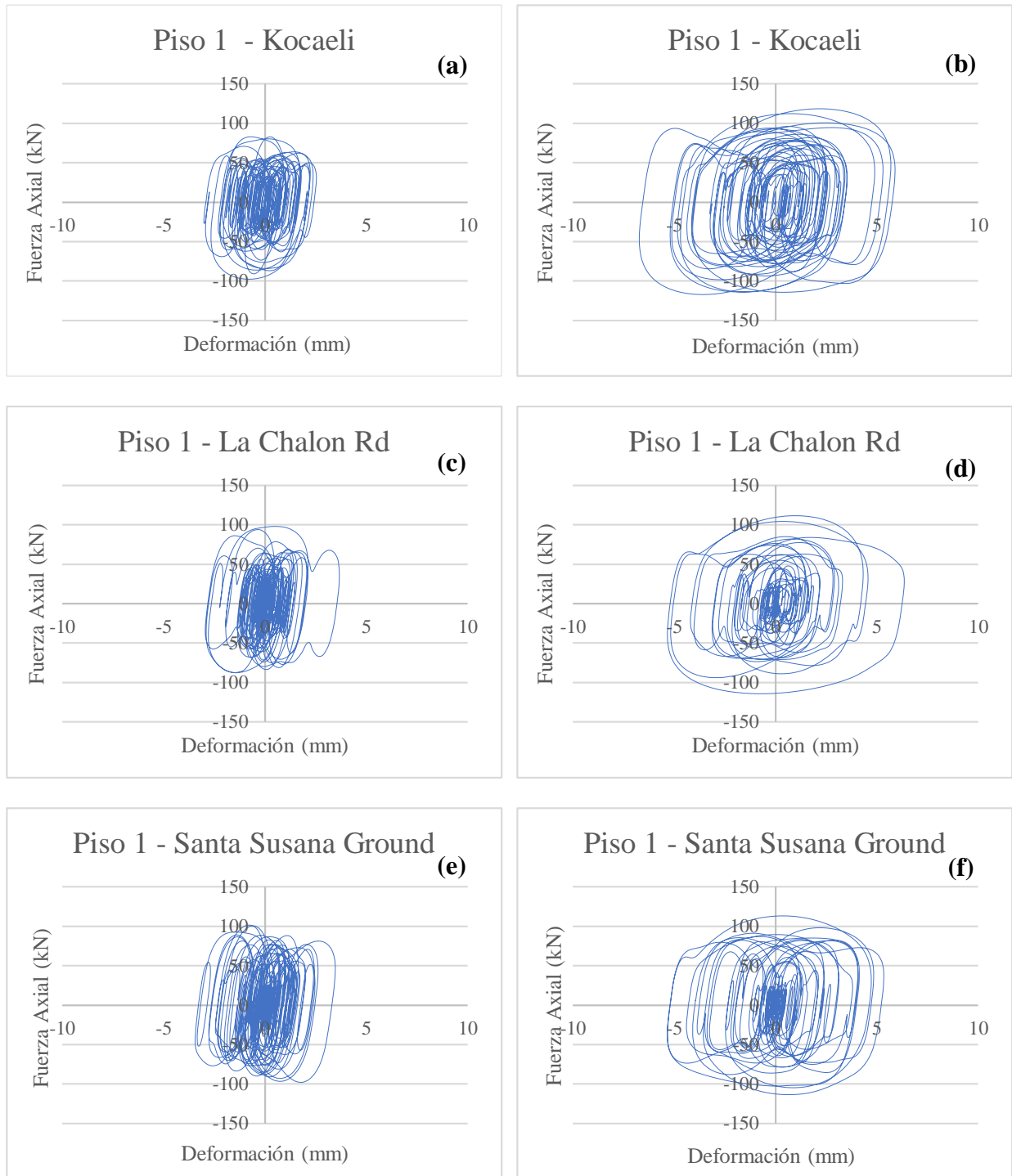


Figura 33. Ciclos de histéresis de los disipadores viscosos el pórtico de 3 pisos sin considerar la interacción suelo estructura (Izquierda) y considerándola (Derecha).

Finalmente, en la Tabla 21 se muestra un resumen de desplazamiento, aceleración y deriva máxima para los 7 terremotos.

Tabla 21. Resumen de resultados para el pórtico de 3 pisos.

Evento	Desplazamiento máximo (mm)		Aceleración máxima (m/s²)		Deriva máxima (%)	
	Base rígida	Base Flexible	Base rígida	Base Flexible	Base rígida	Base Flexible
ChiChi	11	15.8	4.8	2.6	0.163%	0.236%
Kocaeli	7.2	16.4	8.3	6.1	0.090%	0.219%
Niigata	12.7	17.5	7.6	4.6	0.099%	0.259%
NorthridgeCHL	8.5	15.9	5.7	3.7	0.130%	0.236%
NorthridgeLDM	9.7	21.2	6.9	3.8	0.128%	0.206%
NorthridgeSSU	8.1	13.1	7	4.6	0.123%	0.199%
SanFernando	9.5	19.9	8.4	5.2	0.087%	0.215%

11.2. Pórtico de 5 Pisos

El diseño estructural del pórtico de 5 pisos sin disipadores viscosos requirió para el control de la deriva columnas de 50x70 cm los primeros 3 pisos y 50x70 cm los siguientes 2 pisos. También vigas de 50x60 cm en todos los pisos. Con estas secciones se garantizó un valor de deriva máxima del 1.00% que es igual al límite que exige la NSR-10. El periodo fundamental obtenido del análisis es de 0.30 segundos. A partir de este diseño se procede al cálculo de las propiedades de los disipadores para este tipo de pórtico. Para el sistema principal de la estructura controlada, se debe garantizar, según la ASCE 7-16 una cortante en la base no inferior al 75% de la inicialmente calculada, para lo cual se realizó el diseño de las secciones y se dimensionaron para resistir demanda de carga que afecta a la estructura teniendo en cuenta el 75% de la carga sísmica utilizada en el modelo diseñado convencionalmente. Para este caso se obtuvo secciones de columnas de 50x50 cm los primeros 3 pisos, 40x40 cm los dos pisos siguientes y vigas de 40x60 cm. Este modelo tiene un periodo fundamental de 0.34 segundos. A partir de esto se dimensionan los disipadores:

Para el amortiguamiento efectivo se parte de que el amortiguamiento inherente de la estructura es $B_o = 5.0\%$ y el amortiguamiento efectivo de la estructura que se quiere lograr es $B_{eff} = 35.0\%$, por lo que el aporte de amortiguamiento que deben tener los disipadores viscosos es de $B_H = \zeta = 30.0\%$.

La Tabla 22 muestra el cálculo de los coeficientes de amortiguamiento de los disipadores viscosos para cada piso utilizando la ecuación (7). Para el caso del pórtico de 5 pisos se consideró 1 disipador por piso.

Después se calcula la máxima fuerza en cada disipador mediante las ecuaciones (8) y (9) teniendo en cuenta una altura de piso de 3.2m. Los exponentes de amortiguamiento α para el caso lineal y no lineal respectivamente fueron 1.0 y 0.5.

Tabla 22. Cálculo del coeficiente de amortiguamiento de los disipadores para cada piso empleando la ecuación (8).

PISO	K_i [kN/m]	θ_j [°]	η_i	C [kN-seg/m]
1	47408.25283	28.07	1	1977.06
2	47408.25283	28.07	1	1977.06
3	47408.25283	28.07	1	1977.06
4	19418.42036	28.07	1	809.80
5	19418.42036	28.07	1	809.80

Los resultados de las fuerzas de los disipadores para cada piso se muestran en la Tabla 23.

Tabla 23. Máxima fuerza en cada disipador para el caso lineal y no lineal.

PISO	C [kN-seg/m]	$F(\alpha=1.0)$ [kN]	$F(\alpha=0.5)$ [kN]
1	1977.06	2063.21	2019.67
2	1977.06	2063.21	2019.67
3	1977.06	2063.21	2019.67
4	809.80	845.09	827.26
5	809.80	845.09	827.26

Finalmente se selecciona un perfil para que resista la fuerza, por lo que se seleccionó un perfil tipo HEB180, cuya área es de 65 cm². Se calcula su rigidez axial, cuyo valor es $K = 191126.7$ kN/m.

Se procede al modelo con la base flexible, para el cuál se dimensiona una viga de 50x60. Con esto y con la información del perfil de suelo de la tabla, se calculan las rigideces de la cimentación empleando las ecuaciones 4-6, se obtienen los siguientes valores:

$$K_{x,sur} = 90555 \text{ kN/m}$$

$$K_{z,sur} = 117664 \text{ kN/m}$$

$$K_{yy,sur} = 21713 \text{ kN} - m$$

Estos valores se tendrán en cuenta para la interacción suelo-estructura dentro del modelo con el uso de los elementos resorte.

Posteriormente se muestran los resultados obtenidos para el pórtico de 5 pisos. La Figura 34 muestra los registros de desplazamiento para el último piso para la estructura controlada considerando y sin considerar la interacción suelo estructura (Base rígida y base flexible) para los

terremotos de Kocaeli, Northridge CHL y Northridge SSU. La Figura 35 presenta los registros de aceleración para el último piso para la estructura controlada considerando y sin considerar la interacción suelo estructura (Base rígida y base flexible) para los terremotos de Kocaeli, Northridge CHL y Northridge SSU.

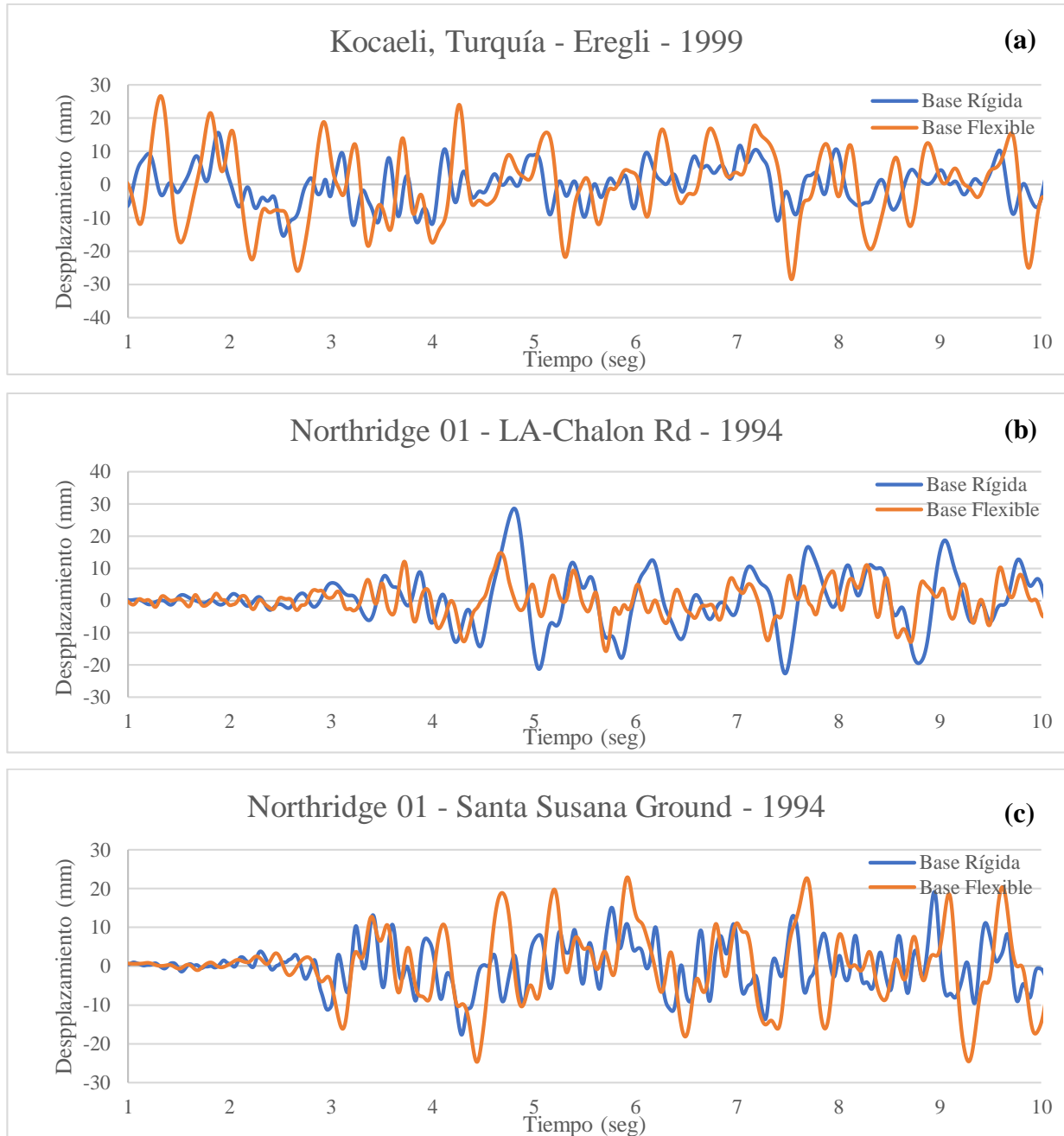


Figura 34. Registro de desplazamiento para el último piso del pórtico controlado de 5 pisos para los terremotos de: (a) Kocaeli; (b) Northridge CHL; y (c) Northridge SSU.

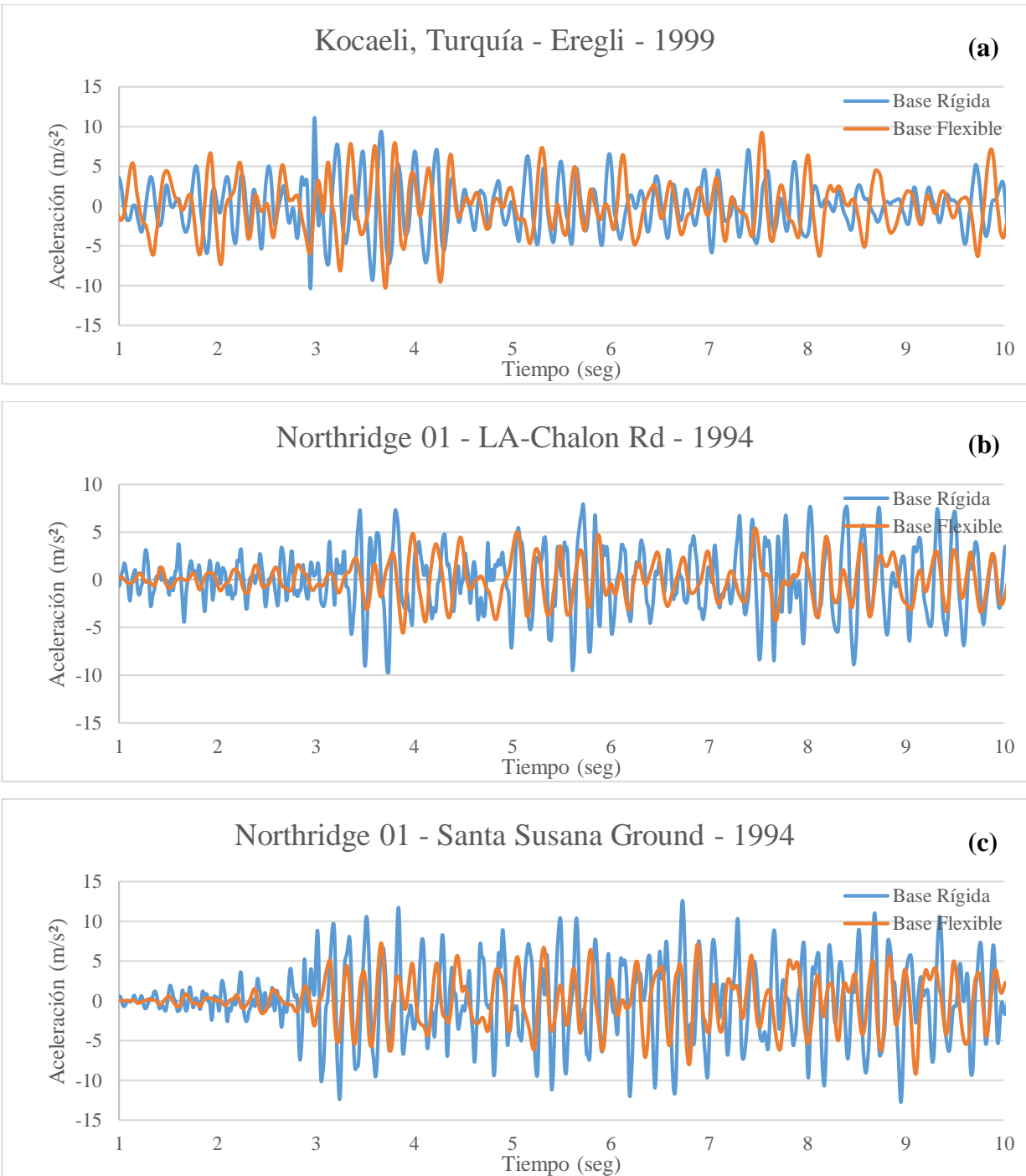


Figura 35. Registro de aceleración para el último piso del pórtico controlado de 5 pisos para los terremotos de: (a) Kocaeli; (b) Northridge CHL; y (c) Northridge SSU.

La deriva de entrepiso también es mostrada en la Figura 36 para los modelos que tienen los disipadores viscosos, en ambos casos de base rígida y base flexible respectivamente.

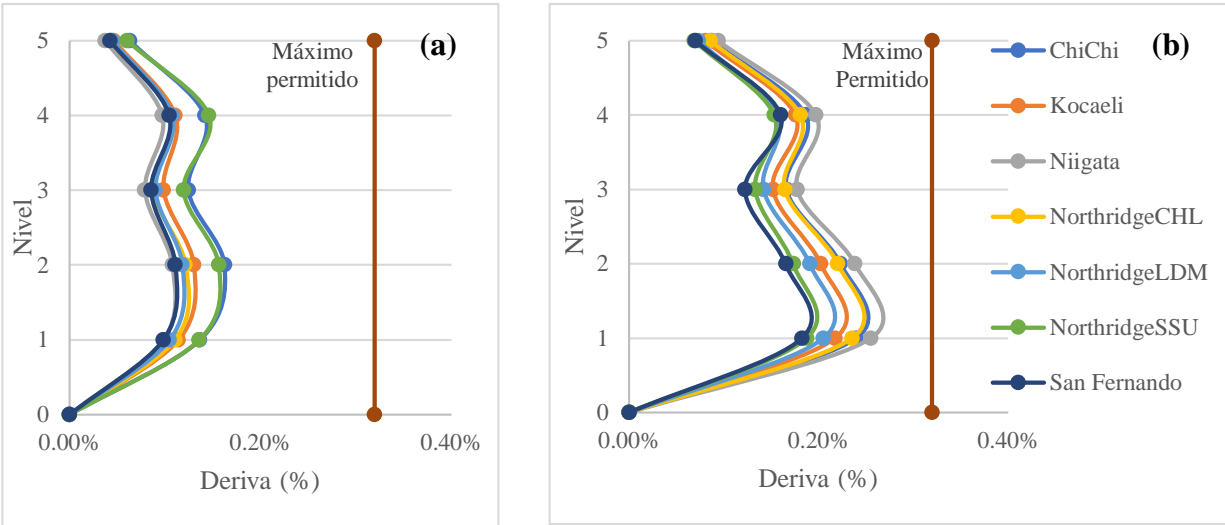


Figura 36. Deriva máxima para (a) modelo de base rígida incorporando los disipadores viscosos y (b) modelo de base flexible incorporando los disipadores viscosos.

Para ambos casos con disipadores viscosos la deriva máxima está debajo del límite para el nivel de daño que se tuvo en cuenta de acuerdo con Hazus (FEMA, 2003). La distribución de la fuerza cortante en cada piso para ambos casos con disipadores viscosos se muestran en la Figura 37.

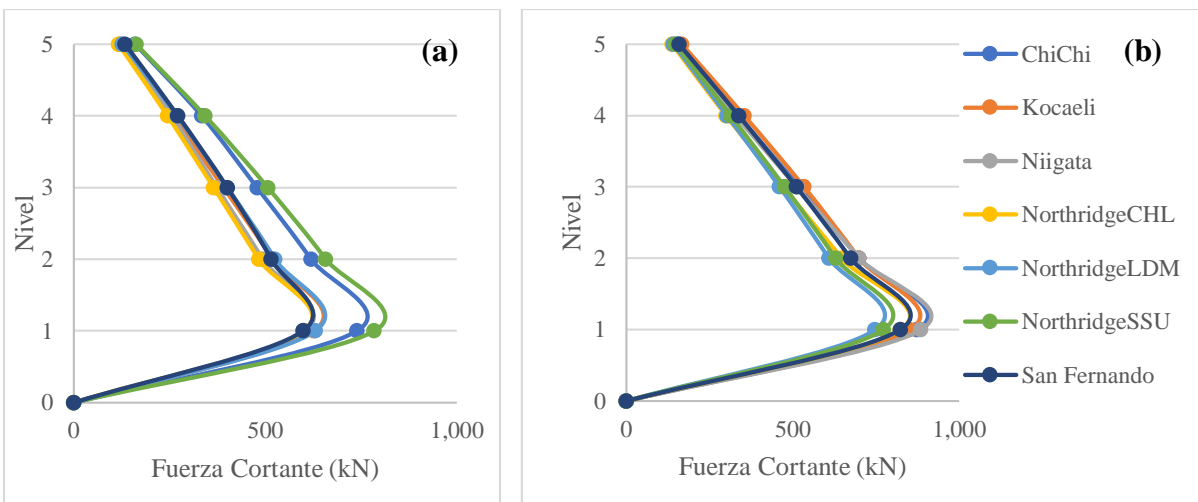


Figura 37. Distribución de la fuerza cortante para (a) modelo de base rígida incorporando los disipadores viscosos y (b) modelo de base flexible incorporando los disipadores viscosos.

Los ciclos de histéresis que se muestran a continuación en la Figura 38 corresponden a los disipadores del piso 4 cuando se considera la interacción suelo estructura (b, d y f) y cuando no se

considera (a, c y e), para cada uno de los casos para los terremotos de Kocaeli, NorthridgeCHL y Northridge SSU respectivamente.

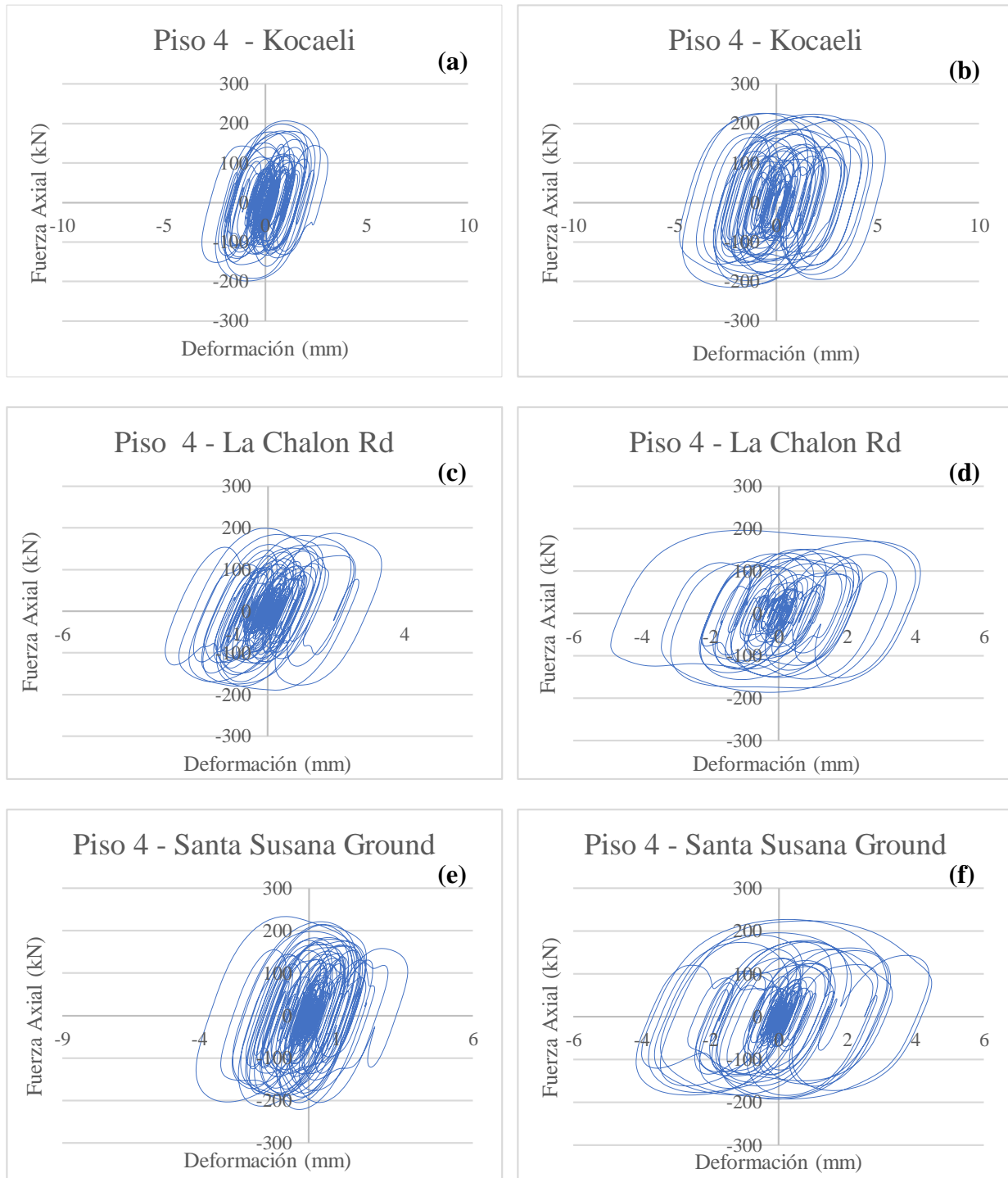


Figura 38. Ciclos de histéresis de los disipadores viscosos el pórtico de 5 pisos sin considerar la interacción suelo estructura (Izquierda) y considerándola (Derecha).

Finalmente, en la Tabla 24 se muestra un resumen de desplazamiento, aceleración y deriva máxima para los 7 terremotos.

Tabla 24. Resumen de resultados para el pórtico de 5 pisos.

Evento	Desplazamiento máximo (mm)		Aceleración máxima (m/s²)		Deriva máxima (%)	
	Base rígida	Base Flexible	Base rígida	Base Flexible	Base rígida	Base Flexible
ChiChi	19.8	29.2	9.4	4.7	0.163%	0.240%
Kocaeli	15.6	28.5	11	10.3	0.130%	0.217%
Niigata	23.5	32	11.3	7.4	0.108%	0.255%
NorthridgeCHL	15.7	28.6	9.8	5.6	0.122%	0.236%
NorthridgeLDM	16.9	39.2	12.7	8.6	0.118%	0.205%
NorthridgeSSU	19	24.7	12.7	9.2	0.156%	0.188%
SanFernando	17.5	36.8	12	6.8	0.111%	0.183%

11.3. Pórtico de 7 Pisos

El diseño estructural del pórtico de 7 pisos sin disipadores viscosos requirió para el control de la deriva columnas de 60x100 cm los primeros 2 pisos, 60x90 cm los siguientes 3 pisos y 60x80 cm los últimos 2 pisos. También vigas de 60x65 los primeros 2 pisos, 60x60 cm los siguientes 3 pisos y 40x60 cm los últimos 2 pisos. Con estas secciones se garantizó un valor de deriva máxima del 0.99% que es inferior al límite del 1% que exige la NSR-10. El periodo fundamental obtenido del análisis es de 0.35 segundos. A partir de este diseño se procede al cálculo de las propiedades de los disipadores para este tipo de pórtico. Para el sistema principal de la estructura controlada, se debe garantizar, según la ASCE 7-16 una cortante en la base no inferior al 75% de la inicialmente calculada, para lo cual se realizó el diseño de las secciones y se dimensionaron para resistir demanda de carga que afecta a la estructura teniendo en cuenta el 75% de la carga sísmica utilizada en el modelo diseñado convencionalmente. Para este caso se obtuvo secciones de columnas de 60x60 cm y vigas de 40x60 cm. Este modelo tiene un periodo fundamental de 0.45 segundos. A partir de esto se dimensionan los disipadores:

Para el amortiguamiento efectivo se parte de que el amortiguamiento inherente de la estructura es $B_o = 5.0\%$ y el amortiguamiento efectivo de la estructura que se quiere lograr es $B_{eff} = 35.0\%$, por lo que el aporte de amortiguamiento que deben tener los disipadores viscosos es de $B_H = \zeta = 30.0\%$.

La Tabla 25 muestra el cálculo de los coeficientes de amortiguamiento de los disipadores viscosos para cada piso utilizando la ecuación (7). Para el caso del pórtico de 7 pisos se consideraron 2 disipadores por piso.

Tabla 25. Cálculo del coeficiente de amortiguamiento de los disipadores para cada piso empleando la ecuación (8).

PISO	K_i [kN/m]	θ_j [°]	η_i	C [kN-seg/m]
1	98305.75307	24.57	2	2553.59
2	98305.75307	24.57	2	2553.59
3	98305.75307	24.57	2	2553.59
4	98305.75307	24.57	2	2553.59
5	98305.75307	24.57	2	2553.59
6	98305.75307	24.57	2	2553.59
7	98305.75307	24.57	2	2553.59

Después se calcula la máxima fuerza en cada disipador mediante las ecuaciones (8) y (9) teniendo en cuenta una altura de piso de 3.2m. Los exponentes de amortiguamiento α para el caso lineal y no lineal respectivamente fueron 1.0 y 0.5. Los resultados de las fuerzas de los disipadores para cada piso se muestran en la Tabla 26.

Tabla 26. Máxima fuerza en cada disipador para el caso lineal y no lineal.

PISO	C [kN-seg/m]	F($\alpha=1.0$) [kN]	F($\alpha=0.5$) [kN]
1	2553.59	2075.34	2302.08
2	2553.59	2075.34	2302.08
3	2553.59	2075.34	2302.08
4	2553.59	2075.34	2302.08
5	2553.59	2075.34	2302.08
6	2553.59	2075.34	2302.08
7	2553.59	2075.34	2302.08

Finalmente se selecciona un perfil para que resista la fuerza, por lo que se seleccionó un perfil tipo HEB220, cuya área es de 78 cm². Se calcula su rigidez axial, cuyo valor es $K= 202630.2$ kN/m.

Se procede al modelo con la base flexible, para el cuál se dimensiona una viga de 60x60. Con esto y con la información del perfil de suelo de la tabla, se calculan las rigideces de la cimentación empleando las ecuaciones 4-6, se obtienen los siguientes valores:

$$K_{x,sur} = 98752 \text{ kN/m}$$

$$K_{z,sur} = 127388 \text{ kN/m}$$

$$K_{yy,sur} = 24403 \text{ kN} - m$$

Estos valores se tendrán en cuenta para la interacción suelo-estructura dentro del modelo con el uso de los elementos resorte.

Posteriormente se muestran los resultados obtenidos para el pórtico de 7 pisos. La Figura 39 muestra los registros de desplazamiento para el último piso para la estructura controlada considerando y sin considerar la interacción suelo estructura (Base rígida y base flexible) para los terremotos de Kocaeli, Northridge CHL y Northridge SSU. La Figura 40 presenta los registros de aceleración para el último piso para la estructura controlada considerando y sin considerar la

interacción suelo estructura (Base rígida y base flexible) para los terremotos de Kocaeli, Northridge CHL y Northridge SSU.

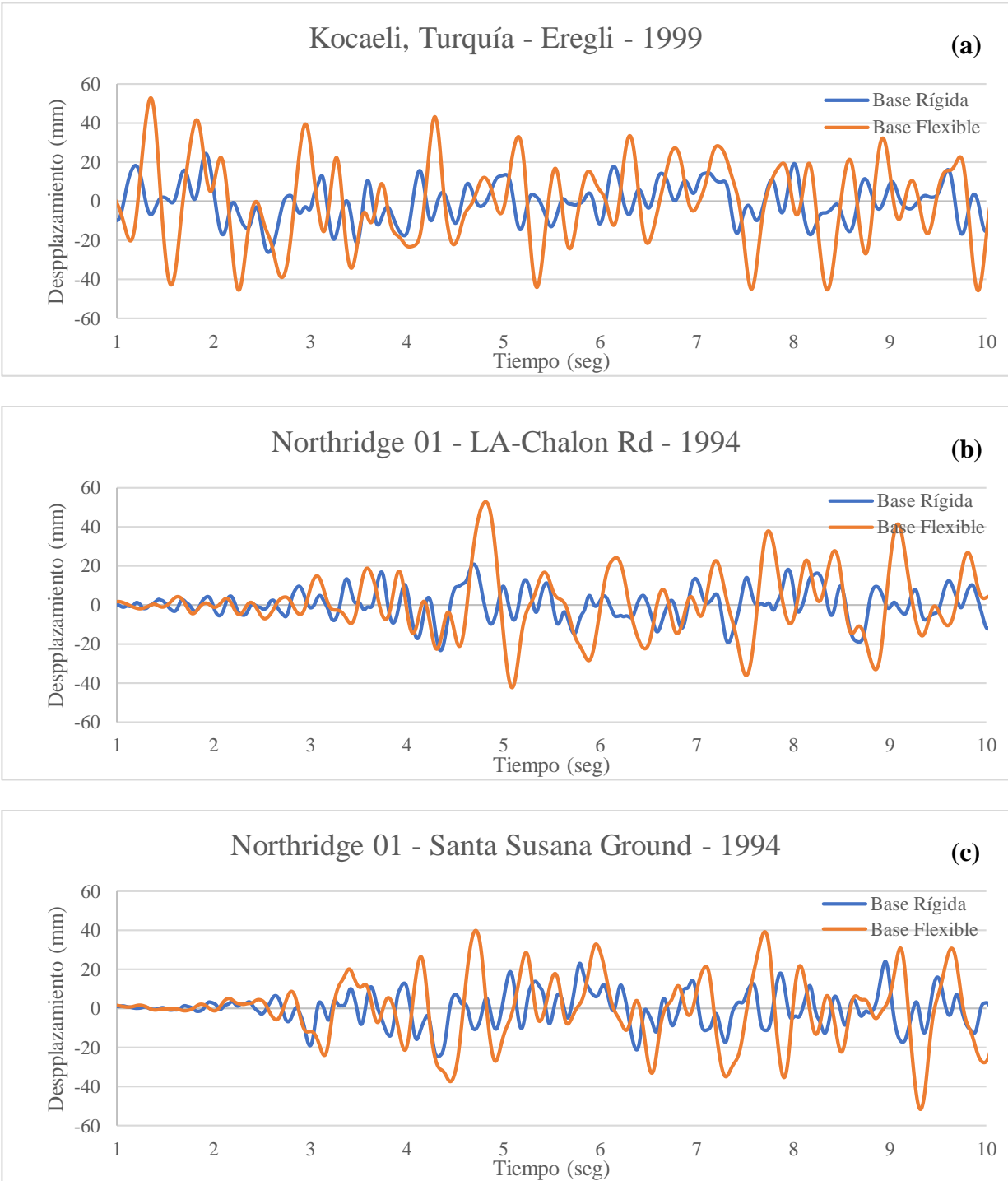


Figura 39. Registro de desplazamiento para el último piso del pórtico controlado de 7 pisos para los terremotos de: (a) Kocaeli; (b) Northridge CHL; y (c) Northridge SSU.

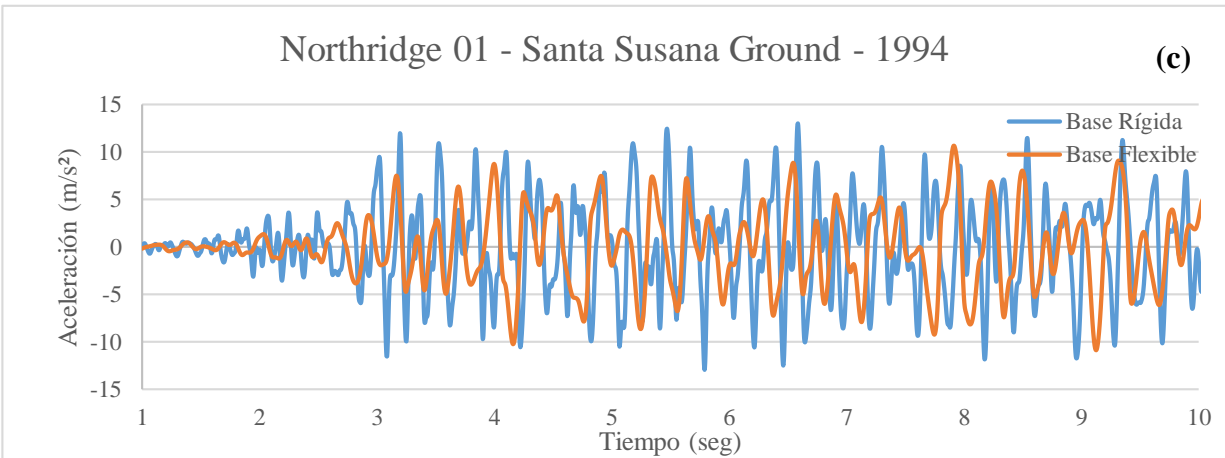
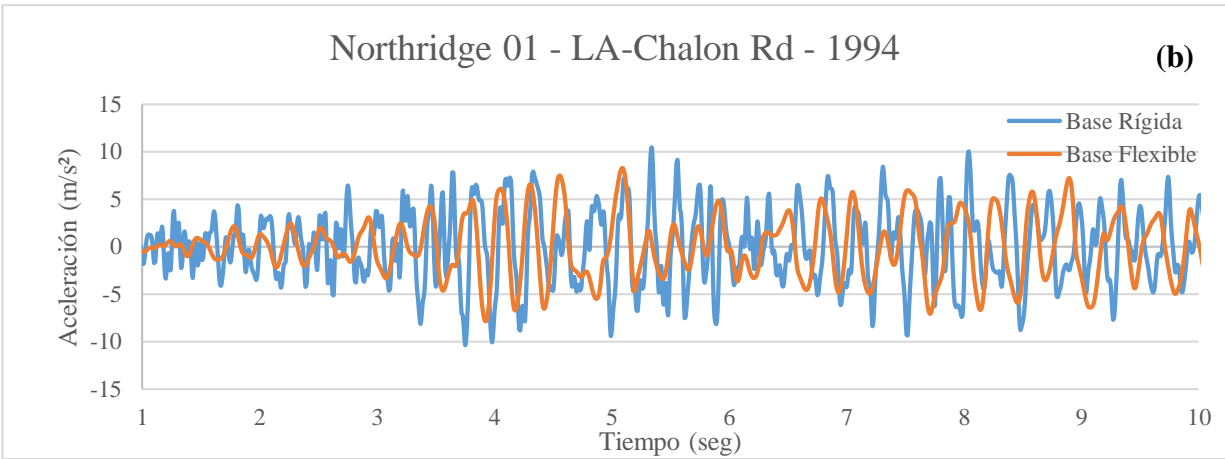
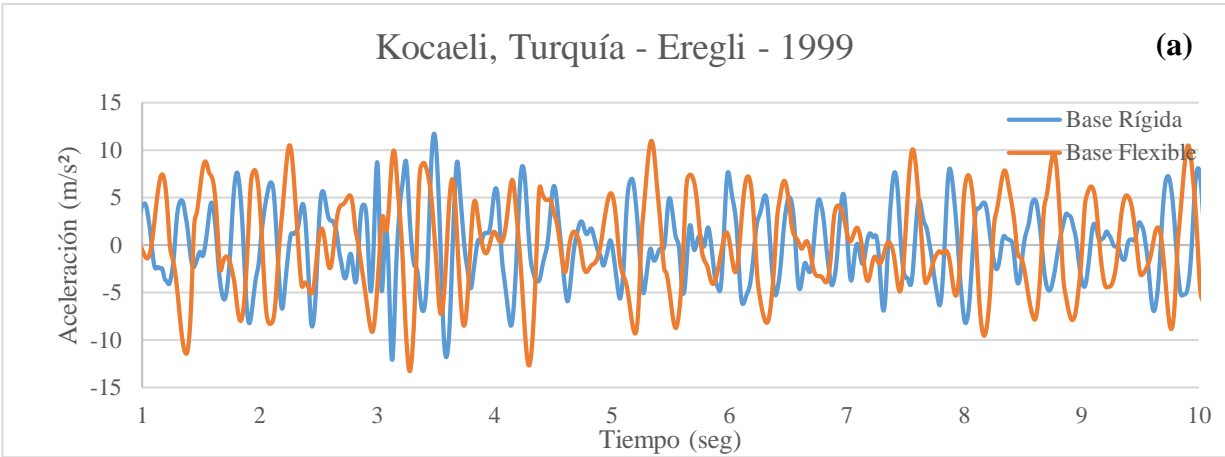


Figura 40. Registro de aceleración para el último piso del pórtico controlado de 7 pisos para los terremotos de: (a) Kocaeli; (b) Northridge CHL; y (c) Northridge SSU.

La deriva de entrepiso también es mostrada en la Figura 41 para los modelos que tienen los disipadores viscosos, en ambos casos de base rígida y base flexible respectivamente.

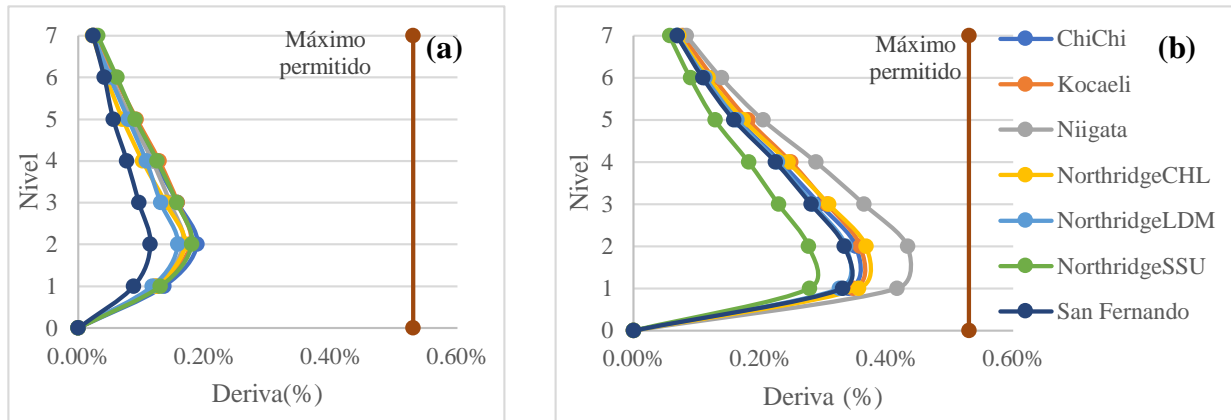


Figura 41. Deriva máxima para (a) modelo de base rígida incorporando los disipadores viscosos y (b) modelo de base flexible incorporando los disipadores viscosos.

Para ambos casos con disipadores viscosos la deriva máxima está debajo del límite para el nivel de daño que se tuvo en cuenta de acuerdo con Hazus (FEMA, 2003). La distribución de la fuerza cortante en cada piso para ambos casos con disipadores viscosos se muestran en la Figura 42.

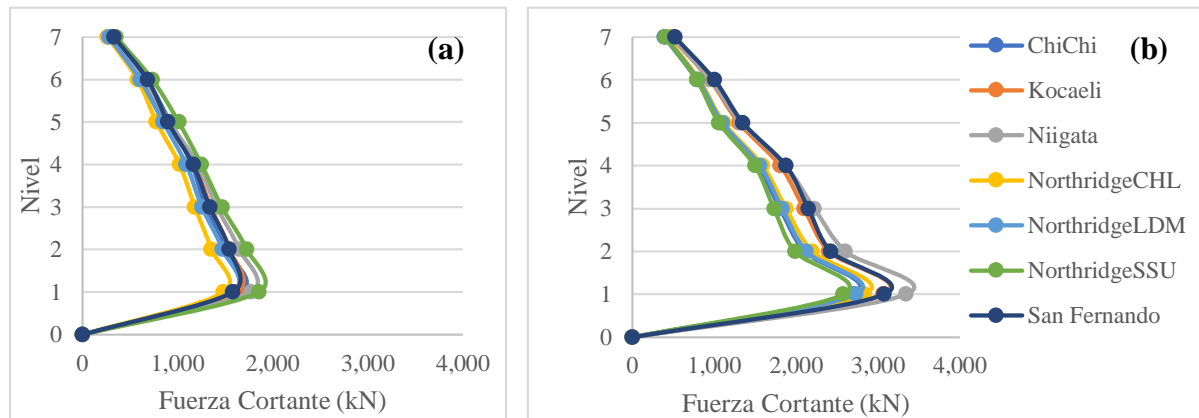


Figura 42. Distribución de la fuerza cortante para (a) modelo de base rígida incorporando los disipadores viscosos y (b) modelo de base flexible incorporando los disipadores viscosos.

Los ciclos de histéresis que se muestran a continuación en la Figura 43 corresponden a los disipadores del piso 2 cuando se considera la interacción suelo estructura (b, d y f) y cuando no se considera (a, c y e), para cada uno de los casos para los terremotos de Kocaeli, NorthridgeCHL y Northridge SSU respectivamente.

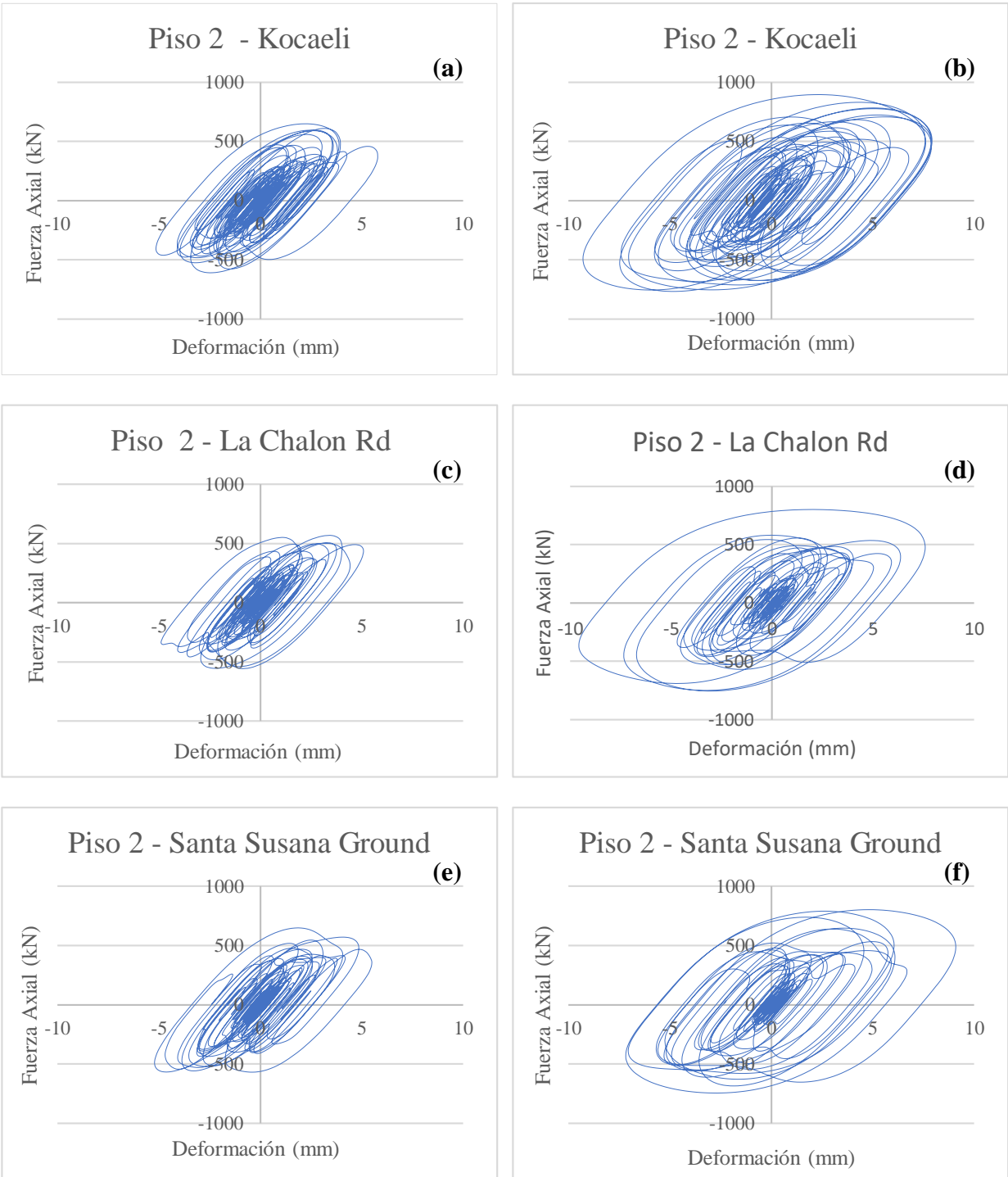


Figura 43. Ciclos de histéresis de los disipadores viscosos el pórtico de 7 pisos sin considerar la interacción suelo estructura (Izquierda) y considerándola (Derecha).

Finalmente, en la Tabla 27 se muestra un resumen de desplazamiento, aceleración y deriva máxima para los 7 terremotos.

Tabla 27. Resumen de resultados para el pórtico de 7 pisos.

Evento	Desplazamiento máximo (mm)		Aceleración máxima (m/s ²)		Deriva máxima (%)	
	Base rígida	Base Flexible	Base rígida	Base Flexible	Base rígida	Base Flexible
ChiChi	23.7	50.4	10.3	7.7	0.188%	0.351%
Kocaeli	26.1	52.9	12	13.2	0.178%	0.358%
Niigata	38.1	62.2	14.3	11.9	0.167%	0.433%
NorthridgeCHL	23.3	52.7	10.4	8.3	0.169%	0.368%
NorthridgeLDM	24	66.1	12.4	13.3	0.158%	0.336%
NorthridgeSSU	24.7	51.6	13	10.9	0.180%	0.278%
SanFernando	25	64.2	11.9	10.8	0.115%	0.333%