



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

**COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS CON AISLADORES DE PÉNDULO
DE FRICCIÓN EN LA ZONA DEL LAGO DE LA CIUDAD DE MÉXICO**

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
JUAN AGUILAR HERNANDEZ

TUTOR PRINCIPAL
DR. HÉCTOR GUERRERO BOBADILLA
INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CDMX, SEPTIEMBRE DE 2020



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ
Secretario: DR. EDUARDO REINOSO ANGULO
1.^{er} Vocal: DR. HÉCTOR GUERRERO BOBADILLA
2.^{do} Vocal: DR. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ
3.^{er} Vocal: DR. ADRIÁN POZOS ESTRADA

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. HÉCTOR GUERRERO BOBADILLA

DEDICATORIA

A la vida, por permitirme tener la salud, el tiempo, la paciencia y la capacidad necesaria para realizar y concluir mis estudios de maestría.

A mis padres, Juan y María, y mis hermanos, Cinthya, Luis y Brandon, por su amor, paciencia y apoyo incondicional, quienes son inspiración y parte fundamental de cada uno de los objetivos personales logrados.

A mi abuela, Elvira, quien estuvo conmigo en esta última etapa, y que ahora se encuentra en un lugar mejor que el que nosotros hemos construido.

A mis abuelos, Patricio y Félix, por abrirme su corazón y las puertas de su hogar, durante mis estudios de maestría.

A mi familia en general, por siempre estar al pendiente de lo que me pasa.

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Héctor Guerrero Bobadilla, por darme la oportunidad de trabajar con él, brindándome su tiempo, asesoría y paciencia durante sus clases y el desarrollo de esta investigación.

A mis amigos, Abraham, Christopher, Jhonathan, José Luis, Marco, Marymar, Miriam, Oscar y Roberto, porque me han acompañado tanto en logros como fracasos desde la infancia.

A mis compañeros de maestría, Juan José, Luis, Raúl, Santiago y Víctor, por su asesoría, compañerismo y grandes momentos vividos durante esta etapa.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM, por permitirme continuar con mi preparación profesional.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por brindarme los recursos necesarios para el desarrollo de este trabajo de investigación.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, CONACYT, por brindarme el apoyo económico durante mis estudios de maestría.

RESUMEN

En esta tesis se analiza el comportamiento sísmico de una serie de edificios de acero equipados con aisladores de base del tipo péndulo de fricción (APF), desplantados en la Zona del Lago de la Ciudad de México. Se estudian modelos en 2D, de tres, seis y nueve niveles, respectivamente, para tres diferentes casos. El Caso 0, que se toma como referencia, corresponde a edificios convencionales de base fija (es decir, sin aisladores de base), diseñados para resistir tanto cargas gravitacionales como las demandas sísmicas. El Caso 1, corresponde a las mismas estructuras del Caso 1, pero montadas sobre aisladores de péndulo de fricción, cuyas propiedades se basan en llevar a la estructura a un periodo objetivo cercano a los 4 s. El Caso 2, corresponde a los edificios con los APF del Caso 1, pero cuya superestructura es rediseñada considerando únicamente cargas gravitacionales. Se evaluó el comportamiento sísmico de los edificios en términos de los siguientes parámetros de demanda ingenieril (PDI): i) distorsión máxima de entrepiso (DME); ii) desplazamiento lateral máximo en el nivel de aislamiento ($Db_{m\acute{a}x}$); iii) velocidad máxima de piso; iv) aceleración máxima de piso; v) cortante máximo de entrepiso; y vi) momento máximo de entrepiso. Se utilizaron 12 registros sísmicos artificiales, generados por la aplicación SASID (2020), para un sitio con periodo dominante cercano a los 2 s. Los movimientos se escalaron a una variedad de intensidades y se realizó análisis dinámico incremental (ADI). Finalmente, se estimó la probabilidad de colapso de las estructuras estudiadas.

Con base en los resultados obtenidos en esta tesis, se observó que la probabilidad de colapso de los edificios estudiados aislados con APF, dada una intensidad sísmica, es menor que aquella de sus contrapartes convencionales. Se encontraron ventajas en el comportamiento de las estructuras con APF, y se identificaron algunas diferencias entre los casos 1 y 2 de las estructuras con aislamiento.

ABSTRACT

In this thesis, the seismic behavior of a series of steel buildings equipped with friction pendulum base isolators (FPBI), located in the lakebed zone of Mexico City, is analyzed. 2D models of three, six and nine storeys, respectively, were studied for three different cases. Case 0, which was taken as a reference, corresponded to conventional fixed-base buildings (i.e. without base isolators), designed to resist both gravitational loads and seismic demand. Case 1, corresponded to the same structures of Case 0, but these were mounted on friction pendulum isolators, whose properties were based on bringing the structure to a target period close to 4 s. Case 2, corresponded to the buildings with FPBI, but their superstructure was redesigned considering gravitational loads only. The seismic behavior of the buildings was evaluated in terms of the following engineering demand parameters (EDP): i) maximum inter-storey drift (DME); ii) maximum lateral displacement at the isolation level (Db_{max}); iii) maximum floor velocities; iv) maximum floor accelerations; v) maximum inter-storey shear; and vi) maximum inter-storey moment. Twelve artificial seismic records, generated from SASID (2020), were used for a site with a predominant period close to 2 s. They were scaled to a variety of intensities in order to conduct incremental dynamic analysis (ADI). Finally, the probability of collapse of the studied buildings was estimated.

Based on the obtained results in this thesis, it was observed that the probability of collapse of isolated buildings with FPBI, given a seismic intensity, was lower than that for conventional buildings. Advantages were found in the behavior of structures with PFBI, and some differences were identified between the cases 1 and 2 of the studied isolated structures.

CONTENIDO

RESUMEN	VII
ABSTRACT	VIII
CONTENIDO	IX
LISTA DE FIGURAS.....	XI
LISTA DE TABLAS.....	XIII
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.2 OBJETIVOS	1
1.2.1 <i>Objetivo general</i>	1
1.2.2 <i>Objetivos particulares</i>	1
1.3 JUSTIFICACIÓN Y ALCANCES.....	2
1.4 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS	3
CAPÍTULO 2 SISTEMAS ESTRUCTURALES AISLADOS	5
2.1 CONCEPTO DEL AISLAMIENTO SÍSMICO.....	5
2.2 ESTADO DEL ARTE.....	7
2.2.1 <i>Aisladores basados en la fricción</i>	7
2.2.2 <i>Aislamiento sísmico en suelos blandos</i>	7
2.2.3 <i>Aislamiento sísmico en México</i>	8
2.3 FORMULACIÓN PARA ESTRUCTURAS AISLADAS.....	8
2.4 SISTEMAS DE PÉNDULO DE FRICCIÓN	10
CAPÍTULO 3 SISTEMAS ESTRUCTURALES ESTUDIADOS.....	13
3.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES.....	13
3.2 CASOS DE ESTUDIO.....	13
3.3 PERIODOS DE LAS ESTRUCTURAS AISLADAS.....	14
3.4 REGISTROS SÍSMICOS	15
3.4.1 <i>Selección</i>	15
3.4.2 <i>Espectros de respuesta</i>	15
3.4.3 <i>Procesamiento de registros</i>	16
3.5 MODELO MATEMÁTICO	17
3.5.1 <i>Superestructura</i>	17
3.5.2 <i>Aisladores</i>	18
CAPÍTULO 4 EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA.....	19

4.1	PARÁMETROS DE DEMANDA INGENIERIL Y ESTADOS LÍMITE DE DAÑO	19
4.1.1	<i>Distorsión límite de entrepiso</i>	19
4.1.2	<i>Desplazamiento límite en el sistema de aislamiento</i>	19
4.2	ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL	19
4.2.1	<i>Escalamiento de registros</i>	20
4.3	COMPORTAMIENTO SÍSMICO	25
4.3.1	<i>Distorsiones de entrepiso</i>	25
4.3.2	<i>Desplazamientos</i>	29
4.3.3	<i>Velocidades de piso</i>	32
4.3.4	<i>Aceleraciones de piso</i>	36
4.3.5	<i>Cortantes de entrepiso</i>	39
4.3.6	<i>Momentos de volteo</i>	43
4.4	CURVAS DE FRAGILIDAD DE COLAPSO	46
4.4.1	<i>Probabilidad de colapso</i>	49
CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		53
5.1	CONCLUSIONES	53
5.2	RECOMENDACIONES	54
REFERENCIAS		55

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Fuentes sísmicas que afectan a la Ciudad de México (adaptada de Reinoso, 2007)	2
Figura 2.1. Comparación de una estructura convencional y una estructura aislada.....	5
Figura 2.2. Concepto del aislamiento sísmico en suelos firmes.....	6
Figura 2.3. Concepto del aislamiento sísmico en suelos blandos.....	7
Figura 2.4. Formulación de un edificio aislado.....	9
Figura 2.5. Sección de un aislador de péndulo de fricción (adaptada de Constantinou, 1991)	10
Figura 2.6. Principio de los sistemas de péndulo de fricción	10
Figura 2.7. Comportamiento histerético de los APF	11
Figura 3.1. Esquema general de los edificios estudiados (adaptada de Guerrero, 2017)	13
Figura 3.2. Espectro elástico de pseudo-aceleración de los registros sísmicos utilizados	15
Figura 3.3. Espectro elástico de desplazamientos de los registros sísmicos utilizados.....	16
Figura 3.4. Errores que se presentan en la generación de registros sísmicos	17
Figura 3.5. Esquema general del modelo matemático empleado	18
Figura 4.1. Ejemplo de curvas ADI (adaptada de Vamvatsikos y Cornell, 2002)	20
Figura 4.2. Registros sísmicos multiplicados por un FE.....	20
Figura 4.3. Curvas ADI del edificio de tres niveles (DME vs PGA)	22
Figura 4.4. Curvas ADI del edificio de seis niveles (DME vs PGA).....	22
Figura 4.5. Curvas ADI del edificio de nueve niveles (DME vs PGA)	23
Figura 4.6. Curvas ADI del edificio de tres niveles ($Db_{m\acute{a}x}$ vs PGA)	24
Figura 4.7. Curvas ADI del edificio de seis niveles ($Db_{m\acute{a}x}$ vs PGA)	24
Figura 4.8. Curvas ADI del edificio de nueve niveles ($Db_{m\acute{a}x}$ vs PGA).....	25
Figura 4.9. Perfil de distorsiones máximas de entrepiso del edificio de tres niveles (FE=1) ..	26
Figura 4.10. Perfil de distorsiones máximas de entrepiso del edificio de seis niveles (FE=1)	27
Figura 4.11. Perfil de distorsiones máximas de entrepiso del edificio de nueve niveles (FE=1)	27
Figura 4.12. Perfil de distorsiones máximas de entrepiso del edificio de tres niveles (FE=1.6)	28
Figura 4.13. Perfil de distorsiones máximas de entrepiso del edificio de seis niveles (FE=1.6)	28
Figura 4.14. Perfil de distorsiones máximas de entrepiso del edificio de nueve niveles (FE=1.6)	29
Figura 4.15. Perfil de desplazamientos máximos del edificio de tres niveles (FE=1)	30
Figura 4.16. Perfil de desplazamientos máximos del edificio de seis niveles (FE=1)	30
Figura 4.17. Perfil de desplazamientos máximos del edificio de nueve niveles (FE=1)	31

Figura 4.18.	Perfil de desplazamientos máximos del edificio de tres niveles (FE=1.6)	31
Figura 4.19.	Perfil de desplazamientos máximos del edificio de seis niveles (FE=1.6)	32
Figura 4.20.	Perfil de desplazamientos máximos del edificio de nueve niveles (FE=1.6)	32
Figura 4.21.	Perfil de velocidades máximas de piso del edificio de tres niveles (FE=1).....	33
Figura 4.22.	Perfil de velocidades máximas de piso del edificio de seis niveles (FE=1)	34
Figura 4.23.	Perfil de velocidades máximas de piso del edificio de nueve niveles (FE=1).....	34
Figura 4.24.	Perfil de velocidades máximas de piso del edificio de tres niveles (FE=1.6).....	35
Figura 4.25.	Perfil de velocidades máximas de piso del edificio de seis niveles (FE=1.6)	35
Figura 4.26.	Perfil de velocidades máximas de piso del edificio de nueve niveles (FE=1.6)..	36
Figura 4.27.	Perfil de aceleraciones máximas de piso del edificio de tres niveles (FE=1)	37
Figura 4.28.	Perfil de aceleraciones máximas de piso del edificio de seis niveles (FE=1).....	37
Figura 4.29.	Perfil de aceleraciones máximas de piso del edificio de nueve niveles (FE=1) ..	38
Figura 4.30.	Perfil de aceleraciones máximas de piso del edificio de tres niveles (FE=1.6) ...	38
Figura 4.31.	Perfil de aceleraciones máximas de piso del edificio de seis niveles (FE=1.6)...	39
Figura 4.32.	Perfil de aceleraciones máximas de piso del edificio de nueve niveles (FE=1.6)	39
Figura 4.33.	Cortantes máximos de entrepiso del edificio de tres niveles (FE=1).....	40
Figura 4.34.	Cortantes máximos de entrepiso del edificio de seis niveles (FE=1)	41
Figura 4.35.	Cortantes máximos de entrepiso del edificio de nueve niveles (FE=1).....	41
Figura 4.36.	Cortantes máximos de entrepiso del edificio de tres niveles (FE=1.6).....	42
Figura 4.37.	Cortantes máximos de entrepiso del edificio de seis niveles (FE=1.6)	42
Figura 4.38.	Cortantes máximos de entrepiso del edificio de nueve niveles (FE=1.6).....	43
Figura 4.39.	Momentos máximos de entrepiso del edificio de tres niveles (FE=1).....	44
Figura 4.40.	Momentos máximos de entrepiso del edificio de seis niveles (FE=1).....	44
Figura 4.41.	Momentos máximos de entrepiso del edificio de nueve niveles (FE=1)	45
Figura 4.42.	Momentos máximos de entrepiso del edificio de tres niveles (FE=1.6).....	45
Figura 4.43.	Momentos máximos de entrepiso del edificio de seis niveles (FE=1.6).....	46
Figura 4.44.	Momentos máximos de entrepiso del edificio de nueve niveles (FE=1.6)	46
Figura 4.45.	Ejemplo de Curvas de Fragilidad (adaptada de Nakazawa et. al., 2011).....	47
Figura 4.46.	Curvas de fragilidad de colapso del edificio de tres niveles	51
Figura 4.47.	Curvas de fragilidad de colapso del edificio de seis niveles.....	51
Figura 4.48.	Curvas de fragilidad de colapso del edificio de nueve niveles	52

LISTA DE TABLAS

Tabla 3.1. Propiedades de los elementos estructurales.....	14
Tabla 3.2. Propiedades de los APF utilizados	14
Tabla 3.3. Periodos y relación T_b/T_s de los edificios estudiados	15
Tabla 4.1. Condiciones de colapso de los edificios estudiados	48

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La utilización de sistemas de protección sísmica ha tenido un gran auge a nivel mundial en las últimas décadas. Tal es el caso de los aisladores sísmicos, cuya técnica se utiliza cada vez más tanto para el diseño de nuevos edificios como para ser una alternativa de rehabilitación sísmica de edificios existentes. Sin embargo, se ha prestado poca atención a la capacidad de colapso de estas estructuras (Cardone et. al., 2018). Estimar la probabilidad de colapso de las estructuras es un área fértil de investigación, ya que, en la literatura, se pueden encontrar estudios completos sobre este tema para edificios de base fija, pero todavía hacen falta varios estudios para edificios con aisladores de base.

A diferencia de un edificio convencional, el cual experimenta deformación lateral ante la acción de sismos, los edificios aislados sísmicamente permanecen prácticamente sin deformarse, por lo que sus elementos estructurales, de manera idealizada, no presentan daños. Lo anterior interpreta que el sistema de aislamiento limita la transferencia de energía hacia la superestructura y, en teoría, la superestructura no debería ser afectada por los movimientos sísmicos. Esto abre la posibilidad de realizar un diseño por carga gravitacional de la superestructura, con el objetivo de contrarrestar los costos adicionales que se generan por la utilización de los aisladores de base. Sin embargo, se desconocen las consecuencias que esto pudiera tener ante sismos de gran intensidad.

Además, se ha observado en numerosos estudios (Constantinou et. al., (1994), Cardone (2018), Zayas (1990)) que el aislamiento sísmico ofrece grandes ventajas en estructuras desplantadas sobre suelo firme. En contraste, se tiene escasa investigación sobre su utilización en suelos blandos, como los que se tienen en la Zona de Lago de la Ciudad de México. Por esa razón, se piensa que esta técnica tiene mínimas ventajas en esas condiciones e incluso puede ser contraproducente en suelos blandos.

Lo anterior, además de la poca utilización de estos sistemas de control en la práctica de la ingeniería estructural en México, han sido los motivos para realizar este trabajo de investigación.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo general

El objetivo general de este estudio es evaluar el comportamiento sísmico de un grupo representativo de edificios estructurados a base de marcos de acero, equipados con aisladores de base del tipo péndulo de fricción (APF), ubicados en la Zona de Lago de la Ciudad de México.

1.2.2 Objetivos particulares

- Evaluar la probabilidad de colapso de las estructuras con APF, mediante la construcción de curvas de fragilidad de colapso, y compararlas con aquellas de estructuras de base fija.
- Comparar las ventajas que se obtienen al utilizar APF, con respecto a estructuras convencionales.

- Identificar las diferencias que resultan de la respuesta sísmica entre los edificios equipados con APF, cuya superestructura es diseñada para resistir sólo cargas gravitacionales o cargas gravitacionales y sísmicas.
- Analizar las ventajas y desventajas que tiene la utilización del aislamiento sísmico en suelos blandos, como los que se tienen en la Ciudad de México.
- Incentivar la utilización de sistemas de protección sísmica, específicamente los aisladores de péndulo de fricción, en la práctica de la ingeniería estructural en México.

1.3 JUSTIFICACIÓN Y ALCANCES

México se encuentra en una zona altamente sísmica. En particular, la Ciudad de México ha experimentado sismos de diversos tipos e intensidades. Entre las fuentes sísmicas que afectan a la ciudad, y como se puede observar en la Figura 1.1, se encuentran: i) sismos de profundidad intermedia de falla normal, causados por rompimientos de la placa de Cocos; ii) sismos de subducción; iii) sismos locales; y iv) sismos tipo Acambay (Rosenblueth y Ordaz, 1987). Pese a la distancia epicentral, la Ciudad de México es particularmente vulnerable, debido a la amplificación que experimentan las ondas sísmicas al atravesar las arcillas del lago (Reinoso, 2007).

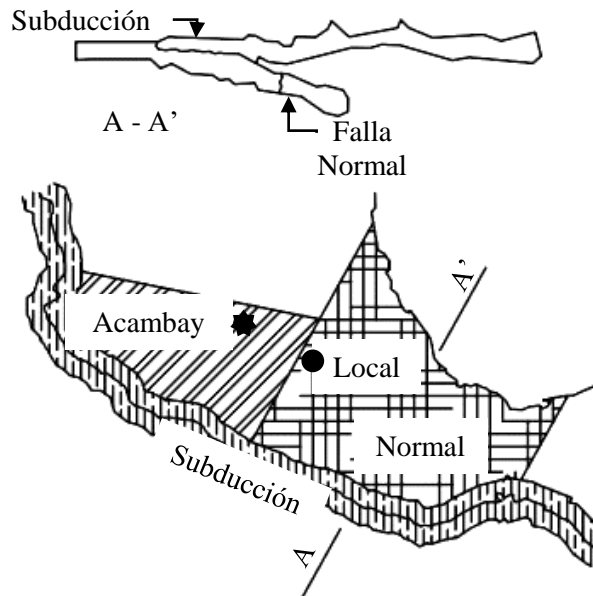


Figura 1.1. Fuentes sísmicas que afectan a la Ciudad de México (adaptada de Reinoso, 2007)

La finalidad del desarrollo de sistemas de protección sísmica ha sido la de reducir los excesivos daños que se presentan en las estructuras cuando son sometidas a aceleraciones en su base, producto de movimientos del terreno. Y, aunque el objetivo fundamental de utilizar aisladores de base es mejorar la respuesta sísmica de las estructuras, su utilización equivocada podría producir efectos desfavorables.

Por lo anterior, resulta de gran importancia evaluar el comportamiento sísmico de edificios aislados con APF, cuya superestructura ha sido diseñada tanto por carga gravitacional únicamente, como para resistir la demanda sísmica. Es de interés, también comprender de manera razonable el nivel de impacto que

tienen la utilización del aislamiento de base en la respuesta sísmica de un grupo de edificios representativos desplantados en suelos blandos.

1.4 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

El presente trabajo de investigación se organiza de la manera siguiente:

En el **Capítulo 1** se presentan el planteamiento del problema, los objetivos generales y particulares, la justificación, y los alcances de este trabajo.

En el **Capítulo 2** se presenta el marco teórico. Se describe el concepto de aislamiento sísmico en suelos firmes y blandos. Se presenta el estado del arte de los aisladores basados en la fricción y su utilización en México. Se presentan las hipótesis bajo las que se formula y las propiedades mecánicas de los sistemas de péndulo de fricción (APF).

En el **Capítulo 3** se describen los sistemas estructurales estudiados en esta tesis, se describen sus principales propiedades y los casos de estudio considerados. Se describe de manera general el modelo matemático utilizado para los análisis dinámicos no lineales (ADNL) realizados. Además, se mencionan las características generales y el procesamiento de los registros sísmicos utilizados.

En el **Capítulo 4** se presentan los parámetros de demanda ingenieril (PDI) y estados límite de daño (ELD) que se consideran en el estudio de la respuesta sísmica de los edificios. Se describe el procedimiento para realizar el análisis dinámico incremental (ADI) y la evaluación de la probabilidad de colapso de las estructuras, mediante la construcción de curvas de fragilidad. Se presentan los resultados obtenidos de los ADNL y se comparan los distintos casos de estudio.

Finalmente, en el **Capítulo 5** se ofrecen las conclusiones y comentarios finales de este trabajo.

CAPÍTULO 2

SISTEMAS ESTRUCTURALES AISLADOS

2.1 CONCEPTO DEL AISLAMIENTO SÍSMICO

El concepto moderno del aislamiento sísmico data desde principios del siglo XX, a partir de propuestas como la del médico británico J. A. Calantarients, quien proponía aislar a las estructuras del terreno mediante una capa de arena, mica o talco, colocada entre la superestructura y su cimentación (Buckle y Mayes, 1990). Desde entonces, muchos mecanismos han sido desarrollados para lograr el objetivo de desacoplar a los edificios de las acciones dañinas ocasionadas por los sismos, entre los que se encuentran rodillos, balines, arenas, cables y columnas pendulares (Tena-Colunga, 1997 y Kelly, 1990). El aislamiento sísmico, tal y como se conoce hoy en día, se convirtió en una realidad a partir de los años 80's, derivado del desarrollo de aisladores elastoméricos y de sistemas que consideran un enfoque deslizante (Naeim y Kelly, 1999).

Así, el concepto del aislamiento sísmico, tiene como objetivo fundamental desacoplar la respuesta dinámica de las estructuras de los movimientos del terreno a través de colocar unos dispositivos, denominados aisladores de base, entre la superestructura y su cimentación. De manera idealizada, la superestructura que se encuentra montada sobre los aisladores se comporta como un cuerpo rígido, mientras que el sistema de aislamiento es el que absorbe la demanda de desplazamientos ocasionados por el movimiento del terreno. A diferencia de un edificio convencional, los cuales experimentan deformaciones laterales considerables ante la acción de sismos, los edificios aislados sísmicamente permanecen, prácticamente sin deformarse (Tena-Colunga, 2016). La Figura 2.1 muestra las diferencias conceptuales que existen entre las estructuras convencionales (Figura 2.1a) y las estructuras aisladas (Figura 2.1b).

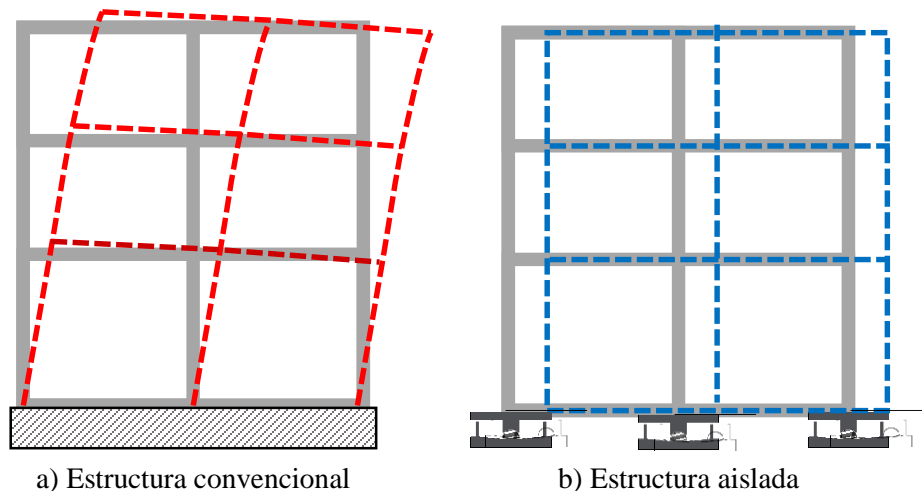


Figura 2.1. Comparación de una estructura convencional y una estructura aislada

El sistema de aislamiento sísmico posee una rigidez lateral muy baja en comparación con la que presenta una estructura convencional. Debido a esta flexibilidad, el periodo fundamental de una estructura aislada (T_b) se incrementa con respecto al periodo fundamental de una estructura de base fija (T_s).

Dado el incremento que existe en el periodo de vibrar de una estructura aislada, numerosos estudios reconocen las ventajas que tiene el aislamiento sísmico en estructuras desplantadas sobre suelos firmes. Para ilustrar esto último, la Figura 2.2 muestra, de manera idealizada, el efecto del aislamiento de base en suelos firmes, mediante los espectros de respuesta de pseudo-aceleración y desplazamientos, respectivamente. En la Figura 2.2a se observan las diferencias que existen entre las demandas de aceleración para una estructura convencional y una estructura aislada. Se observa con notoriedad que, al incrementar el periodo fundamental de la estructura, la demanda de aceleraciones disminuye considerablemente. Acompañado de esta disminución de aceleraciones, en la Figura 2.2b se observa un incremento importante en las demandas de desplazamiento que presenta una estructura aislada respecto a una convencional. Sin embargo, los desplazamientos ocurren en los aisladores y no en la superestructura.

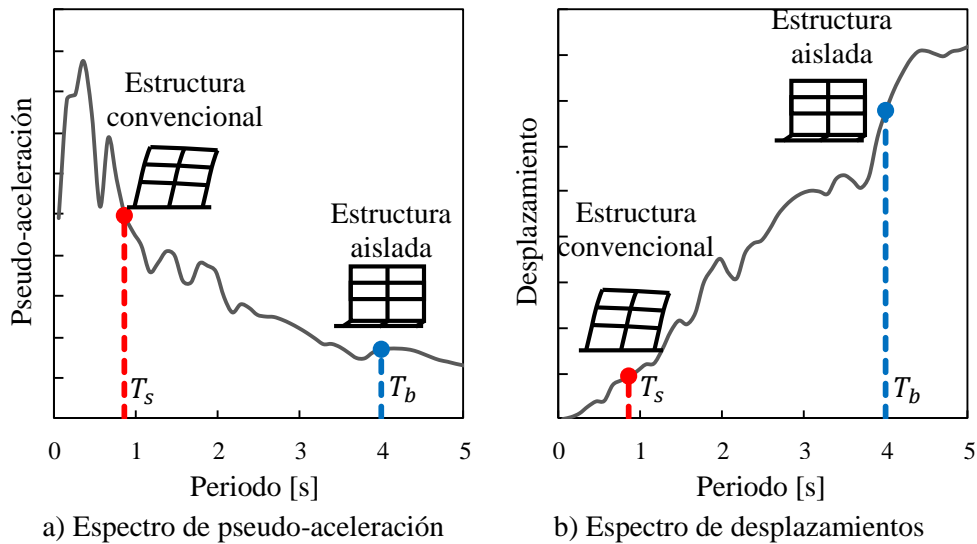


Figura 2.2. Concepto del aislamiento sísmico en suelos firmes

En contraste, en suelos blandos, donde se tienen las ordenadas máximas de aceleración en periodos del suelo más largos a los que se presentan en un terreno firme, es necesario llevar a la estructura a periodos de vibrar más largos, en donde la demanda de aceleraciones se ve disminuida de manera importante. La Figura 2.3 muestra, de manera análoga, el concepto del aislamiento sísmico en suelos blandos. Se puede apreciar en la Figura 2.3a que, incluso en suelos blandos, la demanda de aceleraciones puede llegar a ser menor a la que presenta una estructura convencional, si se logra incrementar lo suficiente el periodo de la estructura aislada. Por otra parte, en la Figura 2.3b se observa que, al igual que en suelos firmes, la demanda de desplazamientos se incrementa para las estructuras aisladas. Nótese que, si el incremento del periodo no es suficiente, el aislamiento podría llevar a la estructura a la nada deseable zona de resonancia.

Debido a lo anterior, se tiene escasa investigación en el comportamiento de estructuras aisladas desplantadas sobre suelos blandos. Sin embargo, hoy en día existen dispositivos que, por sus propiedades mecánicas, pueden considerarse como una alternativa de solución para el aislamiento sísmico en suelos blandos. Tal es el caso de los sistemas de péndulo de fricción que, basado en estudios experimentales realizados por Zayas en la década de los 80's y 90's, se reporta que, entre otras ventajas, el periodo de la estructura aislada es controlado por el radio de curvatura de los aisladores (Al-Hussaini et al., 1994). En el capítulo 2.4 se describen de mejor manera las propiedades y ventajas que ofrecen los sistemas de péndulo de fricción.

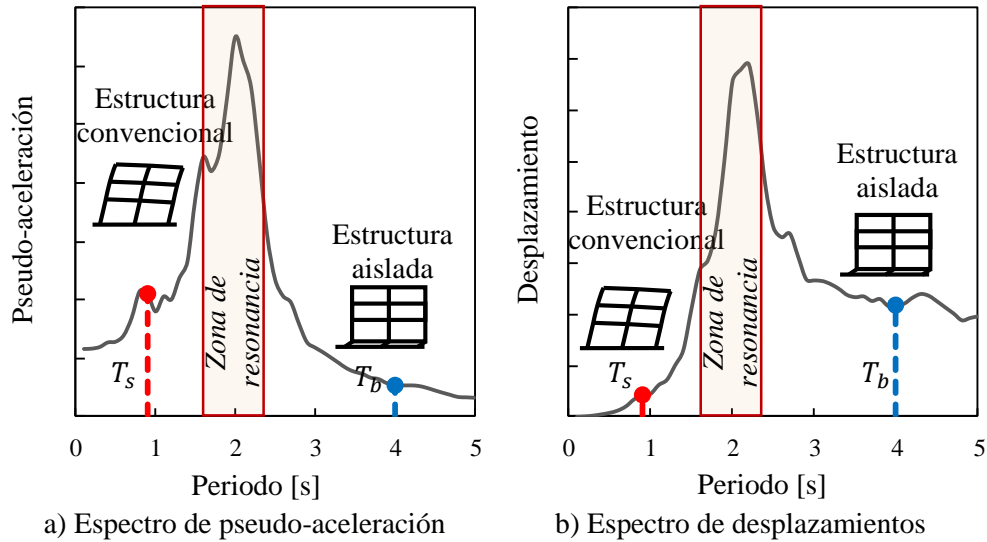


Figura 2.3. Concepto del aislamiento sísmico en suelos blandos

2.2 ESTADO DEL ARTE

2.2.1 Aisladores basados en la fricción

El primer dispositivo de aislamiento basado en fricción fue propuesto y patentado en 1909 por Mario Viscardini (Calvi y Calvi, 2018), el cual tenía capacidad de carga vertical y capacidad de desplazamiento horizontal aceptables. Aunque cumplía con el concepto simple de desacoplar la superestructura, la fuerza que inducía el movimiento era demasiado baja, provocando la oscilación de la estructura bajo vientos moderados o acciones accidentales (Calvi y Calvi, 2018).

Fue en los años ochenta cuando Zayas retomó la idea de aislar sísmicamente a los edificios utilizando dispositivos basados en la fricción, desarrollando y patentando el sistema de péndulo de fricción. De acuerdo con la patente, el sistema tiene intervalos de aplicación de: i) velocidades entre 0 y 0.9 m/s; ii) capacidad de carga vertical entre 7 y 210 MPa; iii) coeficientes de fricción entre el 5 y 20%; y iv) radios de curvatura entre 0.9 y 15 m (Zayas et al., 1990). Algunos intervalos son imposibles de cumplir, pero se justifican por el deseo de cubrir todas las aplicaciones y desarrollos posibles (Calvi y Calvi, 2018).

A la par del desarrollo de los distintos sistemas de aislamiento, numerosos estudios han llevado al desarrollo de aisladores de múltiple fricción que deberían mejorar el rendimiento. Tal es el caso de los péndulos de fricción cóncavo doble, que permiten el doble de capacidad de desplazamiento, o el péndulo de triple fricción, el cual tiene un comportamiento “adaptable”, refiriéndose a que la rigidez, fricción efectiva y propiedades del amortiguamiento, cambian según lo deseado (Calvi y Calvi, 2018).

2.2.2 Aislamiento sísmico en suelos blandos

Dentro de la escasa investigación de estructuras con aisladores de base desplazadas en suelos blandos, se encuentra una prueba experimental de un edificio de acero a gran escala ubicada sobre un suelo típico de Taipéi, con periodos del sitio entre 1.2 y 1.6 s, y montada sobre aisladores del tipo múltiple péndulo de fricción (Tsai et al., 2006).

La prueba experimental consideró cuatro enfoques: i) comportamiento del teflón en las superficies deslizantes; ii) comportamiento del aislador a gran escala; iii) comportamiento de la estructura aislada; y iv) análisis numérico utilizando el modelo propuesto. Los resultados reportados que resultan de interés para esta investigación fueron que el comportamiento del aislador después de 248 ciclos se mantuvo prácticamente igual que al de los ciclos iniciales y de acuerdo con los ciclos de histéresis no se observaron señales de degradación del teflón. También, se reportó una reducción del 70% al 90% de las aceleraciones de piso del sistema aislado comparado con el sistema de base fija. Además, se observó que el sistema de aislamiento puede llevar a la estructura a un periodo de 4 a 5 s, aislándola de manera efectiva bajo terremotos en suelos blandos.

2.2.3 Aislamiento sísmico en México

En los últimos años, la utilización de aisladores sísmicos ha emergido en zonas sísmicas a nivel mundial, por ejemplo, en países como Japón, Estados Unidos y Nueva Zelanda (Tena-Colunga, 2016). Mientras que, en México, su utilización ha sido reducida, a pesar de ser un país con actividad sísmica importante. Incluso, en la Ciudad de México, la mayoría de las estructuras aisladas se encuentran desplantadas sobre terrenos firmes o de transición (Tena-Colunga, 2016).

Fue en los años setenta cuando se realizaron los primeros edificios aislados sísmicamente en la Ciudad de México, una escuela y una iglesia, ambos equipados con un sistema de aislamiento deslizante desarrollado por el Ing. González-Flores (Tena-Colunga, 2016).

Desde entonces y hasta el año 2016, se aisló nuevamente un edificio dentro de la Ciudad de México, un hotel con aisladores elastoméricos y algunas subestaciones con sistema de péndulo de fricción, ubicadas en suelos relativamente blandos, con periodos del sitio entre 0.5 y 1.5 s (Tena-Colunga, 2016). Un estudio de factibilidad de unas subestaciones con APF reportó que el sistema de aislamiento resulta efectivo al limitar los desplazamientos y al utilizar coeficientes de fricción bajos (Tena et. al., 2014).

2.3 FORMULACIÓN PARA ESTRUCTURAS AISLADAS

La ecuación del movimiento, que describe la respuesta inelástica de edificios aislados sometidos a aceleraciones en la base, puede plantearse a partir de la teoría lineal desarrollada por Naeim y Kelly (1999), y adaptarse mediante la ecuación 2.1:

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + \{F_R\} = -[M] \{r\} \ddot{u}_g \quad (2.1)$$

donde:

$[M]$ y $[C]$ son las matrices de masas y amortiguamiento del sistema estructural aislado, respectivamente.

$\{F_R\}$ es el vector de fuerzas restauradoras del sistema aislado.

$\{r\}$ es un vector de acoplamiento entre el sistema estructural y la aceleración del terreno (\ddot{u}_g).

$\{\ddot{u}\}$ y $\{\dot{u}\}$ son los vectores de aceleraciones y velocidades del sistema aislado, respectivamente.

Al rescribir la ecuación 2.1 en su forma matricial extendida, se obtiene la ecuación 2.2. Cabe señalar que, la ecuación 2.2, contempla “ $N_{niv} + 1$ ” grados de libertad, donde N_{niv} es el número de niveles de la superestructura.

$$\begin{bmatrix} m_t & r_s^T M_s \\ M_s r_s & M_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_b \\ \ddot{u}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & C_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_b \\ \dot{u}_s \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} f_b \\ f_s \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_t & r_s^T M_s \\ M_s r_s & M_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad (2.2)$$

donde

$m_t = m_s + m_b$ es la masa total del sistema estructural aislado.

m_b y c_b son la masa y el amortiguamiento del sistema de aislamiento; para el caso de sistemas de péndulo de fricción, se puede considerar $c_b = 0$.

M_s y C_s son las matrices de masas y amortiguamiento, respectivamente, de la superestructura convencional de base fija.

r_s es un vector unitario, que representa el acoplamiento de los grados de libertad de la superestructura sobre base fija.

0 es un vector ceros de la dimensión del número de niveles de la superestructura.

f_b es la fuerza restauradora del sistema de aislamiento, misma que se define en la sección 2.4.

f_s es el vector de fuerzas restauradoras (elásticas o inelásticas) de la superestructura, el cual depende de las propiedades de los elementos estructurales del entrepiso.

\ddot{u}_b, \dot{u}_b y u_b son la aceleración, velocidad y el desplazamiento, respectivamente, medidos en el nivel del sistema de aislamiento.

\ddot{u}_s, \dot{u}_s y u_s son los vectores de aceleraciones, velocidades y desplazamientos relativos al nivel del sistema de aislamiento, respectivamente.

La Figura 2.4 muestra, esquemáticamente, las variables involucradas en la respuesta sísmica de una estructura aislada con APF.

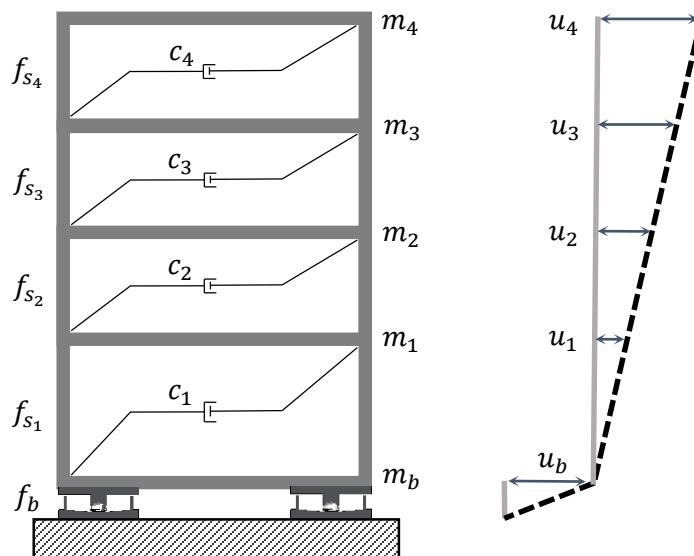


Figura 2.4. Formulación de un edificio aislado

2.4 SISTEMAS DE PÉNDULO DE FRICCIÓN

Los aisladores de péndulo de fricción (APF) se componen principalmente de dos partes; una parte contiene una articulación deslizante, mientras que la otra cuenta con una superficie de deslizamiento cóncava. La Figura 2.5 muestra, de manera conceptual, la sección y partes principales de un APF.

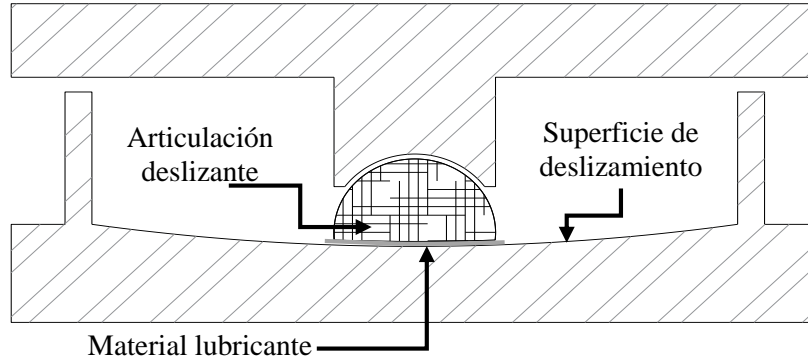


Figura 2.5. Sección de un aislador de péndulo de fricción (adaptada de Constantinou, 1991)

El principio de los sistemas de péndulo de fricción se basa en aprovechar las propiedades de un péndulo simple, para así aumentar el periodo de vibrar de una estructura. Tal y como se ilustra en la Figura 2.6, los aisladores se activan mediante el deslizamiento de la articulación sobre la superficie cóncava de deslizamiento, en donde la fricción generada se convierte en el amortiguamiento requerido para disipar la energía provocada por los sismos (Constantinou et. al., 1990).

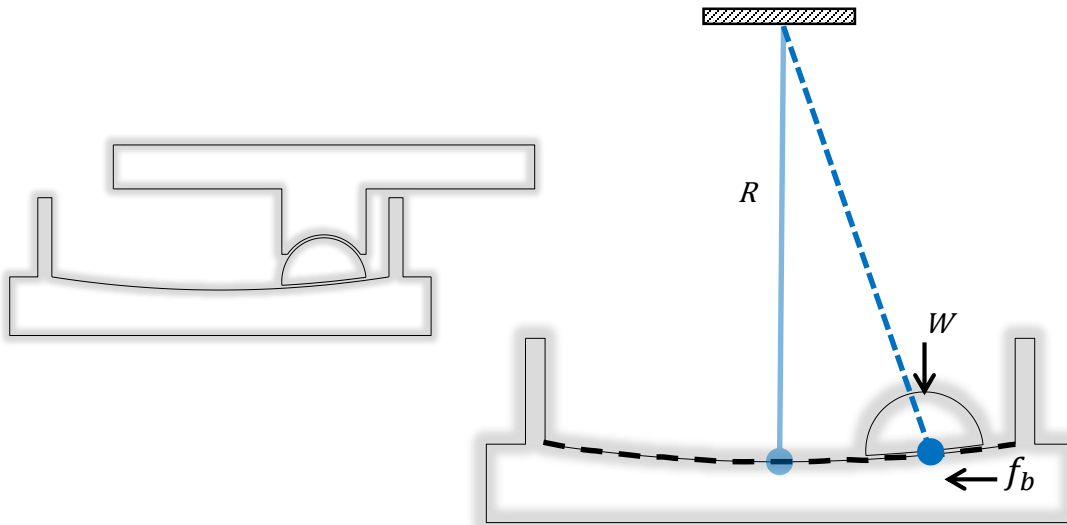


Figura 2.6. Principio de los sistemas de péndulo de fricción

Así, el periodo fundamental de una estructura aislada (T_b) es independiente de la masa, y es controlado únicamente por la selección del radio de curvatura (R) de la superficie cóncava del aislador (Zayas et. al., 1990). El periodo de un sistema aislado se determina mediante la ecuación 2.3:

$$T_b = 2 \pi \sqrt{R/g} \quad (2.3)$$

donde g es la aceleración de la gravedad.

De acuerdo con las pruebas experimentales realizadas por Zayas et. al. (1990), la respuesta sísmica de un APF tiene un comportamiento histerético casi bilineal, tal y como se ilustra esquemáticamente en la Figura 2.7. Uno de los parámetros que definen este comportamiento es la fuerza cortante necesaria para activar el movimiento de los aisladores, $F_o = \mu N$, donde μ es el coeficiente de fricción estático y $N \cong W$ es la fuerza normal, que puede considerarse igual al peso (W) soportado por los aisladores.

El otro parámetro que define el comportamiento de los APF es la rigidez lateral restauradora, definida como $k_b \cong W/R$. El hecho de que la rigidez sea directamente proporcional al peso soportado es una importante y única propiedad de los APF. El centro de rigidez lateral de los APF coincide con el centro de masa. Dado que la fuerza de fricción también es proporcional al peso soportado, el centro de rigidez siempre coincide con el centro de masa de la estructura. Esta propiedad hace que las estructuras aisladas con APF sean particularmente efectivas para minimizar los efectos de torsión (Zayas et. al., 1990).

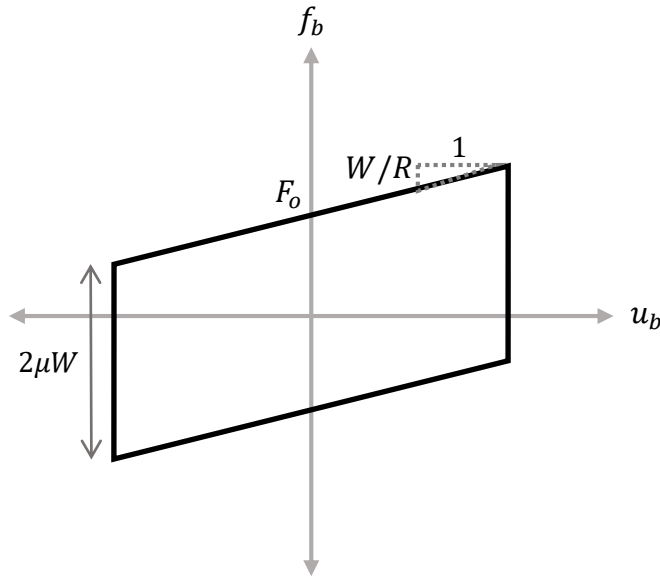


Figura 2.7. Comportamiento histerético de los APF

La fuerza restauradora del APF sigue con excelente precisión la ecuación 2.4 (Constantinou et. al., 1990):

$$f_b = \frac{W}{R} u_b + \mu(t) W \text{sign}(\dot{u}_b) \quad (2.4)$$

donde $\mu(t)$ es el coeficiente de fricción dinámico de la superficie deslizante, calculado mediante la ecuación 2.5:

$$\mu(t) = \mu_{\text{máx}} - (\mu_{\text{máx}} - \mu_{\text{mín}}) e^{-\alpha|\dot{u}_b|} \quad (2.5)$$

siendo $\mu_{\text{máx}}$ y $\mu_{\text{mín}}$ los valores máximos y mínimos, respectivamente, que alcanza el coeficiente de fricción, dependiendo de la velocidad, y α es una constante para una determinada presión y temperatura de la superficie de deslizamiento. Las demás variables fueron definidas con anterioridad.

CAPÍTULO 3

SISTEMAS ESTRUCTURALES ESTUDIADOS

3.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES

La Figura 3.1 muestra, de manera general, el diseño de los edificios estudiados en esta tesis. Las estructuras fueron diseñadas y estudiadas previamente por Guerrero et. al. (2017). La estructuración de los edificios es a base de marcos de acero en 2D, de tres, seis y nueve niveles, respectivamente. El primer entrepiso tiene una altura de 4.0 m, mientras los niveles consiguientes tienen una altura de 3.0 m. Se tienen seis crujeías a cada 8.0 m. Se asume que las estructuras están ubicadas en la Zona del Lago de la Ciudad de México. Se considera un peso total de la azotea de 461 t y 576 t para los demás niveles. El material empleado tanto para traveses (de sección IR) como para las columnas (de sección HSS) es el acero estructural ASTM A-992, con una resistencia nominal a la fluencia de $f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$. Se considera un sistema de piso rígido.

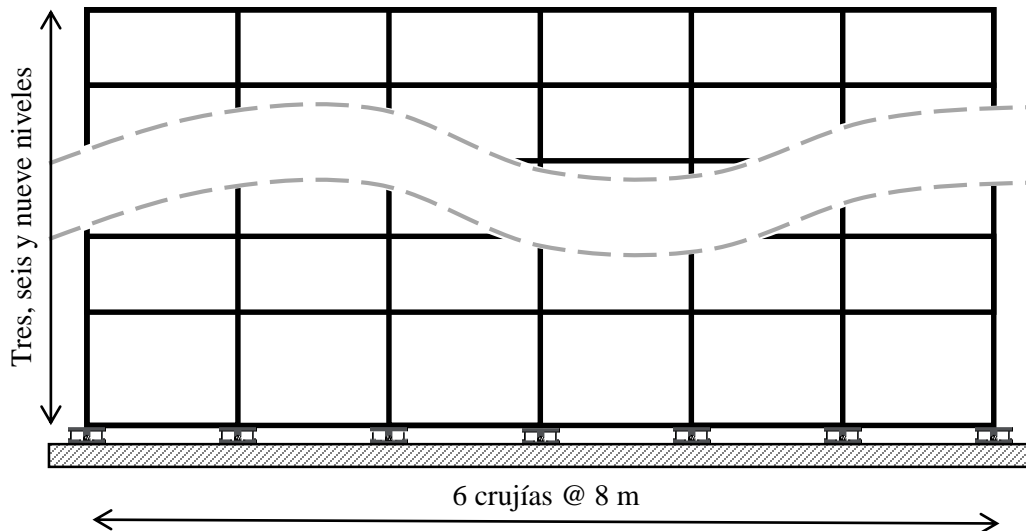


Figura 3.1. Esquema general de los edificios estudiados (adaptada de Guerrero, 2017)

3.2 CASOS DE ESTUDIO

Para fines de comparación, estudian tres casos para cada edificio, los cuales se describen a continuación:

Caso 0. Este es el caso que sirve como referencia. Corresponde a los edificios de base fija (es decir, sin aisladores de base) diseñados para resistir tanto cargas gravitacionales como la demanda sísmica, de acuerdo con las NTC-DCEA (2017).

Caso 1. Las mismas estructuras del Caso 1, pero montadas sobre aisladores de péndulo de fricción (APF).

Caso 2. Los edificios con APF del Caso 1, pero cuya superestructura fue rediseñada considerando únicamente cargas gravitacionales.

Las propiedades de los elementos estructurales, de los edificios estudiados, para cada caso de estudio se muestran en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1. Propiedades de los elementos estructurales

Edificio	Nivel	Columnas HSS [mm]		Trabes	
		Caso 0 & 1	Caso 2	Caso 0 & 1	Caso 2
3 Niveles	1	500 x 25	500 x 19	W 21 x 68	W 21 x 68
	2	500 x 25	500 x 13	W 21 x 68	W 21 x 68
	3	500 x 19	500 x 13	W 21 x 62	W 21 x 62
6 Niveles	1 al 3	600 x 38	500 x 16	W 27 x 94	W 24 x 68
	4 al 6	600 x 19	500 x 13	W 27 x 84	W 24 x 68
9 Niveles	1 al 3	900 x 38	500 x 25	W 27 x 129	W 24 x 68
	4 al 6	900 x 25	500 x 16	W 27 x 102	W 24 x 68
	7 al 9	800 x 19	500 x 13	W 27 x 84	W 24 x 68

3.3 PERIODOS DE LAS ESTRUCTURAS AISLADAS

El hecho de que, para las estructuras con APF, el periodo sea independiente de la masa de la superestructura, ofrece la gran ventaja de definir un periodo objetivo a la que se quiere llevar la estructura, mediante la selección de la longitud del radio de curvatura de la superficie cóncava del aislador. Debido a que los edificios estudiados se asumen desplantados en la Zona del Lago de la Ciudad de México, se definió un periodo objetivo para las estructuras aisladas, (T_b) cercano a los 4 s. Esto resulta conveniente para cualquier zona cuyo periodo dominante del suelo sea menor (digamos) a 2 s. Las propiedades de los APF se resumen en la Tabla 3.2; donde todas las variables fueron definidas con anterioridad.

Tabla 3.2. Propiedades de los APF utilizados

Edificio	T_b [s]	R [m]	$\mu_{m\acute{a}x}$	$\mu_{m\acute{i}n}$	α
Caso 1 & 2					
3, 6 & 9 Niveles	4.01	4.0	0.045	0.04	1

Un parámetro que se utiliza para caracterizar a las estructuras aisladas, es la relación de periodos del sistema aislado con respecto a la superestructura de base fija (T_b/T_s), el cual representa el grado de desacoplamiento que existe entre ambos sistemas (Naeim y Kelly, 1999).

En la Tabla 3.3 se muestran, para cada caso de estudio, el periodo fundamental de los edificios de base fija, así como los valores de la relación de periodos de los edificios aislados estudiados en esta tesis. Se puede observar que las estructuras más rígidas presentan un mayor grado de desacoplamiento, mismo que va disminuyendo conforme la flexibilidad de las estructuras aumenta. Es notorio que, al rediseñar la superestructura únicamente por carga gravitacional, la flexibilidad de esta aumenta.

Tabla 3.3. Periodos y relación T_b/T_s de los edificios estudiados

Edificio	T_s [s]		T_b [s]	T_b/T_s	
	Caso 0 & 1	Caso 2		Caso 1	Caso 2
3 Niveles	0.85	0.91		4.72	4.45
6 Niveles	1.17	1.71	4.01	3.43	2.35
9 Niveles	1.41	2.48		2.84	1.62

3.4 REGISTROS SÍSMICOS

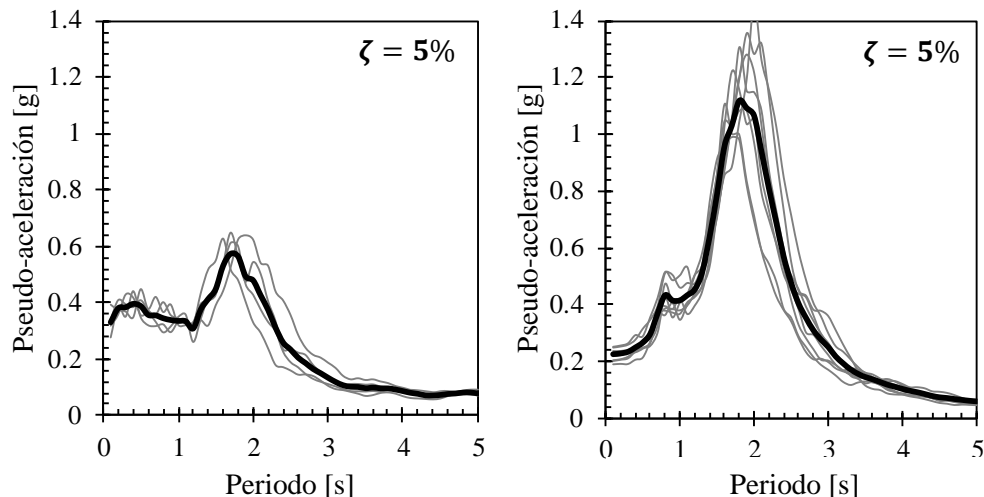
3.4.1 Selección

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DS 2017), en el Análisis Dinámico No Lineal (ADNL) deben utilizarse mínimo 12 parejas de acelerogramas reales, artificiales o combinadas, para sitios con periodo dominante del suelo (T_g) igual o mayor a 2 s. La norma está pensada para modelos 3D, sin embargo, las estructuras estudiadas en esta tesis son modeladas en 2D. Bajo esta consideración, se decidió utilizar 12 componentes horizontales de movimientos sísmicos.

Así, un grupo de 12 acelerogramas artificiales, para unas coordenadas de un sitio con periodo dominante cercano a los 2 s, y compatibles con un periodo de retorno de 250 años, fue generado a través del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID, 2020) en su versión web. El grupo de acelerogramas incluye cuatro movimientos de profundidad intermedia y ocho de subducción (ver sección 3.4.2).

3.4.2 Espectros de respuesta

La Figura 3.2 muestra, para un amortiguamiento crítico del 5%, los espectros elásticos de pseudo-aceleración de los registros seleccionados de SASID (2020) y utilizados en los ADNL. Los registros se han dividido en los grupos de registros de profundidad intermedia y subducción, respectivamente. Las líneas en escala de grises representan el espectro para cada uno de los acelerogramas utilizados, mientras que la línea intensa de color negro muestra el espectro promedio. Se puede observar que, para los acelerogramas de subducción, se presenta un valor máximo promedio de pseudo-aceleración de 1.1 g, siendo casi el doble del que se presenta en los acelerogramas de profundidad intermedia (0.6 g).

**Figura 3.2. Espectro elástico de pseudo-aceleración de los registros sísmicos utilizados**

De manera análoga, la Figura 3.3 muestra los espectros elásticos de respuesta, en términos de desplazamientos, también para un amortiguamiento crítico del 5%. Las líneas en escala de grises corresponden a cada uno de los acelerogramas, mientras que el promedio de éstos se representa mediante la línea intensa de color negro. Se puede observar que, para los acelerogramas de subducción, se presentan mayores desplazamientos con respecto a los acelerogramas de profundidad intermedia, para periodos de 0-4 s; mientras que, para periodos más largos, los desplazamientos comienzan a ser similares en ambos grupos.

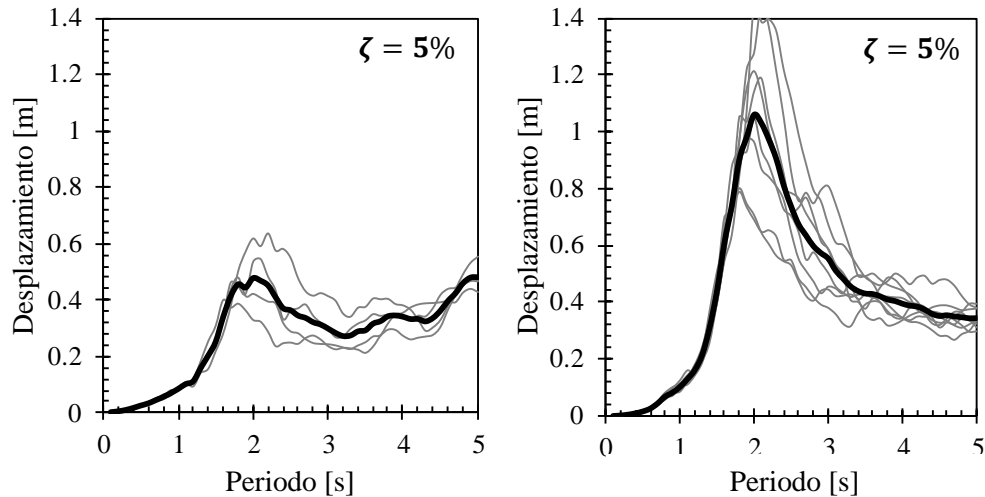


Figura 3.3. Espectro elástico de desplazamientos de los registros sísmicos utilizados

3.4.3 Procesamiento de registros

En ocasiones, los movimientos tienen ruido que ocasiona inconsistencias en los análisis. Por ejemplo, al integrar las aceleraciones, se observa que las velocidades o los desplazamientos no oscilan alrededor del cero. Para ilustrar de mejor manera lo anterior, en la Figura 3.2 se muestra la historia de aceleraciones, velocidades y desplazamientos, de uno de los registros artificiales generado por la aplicación SASID 2020. Se puede observar que, hacia el final de la historia de desplazamientos, se presentan errores en los valores, los cuales podrían llegar a tener una tendencia lineal o hasta exponencial en el tiempo.

Por lo anterior, el grupo de registros sísmicos se procesó con el fin de eliminar los errores que pudieran suscitarse durante su generación, debido a la descompensación por línea base o al ruido en las señales (Boore et. al., 2002). El procesamiento de los registros se realizó en el programa PRISM (2010). Dicho procedimiento involucró: i) recorte de la señal tomando en cuenta la Intensidad de Arias; ii) corrección por línea base de primer orden; y iii) filtrado tipo pasabanda de 4 polos para eliminar las frecuencias menores a 0.1 y mayores a 20 Hz.

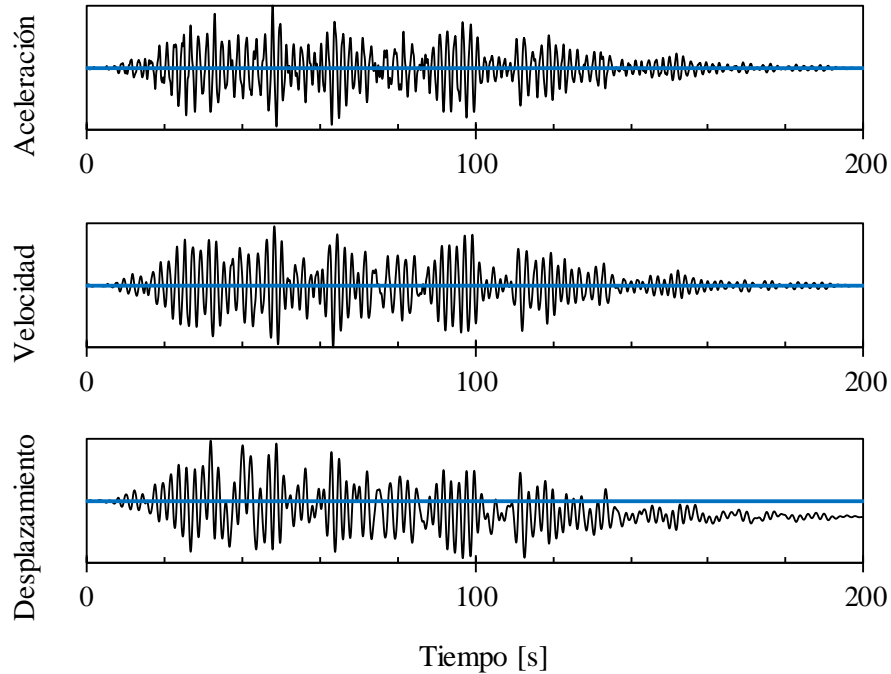


Figura 3.4. Errores que se presentan en la generación de registros sísmicos

3.5 MODELO MATEMÁTICO

Para realizar los análisis dinámicos no lineales de los casos de estudio mencionados anteriormente, se empleó el programa ETABS (2016). En esta sección se describen los principales aspectos que se tomaron en cuenta para el modelado de los edificios estudiados.

3.5.1 Superestructura

Se consideró que:

- El peso de los niveles se distribuyó en masas concentradas en los nodos.
- Los elementos estructurales de los marcos (trabes y columnas) fueron modelados mediante elementos tipo barra.
- Para considerar la no-linealidad de los elementos, se asignaron articulaciones plásticas en los extremos de las trabes y columnas a una distancia relativa del 5 y 95% de su longitud. El tipo de articulación se definió como controlada por deformación.
- Se consideró un amortiguamiento crítico del 2.5% para los dos primeros modos que contribuyen a la respuesta del modelo estructural. Se empleó amortiguamiento clásico mediante el método de Rayleigh, el cual considera el amortiguamiento proporcional a la masa y rigidez (Chopra, 2014).
- El sistema de piso se consideró como diafragma rígido.

3.5.2 Aisladores

Para el caso de los aisladores, se consideró que:

- Los aisladores de péndulo de fricción fueron modelados mediante elementos resorte del tipo aislador de fricción (disponibles en programa ETABS, 2016).
- Se asignó la propiedad direccional fija en la dirección axial del aislador, y se activó la no-linealidad en la dirección horizontal.
- Las propiedades no lineales que requiere el programa son la rigidez inicial del aislador, los coeficientes de fricción máximo y mínimo, respectivamente, el parámetro de velocidad y el radio de curvatura. Los parámetros fueron definidos con anterioridad en la sección 2.4.

Los análisis dinámicos no lineales se realizaron considerando una representación de los edificios en dos dimensiones.

La solución de los análisis fue del tipo integración directa no lineal. Para ello, se utilizó el método de Newmark, con parámetros $\gamma = 0.5$ y $\beta = 0.25$, lo que asume aceleración constante (Chopra, 2014).

La Figura 3.5 muestra un esquema general del modelo matemático realizado en ETABS (2016). En ella se ilustran los principales componentes del modelo, los cuales fueron descritos anteriormente.

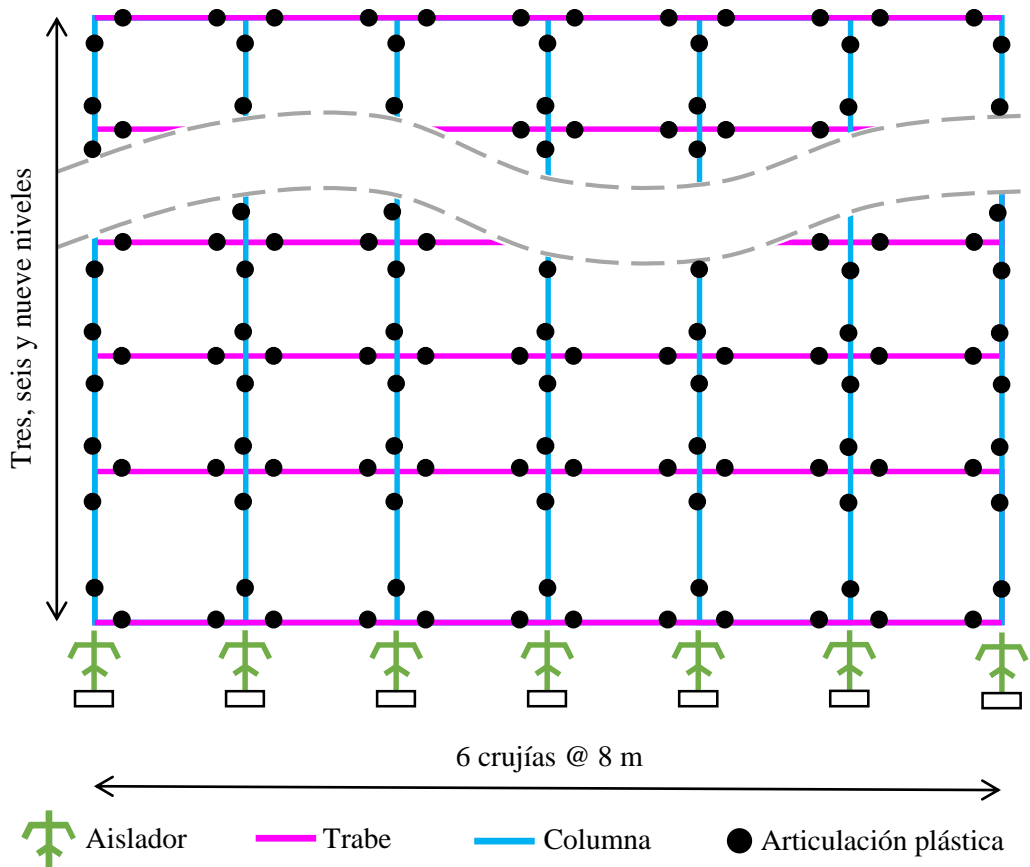


Figura 3.5. Esquema general del modelo matemático empleado

CAPÍTULO 4

EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA

4.1 PARÁMETROS DE DEMANDA INGENIERIL Y ESTADOS LÍMITE DE DAÑO

La respuesta sísmica de los edificios aislados y de base fija, estudiados en esta tesis, se evaluó en términos de los siguientes parámetros de demanda ingenieril (*PDI*): i) distorsión máxima de entrepiso (*DME*), aplicable tanto para los edificios de base fija como para los edificios aislados, y ii) desplazamiento máximo en el nivel de aislamiento ($Db_{m\acute{a}x}$), aplicable en los edificios aislados con APF. Adicionalmente, se evaluó el comportamiento sísmico en términos de: iii) velocidades máximas de piso; iv) aceleraciones máximas de piso; v) cortantes máximos de entrepiso; y vi) momentos de volteo máximos de entrepiso.

4.1.1 Distorsión límite de entrepiso

La distorsión de entrepiso está relacionada con el daño de los edificios y es utilizada generalmente como un índice de daño estructural. También, está relacionada con el daño a componentes no estructurales (Elenas y Meskouris, 2001, y FEMA P-58, 2012).

En esta tesis se adopta una distorsión máxima, $\gamma_{m\acute{a}x} = 0.015$, como distorsión límite de entrepiso para el estado de seguridad contra colapso, de acuerdo con las NTC-DS (2017), para estructuras de acero a base de marcos de ductilidad baja.

4.1.2 Desplazamiento límite en el sistema de aislamiento

La falla de los dispositivos de aislamiento basados en fricción, como los utilizados en este trabajo, está asociada con el alcance de un desplazamiento límite, por ejemplo, la capacidad máxima de desplazamiento lateral del aislador (Cardone et. al., 2018).

Para fines de esta investigación, la capacidad de desplazamiento último ($D_{\acute{u}ltimo}$), se supone igual al desplazamiento promedio (D_M), obtenido del espectro elástico de desplazamientos, para el periodo de las estructuras aisladas ($T_b = 4 s$), multiplicado por un factor de seguridad. De los espectros de respuesta mostrados en la sección 3.4.2 (Figura 3.3), se observó que el desplazamiento promedio en estructuras con periodo igual a 4 s tiene valores de 0.34 m para el grupo de acelerogramas de profundidad intermedia, y 0.39 m para los movimientos de subducción. De tal manera que se toma el mayor de ambos. Entonces, y de acuerdo con los criterios mínimos del ASCE/SEI 7 (2017) para el diseño de edificios aislados, se tomó como desplazamiento límite $D_{\acute{u}ltimo} = 1.3 D_M = 0.50 m$.

4.2 ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL

El Análisis Dinámico Incremental (ADI) es un método de análisis paramétrico que ha emergido de diferentes formas para estimar más a fondo el desempeño de las estructuras sujetas a movimientos sísmicos. Este método se basa en someter un modelo estructural a uno (o varios) movimientos sísmicos. Cada uno, escalado a diferentes niveles de intensidad (MI), como la aceleración máxima del terreno (*PGA*), la aceleración espectral en el modo fundamental de la estructura ($S_a(T_s)$), etc. Con ella se obtiene una (o varias) curvas de respuesta sísmica, en términos de un PDI, para cada nivel de intensidad. Cada curva calculada se denomina Curva ADI (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

La Figura 4.1 muestra un ejemplo de 30 curvas ADI, donde se establece como MI la aceleración espectral y como respuesta sísmica la DME.

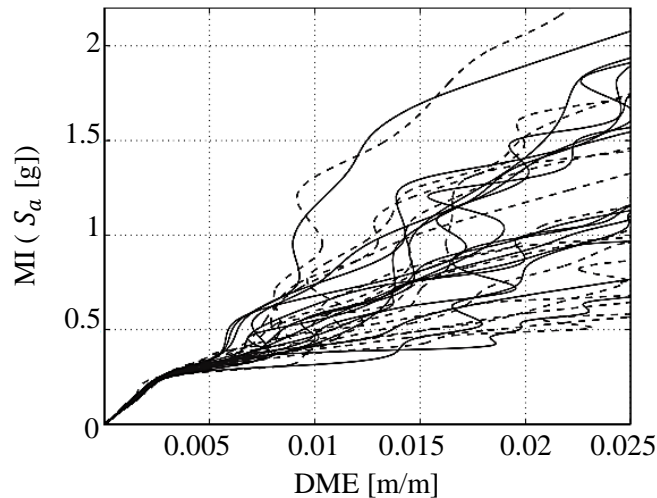


Figura 4.1. Ejemplo de curvas ADI (adaptada de Vamvatsikos y Cornell, 2002)

La selección de registros sísmicos influye de manera considerable en los resultados de un análisis dinámico incremental. En trabajos realizados por Vamvatsikos y Cornell (2002) se describen criterios para identificar las propiedades que deben poseer los registros sísmicos para poder ser utilizados en un análisis ADI. El conjunto de registros sísmicos generados por la aplicación SASID (2020) cuenta con las características necesarias.

4.2.1 Escalamiento de registros

Con el fin de analizar la respuesta de las estructuras a diferentes niveles de intensidad sísmica, es necesario multiplicar la historia de aceleraciones de los registros sísmicos por un factor de escala (FE). Este factor es, de manera general, un valor numérico positivo que multiplica a toda la historia de aceleraciones. La Figura 4.2 ilustra de mejor manera el concepto del FE. Un factor de escala unitario significa el acelerograma original. Para un $FE > 1$ significa que el acelerograma ha sido amplificado en amplitud, mientras que para un $FE < 1$ significa que el acelerograma ha sido reducido.

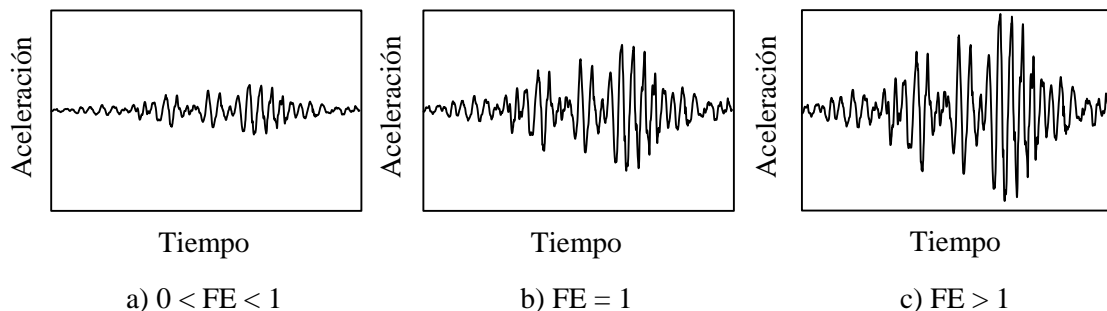


Figura 4.2. Registros sísmicos multiplicados por un FE

Debido a las características similares que presentan los registros sísmicos utilizados en esta tesis, la medida de intensidad (MI) utilizada en el análisis ADI se definió como el promedio de la aceleración máxima del terreno (PGA).

De tal manera que, los acelerogramas fueron escalados a intensidades de $PGA=0.05$ g, hasta alcanzar el 100% de probabilidad de colapso (descrita en la sección 4.4), en intervalos de 0.05 g.

Para los registros sísmicos originales ($FE=1$), el valor promedio de la aceleración máxima del terreno fue igual a 0.22 g, tanto para los sismos de profundidad intermedia como para los de subducción.

Así, se realizó el análisis dinámico incremental (ADI), para cada caso de estudio, de los edificios de tres, seis y nueve niveles. Se evaluó la respuesta sísmica en términos de dos parámetros de demanda ingenieril (PDI): i) Distorsión máxima de entrepiso (DME); y ii) Desplazamiento lateral máximo en el nivel de aislamiento ($Db_{m\acute{a}x}$). La medida de intensidad (MI) corresponde al promedio de la aceleración máxima del terreno (PGA) para cada uno de los grupos de registros sísmicos utilizados. Considerando que se utilizaron cuatro registros de profundidad intermedia y ocho registros de subducción, se tienen cuatro y ocho curvas ADI para cada caso estudiado, respectivamente.

En las Figuras 4.3 a la 4.5 se muestra el resultado del ADI de los edificios de tres, seis y nueve niveles, respectivamente, para cada caso de estudio. Estas se obtuvieron al procesar los resultados de la distorsión máxima de entrepiso (DME) obtenida para cada análisis dinámico no lineal (ADNL). Las líneas delgadas grises representan las curvas ADI para cada registro, mientras que el promedio de estas se representa mediante líneas gruesas de color.

De las curvas ADI, mostradas en las Figuras 4.3 a la 4.5, se puede observar que:

- Para todos los edificios aislados (Caso 0 y 1) las estructuras permanecen en su intervalo elástico a la intensidad original de los registros sísmicos ($PGA=0.22$ g).
- Para las estructuras del Caso 0, la cual corresponde a los edificios de base fija, se observaron algunos cambios de pendiente. El edificio de tres niveles presentó estos cambios a intervalos de distorsiones de 0.014-0.017 a intensidades de 0.34-0.40 g (profundidad intermedia) y a intervalos de distorsiones de 0.016-0.018 a intensidades de 0.24-0.34 g (subducción), respectivamente. En el edificio de seis niveles, se observaron a intervalos de distorsiones de 0.014-0.016 a intensidades de 0.30-0.34 g (profundidad intermedia) y a intervalos de distorsiones de 0.014-0.016 a intensidades de 0.20-0.26 g (subducción), respectivamente. Mientras que, en el edificio de nueve niveles se observaron a intervalos de distorsiones de 0.014-0.018 a intensidades de 0.22-0.30 g (profundidad intermedia) y a intervalos de 0.014-0.016 a intensidades de 0.12-0.18 g (subducción), respectivamente.
- Las estructuras aisladas del Casos 1 y 2 no presentaron nunca un cambio de pendiente. Se observa con notoriedad que, las superestructuras montadas sobre los APF, presentaron valores de DME insignificantes, comparados con las que se presentaron en la estructura de base fija (Caso 0).
- En cuanto a las diferencias entre los dos casos de edificios aislados, en el edificio de tres niveles no se notó una diferencia entre ambos casos, de hecho, en los Casos 1 y 2 el promedio de las curvas ADI están prácticamente encimadas una sobre la otra. Mientras que, en los edificios de seis y nueve niveles, el promedio de las Curvas ADI del Caso 2 comenzó a presentar algunas diferencias a partir de una intensidad de 0.3 g y 0.2 g, respectivamente, con respecto a la estructura del Caso 1. Lo que interpreta que, para grandes intensidades, se podrían alcanzar valores de distorsiones de entrepiso significativos en la estructura del Caso 2.

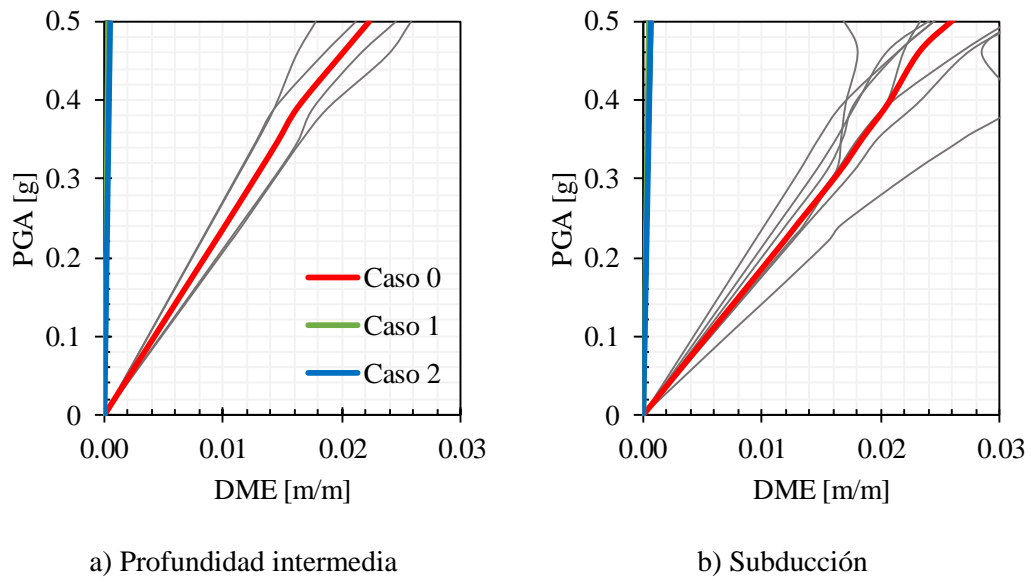


Figura 4.3. Curvas ADI del edificio de tres niveles (DME vs PGA)

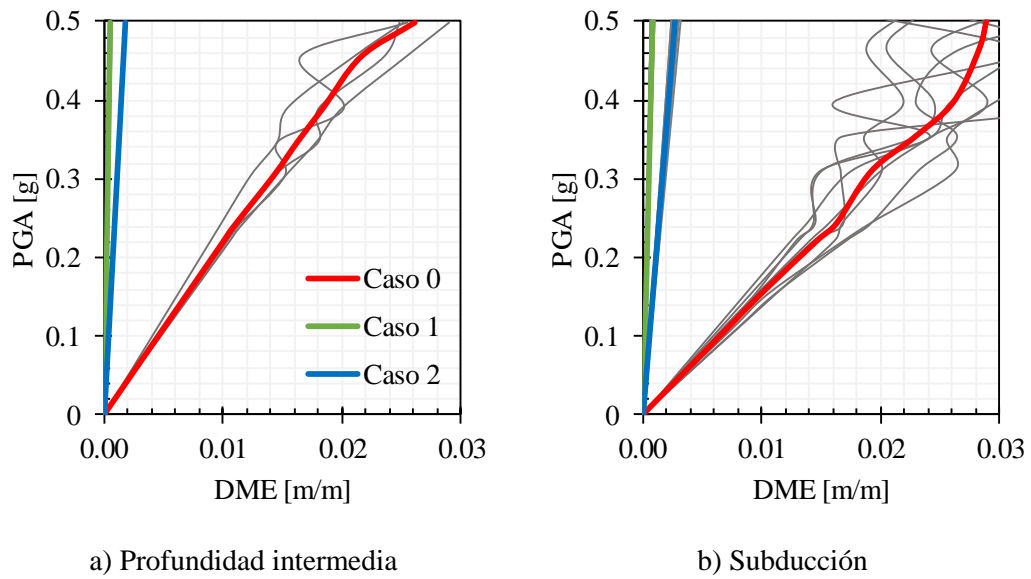


Figura 4.4. Curvas ADI del edificio de seis niveles (DME vs PGA)

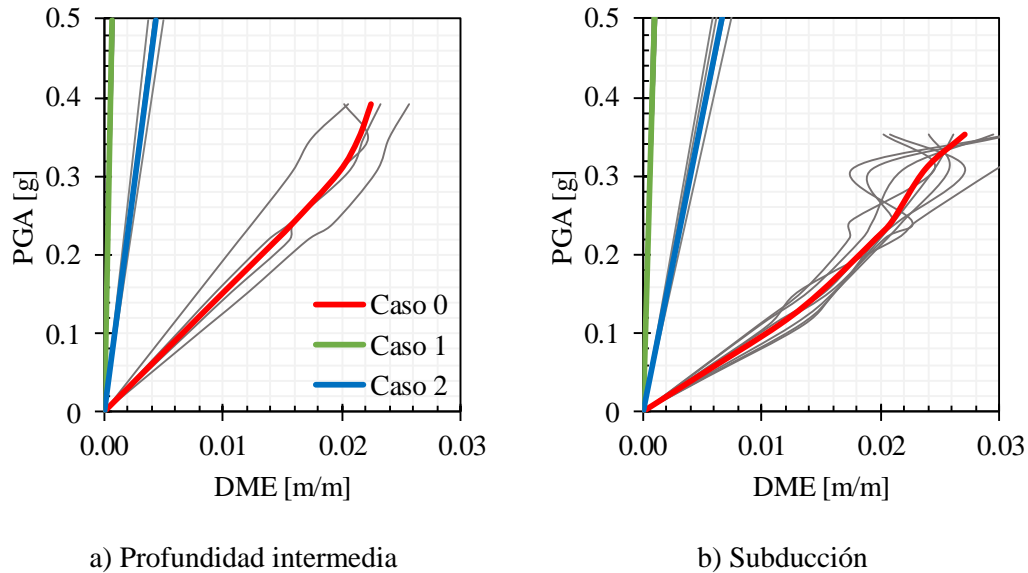


Figura 4.5. Curvas ADI del edificio de nueve niveles (DME vs PGA)

Las Figuras 4.6 a la 4.8 ilustran las curvas ADI de los edificios de tres, seis y nueve niveles, respectivamente, para los Casos 1 y 2, en términos de desplazamiento máximo en el nivel de aislamiento ($Db_{máx}$). De igual manera, las líneas delgadas de color gris representan las curvas IDA para cada registro independiente, mientras el promedio de estas se representa mediante las líneas gruesas de color.

De las curvas ADI, mostradas en las Figuras 4.6 a la 4.8, se observa que:

- Para todos los edificios, el desplazamiento máximo en el nivel de aislamiento ($Db_{máx}$) tiene un comportamiento lineal, con respecto a la intensidad.
- El promedio de las curvas ADI de los edificios rediseñados únicamente por carga gravitacional (Caso 2), llevan prácticamente la misma tendencia que el promedio de las curvas ADI de los edificios del Caso 1.
- Dada una intensidad, los edificios aislados presentan una mayor demanda de desplazamientos máximos en el nivel de aislamiento para el grupo de acelerogramas de subducción, que para los de profundidad intermedia.

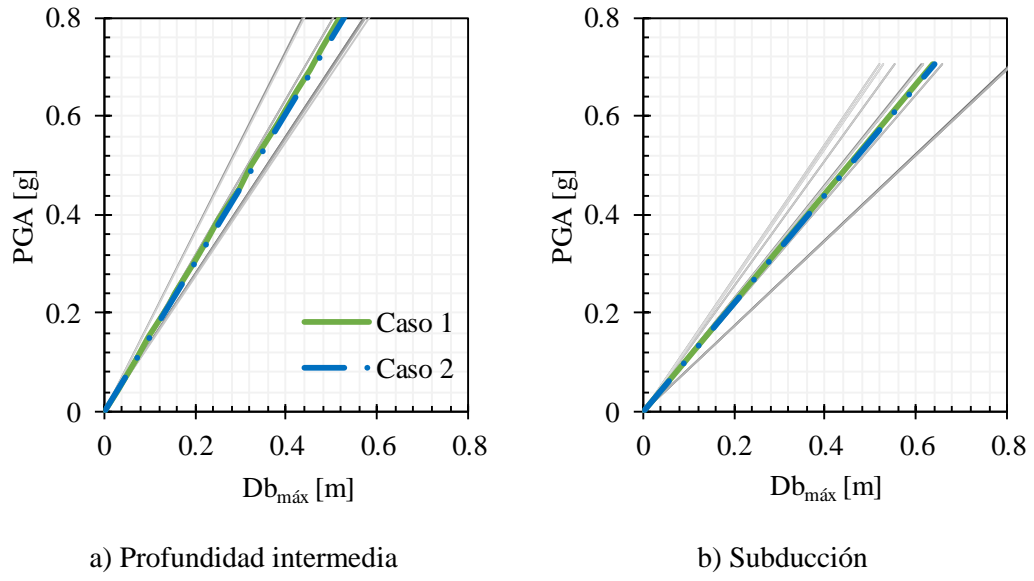


Figura 4.6. Curvas ADI del edificio de tres niveles (Db_{máx} vs PGA)

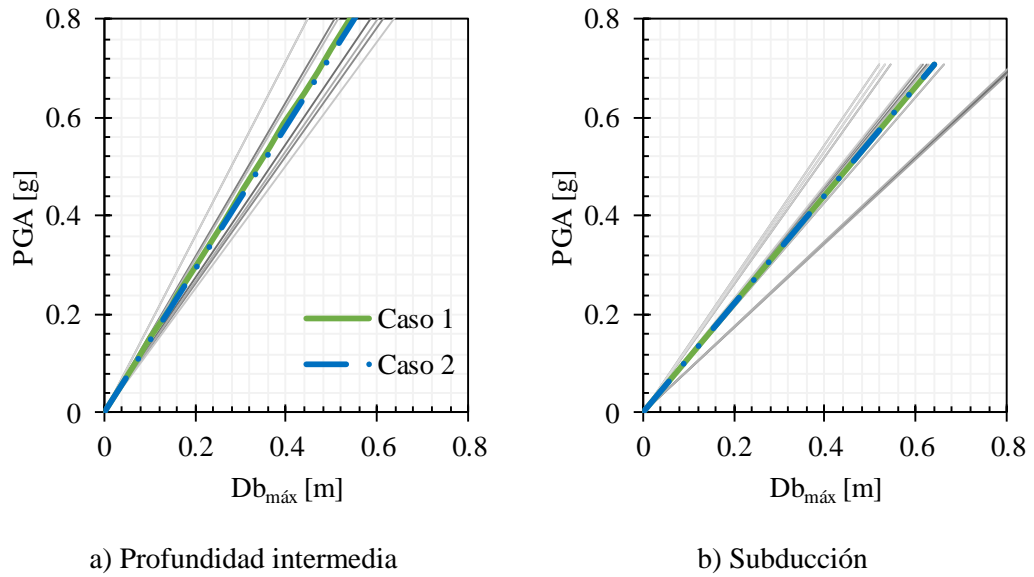


Figura 4.7. Curvas ADI del edificio de seis niveles (Db_{máx} vs PGA)

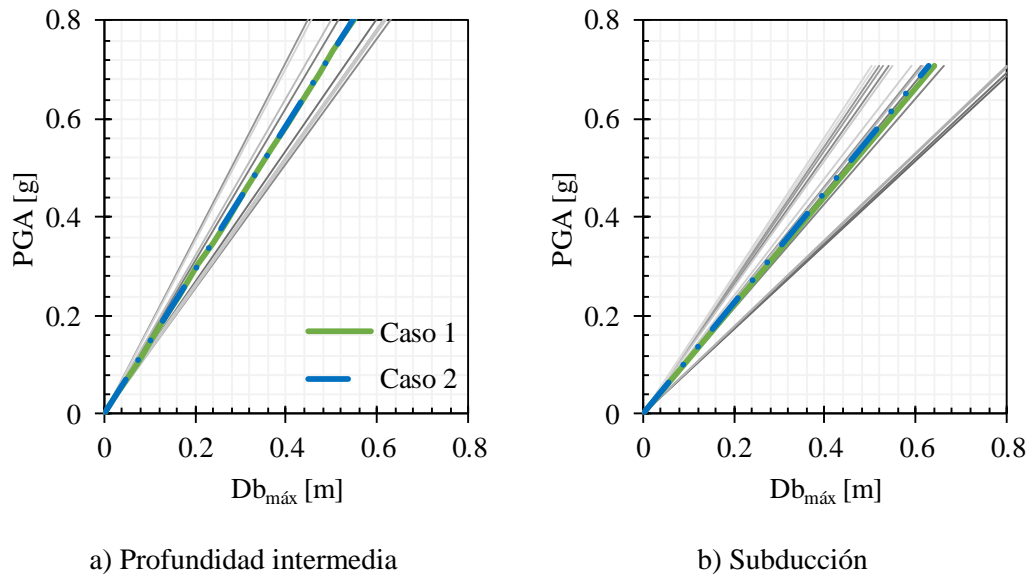


Figura 4.8. Curvas ADI del edificio de nueve niveles ($Db_{máx}$ vs PGA)

4.3 COMPORTAMIENTO SÍSMICO

Resulta de interés ilustrar el comportamiento de los edificios analizados en esta tesis, para un par de intensidades sísmicas, mediante el perfil de distorsiones, desplazamientos, cortantes y momentos de volteo máximos de entrepiso, así como los perfiles de velocidades y aceleraciones máximas de piso. En esta sección, se muestran los resultados obtenidos, a la intensidad del 100% y 160% de los acelerogramas, respectivamente, para cada uno de los parámetros mencionados anteriormente.

4.3.1 Distorsiones de entrepiso

En las Figuras 4.9 a la 4.11 y en las Figuras 4.12 a la 4.14 se muestran los perfiles de distorsiones máximas de entrepiso de los edificios de tres, seis y nueve niveles, para cada caso de estudio, a la intensidad del 100% ($FE=1$) y 160% ($FE=1.6$) de los registros sísmicos utilizados, respectivamente. Las líneas en color gris representan el perfil de distorsiones máximas para cada movimiento, mientras el promedio de estos es representado por las líneas gruesas de color con marcadores. La línea discontinua es el valor de la distorsión límite de entrepiso, $\gamma_{máx} = 0.015$.

De los perfiles de distorsiones máximas, mostrados en las Figuras 4.9 a la 4.14, se puede observar que:

- A la intensidad del 100%, para el Caso 0 (estructura de base fija), el promedio de las distorsiones máximas de entrepiso alcanza valores de 0.009 (profundidad intermedia) y 0.012 (subducción) en el edificio de tres niveles, valores de 0.01 (profundidad intermedia) y 0.015 (subducción) en el edificio de 6 niveles y valores de 0.014 (profundidad intermedia) y 0.02 (subducción) en el edificio de nueve niveles, respectivamente. Se puede observar que dicho promedio se mantiene dentro del límite establecido en casi todos los edificios, con excepción en el edificio de nueve niveles, para los movimientos de subducción, donde el límite es excedido.

- Para todos los edificios aislados del Casos 1 y 2, a la intensidad del 100%, se tienen valores mínimos de distorsión máxima de entrepiso. Lo que supone un movimiento de cuerpo rígido de la superestructura.
- Para la intensidad del 100%, no se nota una diferencia entre los dos casos de la estructura aislada de tres niveles. Sin embargo, para los edificios de seis y nueve niveles, el promedio del perfil de distorsiones máximas de entrepiso del Caso 2 es ligeramente mayor que el del Caso 1. Notándose una mayor diferencia en el edificio más alto. De manera que, para el edificio de nueve niveles, el efecto de rediseñar la superestructura únicamente por carga gravitacional, trae consigo una diferencia en el comportamiento estructural en términos de distorsiones.
- Al incrementar la intensidad al 160%, para todos los edificios del Caso 0, el promedio de las distorsiones máximas de entrepiso alcanzó y superó el límite establecido; mientras que para los edificios aislados (casos 1 y 2), esta intensidad no significó un incremento significativo en el perfil de distorsiones. Por lo que se intuye que las superestructuras de tres, seis y nueve niveles se siguen comportando como un cuerpo rígido.
- Dada la intensidad del 160%, en las estructuras de tres y seis niveles, continuó sin existir una diferencia considerable entre los dos casos de edificios aislados. El perfil de distorsiones del Caso 2 es ligeramente mayor al que se presenta en el Caso 1. Sin embargo, para el edificio de nueve niveles se identificó una diferencia considerable entre los dos casos. Incluso, el perfil de distorsiones del Caso 2 alcanzó un valor de 0.005, valor que indica la aparición de daños en contenidos y la pérdida de uso, de acuerdo con Zayas et. al. (2017). Aunque esta consideración queda fuera de los alcances de esta tesis, vale la pena mencionarlo.

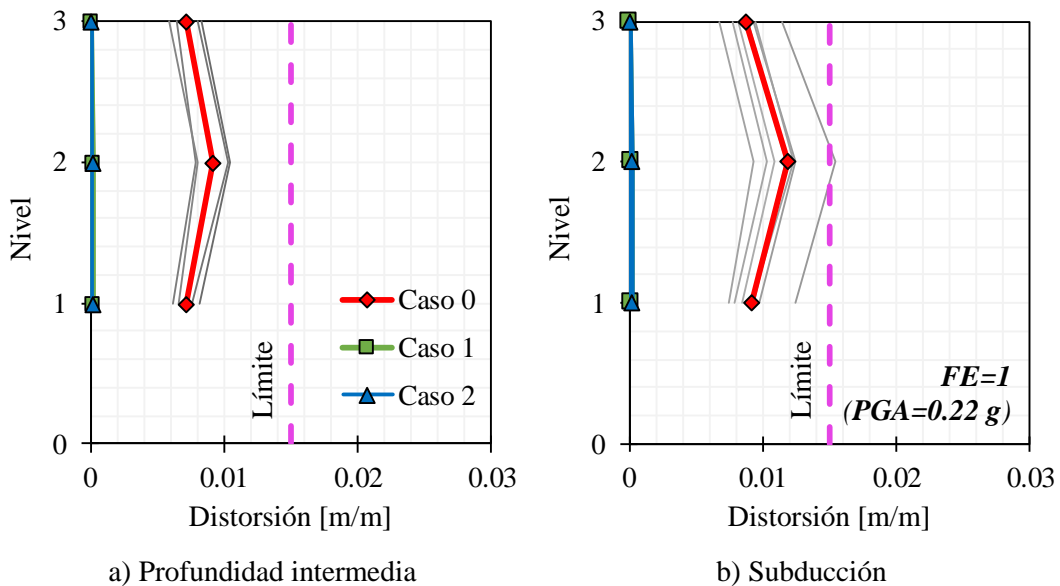


Figura 4.9. Perfil de distorsiones máximas de entrepiso del edificio de tres niveles (FE=1)

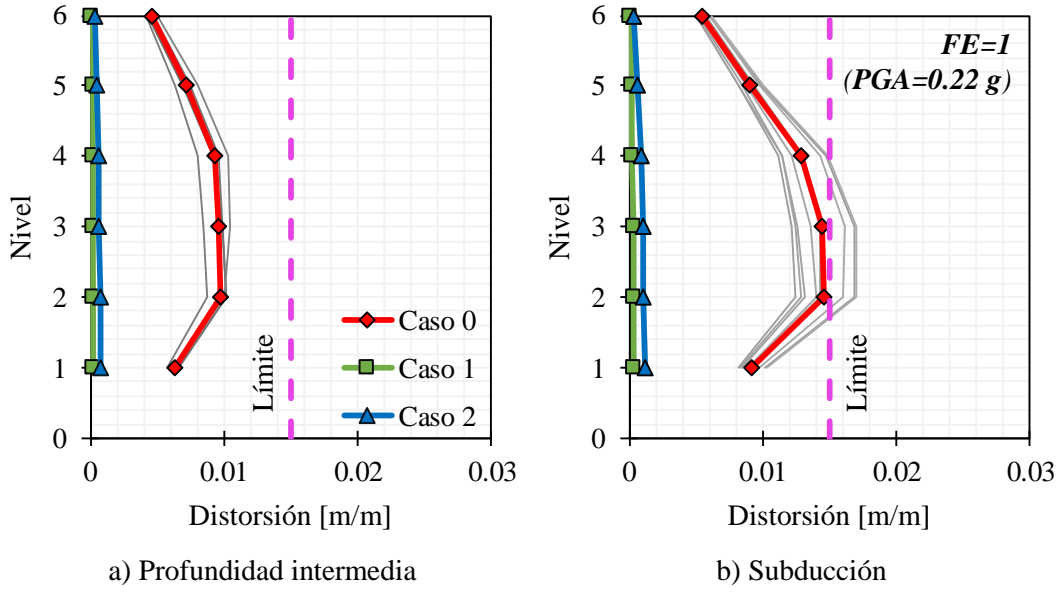


Figura 4.10. Perfil de distorsiones máximas de entrepiso del edificio de seis niveles (FE=1)

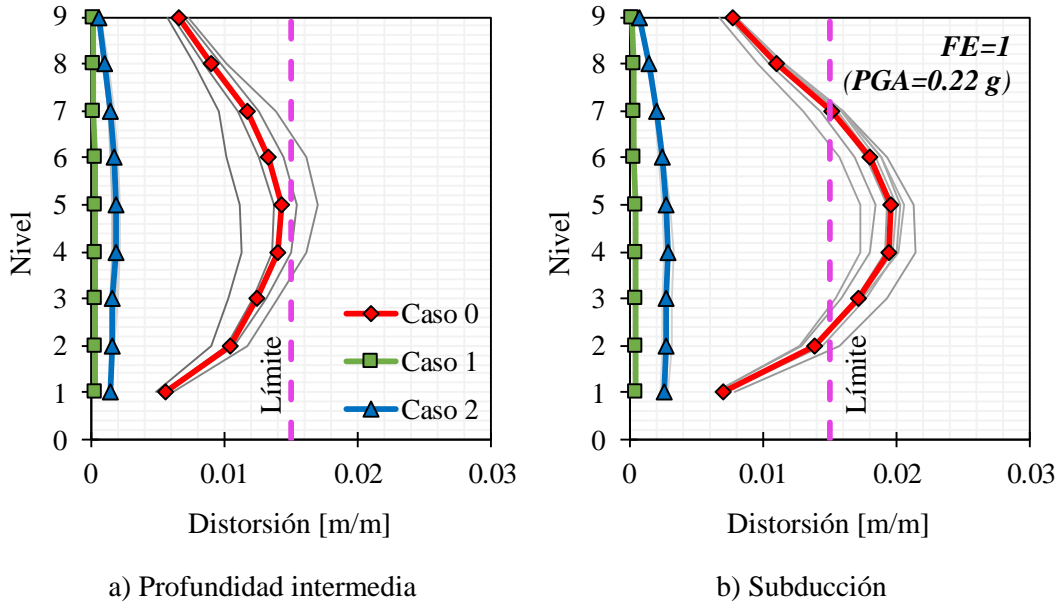


Figura 4.11. Perfil de distorsiones máximas de entrepiso del edificio de nueve niveles (FE=1)

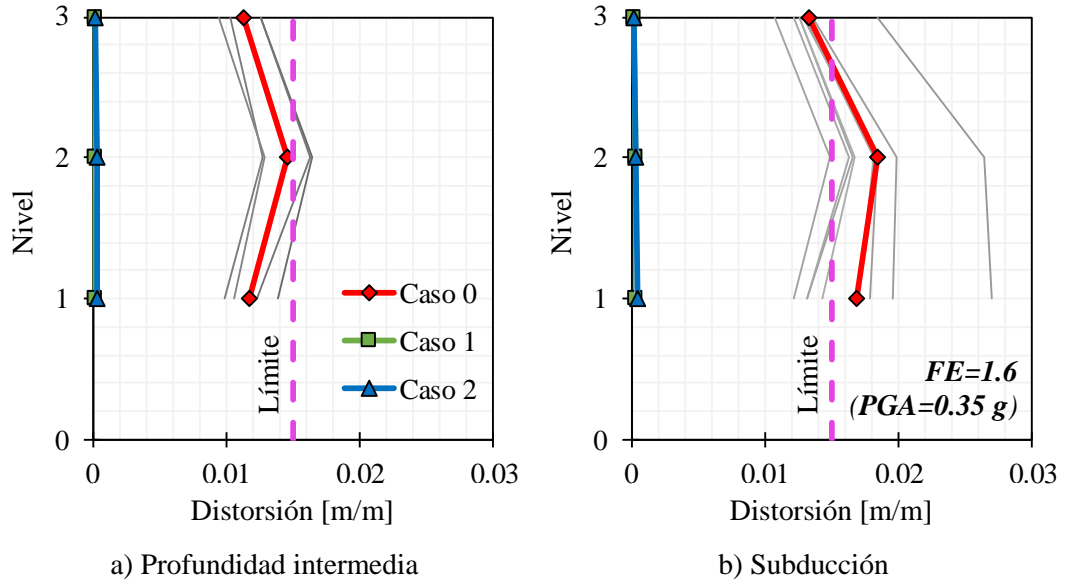


Figura 4.12. Perfil de distorsiones máximas de entrepiso del edificio de tres niveles ($FE=1.6$)

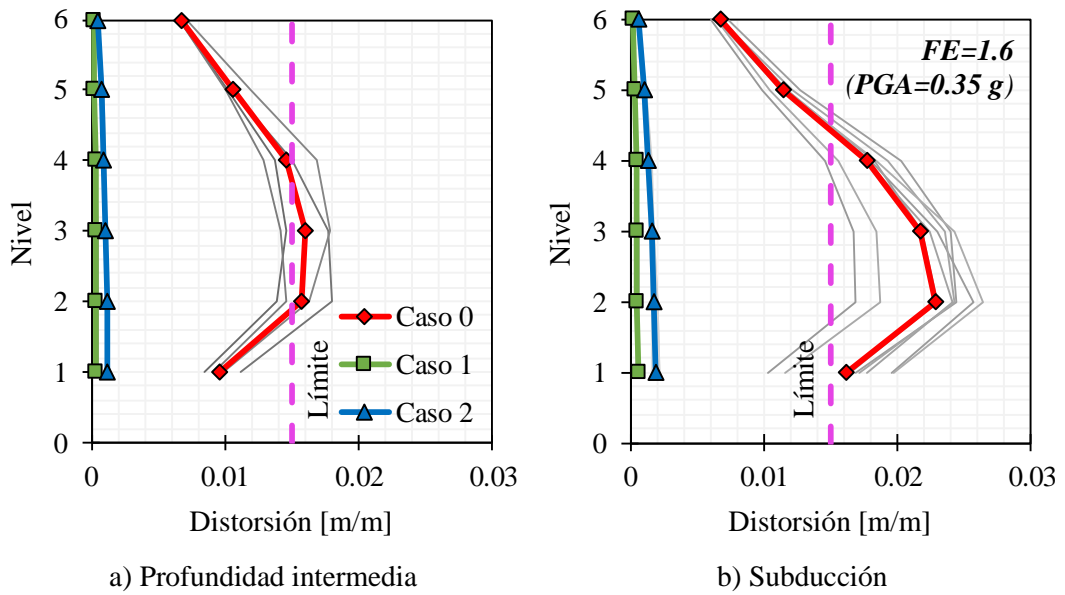


Figura 4.13. Perfil de distorsiones máximas de entrepiso del edificio de seis niveles ($FE=1.6$)

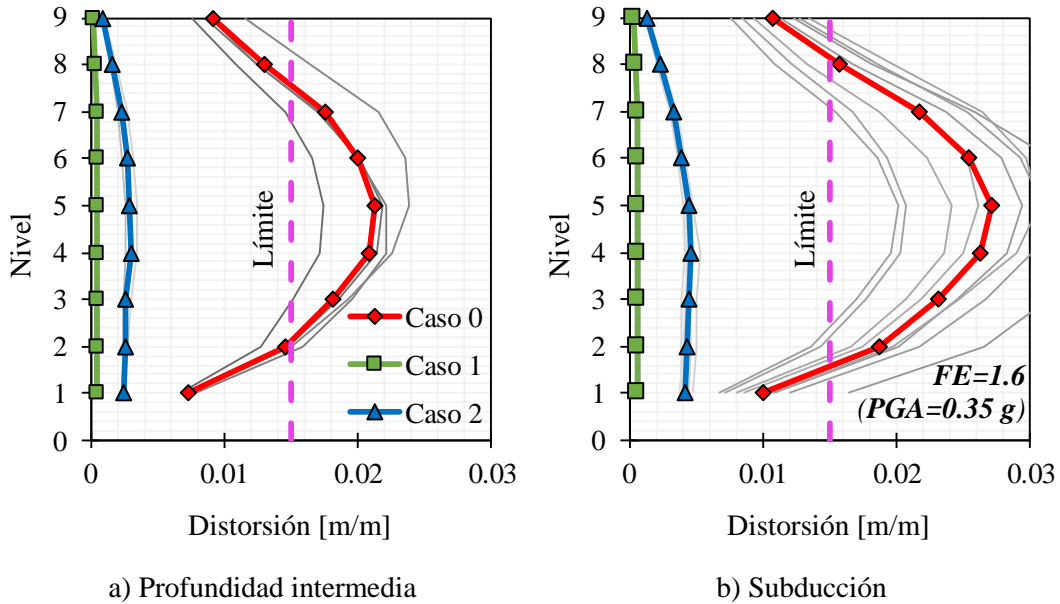


Figura 4.14. Perfil de distorsiones máximas de entrepiso del edificio de nueve niveles (FE=1.6)

4.3.2 Desplazamientos

En las Figuras 4.15 a la 4.17 y en las Figuras 4.18 a la 4.20 se muestran los perfiles de desplazamientos máximos de los edificios aislados (casos 1 y 2) de tres, seis y nueve niveles, a la intensidad del 100% (FE=1) y 160% (FE=1.6) de los registros sísmicos utilizados, respectivamente. Las líneas delgadas en color gris representan el perfil de desplazamientos máximos para cada sismo, mientras el promedio de estos es representado por las líneas gruesas con marcadores. La línea discontinua es el valor del desplazamiento límite en el nivel de aislamiento, $Db_{\text{último}} = 0.50 \text{ m}$, de acuerdo con los criterios mínimos del ASCE/SEI 7-2017, los cuales fueron definidos en la sección 4.1.

De los perfiles de desplazamientos máximos, mostrados en las Figuras 4.15 a la 4.20, se puede observar que:

- El promedio del perfil de desplazamientos máximos de todos los edificios aislados cuya superestructura fue rediseñada por carga gravitacional (Caso 2) es prácticamente el mismo que el del Caso 1, para ambas intensidades, con alguna diferencia insignificante hacia el último nivel del edificio de nueve niveles.
- De acuerdo con el promedio del perfil de desplazamientos máximos a lo largo de las superestructuras, de todos los edificios, se identificó un comportamiento de cuerpo rígido en ellas, para ambas intensidades.
- Los desplazamientos máximos a nivel de aislamiento, de todos los edificios, se mantuvieron dentro de los límites establecidos en esta tesis, incluso a la intensidad del 160% (FE=1.6).
- Los edificios presentaron mayor demanda de desplazamientos para los movimientos de subducción, que para los de profundidad intermedia.

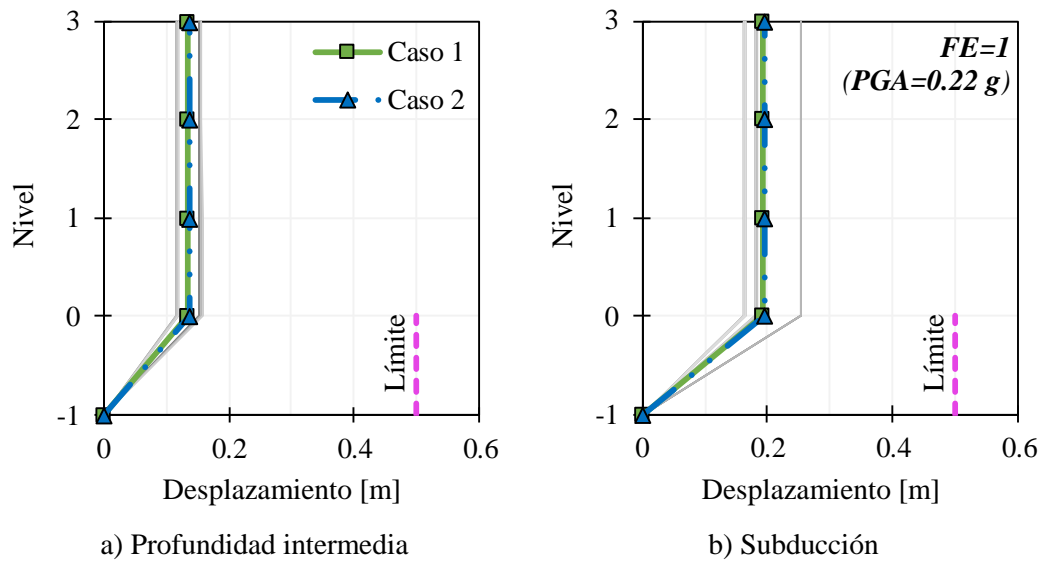


Figura 4.15. Perfil de desplazamientos máximos del edificio de tres niveles (FE=1)

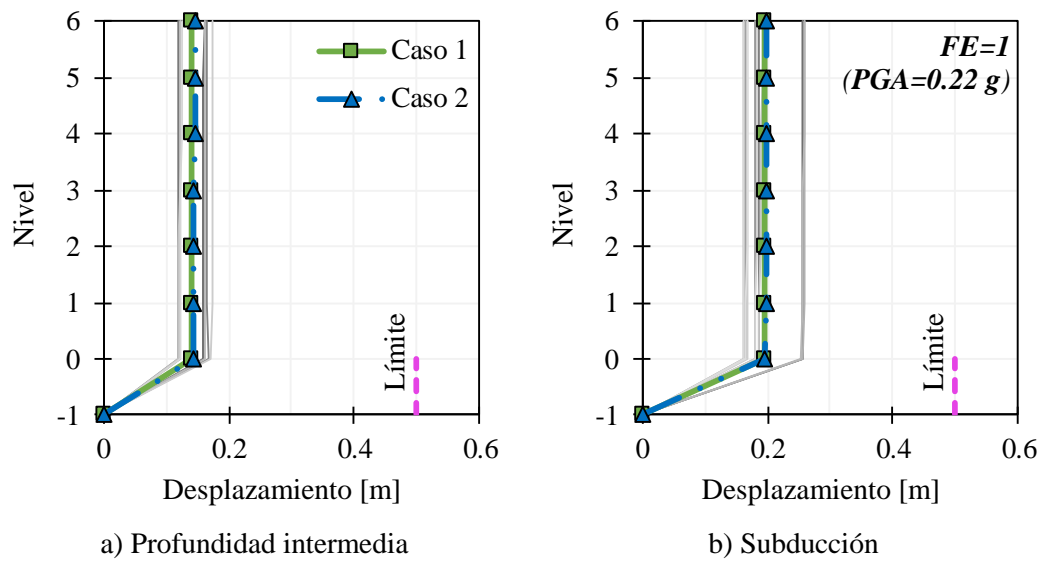


Figura 4.16. Perfil de desplazamientos máximos del edificio de seis niveles (FE=1)

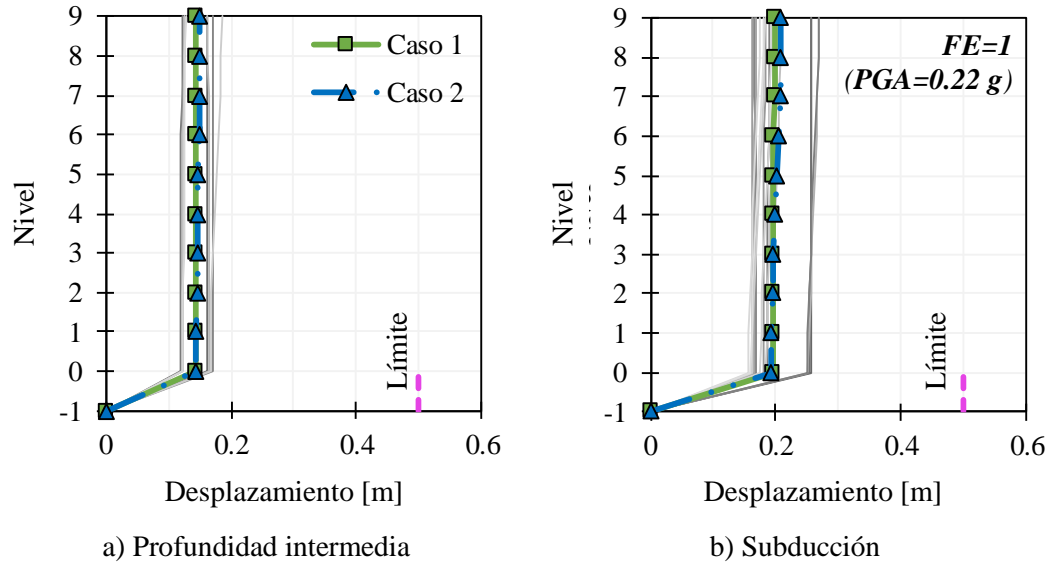


Figura 4.17. Perfil de desplazamientos máximos del edificio de nueve niveles (FE=1)

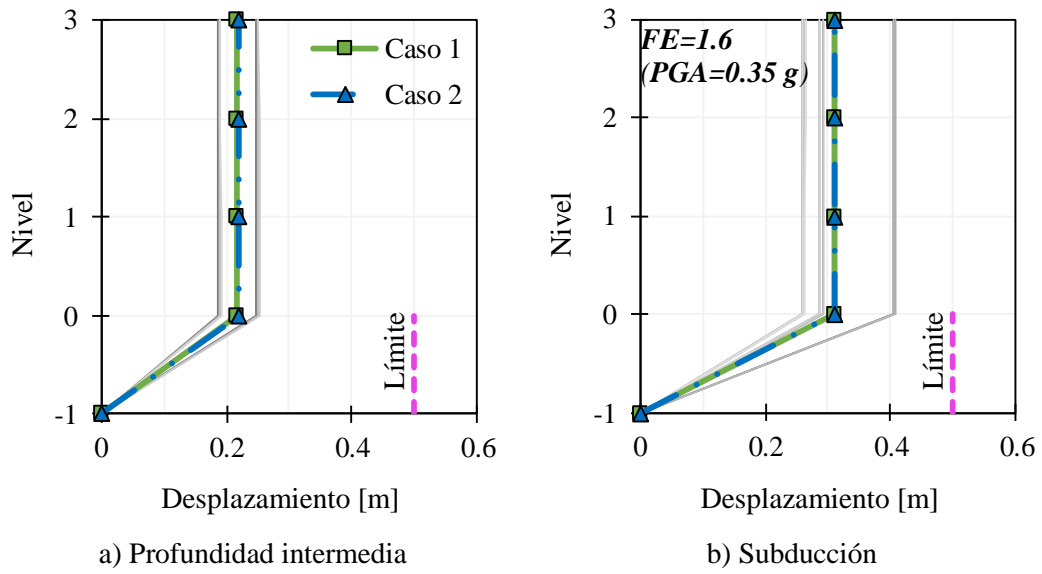


Figura 4.18. Perfil de desplazamientos máximos del edificio de tres niveles (FE=1.6)

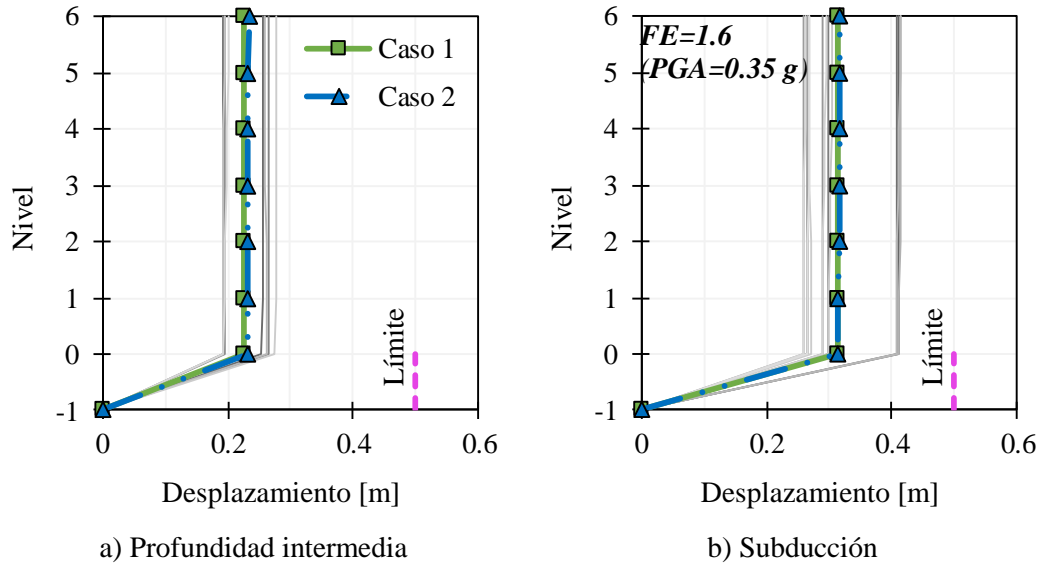


Figura 4.19. Perfil de desplazamientos máximos del edificio de seis niveles (FE=1.6)

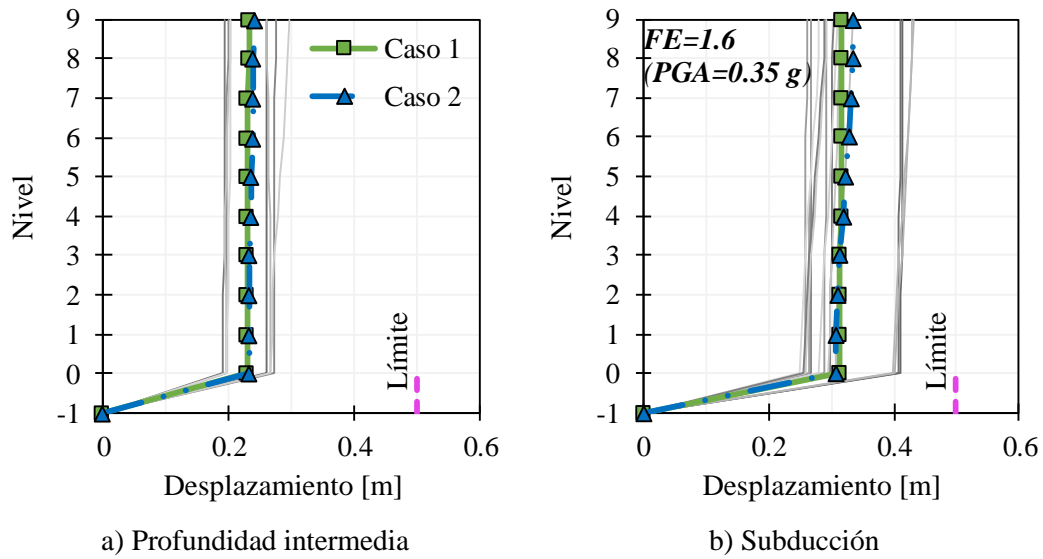


Figura 4.20. Perfil de desplazamientos máximos del edificio de nueve niveles (FE=1.6)

4.3.3 Velocidades de piso

En las Figuras 4.21 a la 4.23 y en las Figuras 4.24 a la 4.26 se muestran los perfiles de velocidades máximas de piso de los edificios de tres, seis y nueve niveles, para cada caso de estudio, a la intensidad del 100% (FE=1) y 160% (FE=1.6) de los registros sísmicos utilizados, respectivamente. Las líneas delgadas en color gris representan el perfil de velocidades máximas para cada sismo, mientras el promedio de estos es representado por las líneas gruesas con marcadores.

De los perfiles de velocidades máximas de piso mostrados en las Figuras 4.21 a la 4.26, se observa que:

- A la intensidad del 100%, para el Caso 0 (estructuras de base fija), los promedios de las velocidades máximas de piso alcanzaron, en el nivel superior, valores máximos de 0.75 m/s (profundidad intermedia) y de 1 m/s (subducción) en el edificio de tres niveles, valores máximos de 0.9 m/s (profundidad intermedia) y de 1.3 m/s (subducción) en el edificio de seis niveles y valores máximos de 1.3 m/s (profundidad intermedia) y de 1.7 m/s (subducción) en el edificio de nueve niveles, respectivamente.
- Para todos los edificios aislados del caso 1 y 2, a la intensidad sísmica del 100%, los promedios de velocidades máximas de piso alcanzaron valores menores a 0.2 m/s, menos del 10% de los valores alcanzados en las estructuras de base fija, y los cuales se mantienen prácticamente constantes a lo largo del edificio.
- Para la intensidad del 100%, en todos los edificios, no se notó una diferencia entre los dos casos de estructuras aisladas. De hecho, en los casos 1 y 2 los perfiles de velocidades máximas de piso se encuentran prácticamente encimadas una sobre la otra, con alguna diferencia insignificante hacia el último nivel del edificio de nueve niveles.
- Al incrementar la intensidad al 160%, las velocidades máximas que se presentaron en los edificios aislados continúan siendo mucho menor que las de los edificios convencionales. Además, continua sin existir una diferencia considerable entre los dos casos de edificios aislados. El perfil de velocidades del Caso 2 es prácticamente igual al que se presenta en el Caso 1, con alguna diferencia mínima hacia el último nivel del edificio de nueve niveles.

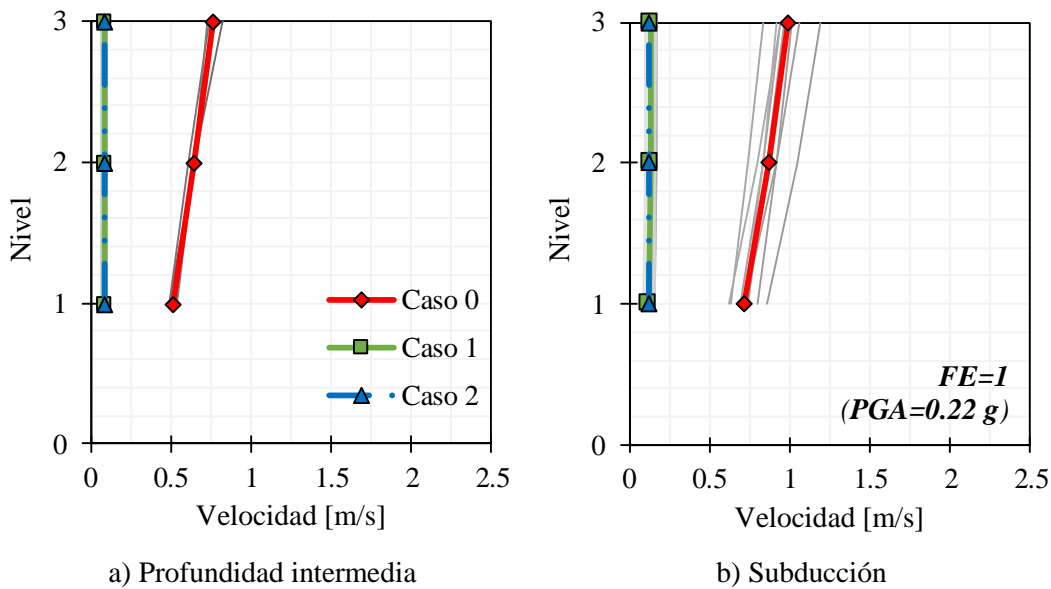


Figura 4.21. Perfil de velocidades máximas de piso del edificio de tres niveles (FE=1)

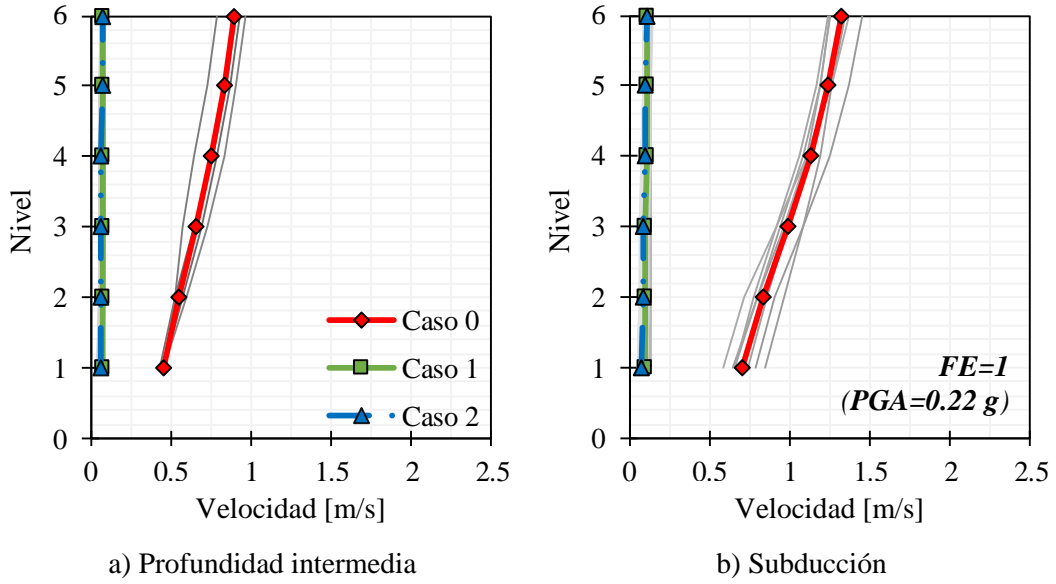


Figura 4.22. Perfil de velocidades máximas de piso del edificio de seis niveles (FE=1)

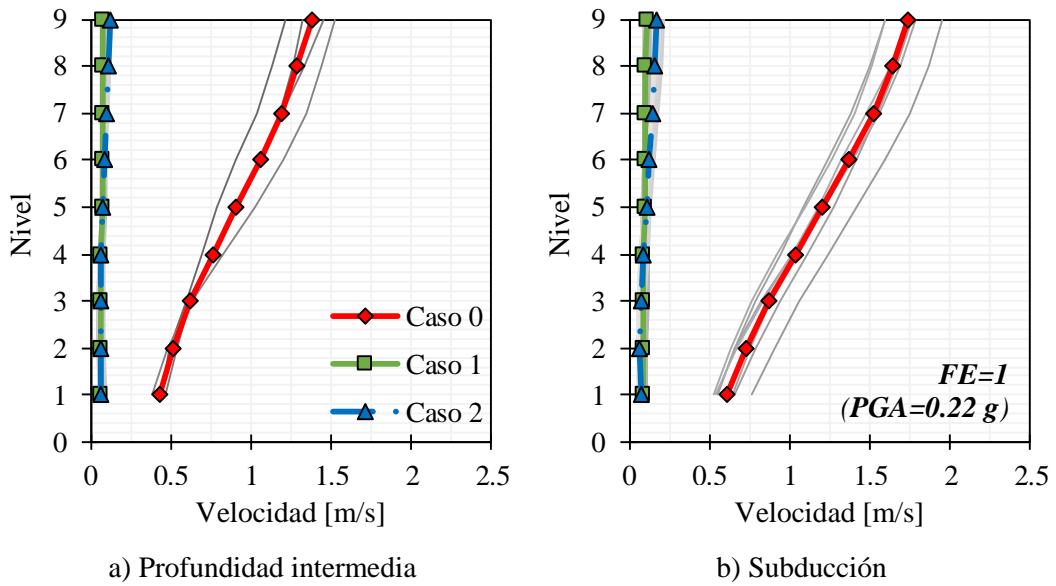


Figura 4.23. Perfil de velocidades máximas de piso del edificio de nueve niveles (FE=1)

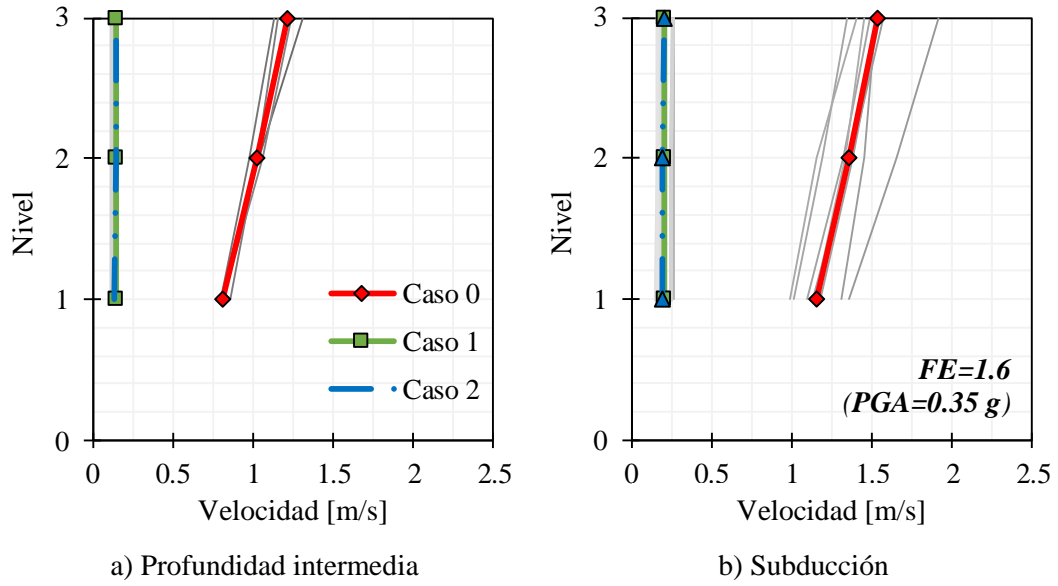


Figura 4.24. Perfil de velocidades máximas de piso del edificio de tres niveles (FE=1.6)

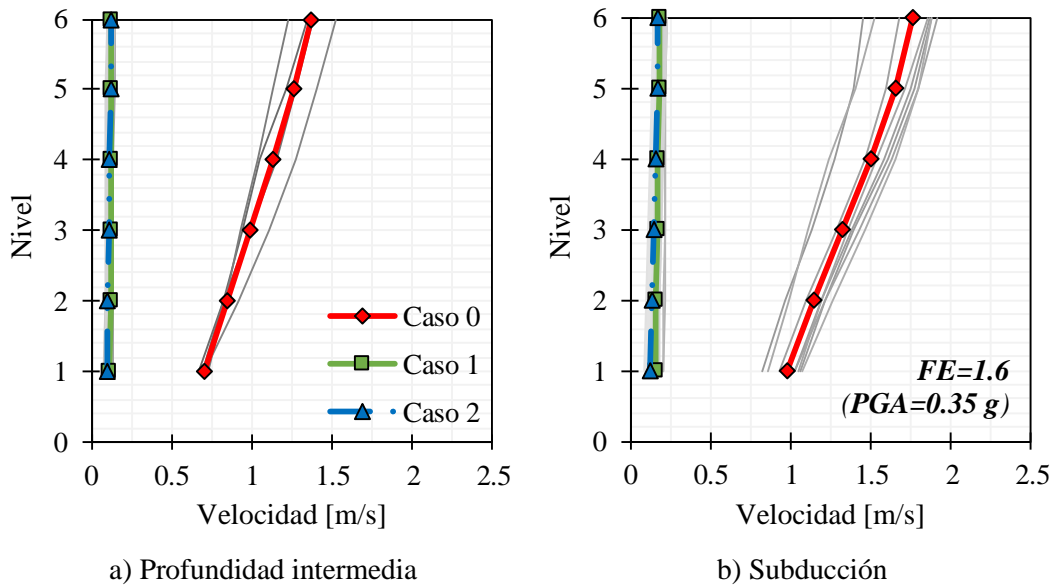


Figura 4.25. Perfil de velocidades máximas de piso del edificio de seis niveles (FE=1.6)

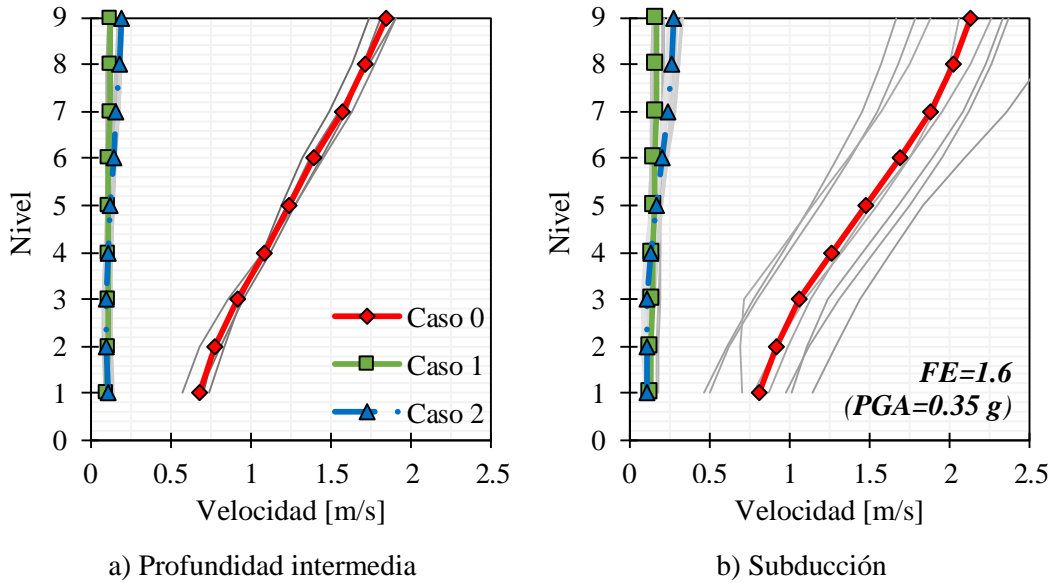


Figura 4.26. Perfil de velocidades máximas de piso del edificio de nueve niveles (FE=1.6)

4.3.4 Aceleraciones de piso

En las Figuras 4.27 a la 4.29 y en las Figuras 4.30 a la 4.32 se muestran los perfiles de aceleraciones máximas de piso de los edificios de tres, seis y nueve niveles, para cada caso de estudio, a la intensidad del 100% (FE=1) y 160% (FE=1.6) de los registros sísmicos utilizados, respectivamente. Las líneas delgadas en color gris representan el perfil de aceleraciones máximas para cada sismo, mientras el promedio de estos es representado por las líneas gruesas con marcadores.

De los perfiles de aceleraciones máximas de piso mostrados en las Figuras 4.27 a la 4.32, se observa que:

- A la intensidad del 100%, para el Caso 0 (estructuras de base fija), el promedio de las aceleraciones máximas de piso, en el último nivel, alcanzaron valores de aproximadamente 0.5 g en los edificios de tres y seis niveles, y valores de 0.6 g en el edificio de nueve niveles, tanto para movimientos de profundidad intermedia como para los de subducción, respectivamente.
- Para todos los edificios aislados (casos 1 y 2), a la intensidad sísmica del 100%, los promedios de aceleraciones máximas de piso alcanzaron valores menores a 0.06 g, menos del 10% de los valores alcanzados en las estructuras de base fija, y los cuales se mantienen prácticamente constantes a lo largo del edificio.
- Para la intensidad del 100%, en todos los edificios, no se notó una diferencia entre los dos casos de estructuras aisladas. De hecho, en los casos 1 y 2, los promedios de los perfiles de aceleraciones máximas de piso se encuentran prácticamente encimados uno sobre el otro, con alguna diferencia insignificante hacia el último nivel del edificio de nueve niveles.
- Al incrementar la intensidad al 160%, las aceleraciones máximas que se presentaron en los edificios aislados continúan siendo mucho menor que las de los edificios convencionales. Además, continua sin existir una diferencia considerable entre los dos casos de edificios aislados.

El perfil de aceleraciones del Caso 2 es prácticamente igual al que se presenta en el Caso 1, con alguna diferencia mínima hacia el último nivel del edificio de nueve niveles.

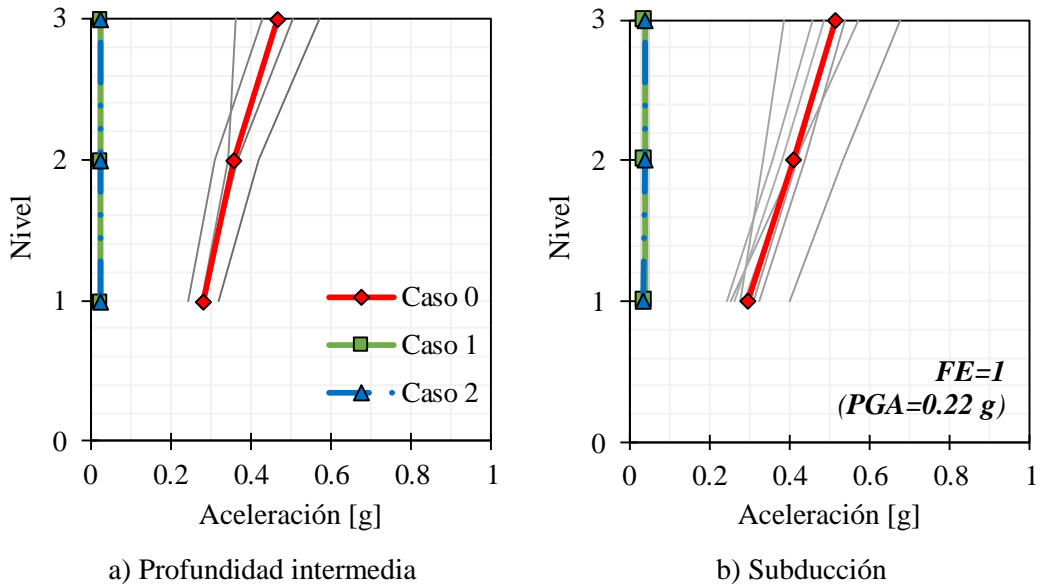


Figura 4.27. Perfil de aceleraciones máximas de piso del edificio de tres niveles (FE=1)

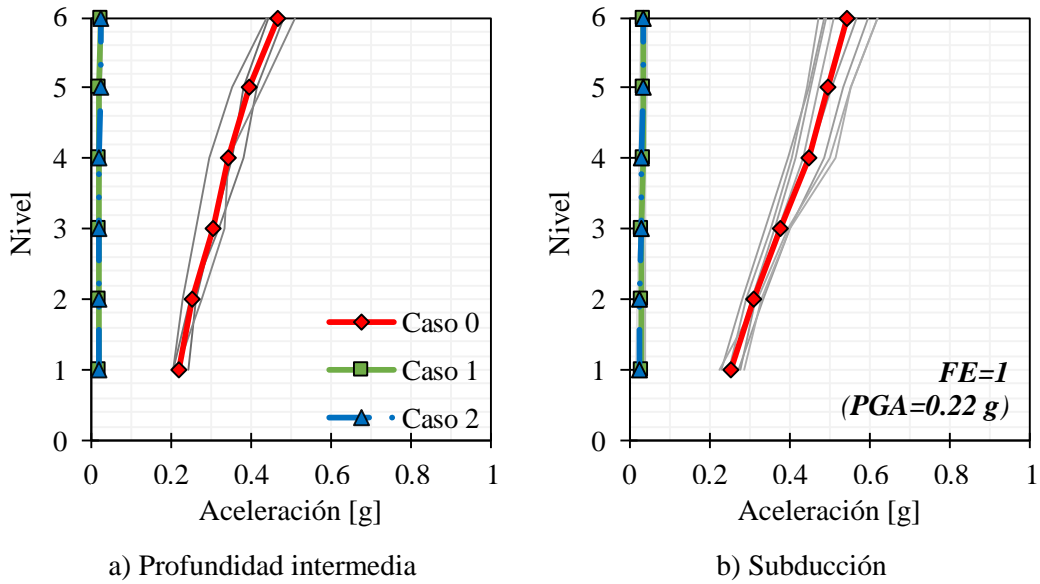


Figura 4.28. Perfil de aceleraciones máximas de piso del edificio de seis niveles (FE=1)

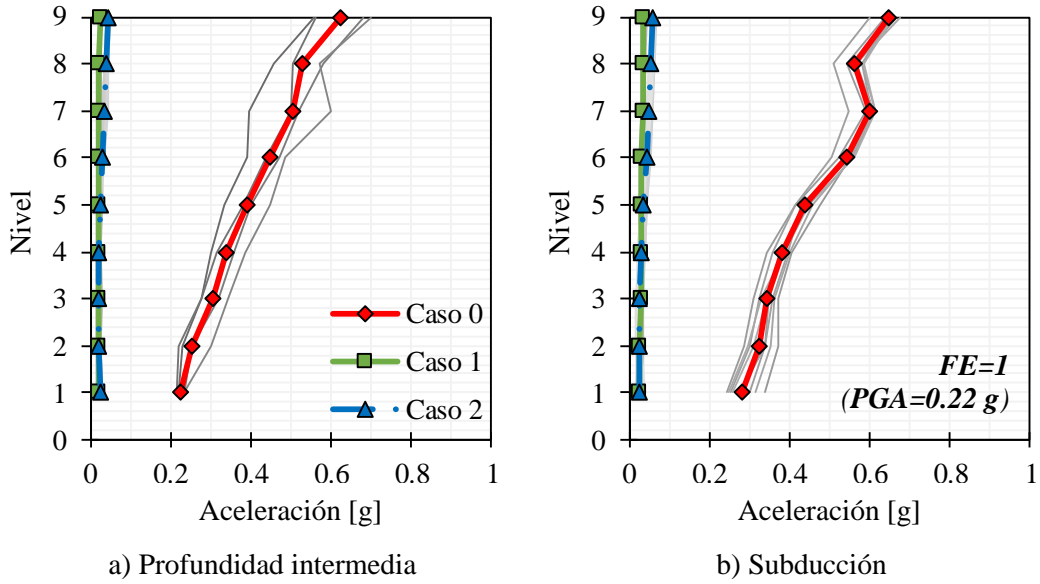


Figura 4.29. Perfil de aceleraciones máximas de piso del edificio de nueve niveles (FE=1)

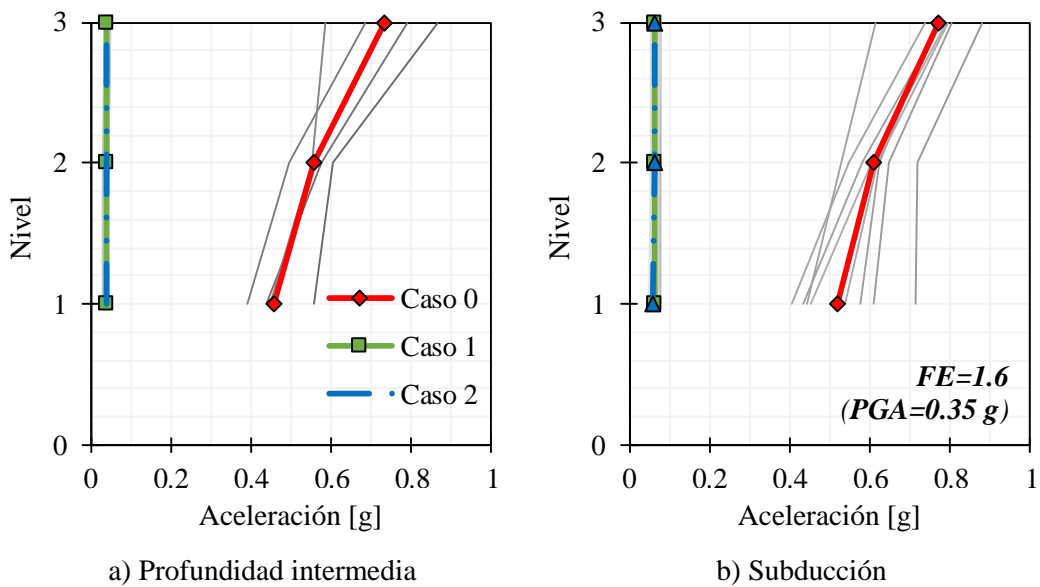


Figura 4.30. Perfil de aceleraciones máximas de piso del edificio de tres niveles (FE=1.6)

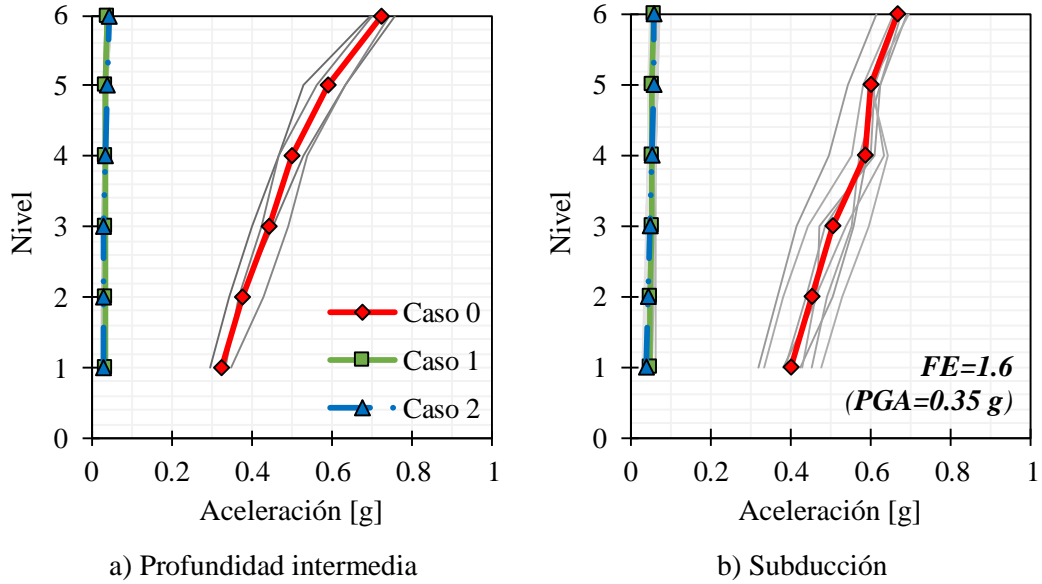


Figura 4.31. Perfil de aceleraciones máximas de piso del edificio de seis niveles (FE=1.6)

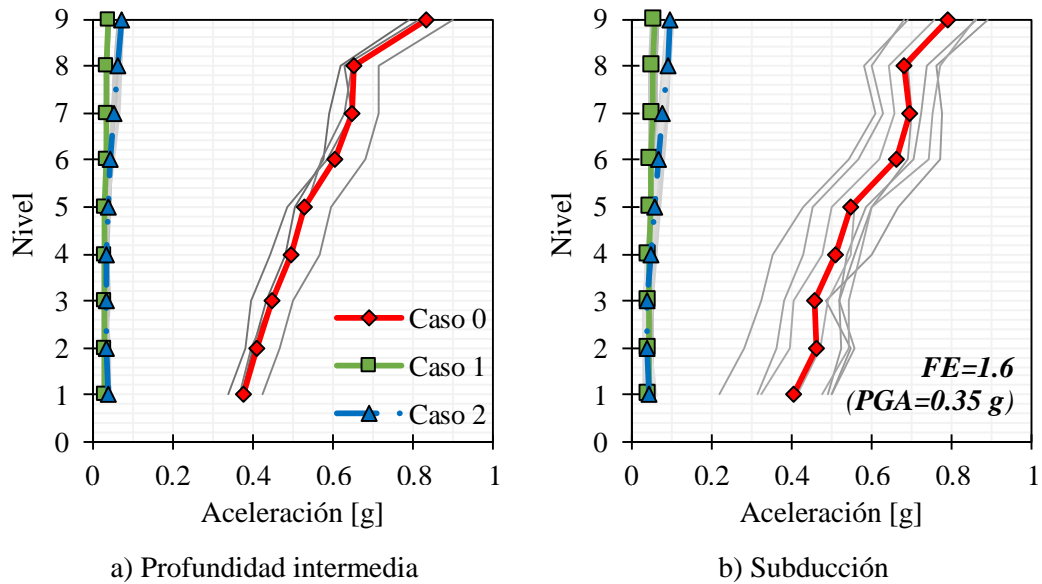


Figura 4.32. Perfil de aceleraciones máximas de piso del edificio de nueve niveles (FE=1.6)

4.3.5 Cortantes de entrepiso

En las Figuras 4.33 a la 4.35 y en las Figuras 4.36 a la 4.38 se muestran los perfiles de cortantes máximos de entrepiso de los edificios de tres, seis y nueve niveles, para cada caso de estudio, a la intensidad del 100% (FE=1) y 160% (FE=1.6) de los registros sísmicos utilizados, respectivamente. Debido a la gran diferencia que existe en la respuesta sísmica de edificios aislados y de base fija, se presentan los perfiles en escala logarítmica. Las líneas delgadas en color gris representan el perfil de cortantes máximos para cada sismo, mientras el promedio de estos es representado por las líneas gruesas con marcadores.

De los cortantes máximos de entrepiso mostrados en las Figuras 4.33 a la 4.38, se observa que:

- A la intensidad del 100%, para el Caso 0 (estructura de base fija), los promedios de los cortantes máximos de entrepiso alcanzaron, en la base, valores de 500 t (profundidad intermedia) y 630 t (subducción) en el edificio de tres niveles, valores de 900 t (profundidad intermedia) y 1250 t (subducción) en el de seis niveles y valores de 1,650 t (profundidad intermedia) y 1,900 t (subducción) en el edificio de nueve niveles, respectivamente.
- Para los edificios aislados (casos 1 y 2), a la intensidad sísmica del 100%, los promedios de los cortantes máximos alcanzaron valores menores a 10 t en la base del edificio de tres niveles, valores de 15-40 t en la base de la estructura de seis niveles y valores de 30-90 t, entre el nivel 3 y 4 de la superestructura de nueve niveles, respectivamente. Se observa con notoriedad que los cortantes tienen valores menores al 10% de los que se presentaron en las estructuras de base fija.
- Tras observar la distribución de cortantes del edificio de nueve niveles, puede parecer extraño que el cortante máximo se observe entre el nivel 3 y 4, y no en la base como comúnmente se presenta. Sin embargo, estos resultados concuerdan con algunos de los presentados en los estudios experimentales realizados por Al-Hussaini, Zayas y Constantinou (1994). De acuerdo con ellos, esto se debe a la presencia de modos superiores, los cuales parecen ser más importantes en la evaluación de cortantes de entrepiso, que, en la evaluación de otros parámetros. Sin embargo, los cortantes son mucho menores a los que presentó la estructura de base fija.
- Para la intensidad del 100%, la diferencia entre los dos casos de estructuras aisladas (casos 1 y 2) es aproximadamente del 10% en el edificio de tres niveles, 50% en el edificio de seis niveles y casi del 100% en el edificio de nueve niveles, respectivamente, siendo siempre mayores los cortantes del Caso 2.
- Al incrementar la intensidad al 160%, los cortantes que se presentan en todos los edificios aislados continúan siendo mucho menores que los de los edificios convencionales. Además, el Caso 2 continúa presentando un 10%, 50% y 100% más de cortante respecto al Caso 1, para los edificios de tres, seis y nueve niveles, respectivamente.

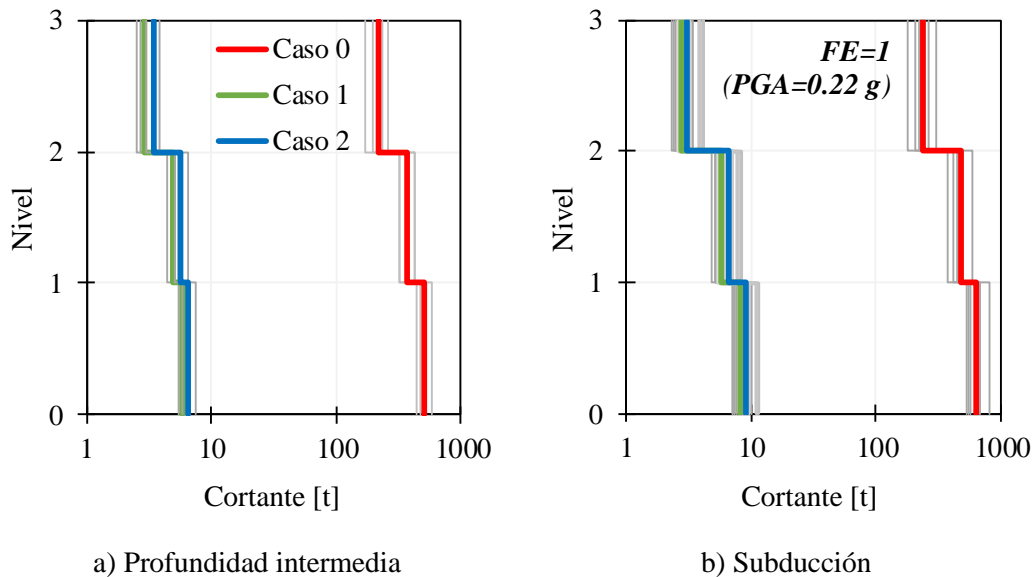


Figura 4.33. Cortantes máximos de entrepiso del edificio de tres niveles (FE=1)

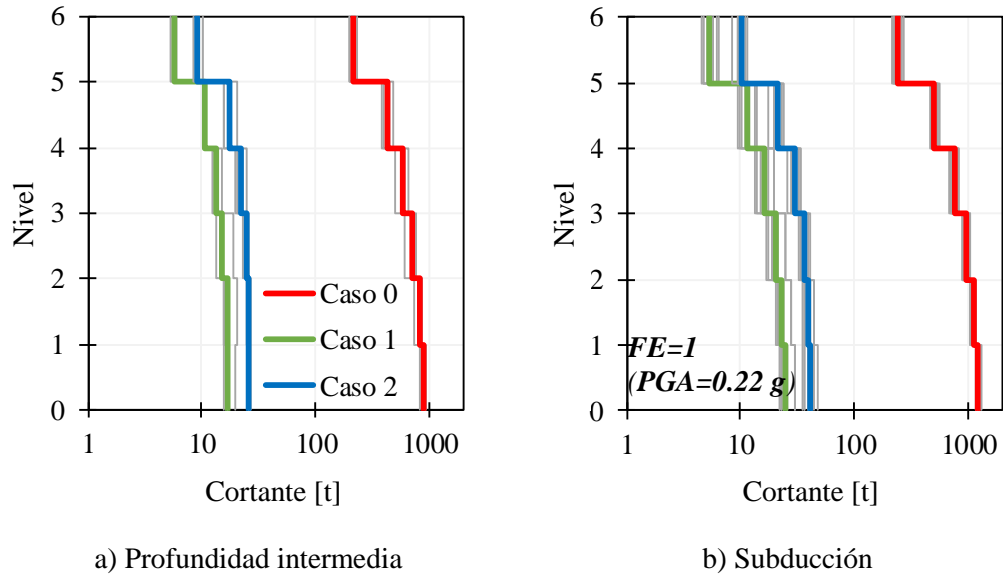


Figura 4.34. Cortantes máximos de entrepiso del edificio de seis niveles (FE=1)

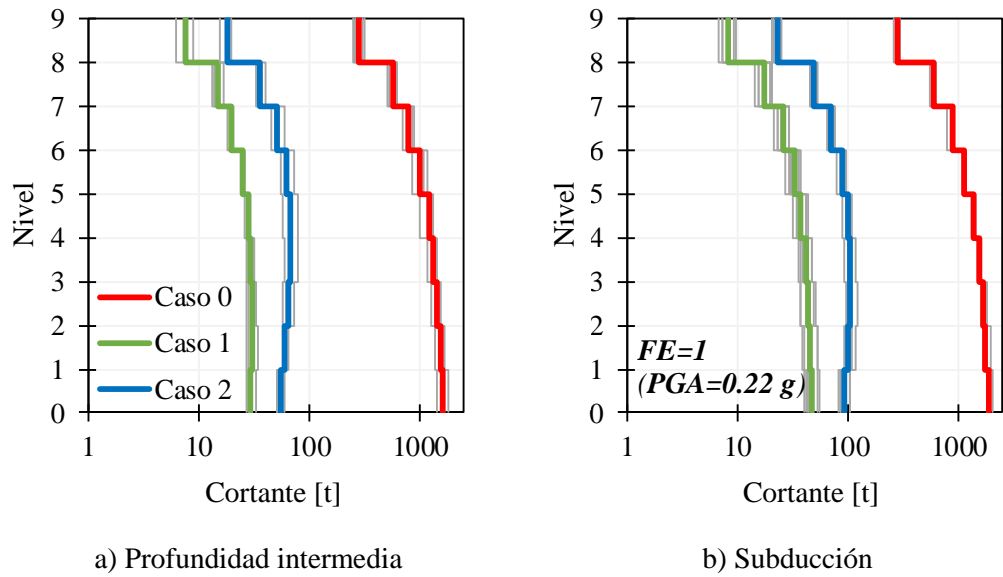


Figura 4.35. Cortantes máximos de entrepiso del edificio de nueve niveles (FE=1)

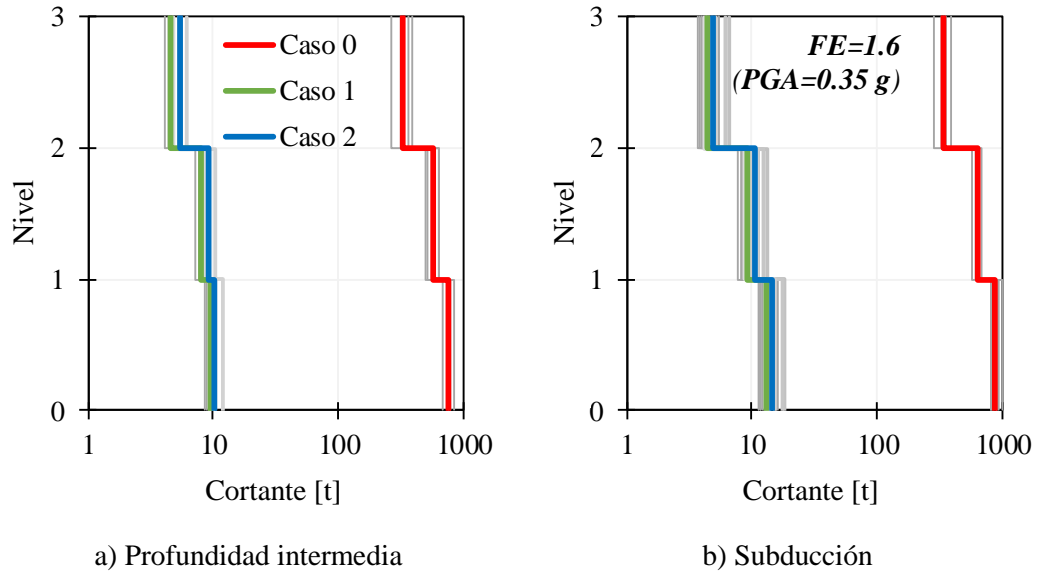


Figura 4.36. Cortantes máximos de entrepiso del edificio de tres niveles (FE=1.6)

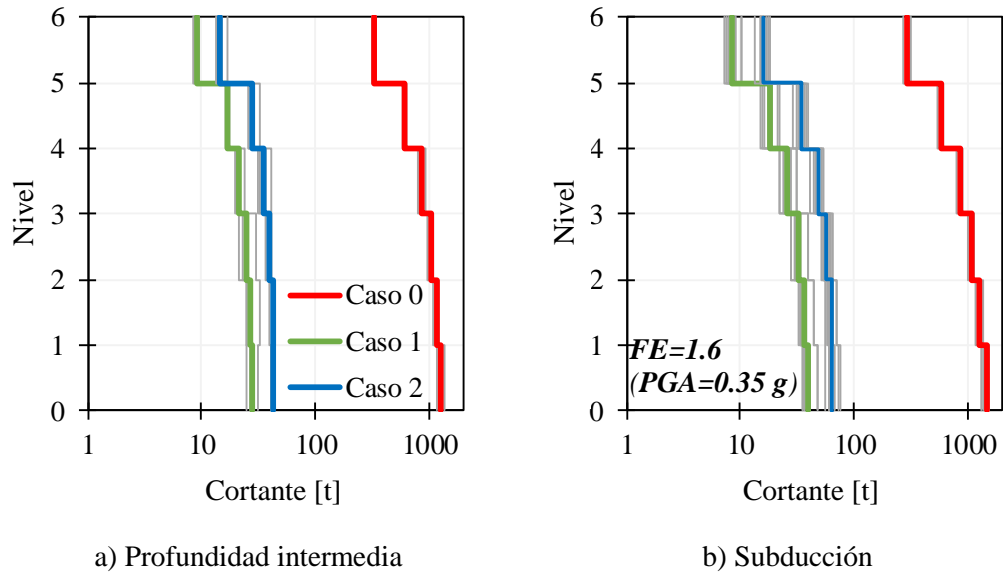


Figura 4.37. Cortantes máximos de entrepiso del edificio de seis niveles (FE=1.6)

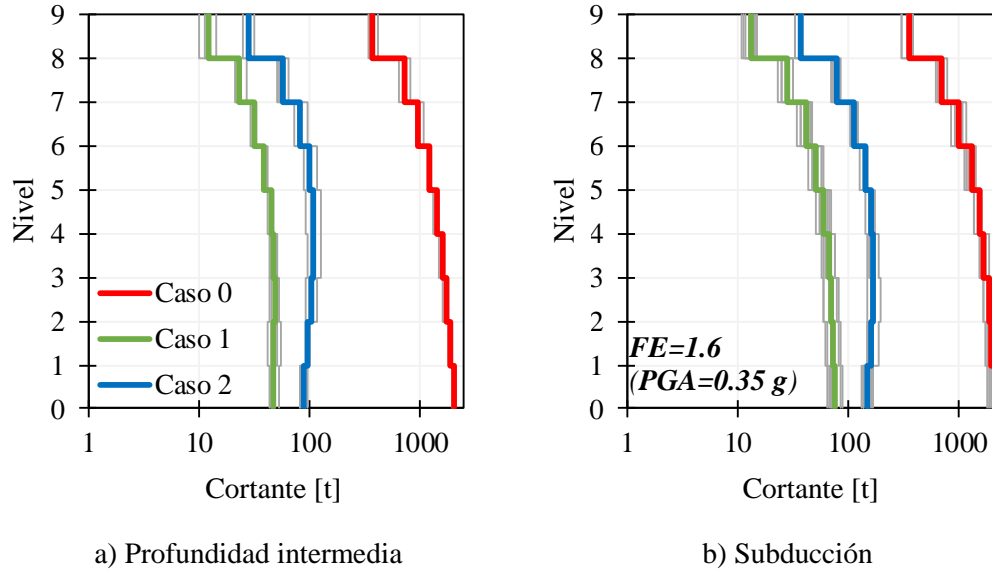


Figura 4.38. Cortantes máximos de entrepiso del edificio de nueve niveles (FE=1.6)

4.3.6 Momentos de volteo

De igual manera, en las Figuras 4.39 a la 4.41 y en las Figuras 4.42 a la 4.44 se muestran, en escala logarítmica, los perfiles de momentos de volteo máximos de entrepiso de los edificios de tres, seis y nueve niveles, para cada caso de estudio, a la intensidad del 100% (FE=1) y 160% (FE=1.6) de los registros sísmicos utilizados, respectivamente.

De los momentos de volteo máximos mostrados en las Figuras 4.39 a la 4.44, se observa que:

- A la intensidad del 100%, para el Caso 0 (estructura de base fija), el promedio de los momentos máximos, en la base, alcanzó valores de 3600 t-m (profundidad intermedia) y 4600 t-m (subducción) en el edificio de tres niveles, valores de 11,500 t-m (profundidad intermedia) y 15,500 t-m (subducción) en el edificio de seis niveles y valores de 30,000 t-m (profundidad intermedia) y 35,00 t-m (subducción) en el edificio de nueve niveles, respectivamente.
- Para los edificios aislados (casos 1 y 2), a la intensidad sísmica del 100%, los promedios de los momentos máximos de entrepiso alcanzaron valores cercanos a 45-75 t-m en el edificio de tres niveles, valores de 200-600 t-m en el edificio de seis niveles y valores de 600-2300 t-m en el edificio de nueve niveles, respectivamente. Se observa con notoriedad que los momentos tienen valores menores al 10% de los que se presentaron en las estructuras de base fija.
- Para la intensidad del 100%, la diferencia entre los dos casos de estructuras aisladas (casos 1 y 2) es aproximadamente del 10% en el edificio de tres niveles, 60-70% en el edificio de seis niveles y más del doble en el edificio de nueve niveles, respectivamente, siendo mayores los momentos del Caso 2.
- Al incrementar la intensidad al 160%, los momentos que se presentan en todos los edificios aislados continúan siendo mucho menores que los de los edificios convencionales. Además, el

Caso 2 continúa presentando la misma diferencia de momentos respecto al Caso 1, para los edificios de tres, seis y nueve niveles, respectivamente.

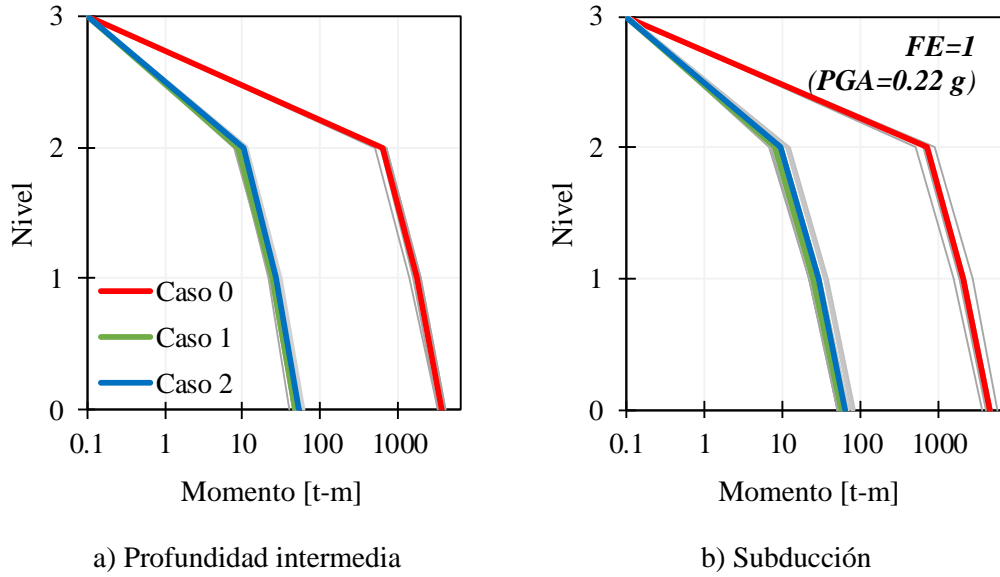


Figura 4.39. Momentos máximos de entrepiso del edificio de tres niveles (FE=1)

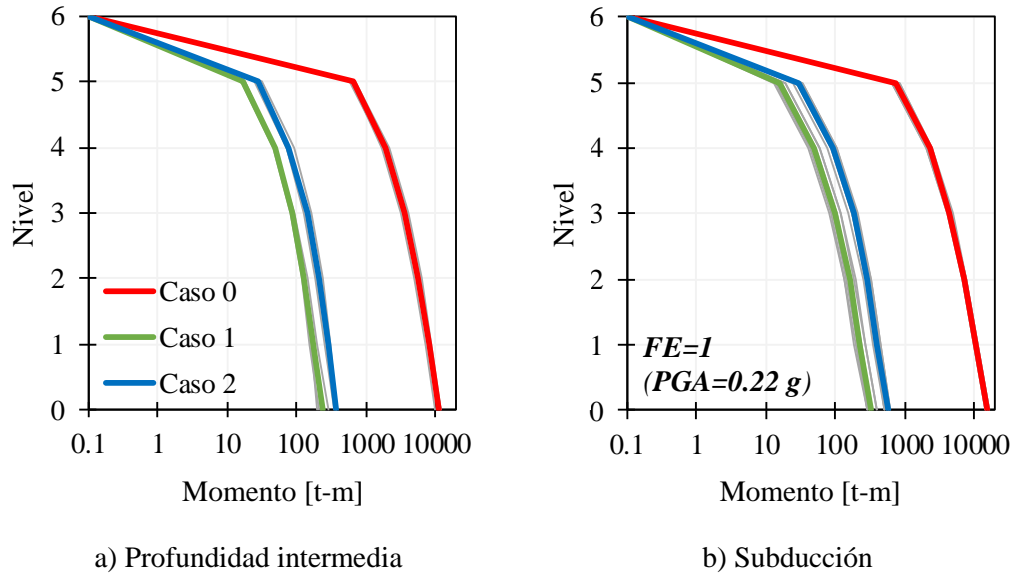


Figura 4.40. Momentos máximos de entrepiso del edificio de seis niveles (FE=1)

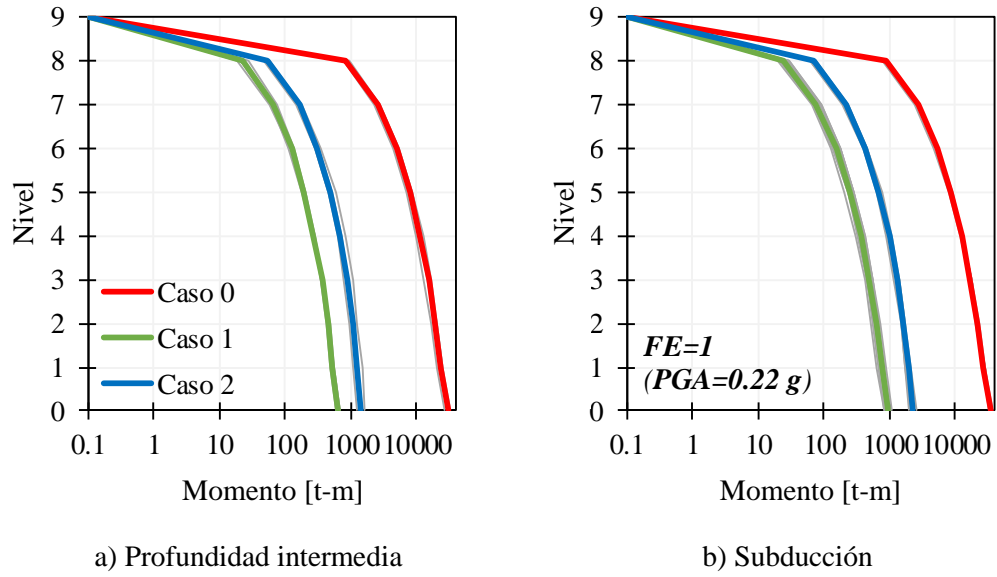


Figura 4.41. Momentos máximos de entrepiso del edificio de nueve niveles (FE=1)

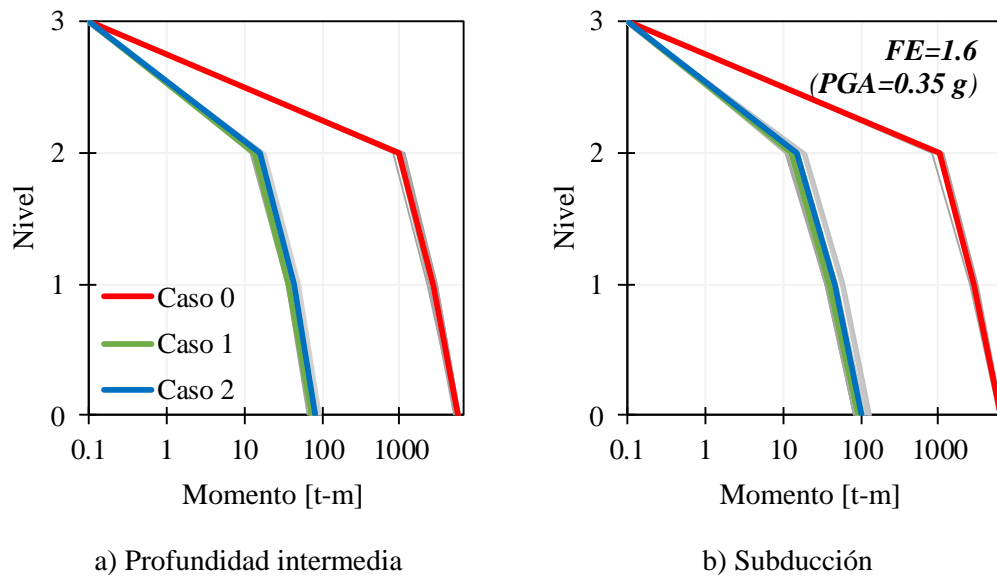


Figura 4.42. Momentos máximos de entrepiso del edificio de tres niveles (FE=1.6)

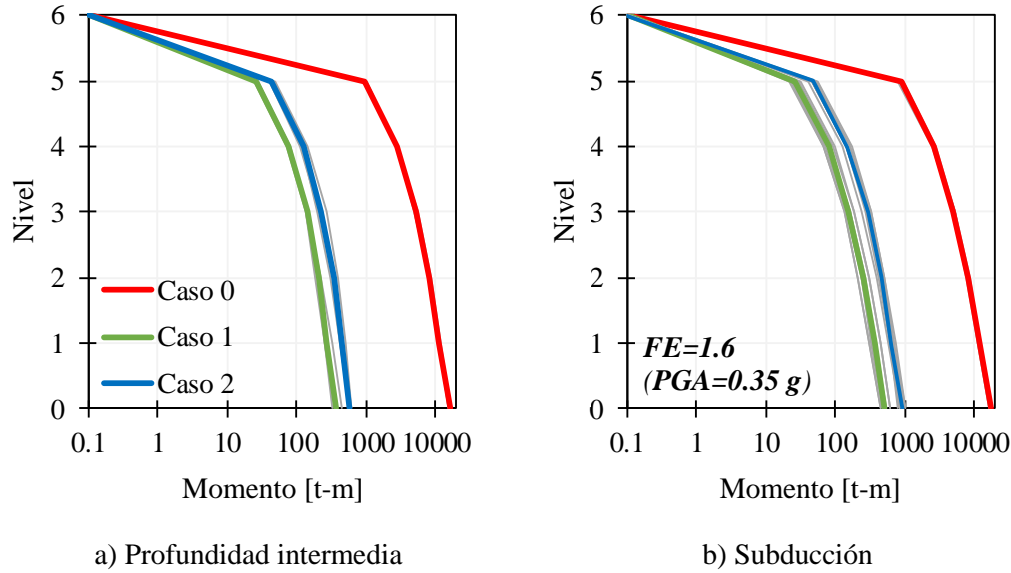


Figura 4.43. Momentos máximos de entrepiso del edificio de seis niveles (FE=1.6)

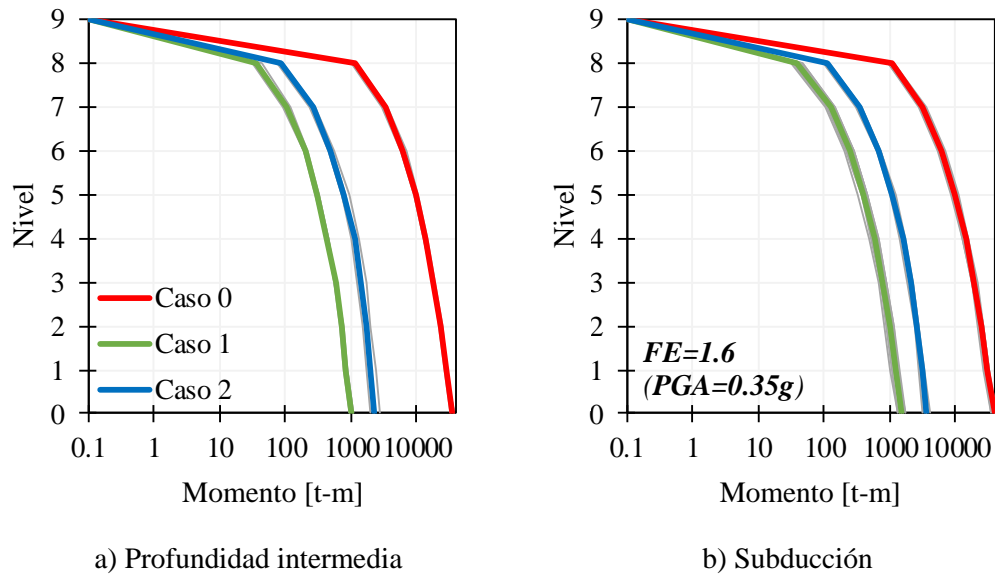


Figura 4.44. Momentos máximos de entrepiso del edificio de nueve niveles (FE=1.6)

4.4 CURVAS DE FRAGILIDAD DE COLAPSO

Las curvas de fragilidad sísmica son herramientas estadísticas que representan la probabilidad de que una estructura alcance o exceda un estado límite de daño (ELD), por ejemplo, un estado asociado a la falla o al colapso global de una estructura, dada una intensidad sísmica (Joy y Prasad, 2016).

La Figura 4.45 muestra un ejemplo de curvas de fragilidad asociadas a la probabilidad de colapso de una estructura. En el eje de las abscisas se representa la medida de intensidad sísmica (MI), por ejemplo, aceleración máxima del terreno (*PGA*), aceleración espectral en el modo fundamental de la estructura

($S_a(T_s)$), etc. Mientras que en el eje de las ordenadas se encuentra la probabilidad de colapso de la estructura. Cada punto de la curva representa la probabilidad de alcanzar o exceder un estado límite de daño (ELD) predefinido, dada una intensidad sísmica (Joy y Prasad, 2016).

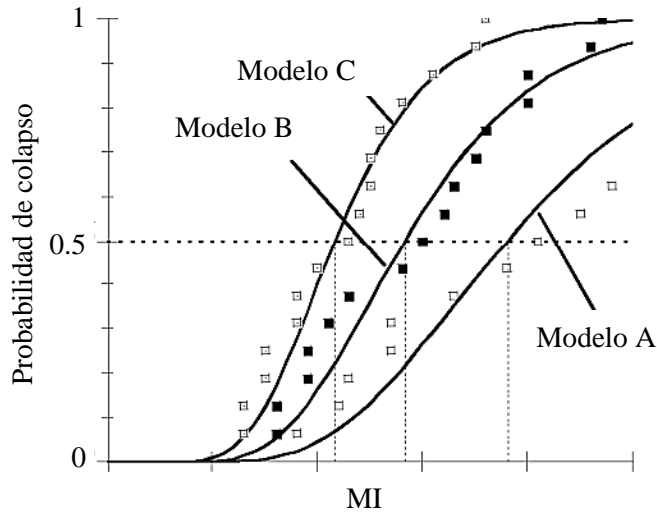


Figura 4.45. Ejemplo de Curvas de Fragilidad (adaptada de Nakazawa et. al., 2011)

Una curva de fragilidad de colapso se obtiene mediante el cálculo de una función de fragilidad de colapso, la cual puede ser ajustada a una distribución de probabilidad acumulada (por ejemplo, log-normal). Para esta tesis, la función de fragilidad se calcula mediante la ecuación 4.1 (Rosenblueth y Esteve, 1972):

$$P(PDI \geq ELD | MI) = 1 - \Phi \left(\frac{\ln(ELD/\hat{D})}{\sigma_{\ln PDI}} \right) \quad (4.1)$$

donde:

PDI es el parámetro de demanda ingenieril, predefinido.

ELD es el estado límite de daño, también predefinido.

MI es la medida de intensidad sísmica.

Φ es la función de distribución acumulada normal estándar con media cero y desviación estándar unitaria.

\hat{D} es la mediana del logaritmo natural de los PDI , y

$\sigma_{\ln PDI}$ es la desviación estándar del logaritmo natural de los PDI .

La mediana (\hat{D}) se define como el exponencial del promedio de los logaritmos naturales de los datos observados, mediante la ecuación 4.2, mientras que la desviación estándar ($\sigma_{\ln PDI}$) se determina a través de la ecuación 4.3 (Benjamin y Cornell, 1970). Esto es:

$$\hat{D} = \exp \left[\frac{\sum_{j=1}^n \ln PDI_j}{n} \right] \quad (4.2)$$

$$\sigma_{\ln PDI} = \left[\frac{\sum_{j=1}^n (\ln PDI_j - \ln \widehat{D})^2}{n-1} \right]^{1/2} \quad (4.3)$$

donde:

PDI_j son los parámetros de demanda ingenieril por cada registro sísmico, y n es el número total de observaciones.

En los últimos años, el análisis dinámico incremental (ADI) se ha convertido en una alternativa popular para desarrollar las curvas de fragilidad sísmica para una estructura (Cardone et. al., 2018). Como ya se mencionó anteriormente, un ADI consiste en una serie de ADNL paso a paso de un modelo matemático de una estructura sometida a medidas de intensidad sísmica incrementadas. Un ADI múltiple, donde se utiliza una cantidad considerable de registros sísmicos para obtener múltiples "curvas ADI" de MI versus PDI, generalmente se utiliza en un análisis de fragilidad sísmica. De manera que las curvas de fragilidad se obtienen de los datos multi-ADI (Joy y Prasad, 2016).

Así, las funciones de fragilidad de colapso de los edificios con APF, se derivan a través de los ADI, considerando diferentes condiciones de colapso, tanto para el sistema de aislamiento como para la superestructura. En esta tesis, las condiciones de colapso global de las estructuras estudiadas se definen como los ELD predefinidos en la sección 4.1, mismos que se resumen en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1. Condiciones de colapso de los edificios estudiados

Caso de estudio	Falla	Condición de colapso	Valores límite
Edificio de 3, 6 & 9 Niveles			
Caso 0	Superestructura	$DME \geq \gamma_{m\acute{a}x}$ (La distorsión máxima de entrepiso alcanza el valor límite)	$\gamma_{m\acute{a}x} = 0.015$
Caso 1 & 2	Superestructura	$DME \geq \gamma_{m\acute{a}x}$ (La distorsión máxima de entrepiso alcanza el valor límite)	$\gamma_{m\acute{a}x} = 0.015$
	Sistema de aislamiento	$Db_{m\acute{a}x} \geq D_{\acute{u}ltimo}$ (El desplazamiento máximo del aislador alcanza el valor límite)	$D_{\acute{u}ltimo} = 0.50 \text{ m}$

Como se mencionó anteriormente, se realizaron los ADI escalando los grupos de acelerogramas del tipo profundidad intermedia y subducción. Se definió como medida de intensidad (MI) el promedio de la aceleración máxima del terreno de los sismos utilizados (PGA). De tal manera que, los registros sísmicos, fueron escalados a intensidades promedio de $PGA = 0.05 \text{ g}$ hasta alcanzar el 100% de probabilidad de colapso, en intervalos de 0.05 g . Se entiende que la estructura alcanza el 100% de probabilidad de colapso cuando, a cierto nivel de intensidad, la respuesta sísmica en términos de un PDI alcanza o excede el ELD, predefinido, para todos los registros sísmicos.

Por conveniencia para esta sección, se define de ahora en adelante como intensidad de diseño (ID) a los registros originales que no fueron multiplicados por un FE diferente de uno (es decir, $FE=1$). Para la ID, el promedio de la aceleración máxima del terreno tiene un valor de $PGA = 0.22 \text{ g}$.

Es de suma importancia mencionar que, en este estudio, se considera que los edificios están libres de obstáculos y que no haya límites de desplazamiento debido a juntas constructivas entre edificios adyacentes.

Se hace énfasis en que la probabilidad de colapso de las estructuras se evalúa en función del modo de falla que tengan los distintos casos de estudio. El cual, como se mencionó en la Tabla 4,1, puede darse en la superestructura o en el sistema de aislamiento, lo que ocurra primero.

Para este trabajo de investigación, se considera que los edificios pueden llegar a tener una probabilidad de colapso “aceptable”, si no se supera el 10% de dicha probabilidad, de acuerdo con los criterios recomendados en ASCE/SEI 7 (2017) y FEMA P695 (2009).

A continuación, se describe el procedimiento realizado para la construcción de las curvas de fragilidad de colapso de los edificios estudiados.

1. Se definieron las condiciones de colapso de los edificios estudiados. Se supone que el modo de falla puede darse en la superestructura o en el sistema de aislamiento, lo que ocurra primero. Los límites utilizados en este trabajo son: i) $\gamma_{m\acute{a}x} = 0.015$ y ii) $D_{\acute{u}ltimo} = 0.50\text{ m}$.
2. Se realizaron los ADI utilizando 12 registros sísmicos, de los cuales cuatro corresponden a movimientos de profundidad intermedia y ocho a movimientos de subducción. Los acelerogramas se escalaron a intensidades desde $PGA=0.05\text{ g}$ hasta alcanzar el 100% de probabilidad de colapso, en intervalos de 0.05 g.
3. Por último, se construyeron las curvas de fragilidad de colapso derivadas de procesar los resultados de los ADNL, mediante las ecuaciones 4.1 a la 4.3. Y se evaluó la probabilidad de colapso de las estructuras. La MI corresponde al promedio de la aceleración máxima del terreno (PGA) de cada grupo de movimientos sísmicos.

4.4.1 Probabilidad de colapso

Se construyeron las curvas de fragilidad de colapso, para cada caso de estudio, de los edificios de tres, seis y nueve niveles. Se evaluó la probabilidad de colapso en términos de distorsión máxima de entrepiso (DME) o desplazamiento máximo en el sistema de aislamiento ($D_{b_{m\acute{a}x}}$), lo que ocurra primero.

En las Figuras 4.46 a la 4.48 se muestran las curvas de fragilidad de colapso de los edificios de tres, seis y nueve niveles, para cada caso de estudio ajustadas a una función log-normal, respectivamente. Estas se representan mediante las líneas continuas. Los marcadores representan los datos observados. Las líneas discontinuas de color gris representan la intensidad sísmica de diseño (ID) y el límite de la probabilidad de colapso considerada como “aceptable” ($\leq 10\%$), respectivamente.

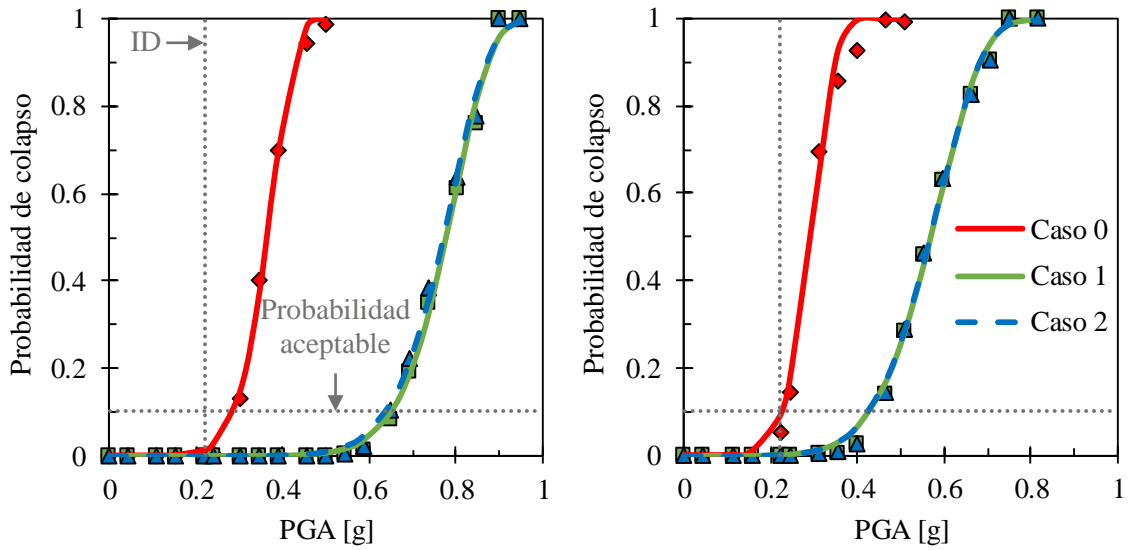
Es importante mencionar que, para todos los edificios aislados (casos 1 y 2), el modo de falla que gobernó el colapso fue el desplazamiento máximo en el sistema de aislamiento, mientras que para los edificios convencionales (Caso 0), el colapso fue gobernado por la distorsión máxima de entrepiso.

De las curvas de fragilidad de colapso, mostradas en las Figuras 4.46 a la 4.48, se puede concluir que:

- Dada la intensidad sísmica de diseño (ID), la probabilidad de colapso de todas las estructuras aisladas (casos 1 y 2) es menor del 1%, tanto para movimientos de profundidad intermedia como para movimientos de subducción; mientras que para las estructuras convencionales (Caso 0), la probabilidad de colapso es del 1% (profundidad intermedia) y del 9% (subducción) en el edificio

de tres niveles, del 4% (profundidad intermedia) y del 39% (subducción) en el edificio de seis niveles y del 37% (profundidad intermedia) y del 99% (subducción) en el edificio de nueve niveles, respectivamente. Se observa que, para el Caso 0, el edificio de tres niveles tiene una probabilidad de colapso aceptable, mientras que el edificio de nueve niveles presenta una probabilidad inaceptable. La estructura de seis niveles tiene probabilidad de colapso aceptable ante los movimientos de profundidad intermedia, pero no así ante los de subducción.

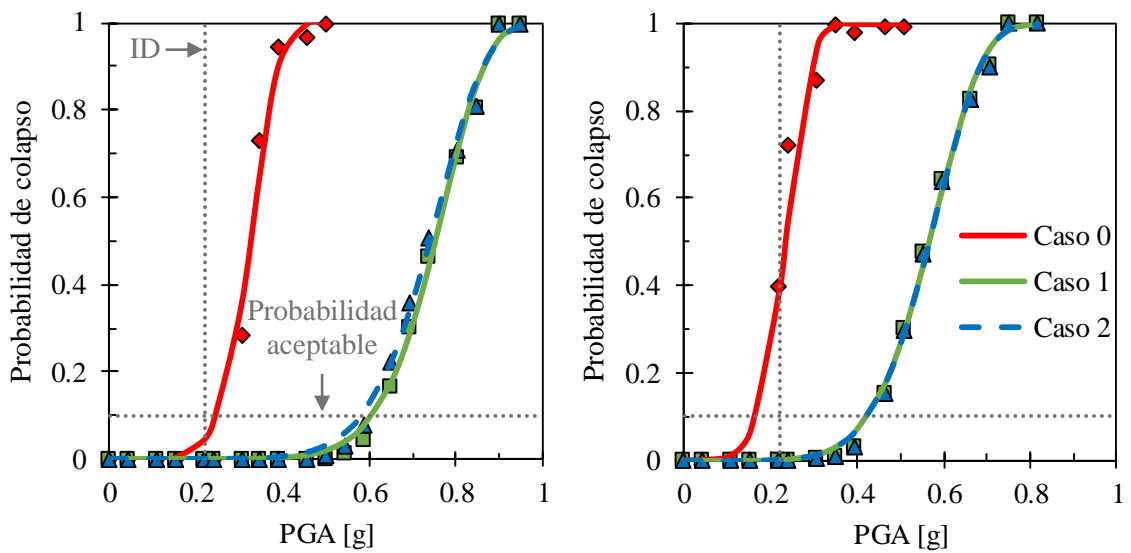
- Cuando se incrementa la intensidad sísmica, la probabilidad de colapso de las estructuras aisladas tiende a ser considerablemente menor que la que presenta una estructura convencional. Lo anterior se nota al observar que, para el Caso 0, la probabilidad de colapso deja de ser aceptable (mayor al 10%) a intensidades de $PGA=0.28$ g (profundidad intermedia) y $PGA=0.23$ g, (subducción) en la estructura de tres niveles, a intensidades de $PGA=0.25$ g profundidad intermedia) y $PGA=0.16$ g (subducción) en el edificio de seis niveles y a intensidades (menores de la ID) de $PGA=0.16$ g (profundidad intermedia) y $PGA=0.1$ g (subducción) en el edificio de nueve niveles, respectivamente; mientras que para los Casos 1 y 2, la probabilidad de colapso de los todos los edificios es inaceptable intensidades mayores a $PGA=0.6$ g (profundidad intermedia) y $PGA=0.4$ g (subducción). En otras palabras, los casos aislados pueden acomodar más del doble de intensidad sísmica.
- El 100% de la probabilidad de colapso de los edificios del Caso 0 se alcanzó a intensidades de $PGA=0.5$ g (profundidad intermedia) y $PGA=0.4$ g (sismos de subducción) en el edificio de 3 niveles, a intensidades de $PGA=0.45$ g (profundidad intermedia) y $PGA=0.35$ g (subducción) en el edificio de seis niveles y a intensidades de $PGA=0.4$ g (profundidad intermedia) y $PGA=0.23$ g (subducción) en el edificio de nueve niveles, respectivamente; mientras que, para los Casos 1 y 2, esta probabilidad se alcanza a intensidades muy grandes ($PGA=0.95$ g para movimientos de profundidad intermedia y $PGA=0.8$ g para movimientos de subducción). De hecho, para la intensidad sísmica a la cual los edificios de base fija alcanzan el 100% de probabilidad de colapso, todas las estructuras aisladas (casos 1 y 2) tienen una probabilidad de colapso menor al 10%.
- Es relevante notar que, cuando se incrementa la intensidad sísmica, la probabilidad de colapso de los edificios aislados que fueron rediseñados únicamente por carga gravitacional (Caso 2) es prácticamente la misma que la de los edificios aislados del Caso 1. Esto debido a que el modo de falla de las estructuras aisladas fue gobernado por el desplazamiento máximo en el nivel de aislamiento.
- Dada una intensidad sísmica, los edificios estudiados tienen una mayor probabilidad de colapso ante movimientos de subducción, que para los movimientos de profundidad intermedia.



a) Profundidad intermedia

b) Subducción

Figura 4.46. Curvas de fragilidad de colapso del edificio de tres niveles



a) Profundidad intermedia

b) Subducción

Figura 4.47. Curvas de fragilidad de colapso del edificio de seis niveles

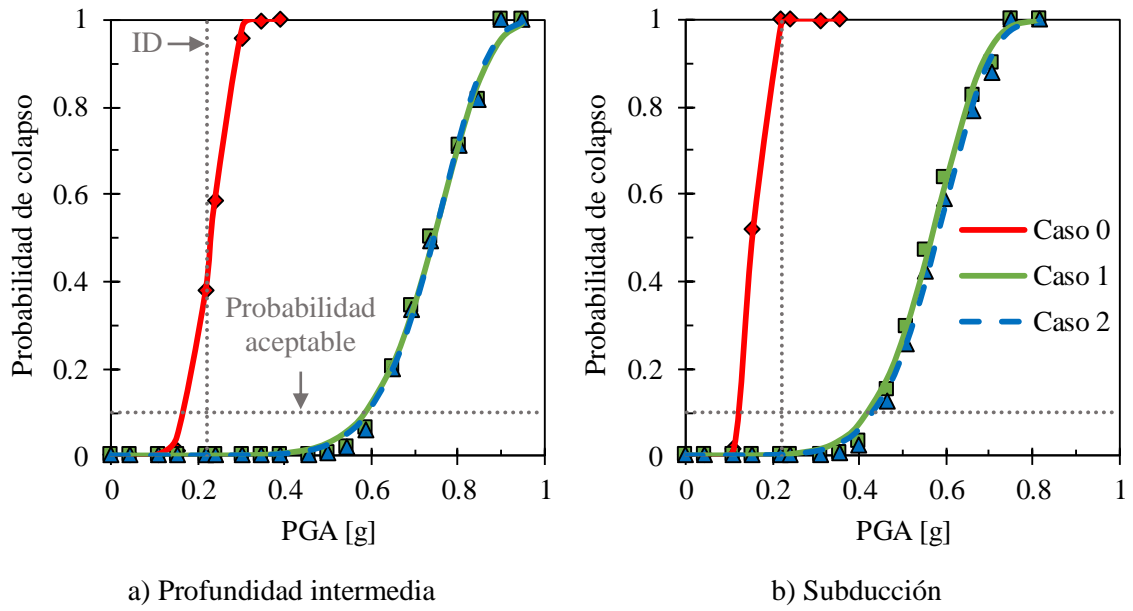


Figura 4.48. Curvas de fragilidad de colapso del edificio de nueve niveles

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

Se analizó el comportamiento sísmico de una serie de marcos de acero equipados con aisladores de base del tipo péndulo de fricción (APF), desplantados en la Zona del Lago de la Ciudad de México. Se estudiaron modelos en 2D, de tres, seis y nueve niveles, respectivamente, para tres diferentes casos. El Caso 0, el cual se tomó como referencia, correspondió a edificios convencionales de base fija (es decir, sin aisladores de base), diseñados para resistir tanto cargas gravitacionales como las demandas sísmicas. El Caso 1, correspondió a las mismas estructuras del Caso 1, pero montadas sobre aisladores de péndulo de fricción, cuyas propiedades se basaron en llevar a la estructura a un periodo objetivo cercano a los 4 s. El Caso 2, correspondió a los edificios con los APF del Caso 1, pero cuya superestructura fue rediseñada considerando únicamente cargas gravitacionales. Se evaluó el comportamiento sísmico de los edificios en términos de los siguientes parámetros de demanda ingenieril (PDI): i) distorsión máxima de entrepiso (DME); ii) desplazamiento lateral máximo en el nivel de aislamiento ($Db_{m\acute{a}x}$); iii) velocidad máxima de piso; iv) aceleración máxima de piso; v) cortante máximo de entrepiso; y vi) momento máximo de entrepiso. Se utilizaron 12 registros sísmicos artificiales, para un sitio con periodo dominante cercano a los 2 s, los cuales se escalaron a una variedad de intensidades mediante el análisis dinámico incremental (ADI). Finalmente, se estimó la probabilidad de colapso de los edificios de acero.

Con base en los resultados obtenidos en esta tesis, se concluye que:

- La probabilidad de colapso estimada para los edificios de tres, seis y nueve niveles, equipados con APF, dada una intensidad sísmica, resultó menor que la estimada para los edificios convencionales. El modo de falla de las estructuras con APF fue gobernado por el desplazamiento lateral a nivel del aislamiento; mientras que, para la estructura de base fija, el modo de falla fue gobernado por la distorsión máxima de entrepiso.
- El rediseñar la superestructura únicamente por carga gravitacional no significó alguna diferencia considerable en la probabilidad de colapso de los edificios de tres, seis y nueve niveles, aislados con APF. De hecho, la probabilidad de colapso estimada para los edificios del Caso 2 fue prácticamente la misma que aquella para el Caso 1. Como se mencionó anteriormente, esto se debe a que, en ambos casos, fue el desplazamiento lateral a nivel del aislamiento quien gobernó el colapso de la estructura.
- Los edificios de tres, seis y nueve niveles, equipados con APF, presentaron grandes ventajas en su comportamiento sísmico, comparado con los edificios convencionales, ya que su uso redujo considerablemente las distorsiones, cortantes y momentos de entrepiso, además de las velocidades y aceleraciones de piso. Incluso, las superestructuras montadas sobre los aisladores se mantuvieron en su intervalo elástico aún a intensidades sísmicas muy grandes.
- En cuanto a las diferencias en el comportamiento sísmico entre los dos casos de edificios aislados, se observó que los desplazamientos laterales, las velocidades y aceleraciones de piso son prácticamente iguales, incluso a intensidades sísmicas muy grandes. En términos de distorsiones de entrepiso, resultaron casi iguales para el edificio de tres niveles, y con diferencias mínimas para los edificios de seis y nueve niveles. En cuanto a cortantes y momentos de

entrepiso, dada la ID, se observó que la superestructura rediseñada únicamente por carga gravitacional, correspondiente al Caso 2, fue demandada un 10% más para el edificio de tres niveles, un 50% (cortantes de entrepiso) y 60% (momentos) para el edificio de seis niveles y más del doble para la estructura de nueve niveles, con respecto al edificio del Caso 1. Es importante mencionar que, aunque hay algunas diferencias considerables entre ambos casos, las demandas siempre fueron mucho menores (menos del 10%) a las que se presentaron en el edificio convencional.

- En general, los edificios estudiados en esta tesis presentaron mayores demandas sísmicas ante movimientos de subducción, en comparación con los movimientos de profundidad intermedia.

5.2 RECOMENDACIONES

Resulta de gran importancia mencionar que, a pesar de que se han obtenido resultados importantes en esta tesis, que demuestran que el aislamiento sísmico puede ser utilizado de manera confiable en suelos blandos, aún se requieren estudios relacionados con el tema, que tomen en cuenta aspectos que no fueron considerados en los alcances del este trabajo de investigación, tales como:

- Investigar el efecto que tiene la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de estructuras aisladas.
- Evaluar el comportamiento de estructuras aisladas cuya superestructura presente asimetrías en planta y elevación.
- Evaluar el desempeño de estructuras aisladas sujetas a impactos en el nivel de aislamiento, durante movimientos sísmicos de gran intensidad.
- Ampliar el estudio a edificios con distinta estructuración y desplantados en sitios con diferentes periodos dominantes de suelo, entre otros.

REFERENCIAS

- Al-Hussaini T.M., Zayas V.A. y Constantinou M. C. (1994), "Seismic isolation of multi-story frame structures using spherical sliding isolation systems", National Center for Earthquake Engineering Research, Technical Report NCEER-94-0007, Nueva York, EUA. pp. 182.
- ASCE/SEI 7 (2017), "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures." American Society of Civil Engineers: VA, EUA.
- Benjamin J. R. y Cornell C. A. (1970), "Probability, statistics and decisions for civil engineers", Mc Graw Hill, U.S.A. pp. 640.
- Boore, D. M., Stephens C. D. y Joyner W. B. (2002), "Comments on baseline correction of digital strong-motion data: Examples from the 1999 Hector Mine, California, Earthquake", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 92, No. 4, pp. 1543-1560.
- Buckle, I. G. y Mayes R. L. (1990), "Seismic isolation: History, application, and performance a world view", Earthquake Spectra, Vol. 6, Issue 2, pp. 161-201.
- Calvi P. M. y Calvi G. M. (2018), "Historical development of friction-based seismic isolation systems", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 106, pp. 14-30.
- Cardone D., Perrone G., y Plesco V. (2018), "Developing collapse fragility curves for base-isolated buildings", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 48, pp. 78-102.
- Chopra A. K. (2014), "Dinámica de estructuras", Pearson Educación, Cuarta edición, México, pp. 752.
- Constantinou, M., Mokha A. y Reinhorn A. (1990), "Teflon bearings in base isolation II: modeling", Journal of Structural Engineering, Vol. 116, No. 2, pp. 455-474.
- Elenas A. y Meskouris K. (2001). "Correlation Study between Seismic Acceleration Parameters and Damage Indices of Structures." Engineering Structures. Vol. 23, pp. 698-704
- ETABS (2016), Programa de análisis estructural de edificios, Computers and Structures, Inc.
- FEMA P695(2009), "Quantification of building seismic performance factors", FEMA P695, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C, EUA, pp. 421.
- FEMA P-58 (2012), "Seismic performance assessment of buildings" Volumen 1, Report FEMA P-58, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, EUA, pp. 278.
- Guerrero H., Terán-Gilmore A., Ji T. y Escobar J. A. (2017), "Evaluation of the economic benefits of using buckling-restrained braces in hospital structures located in very soft soils", Engineering Structures, Vol. 136, No. 2, pp. 406-419.
- Joy R. y Prasad C. K. (2016), "Seismic Vulnerability Assesment of tall RC building with friction pendulum bearing system", SSRG International Journal of Civil Engineering, Vol. 3, pp. 1-8.

REFERENCIAS

- Kelly J. M. (1990), "Base isolation: Linear theory and design", *Earthquake Spectra*, Vol. 6, No. 2, pp. 223-244.
- Naeim F. y Kelly J. M. (1999), "Design of seismic isolated structures: From theory to practice", John Wiley & Sons, Inc., pp. 296.
- Nakazawa T., Kishiki S., Qu Z., Miyoshi A. y Wada A. (2011), "Fundamental study on probabilistic evaluation of the ultimate state of base isolated structures", 8th International Conference on Urban Earthquake Engineering, Tokio, Japón, pp. 8.
- NTC-DCEA (2017), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero", *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*, No. 220 Bis., Ciudad de México.
- NTC-DS (2017), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*, No. 220 Bis., Ciudad de México.
- SASID (2020) [Ap. Web], "Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño", Gobierno de la Ciudad de México.
- PRISM (2020), Programa de procesamiento de acelerogramas. Department of Architectural Engineering, INAH University.
- Reinoso E. (2007), "Riesgo sísmico de la Ciudad de México", UNAM, Ciudad de México, pp. 50.
- Rosenblueth E. y Esteva L. (1972), "Reliability Basis for some Mexican Codes", *Probabilistic Design of Reinforced Concrete Buildings ACI Publication SP-31*, pp. 1-41.
- Rosenblueth E. y Ordaz M. (1987), "Use of seismic data from similar regions", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 15, pp. 619-634.
- Tena-Colunga A. (1997), "Evaluación de un método de diseño estático para el aislamiento sísmico de estructuras de la costa del Pacífico Mexicano", *Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*, No. 57, pp. 1-34.
- Tena-Colunga A., Pérez L. E., Avilés J. y Cordero C. (2014), "Estudio de la factibilidad de aislamiento sísmico pendular para subestaciones encapsuladas ubicadas en terrenos blandos del valle de México", *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, Vol. 14, No 1-2, pp. 5-37.
- Tena-Colunga A. (2016), "Método simplificado para el diseño de estructuras con base en muros de carga aisladas sísmicamente", *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, XX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Yucatán, México, pp. 25.
- Tsai C. S., Chen W. S., Chiang T. C. y Chen B. J. (2006), "Component and shaking table tests for full-scale multiple friction pendulum system", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35, pp. 1653-1675.
- Vamvatsikos D. y Cornell C. A. (2002), "Incremental dynamic analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 491-514.

REFERENCIAS

- Zayas V. A., Low S. S., Mahin S. A. (1990), "A simple pendulum technique for achieving seismic isolation", *Earthquake Spectra*, Vol. 6, No. 2, pp. 317-333.
- Zayas V. A., Mahin. S. A., y Constantinou M. C. (2017) "Seismic Isolation Standard for Continued Functionality", Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, pp. 72.