



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

---

---

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESTIMACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA EN  
ESTRUCTURAS CON UN PRIMER PISO DÉBIL

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL

PRESENTA  
JESÚS ÁNGEL RIVERA PASTELÍN

DIRECTOR DE TESIS:  
MAURO POMPEYO NIÑO LÁZARO



CIUDAD UNIVERSITARIA  
CIUDAD DE MÉXICO, ABRIL 2017



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



*Dedicado a mi madre*

*María*

Gracias por darme la oportunidad de estudiar,  
por el esfuerzo que hace todos los días para que, mi hermano y yo, seamos  
mejores seres humanos  
y más importante, por su amor.



*Dedicado a mi hermano*

*Juan*

Gracias por contagiarme con el entusiasmo de hacer algo distinto.



*Ni la investigación científica ni la tecnológica, ni el desarrollo tecnológico, ni lo que cueste el uso del cerebro para llevar a cabo una buena planeación y un diseño tan innovativo como sensato, son lujos que nos podremos dar cuando seamos ricos. Son hoy necesidades que urge colmar para que no se agrande la distancia entre nuestro país y los más prósperos, para que nuestros compatriotas puedan mejorar la calidad de su vida, para que investigadores e ingenieros civiles cumplamos con la misión que se nos encomienda, con la misión que ilusionados nos asignamos a nosotros mismos:  
la de servir significativa y eficazmente al país que amamos.*

— Emilio Rosenblueth

## AGRADECIMIENTOS

---

Le agradezco al Dr. Mauro por el tiempo y el conocimiento que compartió conmigo.

Al Dr. Eduardo Reinoso Angulo por el apoyo que me brindó en esta etapa.

A mis sinodales: M.I. Marco Tulio Mendoza Rosas, Dr. José Luís Aragón Hernández y Dr. Miguel Ángel Jaimes Téllez, por su apoyo brindado en este proceso y por sus comentarios para mejorar esta tesis.

A mi alma mater, la Universidad Nacional Autónoma de México.

Finalmente, agradezco a mis amigos de la Facultad de Ingeniería, con los que compartí clases, tareas, proyectos y buenos momentos.



## ÍNDICE GENERAL

---

1	INTRODUCCIÓN	1
2	ESTADO DEL ARTE	5
2.1	Antecedentes . . . . .	5
2.2	Ejemplos de daños en edificios con piso débil . . . . .	7
2.3	Comportamiento estructural con piso débil . . . . .	9
3	METODOLOGÍA	17
3.1	Descripción de la metodología . . . . .	17
4	CASOS DE ESTUDIO	21
4.1	Descripción general . . . . .	21
4.1.1	Marco de 5 niveles . . . . .	21
4.1.2	Marco de 15 y 25 niveles . . . . .	21
4.1.3	Marco de 17 niveles . . . . .	22
4.2	Mampostería . . . . .	24
4.2.1	Comportamiento mecánico de la Mampostería . . . . .	24
4.3	Modelado . . . . .	27
4.3.1	Columnas y vigas . . . . .	27
4.3.2	Muros . . . . .	28
4.3.3	Efectos de segundo orden . . . . .	29
4.4	Análisis Modal . . . . .	29
4.5	Curvas IDA . . . . .	30
4.5.1	Descripción del análisis dinámico incremental . . . . .	31
4.5.2	Definición de la amenaza sísmica . . . . .	32
4.5.3	Resultados . . . . .	34
5	VULNERABILIDAD SÍSMICA	39
5.1	Funciones de daño . . . . .	43
5.2	Curvas de vulnerabilidad . . . . .	45
6	CONCLUSIONES	55
	REFERENCIAS	57

## ÍNDICE DE FIGURAS

---

Figura 1	La villa Savoye, construida de 1928 a 1931, París Francia.	5
Figura 2	Edificios dañados por el sismo de Loma Prieta, en San Francisco. Fuente: Maison <i>et al.</i> (2012). . . . .	8
Figura 3	Colapso de un edificio con piso débil, durante el sismo de Kobe, Japón, 1995. Fuente: Tena (2010). . . . .	8
Figura 4	Antes y después de edificios colapsados en el sismo de Taiwán. Fuente: Taiwan Earthquake Clearinghouse website (2016). . . . .	9
Figura 5	Antes y después de un edificio ubicado en el centro de Poroviejo con piso flexible, durante el sismo de Ecuador 2016. Fuente: Municipio de Balzar. . . . .	10
Figura 6	Distribución de probabilidad, Chopra <i>et al.</i> (1972). . . . .	10
Figura 7	Edificio del proyecto NS-Soft, Fuente: Bahmani <i>et al.</i> (2015). . . . .	14
Figura 8	Diagrama de flujo de la metodología. . . . .	19
Figura 9	Elevación del marco de 5 niveles. . . . .	22
Figura 10	Planta tipo para los marcos de 15 y 25 niveles. . . . .	23
Figura 11	Elevación de lo marcos elegidos de a)15 y b)17 niveles. . . . .	23
Figura 12	Edificio de 17 niveles. . . . .	25
Figura 13	Muros ensayados por Cruz (2010). . . . .	26
Figura 14	Curva de comportamiento del muro ensayado ME6, aproximada por Cázares (2013). . . . .	27
Figura 15	Diagrama de fuerza a compresión y deformación. . . . .	28
Figura 16	Esquema de efectos $P-\Delta$ . . . . .	29
Figura 17	Formas modales. . . . .	30
Figura 18	Espectro de respuesta elástico para el registro sísmico SCT B-1 debido al sismo de 1985 en la dirección EW. . . . .	32
Figura 19	Registro sísmico SCT - 1985 - EW y registro escalado a un nivel de intensidad 0.1g y un FE = 0.4, para 15 niveles con piso débil. . . . .	34
Figura 20	Curvas IDA, Desplazamiento. . . . .	36
Figura 21	Curvas IDA, Cortante Basal. . . . .	37
Figura 22	Curvas IDA, Distorsiones. . . . .	38
Figura 23	Curvas de capacidad. . . . .	41
Figura 24	Ejemplo de la obtención de $F_m$ . . . . .	42
Figura 25	Esquema de una curva de capacidad para la obtención de $\alpha$ . . . . .	43
Figura 26	Curvas de capacidad dinámica. . . . .	44
Figura 27	Funciones de daño. . . . .	46

Figura 28	Funciones de vulnerabilidad. . . . .	48
Figura 29	Comportamiento de histéresis del marco de 5 niveles .	51
Figura 30	Comparación de las funciones de vulnerabilidad. . . .	52

## ÍNDICE DE TABLAS

---

Tabla 1	Periodo asociado al primer modo de vibrar de los marcos de 5, 15, 17 y 25 niveles. . . . .	30
Tabla 2	Registros sísmicos en México usados en este estudio. .	33
Tabla 3	Factores de escala ejemplo para el análisis IDA. . . . .	35
Tabla 4	Parámetros $T$ , $m$ , $\delta_u$ y $F_m$ de los casos de estudios. . . .	42
Tabla 5	Factores para la ecuación Log Normal CDF para los distintos modelos. . . . .	45

## INTRODUCCIÓN

---

La Ciudad de México (CDMX) es la segunda ciudad más poblada en el mundo, pese a su alta sismicidad y las características poco favorables del subsuelo de la zona de lago, el cual está conformado por: una costra superficial, que en muchos casos se encuentra cubierta con rellenos artificiales de espesor variable y es prácticamente inexistente en las orillas del lago; la formación arcillosa superior, con arcillas blandas a muy blandas; una capa dura, que separa a las dos formaciones arcillosas; la formación arcillosa inferior, con arcillas más consolidadas; y los depósitos profundos, constituidos por materiales granulares (Santoyo *et al.*, 2005).

Además, la sismicidad del valle de México está determinada por varias fuentes, siendo los temblores generados por la subducción de la placa de cocos bajo la Norteamericana, los que han causado mayores daños a la capital. Así, los sismos que se originan en cada fuente son diferentes y sus efectos se manifiestan de diversas maneras en las zonas propuestas por el Reglamento de construcciones del Distrito Federal, RCDF - 2004 (GDF, 2004a), en sus Normas Técnicas Complementarias de diseño por Sismo (zona de lomas, transición y lacustre), NTC - Sismo (GDF, 2004b), pero sin duda el factor que más influye en la intensidad sísmica local son las peculiaridades del subsuelo que modifican en cada sitio su respuesta sísmica y, como se ha observado repetidamente, las intensidades locales pueden tener grandes variaciones entre cada zona. Los movimientos menos intensos ocurren en la zona poniente de la ciudad por la influencia de los suelos duros de ese sector y aparece un fuerte efecto de amplificación (efectos de sitio) originado por la influencia de suelos lacustres blandos hacia el oriente. Además, la duración del movimiento sísmico también resulta más prolongada en los suelos blandos y por ello se incrementan los daños. En general un movimiento de gran amplitud pero corta duración puede ser menos dañino, que uno de amplitud media con gran duración, ya que puede involucrar suficientes ciclos como para generar daños considerables (Santoyo *et al.*, 2005).

Por otro lado, ante el aumento de población en la CDMX se ha tenido que dotar de servicios básicos como el agua potable a sus habitantes teniendo que extraer mayores cantidades de agua del subsuelo y cambiando el comportamiento de éste. Además de la necesidad de ofrecer a sus habitantes mayores espacios de vivienda, aumentando el número de edificios destinados a cubrir esta demanda. Aunado a esto, se tiene que varios edificios presentan diseños modernos y que se ajustan a las necesidades de sus habitantes, sin embargo

en ocasiones estos diseños, por la distribución del espacio, presentan irregularidades estructurales dando como resultado un desempeño estructural, ante grandes demandas sísmicas, deficiente, y provocando un comportamiento poco deseado, causando daños y en algunos casos el colapso de estas estructuras. Tal es el caso de la irregularidad estructural por un primer piso débil y que nos ocupa en esta tesis.

#### JUSTIFICACIÓN

La combinación de factores sociales y las características del subsuelo de la Ciudad de México, en particular de la zona de lago de la CDMX, hacen que dentro de la comunidad de ingenieros se hayan identificado que estructuras con un piso débil representan un riesgo latente ante la acción sísmica. Así, el aumento en la población de la CDMX ha provocado que se construyan edificios modernos que presentan una irregularidad por un primer piso débil debido principalmente a la necesidad para estacionar vehículos.

#### OBJETIVO

Estimar la vulnerabilidad estructuras en marcos representativos de la zona del lago de la CDMX con un primer piso débil.

#### LIMITACIONES

Las limitaciones de esta tesis son las que presentan las estructuras estudiadas, en éstas únicamente se considera el concreto reforzado como material de los elementos estructurales y no se considera ningún otro material distinto a este; se considera que los marcos estudiados presentan solamente una irregularidad estructural en la elevación por un primer piso débil, por lo que no se considera alguna otra irregularidad; se consideran que el sistema estructural es a base de marcos dúctiles, y diseñados con el RCDF - 2004 (GDF, 2004a), y sus Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de Concreto, NTC - Concreto (GDF, 2004c), así como las NTC - Sismo (GDF, 2004b).

La presente tesis esta organizada en 6 capítulos, en el primero se plantea el problema que se aborda en esta tesis, la justificación del tema y el objetivo propuesto. En el segundo capítulo, se presentan antecedentes del concepto de piso débil, ejemplos en que se presentó una falla por piso débil y trabajos relevantes relacionados con el piso débil. Por su parte, en el tercer capítulo, se describe la metodología que se siguió en esta tesis. En el cuarto capítulo se presentan los casos de estudios, la descripción del modelado de cada estructura y el tipo de análisis que se utilizó. En el quinto capítulo se describe la

vulnerabilidad sísmica y se presentan las curvas de vulnerabilidad para cada caso de estudio. Finalmente, en el sexto capítulo se presentan las conclusiones derivadas de este trabajo y recomendaciones para futuros trabajos.



## ESTADO DEL ARTE

---

El primer punto importante que se tiene que abordar en este trabajo es el que concierne al concepto del piso débil. Con este fin en la Sección 2.1 se presenta la concepción y descripción de éste tema. En la Sección 2.2 se presentan ejemplos de la formación de un piso débil en varias estructuras debido a la ocurrencia de sismos en algunas partes del mundo. Finalmente, en la sección Sección 2.3 se describen los trabajos de investigación que se han llevado a cabo con el fin de entender de una mejor manera el comportamiento estructural al presentarse la formación de un piso débil, durante la ocurrencia de un sismo.

### 2.1 ANTECEDENTES



Figura 1: La villa Savoye, construida de 1928 a 1931, París Francia.

La concepción del piso débil tiene varios orígenes, sin embargo el nombre o etiqueta de piso débil, generalmente se utiliza en la ingeniería estructural. Una de las primeras personas con las que se relaciona este tema, es con el arquitecto suizo Le Courbusier, su obra “Vers une architecture” presentada en 1923, significó un parteaguas en la arquitectura. En ésta se establecieron los principios fundamentales de la arquitectura moderna. En sus famosos cinco puntos se encuentra el “pilotis” o “edificios sobre postes”, en esta idea se crean espacios más amplios y luminosos al elevar las edificaciones del suelo con el uso del concreto reforzado (Muhannad y Akira, 2013). Para poder visualizar esta idea, en la Figura 1 se muestra una de las grandes obras de Le Corbusier, la Villa Savoye construida en 1929 en París, en ésta se puede apreciar que el espacio habitable se encuentra elevado de la planta baja, por columnas o “pilotis” de concreto reforzado, tal efecto da una sensación de flotación. Por otro lado, esta construcción representa, desde el punto de vista de la ingeniería estructural, una deficiencia estructural para resistir acciones sísmicas al tenerse un cambio en la rigidez y de elementos resistentes.

Las ideas de Le Corbusier dan como resultado una configuración con grandes espacios libres en la planta baja, los cuales, si se observa un edificio de nuestro tiempo, por lo general son utilizados como lugares de estacionamien-

to, lugares de comercio o incluso, en algunas partes del mundo, se aprovechan para mitigar los daños que causan las inundaciones a las construcciones, además, en los hoteles se utilizan como salones de espera o “lobbies”. Si bien, esta distribución de espacios representa grandes beneficios para los propietarios, los sismos que se han presentado a lo largo de la historia se han encargado de poner a prueba el comportamiento de construcciones de este tipo, teniéndose en la mayoría de los casos en los que se presenta un sismo severo, resultados devastadores.

De esta manera, el término “piso débil”, hace referencia a estructuras con grandes espacios abiertos en alguno de sus pisos respecto a los demás, generalmente es el primero y se ha observado en edificios de departamentos porque en la planta baja se tienen espacios que se aprovechan como cajones de estacionamiento. En esta configuración, los pisos superiores cuentan con mayores elementos resistentes, como son muros estructurales, columnas, y muros no estructurales que se utilizan como particiones, y que se encuentran distribuidos en cualquier dirección ortogonal. En contraste, el primer piso cuenta principalmente con columnas que resisten las fuerzas de inercia que provoca un sismo. Como consecuencia de esta desigualdad, la primer planta resulta ser más flexible y menos resistente en comparación con las planta de arriba. Aunado a esto, el primer piso se ve sometido a los mayores cortantes sísmicos, y su déficit de resistencia lo condiciona a resistir estas demandas con base en su capacidad de deformación. En el caso del concreto reforzado, las columnas no cuentan con dicha capacidad cuando se ven sometidas a sismos de gran magnitud, por lo que se desarrolla una falla al presentarse grandes desplazamientos en las columnas del primer piso o también llamado colapso por ladeo (*sidesway collapse* en inglés). Al mismo tiempo, en los pisos subsecuentes la reacción que produce un sismo hace que éstos se comporten como un bloque rígido y, en la mayoría de los casos, no se presentan daños considerables. Para resumir, un edificio con piso débil se puede definir como aquél que tiene un piso con relativa menor rigidez y resistencia comparada con los demás pisos o, en otras palabras, un edificio con piso débil representa una discontinuidad en su sistema de resistencia o rigidez lateral en el nivel del piso débil (Bahmani y van de Lindt, 2012).

Hay que mencionar, además de lo anterior, que en varios reglamentos se considera o se clasifica a esta irregularidad. Por ejemplo, en las NTC - Sismo (GDF, 2004b), del RCDF - 2004 (GDF, 2004a), se evalúa su existencia revisando los siguientes aspectos:

1. El peso de cada nivel, incluyendo carga viva que se debe considerar por sismo, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior, ni menor que el 70 por ciento del mismo, excepto para el último piso.

2. A excepción del último entrepiso, la rigidez ni la resistencia del entrepiso difiere en más del 50 por ciento con respecto del entrepiso inmediato inferior.

Cuando no se satisfaga 1 o más de los requisitos señalados se considera a la estructura como irregular. Cuando se tengan estructuras que no cumplan con uno de los requisitos, el factor de reducción  $Q'$  se debe multiplicar por 0.9 y 0.8 cuando no cumpla con dos o más requisitos y por 0.7 cuando sea fuertemente irregular. Lo que significa que se tendrán mayores acciones sísmicas que recaerán en elementos más resistentes.

Por otro lado, de acuerdo con al criterio de la irregularidad vertical del ASCE7 - 10 (ASCE, 2010), el piso débil se puede clasificar en al menos dos categorías (Bahmani y van de Lindt, 2012), éstas son:

1. Piso débil por rigidez (Stiffness-soft story). Es un piso en el cual la rigidez lateral es menor que el 70 % de la que tiene el piso subsecuente o menos que el 80 % de la rigidez promedio de los tres pisos de arriba.
2. Piso débil por rigidez extrema (Stiffness-Extreme Soft Story). Es el piso que tiene una rigidez lateral menor que el 60 % del piso de arriba o menor del 70 % de la rigidez promedio de los tres pisos subsecuentes”

## 2.2 EJEMPLOS DE DAÑOS EN EDIFICIOS CON PISO DÉBIL

La deficiencia estructural que representa un piso débil se ha observado en estructuras de varias partes del mundo, en particular en edificios de departamentos. Con el fin de tener una mejor visión de los daños que se pueden presentar, a continuación se muestran algunos casos en donde el comportamiento sísmico de estas construcciones no fue bueno, ya que se desarrollaron mecanismos de falla por un primer piso débil, tales daños, en algunos casos, hicieron imposible su reparación y en otros, las estructuras colapsaron.

**SISMO DE MICHOACÁN, MÉXICO, 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985** Se registró que el 8 % de los colapsos observados y documentados durante el sismo de 1985 en la Ciudad de México fue a causa de irregularidad en las estructuras por un piso débil (Tena, 2010).

**SISMO DE LOMA PRIETA, CALIFORNIA, ESTADOS UNIDOS, 17 DE OCTUBRE DE 1989.** El epicentro se ubicó en Loma Prieta, a unos 95 km de la ciudad de San Francisco, la cual fue severamente afectada, así como la zona conurbada (Okland, Berkeley, Palo Alto, Sausalito, etc) y muchas poblaciones en las montañas de Santa Cruz. Fallecieron 62 personas, 3,757 resultaron heridas y 12,000 quedaron sin hogar (Tena, 2010). Tan sólo en el Distrito de Marina, hubo 4 muertes en edificios colapsados, de 1,452 edificios reconocidos

en esta área, 63 fueron declarados inseguros debido al gran daño con el que contaban. Los edificios colapsados generalmente cayeron lateralmente en las calles, algunos sufrieron deformaciones laterales permanentes (Maison *et al.*, 2012) como se muestra en la figura 2 a y b, además de un colapso (Figura 2 c), todas debidas a la formación de un primer piso débil.



Figura 2: Edificios dañados por el sismo de Loma Prieta, en San Francisco. Fuente: Maison *et al.* (2012).

**SISMO DE NORTHRIDGE, CALIFORNIA, 1994.** Este terremoto ocurrió en el área norte de San Fernando, en la ciudad de Los Ángeles el 17 de enero de 1994 con una magnitud de 6.7. Se tuvieron 1200 personas heridas y 42 muertes. Hubo colapsos por primer piso suave en edificios de departamentos, tanto de madera como de mampostería (Tena, 2010).

**SISMO DE KOBE, JAPÓN, 1995.** Con una magnitud de  $M = 6.9$  y epicentro ubicado en el extremo norte de la isla Awaji, a 20 km de la ciudad de Kobe, este sismo ocurrió el 17 de enero de 1995. Aunque las fallas que se presentaron en la infraestructura fueron más comunes en vialidades con segundos pisos, se tuvieron colapsos por primer piso débil (Figura 3).

**SISMO DE TAIWÁN, 5 DE FEBRERO DE 2016.** El sismo se presentó en la zona sur de Taiwán, con una magnitud de 6.4 grados. Se registraron ocho edificios colapsados de concreto reforzado y algunos otros de mampostería no reforzada, con un total de 116 muertos y 550 heridos. Se reportaron otros 200 edificios con daño, los cuales se localizan dispersos en los distritos de Yongkang, Sinhua, Rende, Gueiren, Guanmiao, Yujing y Shanshang; 40 de ellos tienen daños graves, menos de diez colapsaron (Reinoso y Rodríguez, 2016). En la Figura 4 se



Figura 3: Colapso de un edificio con piso débil, durante el sismo de Kobe, Japón, 1995. Fuente: Tena (2010).

muestran varios ejemplos de edificios que colapsaron debido a que tenían una primera planta débil. En el caso del edificio Weiguan, éste contaba con 16 pisos y un sótano, con capacidad para 256 residentes, y fue el que ocasionó más del 90 % de las muertes que se contabilizaron. Cabe destacar que en estos ejemplos, todas las fallas fueron ocasionadas porque tenían una planta baja débil.



Figura 4: Antes y después de edificios colapsados en el sismo de Taiwán. Fuente: Taiwan Earthquake Clearinghouse website (2016).

SISMO DE ECUADOR, 16 DE ABRIL DE 2016. El sismo ocurrido en Ecuador tuvo una magnitud de 7.8, con epicentro a 30 km de Pedernales, Provincia de Manabí, a 19 km de profundidad. Las zonas más afectadas fueron Manabí y Esmeraldas. Aunque no hay cifras oficiales de los daños materiales, las primeras estimaciones en Pedernales y Cojimíes arrojan valores de destrucción de cerca del 80 % de las construcciones. Dentro de las principales razones estructurales de los colapsos, se encuentran los pisos blandos o flexibles (Quinde y Reinoso, 2016). En la figura 5, se puede apreciar un antes y después de un edificio que tenía una primera planta para algún tipo de comercio, lo que representa la configuración de un piso débil.

### 2.3 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL CON PISO DÉBIL

Como se pudo observar en la sección 2.2, la falla que provoca la deficiencia de resistencia y rigidez en el primer piso se debe a que se presentan grandes desplazamientos en las columnas del primer piso. Con la ventaja que nos brinda el tiempo, se puede describir cómo se ha investigado este concepto, desde su concepción como un riesgo latente y la descripción del comportamiento de falla, hasta la implementación de mejoras en edificios que cuentan con esta



Figura 5: Antes y después de un edificio ubicado en el centro de Poroviejo con piso flexible, durante el sismo de Ecuador 2016. Fuente: Municipio de Balzar.

deficiencia, con el fin de evitar la formación de este mecanismo de falla. Actualmente, se ha estudiado este fenómeno a profundidad y a continuación se describen algunos trabajos relacionado con el piso débil.

En los primeros estudios que se realizaron acerca de este tema (Martel, 1929; Green, 1934; Finteln y Khan, 1969), el concepto de piso débil se utiliza como un intento para reducir las aceleraciones producidas en un edificio debidas a un sismo, dejando que las columnas del primer piso fluyan, y con esto producir una acción de absorción de energía, de tal forma que los pisos subsiguientes tuvieran un comportamiento elástico y las cargas de diseño fueran de menor importancia. Sin embargo, debido a las excesivas distorsiones que se presentan en el primer piso, combinado con efectos  $P - \Delta$  en las columnas, en general se observa que los edificios colapsan (MO, 1994).

Dicho lo anterior, Chopra *et al.* (1972) investiga el efecto en la reducción de la resistencia del primer piso por las deformaciones y fuerzas desarrolladas en los pisos superiores, mediante dos modelos de edificios que representan un edificio con un primer piso débil (rígido  $T=0.5$  s) y un edificio sin este (flexible  $T = 2.0$  s). Los resultados de este estudio se presentan mediante un factor de ductilidad, el cual asocia la máxima distorsión absoluta en cada piso durante el sismo dividida entre la distorsión de fluencia. Además, se obtiene la distribución de probabilidad de la máxima distorsión del primer piso por 20 sismos simulados (Figura 6), la cual representa la probabilidad de que dado un valor de distorsión del primer piso éste no sea excedido. Este trabajo demuestra que en un primer piso débil, la capacidad de desplazamiento que se requiere tiene

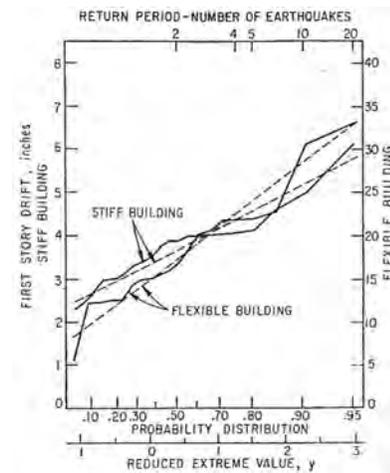


Figura 6: Distribución de probabilidad, Chopra *et al.* (1972).

que ser muy alta, además de que se requiere de un mecanismo de fluencia perfectamente plástico para proveer una protección a toda la superestructura.

En otros trabajos se obtiene la respuesta de estructuras que sufrieron daño durante un sismo y que contaban con la presencia de un piso débil, por ejemplo Mahin *et al.* (1976) estudian el comportamiento del edificio principal del Centro Médico Olive View, estructura de 6 pisos de concreto reforzado, la cual fue dañada durante el sismo de San Fernando de 1971, sin posibilidad de reparación, debido al gran cambio de resistencia y rigidez del segundo piso causado por la terminación de muros de cortante. Se realizan análisis dinámicos no lineales en los cuáles se consideran efectos  $P - \Delta$ , los resultados se presentan en términos de las distorsiones. Yoshimura (1997) realiza un análisis de la respuesta dinámica no lineal, donde considera la degradación de resistencia de un edificio de concreto reforzado con un primer piso débil que colapsó un mes y medio después de que ocurriese el sismo de Hyogoken-Nanbu de 1995. El edificio consistía de 7 pisos, con una altura total de 20.6 m, sin sótano y el primer piso era usado como estacionamiento. Se realiza un análisis dinámico no lineal para simular cómo el edificio se comportó y colapsó durante el sismo. Los daños observados se concentraron en el primer piso debido a la formación de un piso débil. El desplazamiento lateral fue extremadamente grande, el cual fue de un rango de 16.3 a 30.1 cm, con una media de 23 cm. Por otra parte, no se detectaron daños substanciales sobre el segundo piso. Otro trabajo donde se muestra el comportamiento de estructuras con un piso débil después de un gran sismo es el desarrollado por Ruiz y Diederich (1989), después del sismo de Michoacán de 1985, en este trabajo estudia la posible influencia de la discontinuidad de la resistencia lateral en la demanda de ductilidad del piso más débil. Adicionalmente, Esteva (1992) estudia la influencia de la presencia de un piso débil en la respuesta dinámica de edificios característicos con diferentes números de pisos y periodos naturales.

Por otra parte, trabajos más recientes estudian la respuesta en estructuras con piso débil con diferentes características. Por ejemplo, Shahriar *et al.* (2010) estudian la respuesta de varias estructuras de concreto reforzado con configuraciones aleatorias de la ubicación de los muros de entrepiso, comparando desplazamientos, cargas axiales, momentos flexionantes en las columnas, cortante basal y el periodo natural de vibrar. En este mismo sentido, Hejazi *et al.* (2011) analizan el efecto de un piso débil en la respuesta de edificios de gran altura sujetos acciones sísmicas, con varias configuraciones de arriostramientos para mejorar su comportamiento ante cargas laterales. Adicionalmente, Lam *et al.* (2008) y Wibowo *et al.* (2010) estudian el desempeño que tienen las estructuras de concreto reforzado con elementos prefabricados y que cuentan con un piso débil, en regiones con intensidades sísmicas bajas o moderadas como Tailandia, Vietnam, Hong Kong, Ghina y Singapur, en donde se cons-

truyen estructuras similares y con ductilidad limitada. Realizan 4 pruebas con cargas cíclicas sobre columnas prefabricadas de concreto reforzado a media escala para estimar la resistencia lateral y el comportamiento en términos de deflexión. También investigan el comportamiento cuando colapsa mediante el uso de curvas pushover y un modelo analítico no lineal. Los resultados muestran que las columnas del piso débil sostuvieron grandes distorsiones, entre un 6 % y 8 %, mientras mantenían las cargas axiales por gravedad a pesar de la reducción lateral de la resistencia. Esta capacidad de deformación en las columnas se atribuyó a las conexiones débiles que tenían, lo interesante es que la resistencia lateral del sistema del piso débil hubiera podido incrementarse significativamente si, en la terminación de las columnas, las conexiones hubiesen sido tan resistentes como los elementos, pero las distorsiones se hubiesen reducido de un 6 % - 8 % a un 2 %. Por lo tanto el sistema prefabricado que se ocupó en el piso débil tuvo como resultado una estructura más débil que las estructuras tradicionales in situ de concreto reforzado, pero siendo una estructura con una capacidad mucho mayor de distorsión.

Los trabajos del párrafo anterior, tratan de predecir el comportamiento de una estructura con un primer piso débil ante diversas cargas laterales y con diferentes características y configuraciones, sin embargo, en otros trabajos se investiga el colapso de estructuras con un piso débil, después de que un sismo ocurriera, por ejemplo, Verderame *et al.* (2011) estudian el colapso de un edificio de concreto reforzado durante el sismo de Abruzzo en abril de 2009, mediante un análisis tiempo - historia. En el modelo se consideran características mecánicas no lineales de la mampostería. El edificio colapsó por la presencia de un piso débil en el primer piso, el cual se utilizaba como una tienda y estacionamiento. El colapso de la estructura, de acuerdo con las evidencias, pudo ser debido a un mecanismo de torsión porque no había refuerzo transversal en las juntas y los estribos en la cima de las columnas estaban muy separados. Migda y Jankowski (2012) presentan un análisis numérico del comportamiento de un edificio de acero de varios niveles que tuvo una falla por piso débil bajo excitación sísmica.

Con el fin de mitigar el riesgo que representan las estructuras con un primer piso débil, en otros trabajos se ha evaluado la vulnerabilidad de estas estructuras ante acciones sísmicas, por ejemplo, Dya y Oretaa (2015) presentan la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios con una irregularidad de piso débil utilizando un análisis Pushover y el índice de vulnerabilidad propuesto por Lakshmanan (2006). Bose (2016) presenta el comportamiento de un marco de concreto reforzado de 5 niveles y 4 crujías, que representa un edificio con un primer piso débil. El objetivo es evaluar la efectividad de la mampostería fabricada con bloques de concreto poroso o AAC (Autoclaved arated concret, por sus siglas en inglés), para mejorar el comportamiento sísmico de una estructura con un primer piso débil. Realiza dos análisis no

lineales, el primero fue un análisis estático Pushover. De estos resultado se tiene que el incremento del cortante basal fue menos en el caso de la mampostería tipo AAC (19 %) comparado con mampostería convencional (40 % y 69 % para ladrillos de arcilla y fly - ash, respectivamente). El segundo análisis fue un análisis dinámico incremental (IDA, por sus siglas en inglés), para este análisis se utilizó un conjunto de 20 registros sísmicos. Subsecuentemente, realiza un análisis de fragilidad para todos los marcos. La probabilidad de colapso a un máximo sismo creíble (PCSMC) y las curvas de fragilidad de colapso para el marco sin muros y con los distintos muros, las evalúa con la FEMA P695. La PCSMC que obtiene para el marco con muros de mampostería de AAC es de 9.2 % un poco mayor que 5.6 %, correspondiente al marco sin muros. En contraste, los valores para el marco con mampostería de arcilla y fly ash, resultan de 26.1 % y 33.6 %, respectivamente, los cuales son mayores de aquellos que se obtienen para el marco sin muros y con muros de AAC.

Debido a que los códigos de diseño sísmico de edificios existentes no cuentan con el criterio suficiente para predecir el desplazamiento real de edificios con un piso débil, Alinouri *et al.* (2012) proponen un cambio en el método del coeficiente, que se describe en el capítulo 3 del ASCE/SEI 41-06. Utilizando dicha metodología, evalúan los desplazamientos de estructuras de 5, 8 y 15 pisos de acero y comparan con los resultados obtenidos de análisis dinámicos no lineales con historia en el tiempo que presentaron una falla por piso débil. W. y E. (2012) presentan un análisis dinámico no lineal de tres dimensiones para un edificio de madera bajo grandes deformaciones.

Otras investigaciones se han enfocado en reducir el riesgo, al identificar y mejorar edificios con esta irregularidad, por ejemplo, en 2008, el Departamento de Inspección de la Construcción de San Francisco y el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC), iniciaron el Plan de Acción de la Comunidad para la Seguridad Sísmica, o CAPSS por sus siglas en inglés, los cuales desarrollaron una serie de informes llamados "Here Today - Here Tomorrow: The Road to Earthquake Resilience in San Francisco", finalizado en 2010. Dentro de esta serie de reportes el ATC52 - 3 (ATC, 2009), describe el riesgo y la vulnerabilidad de la configuración de piso débil además de recomendaciones para reducir este peligro. Adicionalmente, de acuerdo con el estudio del CAPSS, entre un 43 % y 80 % de edificios con marcos de madera de varios pisos en San Francisco, serían considerados inseguros después de un sismo con una magnitud de 7.2 y una cuarta parte de estos podrían colapsar (Lindt *et al.*, 2012). Estos edificios con piso débil son usados como departamentos, principalmente, y casas en renta con 58,000 personas, aproximadamente, que residen en estos edificios. En concordancia con lo anterior, surge el "NEES-Soft Project", o "Seismic Risk Reduction for Soft - Story Woodframe Buildings", este proyecto contó con la participación de 5 universidades, y dentro de los objetivos que se plantearon fueron verificar experimentalmente la guía existente ATC 71.1 que

provee el mejoramiento de muchos de los edificios con piso débil existentes. La segunda es proporcionar una metodología de basada en el mejoramiento del desempeño sísmico de éste tipo de edificios.

Los experimentos de modelos físicos a escala real se han llevado a cabo en varias partes del mundo, siendo Japón el país que ha desarrollado gran parte de este trabajo. Sin embargo, las pruebas en edificios con marcos de madera a escala real, llevados al colapso, se han llevado sólo pocas veces en el mundo, debido a que el equipo requerido y las previsiones de seguridad para este tipo de pruebas pueden ser complejas y costosas. Pese a lo anterior, este tipo de pruebas son necesarias para tener un mejor entendimiento del comportamiento de los edificios cuando se tienen grandes desplazamientos debidos a cargas sísmicas. En el proyecto “NEES-Soft”, citado anteriormente, se hizo el experimento de un edificio de madera a escala real, con 4 pisos de altura, que contaba con piso débil y representaba un edificio típico de la bahía de San Francisco, California (Figura 7). Fue el primer estudio que ayudó a cuantificar el desplazamiento en el colapso además de investigar el mecanismo de colapso de los edificios con piso débil de madera a escala real (Bahmani *et al.*, 2015).



(a) Edificio representativo de la bahía de San Francisco.



(b) Edificio diseñado como parte del proyecto NEES-Soft.

Figura 7: Edificio del proyecto NEES-Soft, Bahmani *et al.* (2015).

Bahmani *et al.* (2015), como parte del experimento del colapso del edificio que se describe arriba, cuantifican la distorsión del edificio de la planta baja en el colapso, la cual resultó en 19 %. Seleccionaron 3 diferentes sismos con intensidades que van desde una aceleración espectral de  $S_a = 0,4g$  hasta  $S_a = 1,8g$  para las pruebas. Por otra parte, hicieron análisis numéricos utilizando análisis no lineales con historia en el tiempo y, para evaluar estadísticamente el comportamiento de la estructura bajo distintas excitaciones sísmicas, utilizan un conjunto de 44 registros sísmicos escalados en un rango de  $S_a = 0,4g$  a

1,8g y calculan la respuesta de la estructura con el modelo analítico de muros de cortante de 10 parámetros propuesto por Folz y Filiatrault (2001). También se puede observar que los pisos más elevados sufrieron distorsiones bajas, como se espera en un edificio con un piso débil.

En cuanto a trabajos que estudien el mejoramiento del comportamiento de edificios con un piso débil, Dutta *et al.* (2009) evalúan la efectividad de varios elementos estructurales adicionales, llamados refuerzos de concreto, acero y de muros de cortante que se añaden al piso débil con el propósito de aumentar la resistencia de éste y proteger las columnas de la planta baja. Para tal efecto estudia el cambio en el cortante basal, periodo de vibrar, y el cambio de los momentos flexionantes y carga axial de las columnas del primer piso. Así mismo, otros autores evalúan diferentes propuestas, e.g. Bahmani *et al.* (2016) (el cual es parte del proyecto NEES); Merczel *et al.* (2016); Tian *et al.* (2015); Matsagar (2015); Komur (2015); Agha *et al.* (2015); Hessabi y Mercan; Furtado *et al.* (2015); Sánchez *et al.* (2014); Park y van de Lindt (2014); Jennings *et al.* (2014); Agha Beigi *et al.* (2015); Dicleli y Durucan (2014); Sahoo y Rai (2013); Tian y Symans (2012); Bahmani y van de Lindt (2012); Muhannad y Igarashi (2012); Chan (2012); Sunagawa *et al.* (2011); Oyen y Parker (2009); Searer *et al.* (2009); Burnett y McEntee (2009); Mezzi (2006) y Todorovska (1999). En estos trabajos se analizan a detalle varias propuestas de refuerzo o mejoramiento, sin embargo en esta tesis no se tiene como objetivo profundizar en este aspecto.

Por lo que se refiere a la situación de existencia de edificios con piso débil en México y específicamente, en la Ciudad de México (CDMX), en el año de 2009, el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), desarrolló un proyecto llamado *Ampliación del estudio sobre la observancia del reglamento de construcciones en las edificaciones nuevas del Distrito Federal* (Reinoso *et al.*, 2009), para la Secretaría de Obras y Servicios del Gobierno del Distrito (SOBSE). El objetivo es conocer cuál es el grado en que una muestra de las nuevas edificaciones cumple con la reglamentación vigente. El proyecto se dividió en varias etapas. La primera consistió en escoger una muestra aleatoria de 150 edificaciones con las siguientes características: construcciones de más 4 niveles, de uso vivienda y construidos a partir de 2004, con el fin de revisar el comportamiento sísmico. Se realizaron inspecciones de banqueta para verificar la información del catastro y obtener información de sus características sismoresistentes. En resumen, los resultados arrojan que en el 61 % de las edificaciones se observó piso débil, el 57 % tiene alta posibilidad de presentar golpeteo, el 18 % presentan columnas cortas y en el 25 % presenta ubicación y configuración de edificio en esquina, lo que provoca una alta irregularidad en planta de resistencias de elementos verticales. En la segunda etapa, de los 150 edificios seleccionados se escogieron 20 construcciones con el fin de estudiar sus memorias de cálculo y planos estructurales. El criterio

para esta reducción fue escoger inmuebles que pudieran tener una mayor cantidad de fallas observadas en estructuras de concreto y mampostería ante la ocurrencia de un evento sísmico. Como se puede observar en los resultados de este estudio, la irregularidad estructural que se presenta con más frecuencia es la de piso débil, la cual presenta un gran riesgo dado la alta sismicidad que se presenta en la zona de la CDMX.

## METODOLOGÍA

---

Para alcanzar el objetivo planteado, el cual es estimar la vulnerabilidad en estructuras con un primer piso débil, en este capítulo se presenta la metodología empleada. Este capítulo no tiene como objetivo describir de manera detallada el uso de cada técnica o análisis que se empleó, pero sí se hace referencia a la sección en la que se justifica el uso de cada análisis o método empleado, por lo tanto sólo presenta los pasos que se siguieron para conseguir el objetivo planteado.

### 3.1 DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA

En la ??, se puede observar el diagrama de flujo de la metodología que se empleó en esta tesis, en ésta se identifican dos procesos, la estimación de la respuesta estructural y la estimación de la vulnerabilidad. El primero engloba los pasos A, B y C, a su vez, el segundo engloba los pasos D, E, F, G y H, los cuales se describen a continuación.

En el paso A, se definen las características de la estructura a evaluar (Sección 4.1), entre las cuales se encuentran la geometría en planta y elevación, sistema estructural, dimensiones y material de los elementos estructurales, lugar en que se localiza la estructura, el reglamento en el que se basa el diseño y construcción de la estructura, etc. Con la información recabada, se inicia el paso B, en el cual se construye el modelo para su análisis estructural (Sección 4.3). Con las propiedades de la estructura identificadas, el siguiente paso a seguir, paso C, es evaluar el comportamiento del sistema estructural mediante la realización de 3 análisis. El primero es un Análisis Modal (Sección 4.4), con éste se obtiene el periodo fundamental de la estructura. Después se realiza un análisis Pushover (Capítulo 5), con el que se obtiene la distorsión última que se presentaría en el sistema estructural. El tercero que se realiza, es un análisis dinámico incremental (IDA, por sus siglas en inglés, Sección 4.5), el cual es una parte importante porque se obtiene la respuesta estructural ante una gran variedad de acciones sísmicas. De este análisis se derivan varios resultados que se plasman en las curvas IDA de Cortante Basal, Desplazamientos y Distorsiones. Con la curva IDA media de Desplazamientos contra Cortante Basal, se obtiene la curva bilinealizada de esta misma, de la cual se obtienen los parámetros de resistencia máxima del sistema estructural y la relación de rigidez de postfluencia (Capítulo 5).

En la segunda parte de la metodología, se estima la vulnerabilidad estructural, lo que nos lleva al punto D. En este paso se define un oscilador de un grado de libertad (1GDL) con las propiedades del primer modo de vibrar de la estructura en estudio. Después, en el paso E, se obtiene el daño esperado del oscilador de 1GDL, ante un conjunto de acciones sísmicas, mediante la utilización de un índice de daño. En este punto se obtiene valores de índice de daño asociados a la respuesta de la estructura, que puede estar en términos de distorsiones. Para obtener una curva representativa de estos valores, en el paso F, se realiza una regresión no lineal dando como resultado la función de daño del oscilador de 1GDL. En el siguiente paso, G, se obtiene el daño esperado del caso en estudio por medio de las curvas IDA de distorsiones y la función de daño anteriormente descrita. En el paso H, y último, se realiza un análisis estadístico de los resultados, con el que se obtiene la curva media (curva de vulnerabilidad) y la desviación estándar, para realizar un mejor interpretación.

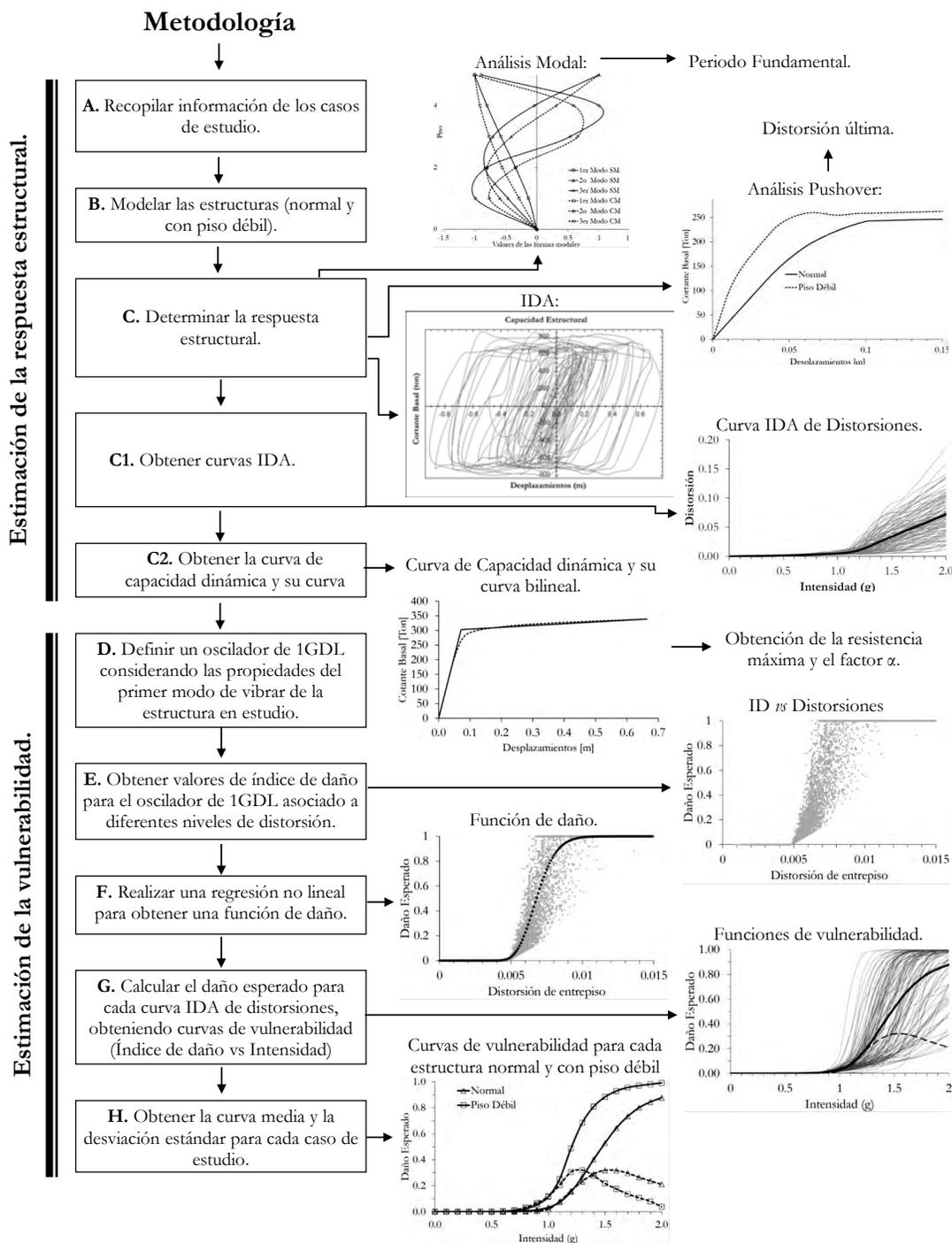


Figura 8: Diagrama de flujo de la metodología.



## CASOS DE ESTUDIO

---

### 4.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

Con el fin de cuantificar el daño que provoca la deficiencia estructural de un piso débil, se eligieron 4 marcos planos de 5, 15, 17 y 25 niveles diseñados con el RCDF (GDF, 2004a) y sus Normas Técnicas Complementarias NTC - Sismo (GDF, 2004b) y NTC - Concreto (GDF, 2004c). Ya que como se mostró en la Sección 2.2, la formación de un primer piso débil se ha presentado en estructuras de varios niveles, desde pequeñas construcciones hasta edificios de gran altura que se usan como departamentos u oficinas. Por lo tanto, con la elección de esta variedad de estructuras se cuantifica el daño esperado para tener una mejor representación de la formación de un primer piso débil en distintos sistemas estructurales.

Por otro lado, para poder representar el cambio de rigidez que origina al efecto de piso débil en las estructuras seleccionadas, se adicionó muros a cada marco en todos los pisos menos en el primero. Por lo que en la sección que se presentan los análisis y resultados se tendrán dos tipos de marco; el marco "Normal", que representa la condición en que no se tienen muros en ningún piso; y el marco "Piso Débil", que representa la condición en que se tienen muros en todos los niveles exceptuando el primero. Adicionalmente, en la Sección 4.2 se describen las características de la mampostería confinada de los muros en los entrepisos de cada marco consideradas en el modelado. A continuación se describen las características más importantes de cada uno de los marcos.

#### 4.1.1 Marco de 5 niveles

Este marco se diseñó con el cuerpo principal del RCDF-2004 (GDF, 2004a). Es un marco regular diseñado para la zona IIIb. En la Figura 9 se muestra la elevación que tiene. Cuenta con 3 crujías de 8 metros, con 5 niveles, siendo la altura del primero de 4 metros y la de los pisos superiores de 3.2 metros.

#### 4.1.2 Marco de 15 y 25 niveles

Los marcos de 15 y 25 niveles corresponden a dos edificios para oficinas diseñados por Morell (2009) a base de marcos dúctiles de concreto diseñados con el RCDF-2004 (GDF, 2004a) y sus Normas Técnicas Complementarias

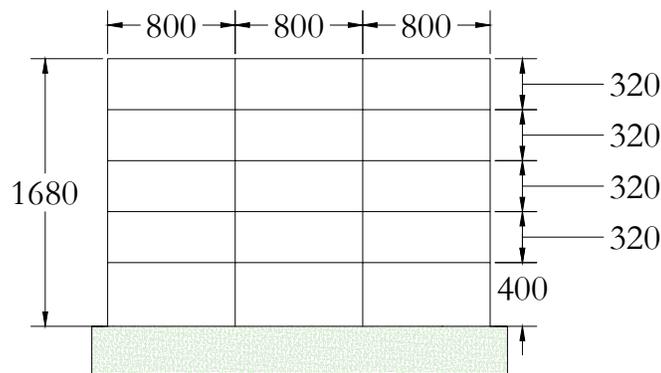


Figura 9: Elevación del marco de 5 niveles (acotaciones en cm).

NTC - Sismo (GDF, 2004b) y NTC - Concreto (GDF, 2004c). Ambos marcos cuentan con una planta tipo que se repite en cada nivel (Figura 10), en el eje corto (eje Y) se tienen 3 crujeas de 7 m y en el eje largo (eje X) 4 crujeas de 8 m. El eje que se eligió para el análisis de los marcos de 15 y 25 niveles, fue el B. La altura del primer piso es de 5.4 m y la del los pisos superiores es de 3.2 m para ambos marcos, teniéndose una altura total de 52.7 m y 86.8 m para los marcos de 15 y 25 niveles (Figura 11a y Figura 11b), respectivamente.

Las vigas y columnas tienen un concreto con una resistencia a la compresión de  $300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  y el acero de refuerzo (transversal y longitudinal), tiene un esfuerzo de fluencia de  $4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ . El módulo de elasticidad del concreto es de  $242,487 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  y el del acero de  $2,1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ . Ambos marcos se consideran como estructuras del Grupo B (de acuerdo con el RCDF-2004 (GDF, 2004a)). Los elementos estructurales se diseñaron con base en el RCDF-2004 (GDF, 2004a), utilizando el cuerpo principal. El factor de irregularidad es de 1 y 0.9 para el marco de 15 y 25 niveles, respectivamente. La zona sísmica en la cual se encuentran es la zona IIIb. El factor de comportamiento sísmico es  $Q = 4$  para ambas estructuras. Como sistema de piso se tiene una losa maciza apoyada perimetralmente con una carga muerta de  $300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  en los entrepisos y de  $200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  en la azotea. Mayores detalles se encuentran en Morell (2009).

#### 4.1.3 Marco de 17 niveles

El sistema estructural de 17 niveles es un arco dúctil concreto reforzado diseñado por Villegas (2013). El edificio cuenta con una planta tipo (Figura 12a), dicha planta es cuadrada teniendo 3 crujeas de 8 m. La altura de la planta baja es de 4.45 m y de los pisos superiores de 3.2 m, sumando una altura total de 60.45 m. El eje del marco que se eligió para evaluar el efecto de piso débil fue el B (Figura 12b).

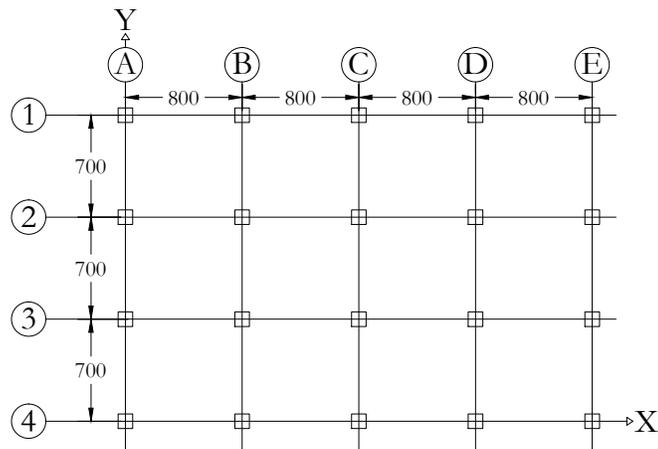


Figura 10: Planta tipo para los marcos de 15 y 25 niveles.

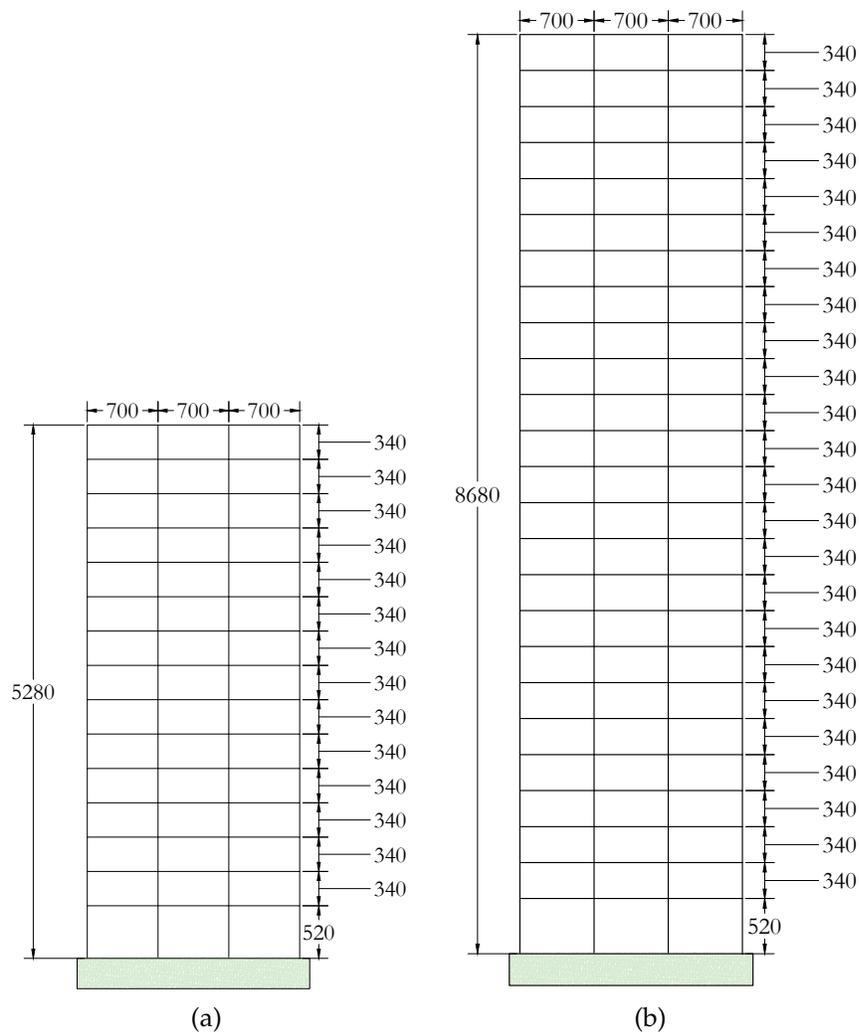


Figura 11: Elevación de lo marcos elegidos de a)15 y b)17 niveles.

El uso es de oficinas por lo que pertenecen al grupo B del RCDF - 2004 (GDF, 2004a, utilizando el principal del mismo reglamento para su diseño. Las vigas y columnas cuentan con una resistencia a la compresión del concreto de  $250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  y un módulo de elasticidad de  $221,359 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ . El refuerzo transversal y horizontal tienen un esfuerzo de fluencia de  $4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  y un módulo de elasticidad de  $2,1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ . Como sistema de piso se cuenta con una losa maciza apoyada perimetralmente, una carga muerta de  $591 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  y de  $572 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  para los entrepisos y la azotea respectivamente. Igual que en el caso de los marcos de 15 y 25 niveles, los espectros de diseño que se utilizaron corresponden a los de la zona IIIb del RCDF-2004 (GDF, 2004a), con un factor de irregularidad de 1.0 y un factor de comportamiento sísmico  $Q = 3$ . Mayores detalles se encuentran en Villegas (2013).

## 4.2 MAMPOSTERÍA

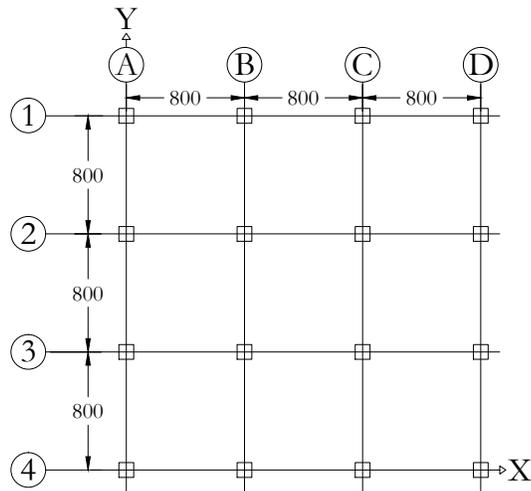
Parte importante de este trabajo es comparar el efecto que tienen en una estructura el cambio de rigidez debido a la presencia de muros en los entrepisos. Por lo que se reunieron datos del comportamiento mecánico de la mampostería para poder caracterizarla de una mejor forma, los cuales se describen a continuación.

### 4.2.1 *Comportamiento mecánico de la Mampostería*

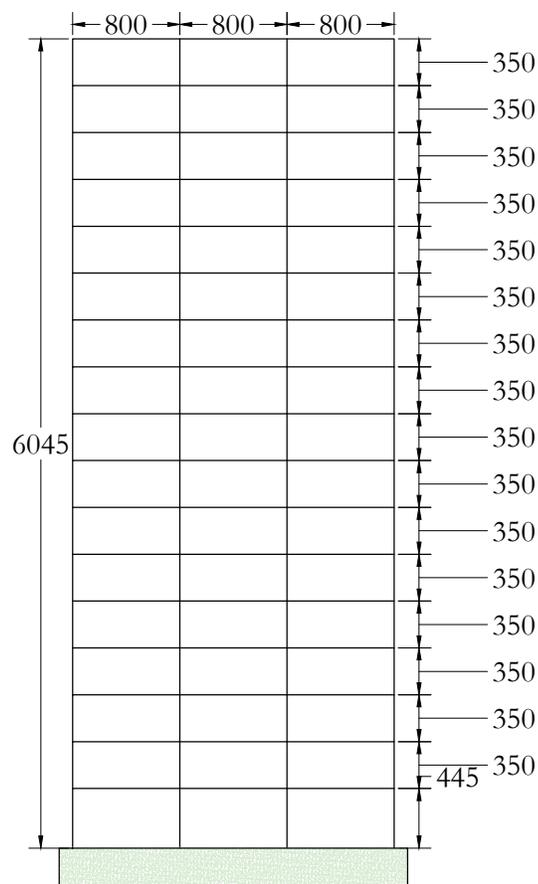
Los muros que se van a presentar en los marcos de 5, 15, 17 y 25 niveles son básicamente de tres tipos debido a la geometría de éstos, y quedan limitados por la longitud de cada crujía y la altura de entrepiso de cada marco. De esta forma, para la condición con piso débil de los marcos de las secciones 4.1.1, 4.1.2 y 4.1.3, se considerarán tres prototipos de muros de mampostería confinada, el primero de  $8 \times 3.2$  m (M1), para el marco de 5 niveles; el segundo de  $7 \times 3.4$  m (M2), para los marcos de 15 y 25 niveles; y el tercero de  $8 \times 3.5$  m (M3), para el marco de 17 niveles.

Para representar el comportamiento estructural de la mampostería se empleó la información recabada por Cázares (2013), quien utiliza, entre otros, datos experimentales obtenidos de ensayos de muros de mampostería confinada, realizados por Cruz (2010).

El trabajo hecho por Cruz (2010) estudia 7 muros de mampostería confinada. El concreto reforzado que se utilizó para los castillos y cadenas tiene una resistencia a la compresión de  $200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  y las dimensiones para ambos elementos es de  $12 \times 15$  cm. Se utilizaron piezas de tabiques estructurales perforados de barro para la mampostería y sus dimensiones (ancho, largo y alto) son de  $11.6 \times 22.7 \times 11.8$  cm, respectivamente.



(a) Planta tipo.



(b) Elevación.

Figura 12: Edificio de 17 niveles.

Cada muro está formado por hiladas a cada 13 cm formando una altura constante, para todos los muros, de 2.5 m. La Figura 13 muestra únicamente el muro ME6 del trabajo citado. Este muro tiene una longitud a ejes extremos de 6m dando una relación de aspecto(L/H) de 2.4. Se utilizarán los datos del

ensaye del muro ME6, que para fines de este trabajo se considera reflejará con suficiente aproximación el comportamiento de los muros que se utilizarán en los marcos de 5, 15, 17 y 25 niveles.

Se muestran sólo las medidas geométricas del muro ME6 debido a que la relación de aspecto para los muros M1, M2 y M3 de este trabajo son de 2.5, 2.1 y 2.3 respectivamente. A continuación se presentan las características más importantes del muro ME6.

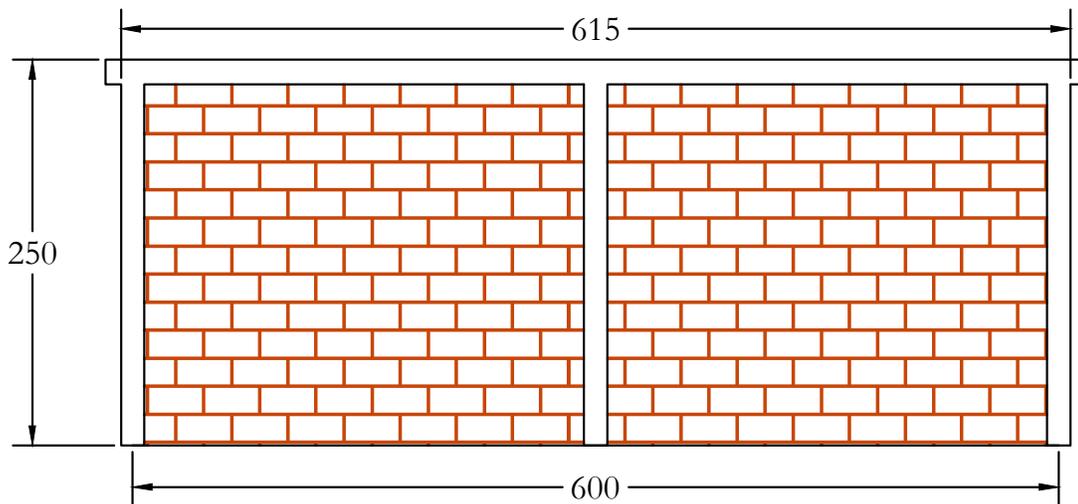


Figura 13: Muro ME6 ensayado por Cruz (2010).

Del ensaye a compresión de pilas realizado por Cruz (2010), se obtuvo una resistencia a compresión  $f_m$  de  $124.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  y un módulo de elasticidad  $E_m$  de  $45,305 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ . De la misma forma, del ensaye a tensión diagonal, resultó con una resistencia,  $V_m$ , de  $7.84 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  y un módulo de cortante,  $G_m$ , de  $8,396 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ .

Cázares (2013), con base en los datos de resistencia a compresión y tensión diagonal del muro ME6, representa analíticamente el comportamiento de la mampostería. En este modelo, el primer agrietamiento del muro se registra con un cortante de  $V_{ag} = 48,25 \text{ Ton}$  y una distorsión de entrepiso de 0.001. El muro presenta una falla frágil con el cortante máximo y se forman grietas horizontales debidas al desplazamiento de las piezas en la parte superior izquierda y en la parte inferior derecha del muro además de una grieta diagonal que atravesó el castillo central. En la Figura 14 se muestra la curva de la respuesta analítica del muro ME6. De esta figura, el punto A representa el primer agrietamiento que se presenta, en el punto B se alcanza el cortante máximo, después de alcanzar el punto anterior, se tiene un comportamiento dúctil. Por último, en el punto C se alcanza la falla del muro.

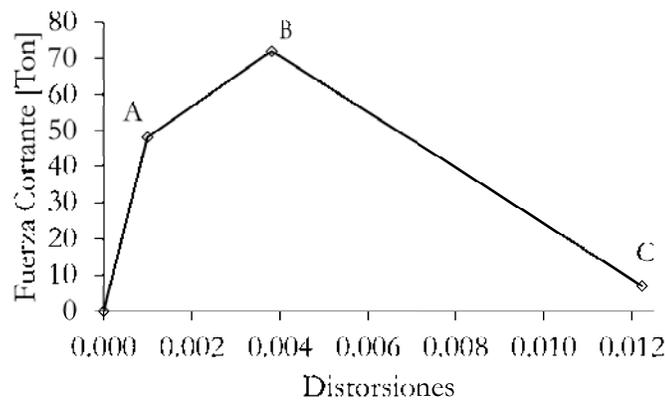


Figura 14: Curva de comportamiento del muro ensayado ME6, aproximada por Cázares (2013).

### 4.3 MODELADO

Para realizar los diferentes tipos de análisis se utilizó el programa DRAIN - 2DX (Prakash *et al.*, 1993). Para modelar los marcos que se definieron en la Sección 4.1, básicamente se necesita definir la malla de nodos, los elementos estructurales, vigas, columnas y muros, estos últimos como diagonales equivalentes, así como sus características mecánicas como el módulo de elasticidad, área transversal, momento de inercia, entre otros. En la Sección 4.3.1 se presenta la forma en que se modeló las columnas y vigas y en la Sección 4.3.2 los muros de entrepiso.

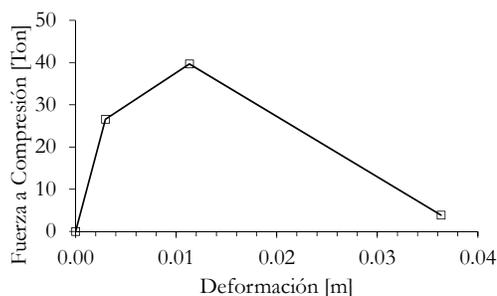
#### 4.3.1 Columnas y vigas

Para definir las columnas y vigas en DRAIN - 2DX (Prakash *et al.*, 1993), se necesitan de tres aspectos principalmente. El primero es definir las características geométricas y del material de cada elemento estructural, en otras palabras, se requiere especificar el módulo de elasticidad, la sección transversal, el momento de inercia y el coeficiente de Poisson. El segundo aspecto a cubrir corresponde a la definición de las zonas rígidas de los elementos. En el tercero se necesita definir la resistencia en términos del momento de fluencia y la capacidad última a flexión de los elementos estructurales, para esto se utiliza la información de análisis momento - curvatura de cada elemento, los cuales se obtienen de la curvas esfuerzo deformación del concreto y del acero. Estos análisis se llevaron a cabo con el programa CUMBIA (Montejo y Kowalsky, 2007) realizado en Matlab.

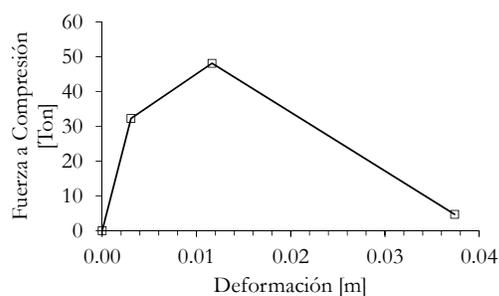
Las vigas y columnas se modelan como simples elementos barra inelásticos. Cada elemento consiste de una barra elástica, dos articulaciones plásticas, una en cada extremo, y zonas rígidas.

### 4.3.2 Muros

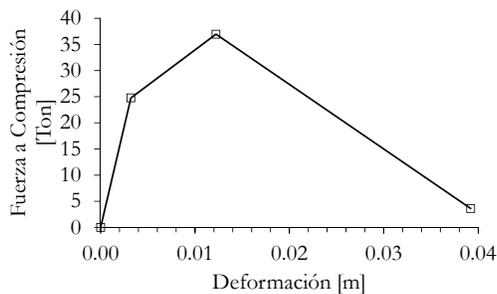
Para modelar los muros de mampostería confinada se recurrió a la metodología de diagonales equivalentes para muros presentada en Bazán y Meli (1998). Para representar el comportamiento se utilizaron los datos de la Sección 4.2, para lo cual, las distorsiones del diagrama de la Figura 14 se multiplicaron por la altura de los muros M1, M2 y M3 para obtener los desplazamientos de la parte superior; con estos desplazamientos, los cuales corresponden a la carga de agrietamiento, la carga máxima y la carga última, se calcularon las longitudes de los acortamientos que tendrían las diagonales equivalentes de cada muro, y mediante la expresión  $P = \frac{\delta A E}{L}$ , se calculó la fuerza axial a compresión necesaria para lograr dicha deformación, dando como resultado el diagrama de fuerza axial a compresión contra deformación en las diagonales equivalentes que se muestran en la Figura 15 a), para el muro de 8 x 3.2 m (M1) del marco de 5 niveles; en la Figura 15 b), para el muro de 7 x 3.4 m (M2) de los marcos de 15 y 25 niveles; y en la Figura 15 c), el muro de 8 x 3.5 m (M3) para el marco de 17 niveles. Los resultados que se introducirán en el archivo de datos, serán los relacionados a las pendientes de cada línea de estos diagramas.



(a) Muro M1 de 8 x 3.2m correspondiente al marco de 5 niveles



(b) Muro M2 de 7 x 3.4m correspondiente a los marcos de 15 y 25 niveles



(c) Muro M3 de 8 x 3.5m correspondiente al marco de 17 niveles

Figura 15: Diagrama de fuerza a compresión y deformación.

### 4.3.3 Efectos de segundo orden

Los efectos de segundo orden se refieren a momentos que se generan en estructuras sujetas a una carga lateral debido al movimiento de la masa que participa en la respuesta estructural (Figura 16). A este efecto también se le conoce como efectos  $P - \Delta$ , porque se pueden calcular como el producto del peso de cada piso ( $P$ ) por su desplazamiento lateral ( $\Delta$ ) (ecuación 1). Cuando se tiene una estructura con un piso débil, los efectos  $P - \Delta$  se tienen que considerar ya que se tendrán grandes desplazamientos generándose demandas importantes de ductilidad y sobre todo, dichos efectos provocarán una degradación en la rigidez lateral de la estructura y su eventual colapso (MO, 1994; Hejazi *et al.*, 2011; Verderame *et al.*, 2011). Dicho lo anterior, en todos los modelos presentados en este trabajo se consideran efectos  $P - \Delta$  mediante el programa DRAIN - 2DX.

$$M = FH + \Delta P \quad (1)$$

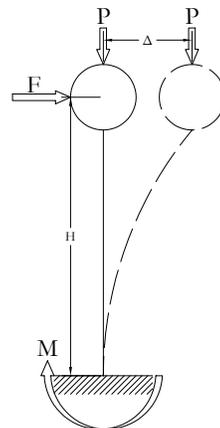


Figura 16: Esquema de efectos  $P - \Delta$ .

## 4.4 ANÁLISIS MODAL

Como parte de la metodología, se realiza un análisis modal para verificar que la estructura se comporte de acuerdo a lo establecido en la literatura además de obtener las propiedades dinámicas como formas modales, periodos de vibrar, etc. A continuación en la Tabla 1 se presentan los periodos del primer modo de vibrar para los marcos de 15, 17 y 25 niveles SM y CM. Adicionalmente, en la Figura 17, se muestran las amplitudes modales de las 3 primeras formas de vibrar de los marcos de 5, 15, 17 y 25 niveles normal y con piso débil (PD).

Tabla 1: Periodo asociado al primer modo de vibrar de los marcos 5, de 15, 17 y 25 niveles.

Marco (Niveles)	T (s)	
	Normal	Piso Débil
5	0.5	0.3
15	1.5	1.1
17	2.1	1.3
25	1.8	1.6

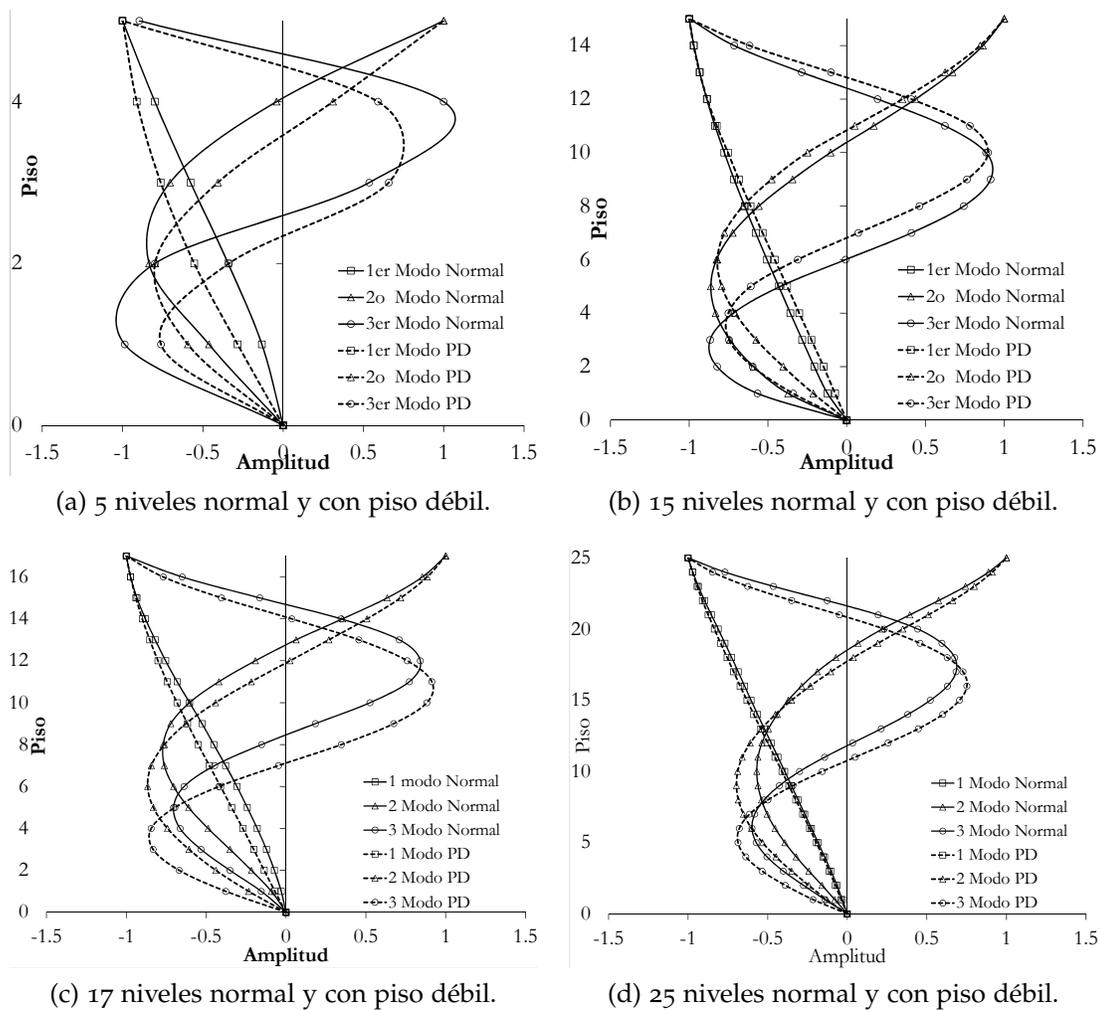


Figura 17: Formas modales.

#### 4.5 CURVAS IDA

Se utiliza el Análisis Dinámico Incremental o (IDA, por sus siglas en inglés) (Vamvatsikos y Cornell, 2002) con el objetivo de estimar el comportamiento de cada estructura en su rango completo, esto es, desde un comportamiento

elástico hasta la fluencia de cada estructura, y subsecuentemente, un comportamiento inelástico no lineal.

#### 4.5.1 Descripción del análisis dinámico incremental

El IDA sirve para estimar de una manera más completa el desempeño de una estructura bajo cargas sísmicas o un cierto estado de capacidad límite. Éste método implica realizar análisis dinámicos no lineales a un modelo estructural bajo uno o varios registros del movimiento del suelo, cada uno escalado a múltiples niveles de intensidad para forzar a la estructura a tener un comportamiento elástico hasta la inestabilidad dinámica global (Vamvatsikos y Cornell, 2004).

Por otra parte, el aumento en el poder de procesamiento de las computadoras ha hecho posible que este tipo de estudio sea ampliamente aplicado con diferentes propósitos. Sin embargo, los objetivos que se persiguen con un estudio de este tipo, de acuerdo con Vamvatsikos y Cornell (2002), son:

1. Un completo entendimiento del rango de la respuesta o demanda contra el intervalo de niveles potenciales de un registro sísmico.
2. Una mejor comprensión de las implicaciones estructurales ante niveles poco frecuentes o más severos del movimiento del suelo.
3. Un mejor entendimiento de los cambios en la naturaleza de la respuesta estructural cuando la intensidad del movimiento del suelo aumenta, por ejemplo la degradación de rigidez y resistencia a través de sus respectivos patrones y magnitudes.
4. Una mejor estimación de la capacidad dinámica del sistema estructural global.
5. Finalmente, dado un estudio IDA de múltiples registros, que tan estable (o variable) son todos los puntos anteriores de un registro sísmico a otro.

Por lo tanto, para realizar un estudio IDA que involucre varios registros sísmicos, se deben seguir un par de pasos. El primero consiste en definir un modelo estructural no lineal apropiado, Sección 4.1. El segundo es seleccionar una colección de registros sísmicos y sus factores de escala. Con esto se realizan los análisis y se obtienen las curvas IDA de la respuesta estructural, que para fines de este trabajo consisten en: el máximo cortante basal, desplazamiento y distorsión de entrepiso contra el nivel intensidad del movimiento del suelo en términos de la pseudoaceleración espectral.

#### 4.5.2 Definición de la amenaza sísmica

La colección de registros que se utilizaron para realizar los IDA fueron 98 en las direcciones Norte - Sur (NS) y Este - Oeste (EW) obtenido de estaciones ubicadas en terreno blando, y se han empleado en los trabajos realizados por Ruiz y Miranda (2002, 2004). En la Tabla 2 se resumen las características de los registros.

Por otra parte, la medida de intensidad que se utilizó en la ejecución de los IDA fue la pseudoaceleración espectral en términos de la aceleración de la gravedad, asociada al periodo elástico para cada registro sísmico. Los niveles de intensidad a los que fue escalado cada registro fueron, de 0.1g hasta 2.0g con incrementos de 0.1g, donde g es la aceleración de la gravedad.

Para obtener los factores de escala a emplear, se requiere ingresar al espectro de respuesta elástico de cada registro con el periodo fundamental de la estructura a evaluar y obtener la pseudoaceleración espectral asociada a ese periodo. El factor de escala será entonces, el cociente de la medida de intensidad entre la pseudoaceleración espectral asociada al periodo de cada estructura. Para ilustrar esta metodología, se realiza un ejemplo de aplicación y se utiliza la estructura de 15 niveles con piso débil, con  $T = 1,0617s$  y el espectro de respuesta elástico asociado al registro sísmico SCT B-1 de 1985 en la dirección EW. En la Figura 18 se presenta el espectro de respuesta y la obtención de la pseudoaceleración espectral  $S_a = 253.827 \frac{cm}{s^2}$ .

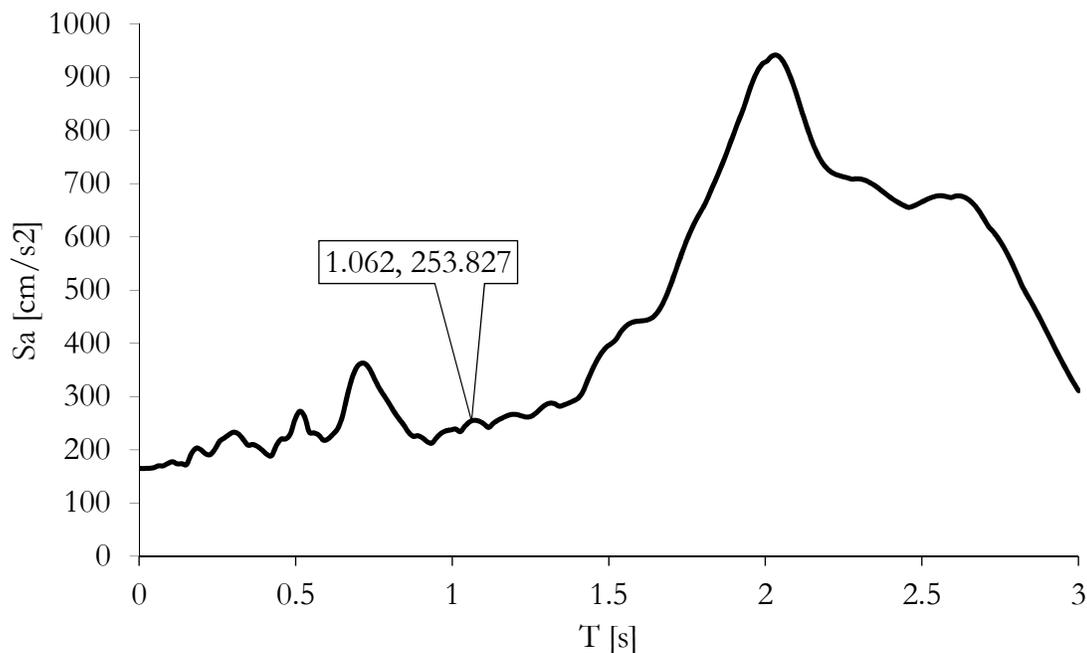


Figura 18: Espectro de respuesta elástico para el registro sísmico SCT B-1 debido al sismo de 1985 en la dirección EW.

Tabla 2: Registros sísmicos en México usados en este estudio.

	Fecha	Nombre de la estación	PGA $\frac{\text{cm}}{\text{s}^2}$	EW	PGA $\frac{\text{cm}}{\text{s}^2}$	NS
1	19/09/1985	SCT B-1	165.162		103.296	
2	25/04/1989	Alameda	37.451		50.004	
3	25/04/1989	Balderas	40.08		49.509	
4	25/04/1989	Candelaria	49.949		31.128	
5	25/04/1989	C.U. Juárez	33.865		44.949	
6	25/04/1989	Jamaica	36.403		46.506	
7	25/04/1989	Liverpool	44.844		45.07	
8	25/04/1989	Rodolfo Menéndez	45.571		25.335	
9	25/04/1989	Roma	56.767		40.994	
10	25/04/1989	San Simón	33.211		37.743	
11	25/04/1989	Tlatelolco	31.539		46.724	
12	25/04/1989	Unidad Colonia IMSS	43.867		49.944	
13	25/04/1989	Valle Gómez	44.708		39.632	
14	25/04/1989	Villa del Mar	41.301		56.13	
15	25/04/1989	Xochipilli	61.879		47.22	
16	24/10/1993	Buenos Aires	17.537		14.528	
17	24/10/1993	Jamaica	9.043		10.669	
18	24/10/1993	Estación No. 11, Roma - B, Sup.	3.837		6.887	
19	24/10/1993	Estación No. 12, Roma - C, Sup.	6.024		10.327	
20	24/10/1993	SCT B-1	10.353		10.163	
21	24/10/1993	Tlatelolco	8.491		9.418	
22	24/10/1993	Unidad Colonia IMSS	15.889		11.524	
23	24/10/1993	Villa del Mar	12.442		13.336	
24	24/10/1993	Xochipilli	9.784		9.956	
25	10/12/1994	Buenos Aires	15.878		15.202	
26	10/12/1994	Balderas	17.537		13.006	
27	10/12/1994	Candelaria	14.005		12.691	
28	10/12/1994	Córdoba	17.502		18.268	
29	10/12/1994	Garibaldi	16.647		14.433	
30	10/12/1994	Jamaica	10.779		13.889	
31	10/12/1994	Roma	12.543		13.534	
32	10/12/1994	Estación No. 10, Roma - A, Sup.	6.169		20.457	
33	10/12/1994	Estación No. 11, Roma - B, Sup.	4.008		10.868	
34	10/12/1994	SCT B-1	15.106		11.477	
35	10/12/1994	Tlatelolco	12.948		15.265	
36	10/12/1994	Tlatelolco	15.57		10.718	
37	10/12/1994	Xochipilli	15.31		17.432	
38	14/09/1995	Alameda	36.318		37.279	
39	14/09/1995	C.U. Juárez	27.198		25.476	
40	14/09/1995	Córdoba	45.339		40.152	
41	14/09/1995	CUPJ	28.608		27.223	
42	14/09/1995	Garibaldi	27.822		35.289	
43	14/09/1995	Jamaica	23.797		28.609	
44	14/09/1995	Plutarco Elías Calles	30.578		33.312	
45	14/09/1995	Roma	34.951		28.808	
46	14/09/1995	Estación No. 11, Roma - B, Sup.	11.588		24.029	
47	14/09/1995	Estación No. 12, Roma - C, Sup.	11.753		27.69	
48	14/09/1995	Tlatelolco	25.219		29.825	
49	14/09/1995	Tlatelolco	22.657		27.981	

En la Tabla 3 se presenta el resumen de los factores de escala, para los distintos niveles de intensidad. Estos factores se utilizan para escalar el registro sísmico del ejemplo de aplicación antes descrito. En la Figura 19 se muestra el registro sísmico SCT B-1 de 1985 (tiempo *vs* aceleración) en la dirección EW

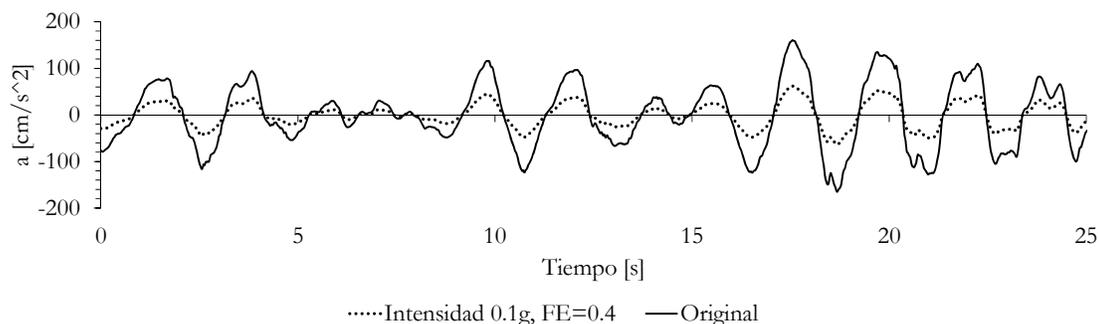


Figura 19: Registro sísmico SCT - 1985 - EW y registro escalado a un nivel de intensidad 0.1g y un FE = 0.4, para 15 niveles con piso débil.

original y el mismo pero escalado a un nivel de intensidad de 0.1g el cual corresponde a un factor de escala de 0.4.

Es importante mencionar que las curvas IDA de desplazamiento, cortante y distorsión de los marcos normales (sin muros) de 15, 17 y 25 niveles se obtuvieron de Contreras (2016).

#### 4.5.3 Resultados

Después de haber realizado todos los análisis dinámicos para los marcos con piso débil, como resultado se tienen 98 curvas IDA de desplazamiento, cortante basal y distorsión, que corresponden a la respuesta estructural por el efecto de los registros sísmicos en la dirección NS y EW. Estas curvas se obtienen de procesar los resultados de todos los análisis no lineales realizados para cada uno de los registros con el objetivo de obtener el máximo desplazamiento de entrepiso, distorsión y cortante basal. Cada curva está formada por 20 puntos, los cuales representan el nivel de intensidad sísmica considerada. En las figuras 20, 21 y 22 se muestran las curvas IDA de desplazamiento, cortante basal y distorsiones, para los marcos de 5, 15, 17 y 25 niveles, en su condición normal y con piso débil.

Tabla 3: Factores de escala ejemplo para el análisis IDA.

Nivel de intensidad	Medida de intensidad	$\frac{m}{s^2}$	Sa	$\frac{cm}{s^2}$	FE $[\frac{m}{cm}]$
0.1 g	0.981		253.827		0.004
0.2 g	1.962		253.827		0.008
0.3 g	2.943		253.827		0.012
0.4 g	3.924		253.827		0.015
0.5 g	4.905		253.827		0.019
0.6 g	5.886		253.827		0.023
0.7 g	6.867		253.827		0.027
0.8 g	7.848		253.827		0.031
0.9 g	8.829		253.827		0.035
1 g	9.81		253.827		0.039
1.1 g	10.791		253.827		0.043
1.2 g	11.772		253.827		0.046
1.3 g	12.753		253.827		0.050
1.4 g	13.734		253.827		0.054
1.5 g	14.715		253.827		0.058
1.6 g	15.696		253.827		0.062
1.7 g	16.677		253.827		0.066
1.8 g	17.658		253.827		0.070
1.9 g	18.639		253.827		0.073
2 g	19.62		253.827		0.077

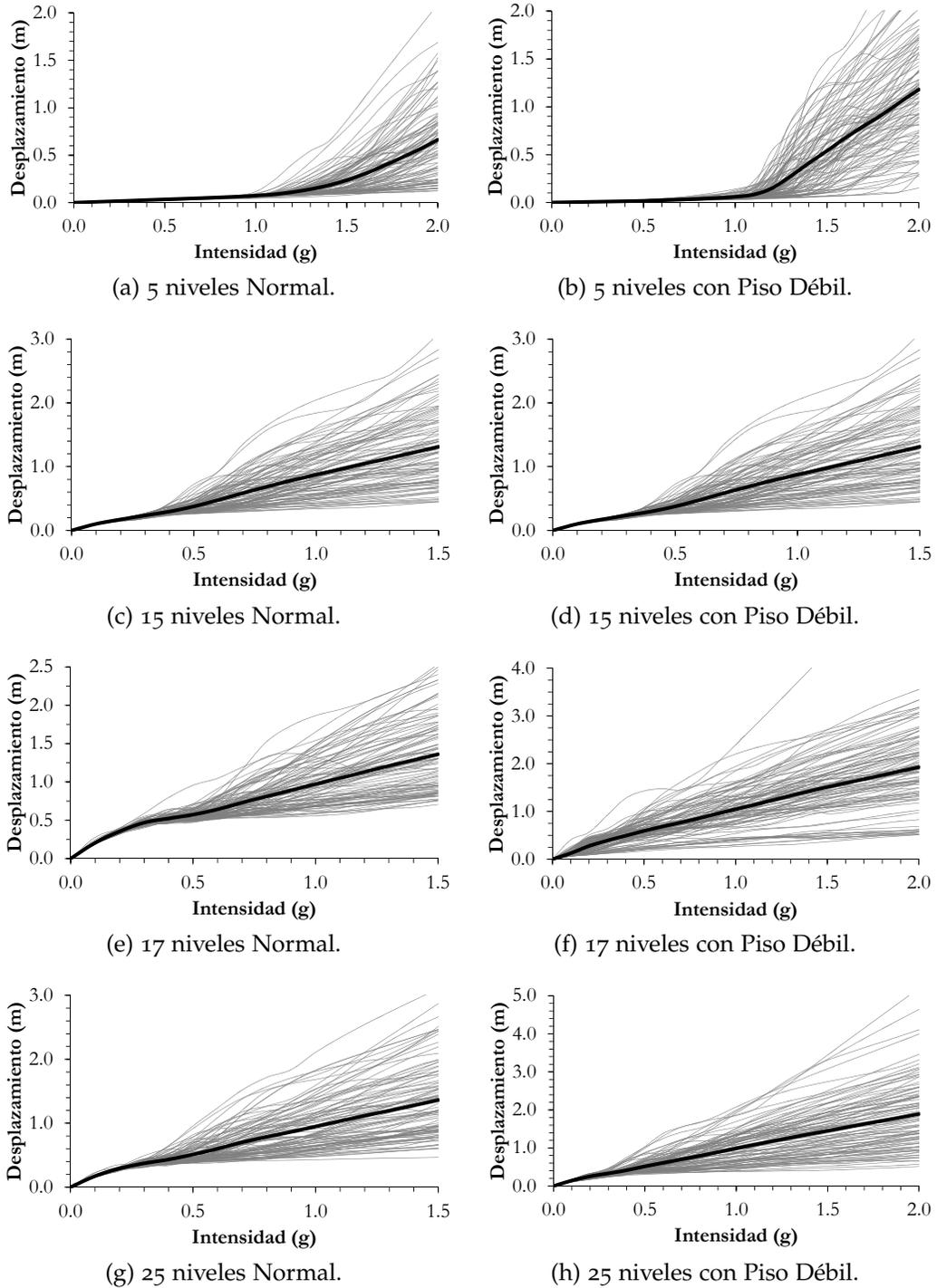


Figura 20: Curvas IDA, Desplazamiento.

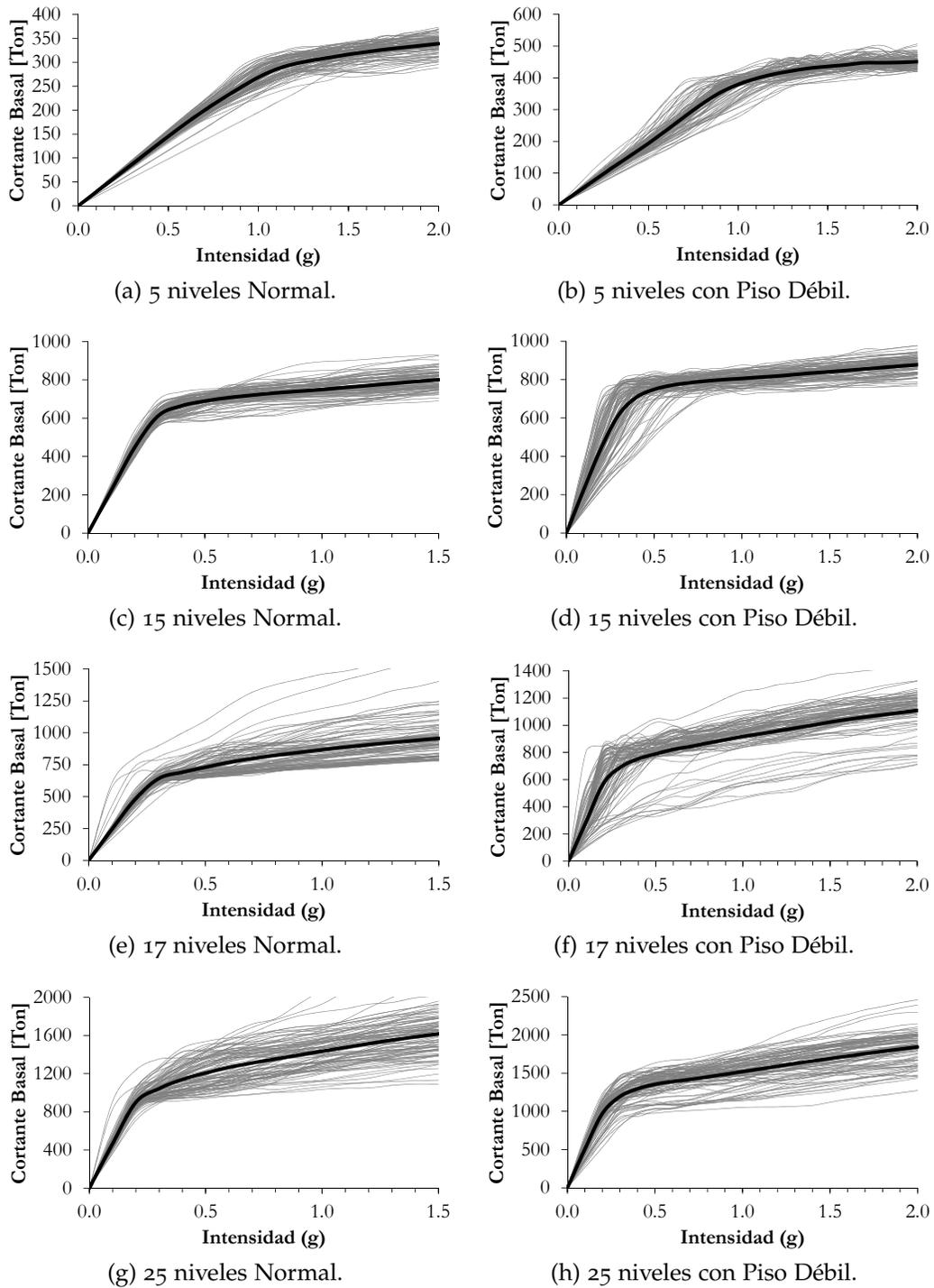


Figura 21: Curvas IDA, Cortante Basal.

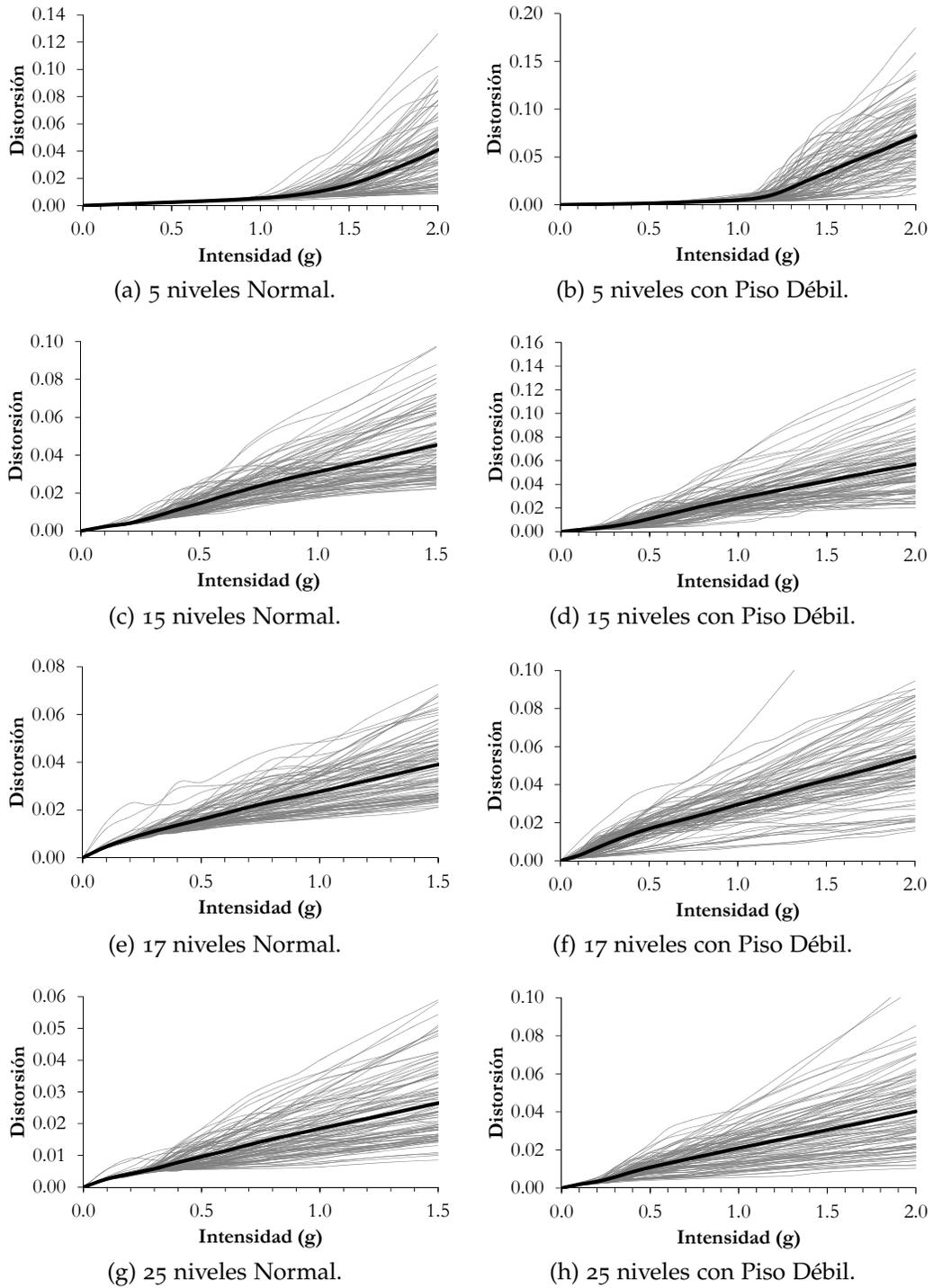


Figura 22: Curvas IDA, Distorsiones.

## VULNERABILIDAD SÍSMICA

---

Los terremotos son considerados como uno de los riesgos naturales más impredecibles y devastadores. Así mismo, plantean múltiples riesgos a una comunidad, ya que infligen severamente en la economía, en las propiedades y causan pérdidas humanas. Por lo anterior, la comunidad de ingenieros ha desarrollado múltiples técnicas para poder enfrentar esta incertidumbre y poder mitigar los daños causados por los sismos. Una de las técnicas es la evaluación de la vulnerabilidad, en este caso, sísmica. En este contexto, la vulnerabilidad se puede definir como el daño que se espera ocurra en una estructura, por lo que la vulnerabilidad depende de las propiedades geométricas y mecánicas de los elementos que componen a las estructura. A su vez, el riesgo es la probabilidad de ocurrencia de que se materialice un daño. Por lo tanto en esta tesis sólo se estima la vulnerabilidad en las estructuras seleccionadas.

Por otro lado, para cuantificar el daño en las estructuras se necesita hacer una revisión de los elementos afectados y ponderar su participación en la respuesta y estabilidad estructural, de manera aproximada, es aceptado utilizar índices de daño, los cuales tienen el objetivo de proporcionar un medio para cuantificar el daño sufrido en las estructuras bajo cargas sísmicas. Williams y Sexsmith (1995) plantean que los índices de daño se pueden definir localmente, para un elemento individual, o globalmente, para la estructura completa en donde, el estado general de daños de una estructura depende de la distribución y la localización de daños. Además es posible formular un índice de daño global al combinar los índices de daño local a través de la estructura o al considerar algunas características generales de la estructura, usualmente los parámetros modales.

Un ejemplo de índice de daño se puede obtener del propuesto por Park y Ang (1985), el cual se ha discutido en varios trabajos como Williams y Sexsmith (1995), Bojórquez *et al.* (2009) y Terán-Gilmore y Jirsa (2005). El índice de Park y Ang (1985), se expresa con la ecuación 2.

$$I_{DPA} = \frac{\mu_m}{\mu} + \beta \frac{E_H}{F_y d_y \mu} \quad (2)$$

- Donde:
- $\mu_m$ , es la máxima ductilidad que desarrolla la estructura cuando se somete a la acción de un movimiento sísmico.

- $\mu$ , es la relación entre el desplazamiento último que puede alcanzar el sistema cuando se le sujeta a un estado de deformaciones monótonamente crecientes y el desplazamiento de fluencia.
- $\beta$ , es un parámetro que depende de las características estructurales y que realiza la estabilidad de l ciclo histerético.
- $E_H$ , es la demanda de energía histerética.
- Finalmente,  $F_y$  y  $d_y$ , son la fuerza y desplazamiento de fluencia, respectivamente, Bojórquez *et al.* (2009)

De acuerdo con Bojórquez *et al.* (2009), en el índice de Park y Ang (1985), el nivel de daño estructural en elementos y estructuras de concreto sujetas a cargas cíclicas puede estimarse a partir de la combinación lineal de demandas máximas y acumuladas de deformación plástica.

Adicionalmente, existen otros índices que no se citarán en esta tesis, pero que se pueden estudiar Bozorgnia y Bertero (2003) y Mehanny y Deierlein (1999), además de los citados anteriormente. En esta tesis se utilizará el índice que propone Terán-Gilmore y Jirsa (2005), el cual se describe en la Sección 5.1.

Conforme a la metodología propuesta en el capítulo 3, el siguiente paso a seguir para la definición de la vulnerabilidad estructural, es la transformación del desempeño de las estructuras en daño, sin embargo, se requiere especificar, para cada una de las estructuras en estudio, la masa ( $m$ ), el periodo fundamental ( $T$ ), la distorsión última ( $\delta_u$ ), la relación de rigidez de post-fluencia ( $\alpha$ ) y la fuerza normalizada con respecto a la masa ( $F_m$ ), los cuales definirán las características de los osciladores de 1 GDL a emplear en el cálculo de la función de daño. Se describe primero la obtención de la distorsión última, posteriormente se describe la obtención de los demás parámetros. En esta tesis, la distorsión última se obtendrá con un análisis pushover el cual se describe a continuación.

**ANÁLISIS PUSHOVER.** Para poder estimar las demandas sísmicas a un nivel de desempeño, como es la prevención del colapso y evitar pérdidas humanas, se requieren de consideraciones explícitas del comportamiento inelástico de la estructura. Dado lo anterior, es usual que en la práctica común de la ingeniería civil se utilice el procedimiento estático no - lineal (NSP por sus siglas en inglés) o análisis Pushover descrito por

En este trabajo se realizó un análisis Pushover para cada marco con el efecto del piso débil y sin esta discontinuidad, con el fin de obtener la distorsión última. Las fuerzas laterales tienen la forma del primer modo de vibrar. En la Figura 23 se muestran las curvas del cortante de las columnas de la planta

baja contra el desplazamiento de la azotea que se obtuvieron de este análisis. En los resultados se puede observar que el cambio de rigidez por la adición de los muros de mampostería confinada provoca un aumento en el cortante de las columnas del primer piso.

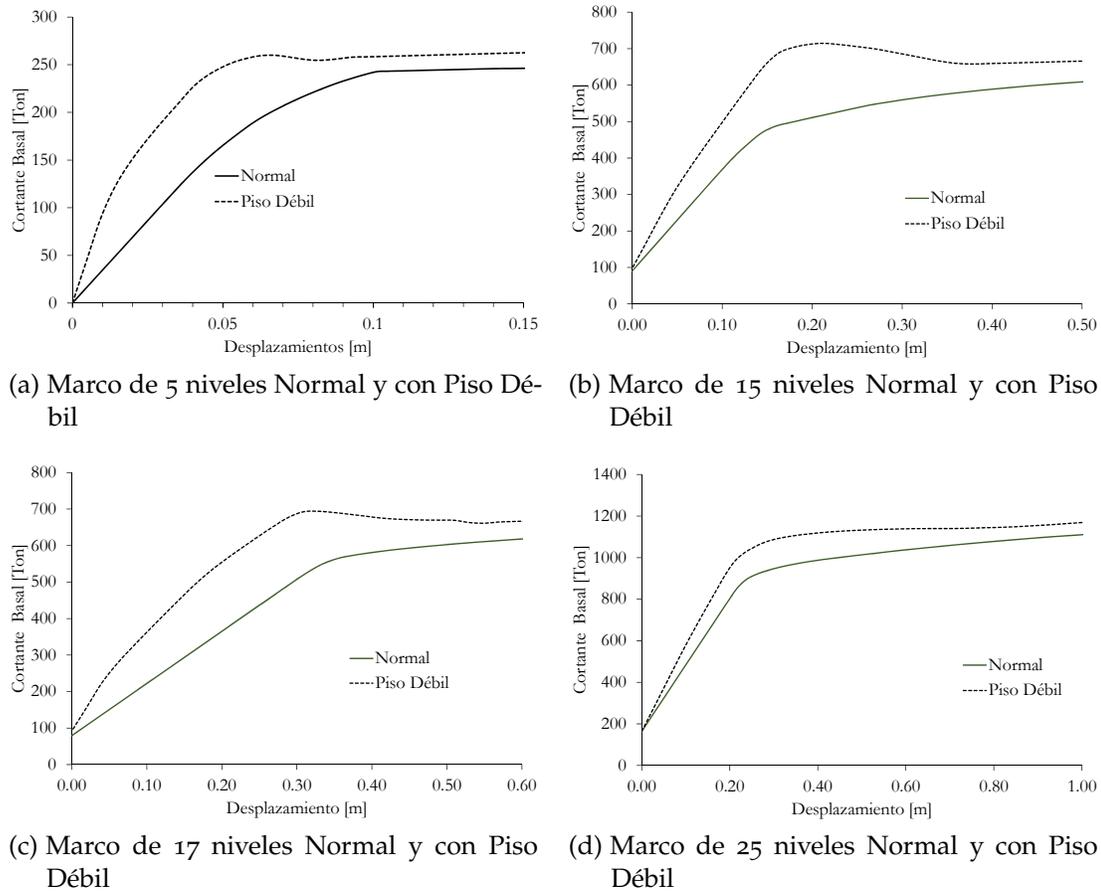


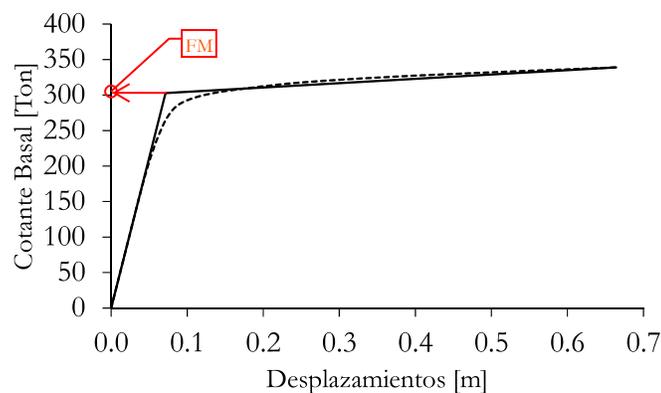
Figura 23: Curvas de capacidad.

Los parámetros  $m$  y  $T$  se definieron y obtuvieron en los capítulos anteriores, pero se resumen en la tabla 4 en la cual, además, se muestra los valores de la distorsión última ( $\delta_u$ ), del análisis Pushover descrito anteriormente.

Para obtener  $\alpha$  y  $F_m$ , se recurre a la curva de capacidad dinámica para cada estructura (Figura 26), las cuales resultan de la media geométrica de las curvas IDA de desplazamientos y cortante basal con bilinealización.  $F_m$  es la ordenada del punto en que la curva bilinealizada cambia de un comportamiento elástico a inelástico (ver Figura 24), dividida entre la masa de la estructura. Este parámetro se muestra en la Tabla 4.

Tabla 4: Parámetros  $T$ ,  $m$ ,  $\delta_u$  y  $F_m$  de los casos de estudios.

Niveles	Tipo	$T$ [s]	Masa [Ton]	$\delta_u$	$F_m$ $\left[\frac{cm}{s^2}\right]$
5	Normal	0.451	26.50	0.0300	1142.92
	Piso Débil	0.264	31.42	0.0300	1314.74
15	Normal	1.470	279.26	0.0300	254.42
	Piso Débil	1.062	296.96	0.0072	255.44
17	Normal	2.100	334.64	0.0300	258.89
	Piso Débil	1.260	359.82	0.0090	200.69
25	Normal	1.816	610.12	0.0300	201.67
	Piso Débil	1.553	637.93	0.0076	205.43

Figura 24: Ejemplo de la obtención de  $F_m$ .

$\alpha$ , representa la relación entre las pendientes elástica y elástica de la curva de capacidad dinámica con bilinealización. De acuerdo con la Figura 25, se puede calcular con la Ecuación 3.

$$\alpha = \frac{K_i}{K_e} \quad (3)$$

$$K_e = \frac{V_{by}}{\Delta_y}$$

$$K_i = \frac{dV_b}{d\Delta}$$

De las curvas de capacidad dinámica mostradas en la Figura 26, se pueden hacer las siguientes observaciones. Al comparar los puntos de fluencia que dan inicio al comportamiento inelástico, o donde termina el comportamiento lineal, de los marcos normal y con el piso débil con el mismo número de niveles, se puede apreciar que para el marco de 5 niveles (Figura 26 a y b) el cortante aumentó 36.38% (de 302.9 ton a 413.1 ton, que corresponden al

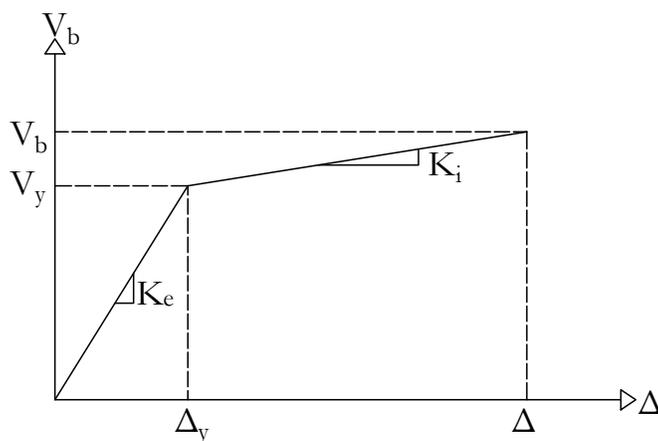


Figura 25: Esquema de una curva de capacidad para la obtención de  $\alpha$ .

caso normal y piso débil, respectivamente), mientras que el desplazamiento disminuyó 51.26 % (de 0.0714m a 0.0348m, valores que corresponden al marco normal y con piso débil, respectivamente).

En este mismo sentido, para el marco de 15 niveles (Figura 26 c y d), el cortante aumentó un 6.75 % (de 710.5ton a 758.5ton) y el desplazamiento disminuyó 29.51 % (de 0.3256m a 0.2295m); para el marco de 17 niveles (Figura 26 e y f), el cortante disminuyó 16.64 % (de 866.3ton a 722.1ton), y el desplazamiento lo hizo de la misma forma al disminuir 56.44 % (de 0.7263m a 0.3164m). Finalmente, para el caso del marco con 25 niveles (Figura 26 g y h), el cortante aumentó 6.51 % (de 1230.4ton a 1310.5ton), y el desplazamiento disminuyó 18.97 % (de 0.4566m a 0.37m).

Los resultados anteriores muestran que al añadir muros a la estructura en todos los niveles menos a la planta baja, o sea, al crear un piso débil, se provoca que la estructura tenga un comportamiento inelástico a niveles bajos de deformación, comparado con el caso en que no se tiene un piso débil, ya que los desplazamientos, que dan inicio al comportamiento inelástico, fueron menores.

## 5.1 FUNCIONES DE DAÑO

Para obtener la función de daño se utiliza un modelo de un grado de libertad con las características descritas anteriormente ( $T$ ,  $m$ ,  $\delta_u$ ,  $F_m$  y  $\alpha$ ) para cada estructura. El índice de daño propuesto por Terán-Gilmore y Jirsa (2005), considera el deterioro del comportamiento histerético de una estructura, el cual puede ser por la falla de elementos críticos a niveles de deformación que son significativamente menores que su capacidad última de deformación. Además, se enfoca en estructuras que se someten a ciclos plásticos severos por sismos de gran intensidad, lo que es muy importante para suelos blandos

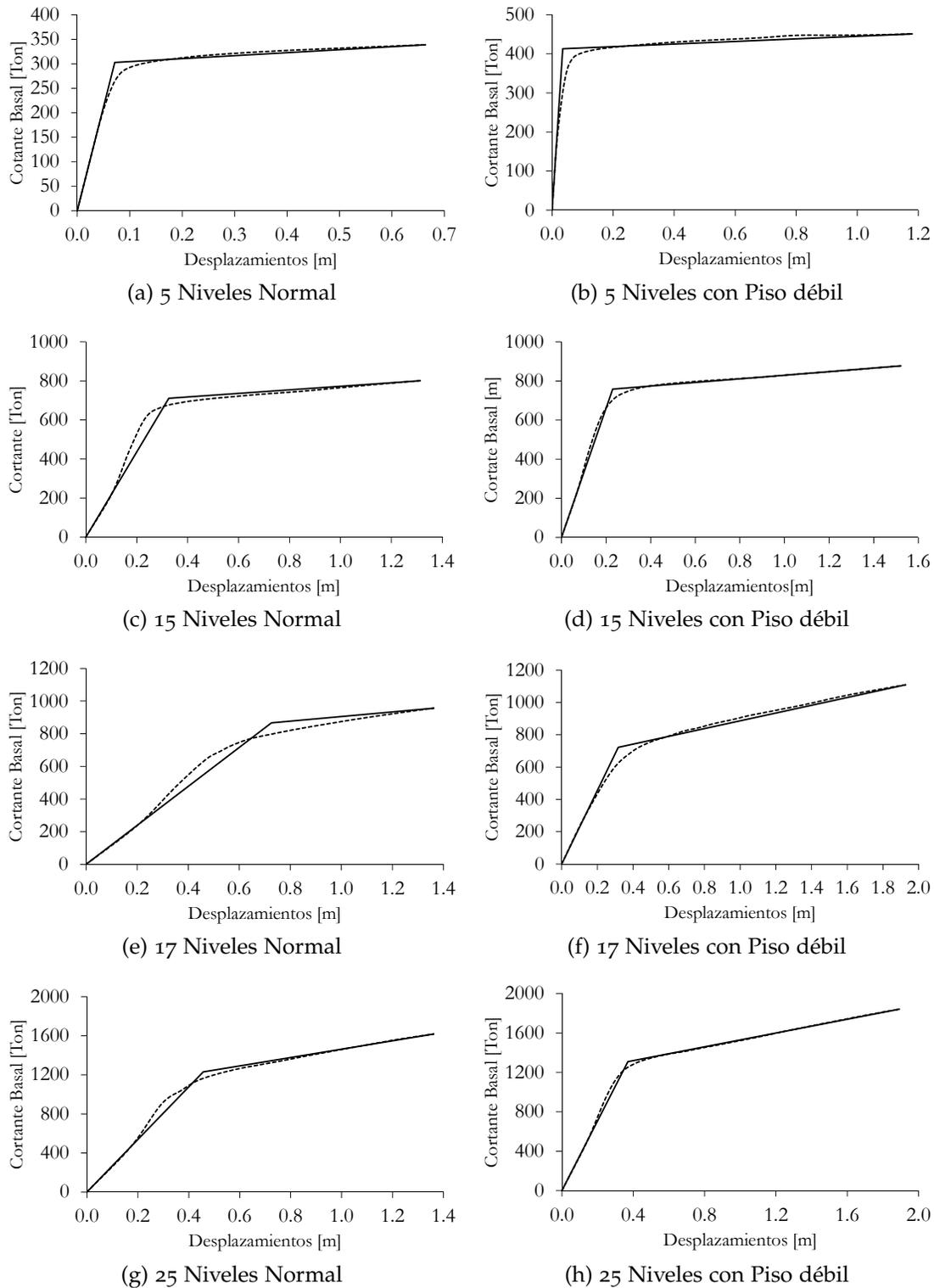


Figura 26: Curvas de capacidad dinámica.

como la CDMX. Uno de los puntos fuertes, y la razón por la que se utiliza este índice de daño, es que los parámetros que utiliza están calibrados para la zona de lago de la CDMX y toma en cuenta el desempeño de la estructura

mediante el desplazamiento máximo. Este índice se presenta en la ecuación 4. en donde:  $ID_{TJ}$ , representa el índice de daño;  $NE_{H\mu}$ , cuantifica la energía plástica normalizada y representa la severidad del movimiento del suelo; y  $\mu_{uc}$  y  $b$ , representan la capacidad de deformación última y acumulativa de la estructura.

$$ID_{TJ} = (2 - b) \frac{NE_{H\mu}}{\mu_{uc} - 1} \quad (4)$$

Con el índice de daño, se cuantificó el daño esperado del oscilador de un grado de libertad, utilizando 1100 sismos sintéticos, en un rango de magnitudes de 7.2 a 8.2, obtenidos mediante una formulación basada en funciones de Green empíricas. La distribución de éstos se muestra en la Figura 27 para cada estructura. En esta figura, se muestra el índice de daño asociado a la máxima distorsión que se presentó en la estructura para cada sismo. Para obtener una función que representará este comportamiento (función de daño), se hizo una regresión no lineal. La curva que mejor se ajustó a la distribución fue una curva LogNormal CDF (Ecuación 5). La variable dependiente, representa el índice de daño; la variable independiente, es la distorsión máxima;  $\mu$  y  $\sigma$ , son coeficientes que resultan de la regresión no lineal. Estos coeficientes se muestran en la tabla 5, para cada caso de estudio.

$$y = \frac{1}{2} \operatorname{erfc} \left( -\frac{\ln x - \mu}{\sigma \sqrt{2}} \right) \quad (5)$$

Tabla 5: Factores para la ecuación Log Normal CDF para los distintos modelos.

Marco	Tipo	$\mu$	$\sigma$
5 Niveles	Normal	-4.384	0.442
	Piso débil	-4.669	0.490
15 Niveles	Normal	-4.279	0.192
	Piso débil	-5.094	0.145
17 Niveles	Normal	-3.906	0.073
	Piso débil	-4.993	0.162
25 Niveles	Normal	-4.295	0.117
	Piso débil	-4.568	0.129

## 5.2 CURVAS DE VULNERABILIDAD

Para obtener las curvas de vulnerabilidad se utilizan las funciones de daño, que se obtuvieron en la Sección 5.1 y las curvas IDA de distorsión de cada

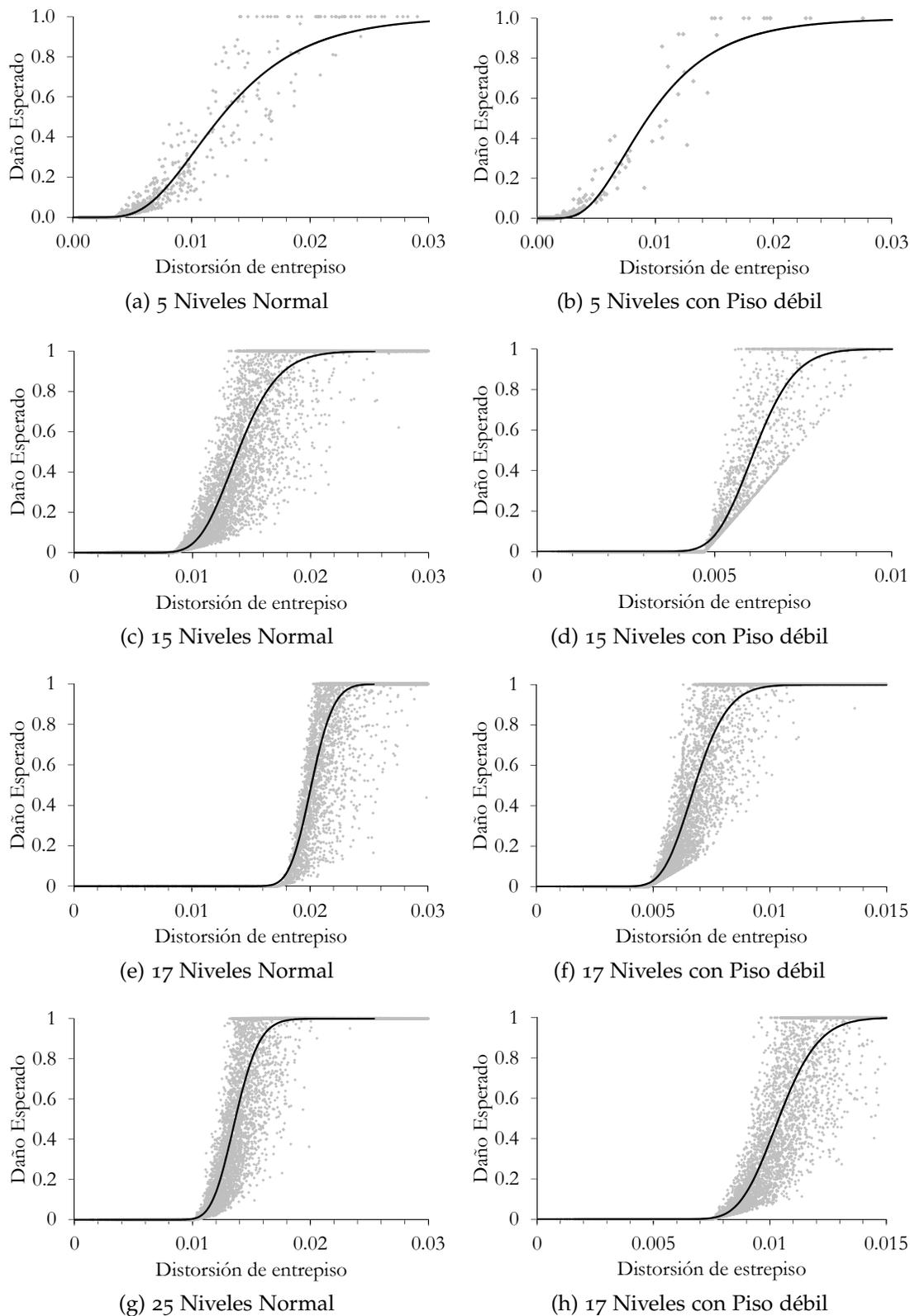


Figura 27: Funciones de daño.

estructura, con el fin de obtener el daño esperado, asociado al desempeño de la estructura. Como la función de daño depende únicamente de la distorsión, y ésta a su vez, está en función de una intensidad sísmica, los resultados se muestran en términos de la gravedad ( $g$ ), contra el ID.

En la Figura 28, se muestran las curvas de daño para todos los casos de estudio para mostrar la variabilidad registro a registro. Sin embargo, se realizó un análisis estadístico y se obtuvo la media geométrica para tener el comportamiento característico de los resultados así como la desviación estándar para conocer la magnitud de dispersión de los resultados, éstas se muestran en la misma figura. Más adelante se presentan las gráficas en que se comparan las curvas de vulnerabilidad para cada marco.

Los resultados expuestos en este trabajo representan estructuras ideales, lo que significa que se considera que las estructuras están construidas si ningún defecto constructivo, que no tiene ningún tipo de daño y que su diseño se hizo siguiendo el reglamento vigente. Hechas las consideraciones anteriores, los resultados se discuten en los párrafos siguientes.

La desviación estándar muestra el orden de dispersión de los datos, la estructura que presenta una mayor desviación estándar es la de 17 niveles y la que presenta mayor diferencia entre los daños esperados con el piso débil y normal. El comportamiento de la desviación estándar está estrechamente relacionado con la duración de cada sismo y no únicamente de la intensidad máxima de éste, por ejemplo se espera que un sismo de mayor duración provoque más daños en la estructura porque se presenta mayores números de incursiones en el rango inelástico. De esta manera, en la estructura de 25 niveles con piso débil de la Figura 28 h), se puede observar que hay un rango muy grande de curvas de vulnerabilidad que provocan daños de diferentes magnitudes, tomando las dos curvas de cada extremo, es decir la curva que provoca mayores daños y la que provoca menos daños, se identifica que éstas pertenecen a los registros sísmicos de XP101294EW y ROM140995NS, los cuales tienen una duración de 108.74 y 59.69s, respectivamente. En este caso se podría utilizar otro parámetro en lugar de la distorsión para los análisis dinámicos incrementales con el fin de disminuir este parámetro.

Cuando una estructura se comporta inelásticamente, la rigidez de sus elementos se degrada así como su resistencia, este comportamiento provoca deformaciones más grandes que las deformaciones de fluencia, y se generan daños en los elementos estructurales, por consiguiente los elementos no puedan regresar a su estado inicial de deformaciones. En sismos de gran intensidad, el comportamiento deseado para soportar tales demandas, es que las estructuras sean capaces de disipar esa cantidad de energía mediante su capacidad de deformación, por ejemplo al formarse articulaciones plásticas en los extremos

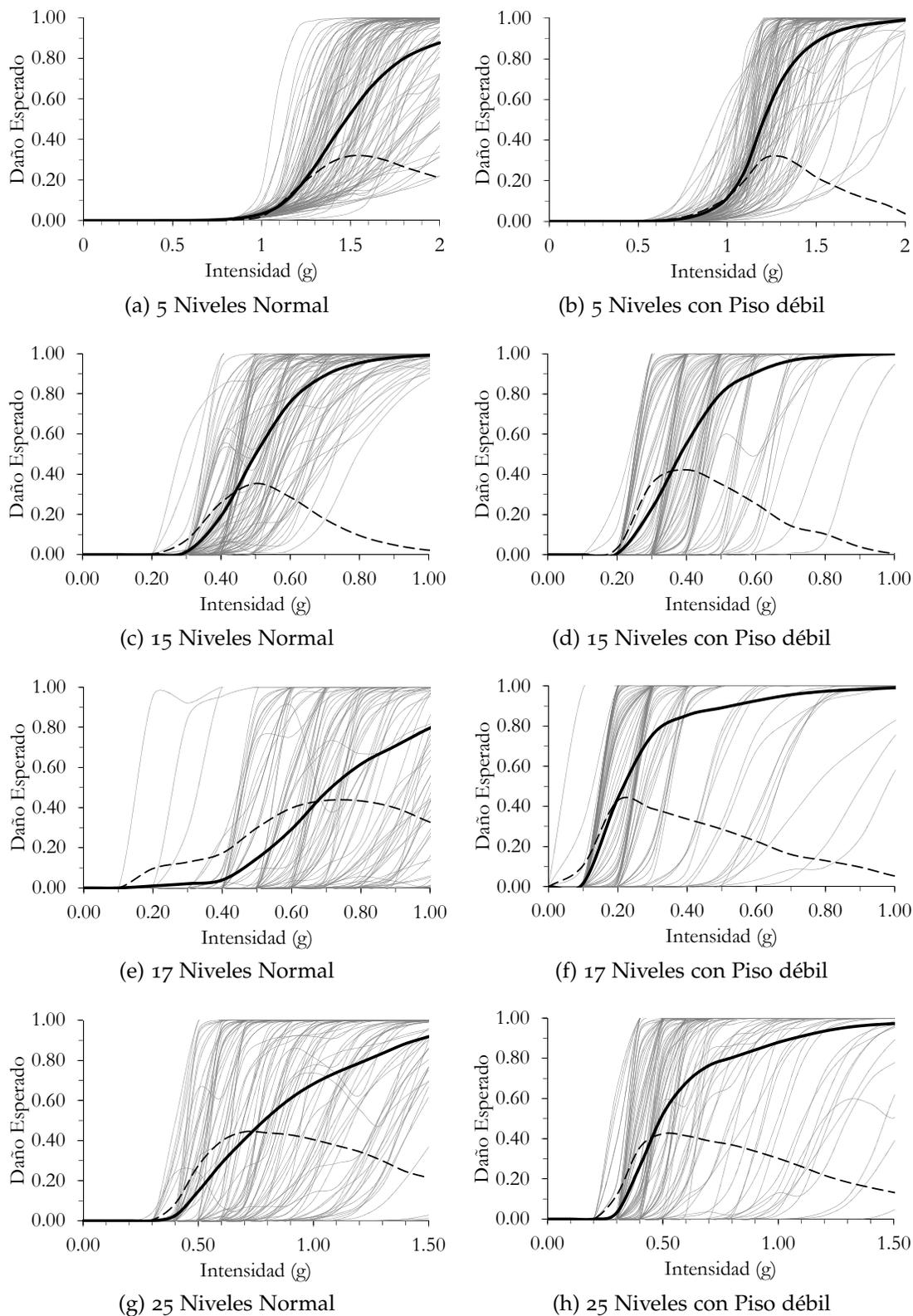


Figura 28: Funciones de vulnerabilidad.

de las vigas sin llegar al colapso. A esta metodología de diseño se le conoce como diseño basado en desempeño. Sin embargo, la configuración que presenta un piso débil es incapaz de desarrollar este comportamiento que le permita a la estructura disipar la energía liberada en un sismo, en este sentido, en los resultados obtenidos se identificaron dos aspectos importantes para evaluar esta deficiencia.

Por una parte se tiene que las construcciones con un primer piso débil, alcanzan su punto de fluencia a niveles más bajos de deformación que las mismas estructuras sin la irregularidad estructural. Esto se puede observar en la pendiente de la etapa elástica correspondiente a las curvas de capacidad dinámica (Figura 26). En estructuras con un primer piso débil se observó que la pendiente en el rango elástico de su curva de capacidad es mayor respecto a la pendiente de la misma estructuras pero sin la adición de muros (sin un primer piso débil). Este comportamiento se observó en todos los casos de estudio, para el marco de 5 niveles normal y con piso débil resulta de 4240 y  $11867 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$ , para el caso con 15 niveles son de 2182 y  $3305 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$  para el caso normal y con piso débil, respectivamente; las pendientes para el marco de 17 niveles fueron de 1192 y  $3542 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$ , para la estructura normal y con piso débil respectivamente; finalmente, para el marco de 25 niveles, se tiene una pendiente de 2694 y  $3542 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$ , para el marco normal y con piso débil respectivamente. Este comportamiento es debido a la presencia de muros en los niveles superiores y se puede explicar de la siguiente forma. Primero se tiene que el periodo natural de vibración cambia porque éste es función de la masa y rigidez de la estructura, al aumentar la masa por los muros, se provoca que incremente el periodo, sin embargo, debido a los mismos muros, la rigidez también incrementa considerablemente, ocasionando una disminución del periodo. En la Tabla 4 se observa que, para todos los caso, el periodo es menor con la condición de piso débil, respecto a los casos normales. Este aumento en la rigidez provoca que se requieran de mayores fuerzas en la estructura con piso débil para lograr alcanzar la misma magnitud de deformaciones que presenta la estructura normal y por ende el aumento en la pendiente elástica. Sin embargo, ante cargas sísmicas de magnitud considerable, este aumento afecta de manera desfavorable, lo que lleva a la siguiente observación:

Para ilustrar el cambio de rigidez en las estructuras y cómo la presencia de un primer piso débil afecta el comportamiento ante cargas dinámicas, se puede tomar como ejemplo el comportamiento de histéresis de las curvas de capacidad de la Figura 29, para el marco de 5 niveles y dos eventos sísmicos de diferente duración, los cuáles servirán de ejemplo para el siguiente punto a discutir. En primera instancia, para el primer evento sísmico (Figura 29 a y b) se puede apreciar que con la presencia del piso débil, los desplazamientos máximos fueron mayores, comparados con el caso normal, estos fueron de aproximadamente de 1.4 y 0.9m para una intensidad de 2g, respectivamente.

Lo mismo sucede para el registro sísmico AL250489EW (Figura 29 c y d); sin embargo, los desplazamientos máximos sufridos para la estructura normal y con piso débil fueron de 0.6m y 2.5m, respectivamente. Los desplazamientos máximos a que se hace referencia sólo son indicativos y representan un punto de comparación de la magnitud de desplazamientos que se presentan para una intensidad dada de la acción sísmica. De esta forma, la presencia de un piso débil provoca desplazamientos considerablemente mayores que los obtenidos para la misma estructura pero sin un piso débil. Si bien los desplazamientos resultan de diferentes magnitudes y una manera de evaluar el comportamiento ante cargas sísmicas, el punto importante es comparar la forma en que se presenta el daño, es decir, la forma en que se disipa energía en ambos casos. Entonces resulta que, en la condición normal del marco, al ser más flexible, el daño se presenta de manera progresiva, es decir, la estructura necesita de menores demandas ejercidas por el sismo para comportarse inelásticamente, y aunque presente cierto daño, puede soportar gran parte de las estas demandas antes de sufrir desplazamientos que causen su eventual colapso, por otro lado, la estructura con la condición de piso débil, al ser más rígida, necesita de una demanda sísmica mayor para provocar desplazamientos que hagan que se comporte de manera inelástica, sin embargo, una vez que se entra al rango inelástico, es incapaz de disipar energía mediante la deformación de sus elementos, lo que provoca que conforme las demandas siguen presentes, los desplazamientos aumentan de manera drástica provocando su eventual colapso.

En este punto es necesario recordar que la irregularidad estructural que provoca un primer piso débil se debe a la presencia de muros en todos los niveles menos en el primero. Las fuerzas adicionales que se generan en la estructura con la deficiencia estructural, no se ven contrarrestadas con la presencia de elementos estructurales adicionales. Esto quiere decir que, las columnas del primer piso se encargan de resistir el cortante basal que provoca un sismo por las fuerzas de inercia, conforme la intensidad de las demandas aumentan, las columnas se ven forzadas a comportarse de manera inelástica, este resulta ser el punto crítico ya que, al entrar en el rango inelástico, se presentan los primeros daños, la rigidez y resistencia disminuyen, y se generan efectos de segundo orden al presentarse excentricidades por las deformaciones sufridas por la acción sísmica. Pese a lo anterior, las columnas no son capaces de soportar niveles grandes de deformación para poder disipar la energía de sismos de gran intensidad, por lo que éstas fallan sin que en los elementos estructurales de los pisos superiores se puedan formar articulaciones plásticas. Esto provoca la falla por ladeo y el colapso de la estructura.

En esta parte conviene hacer algunos cuestionamientos para dar paso a las funciones de vulnerabilidad. Hasta este punto se ha descrito la forma en la que generalmente se presenta la falla de estructuras con un primer piso dé-

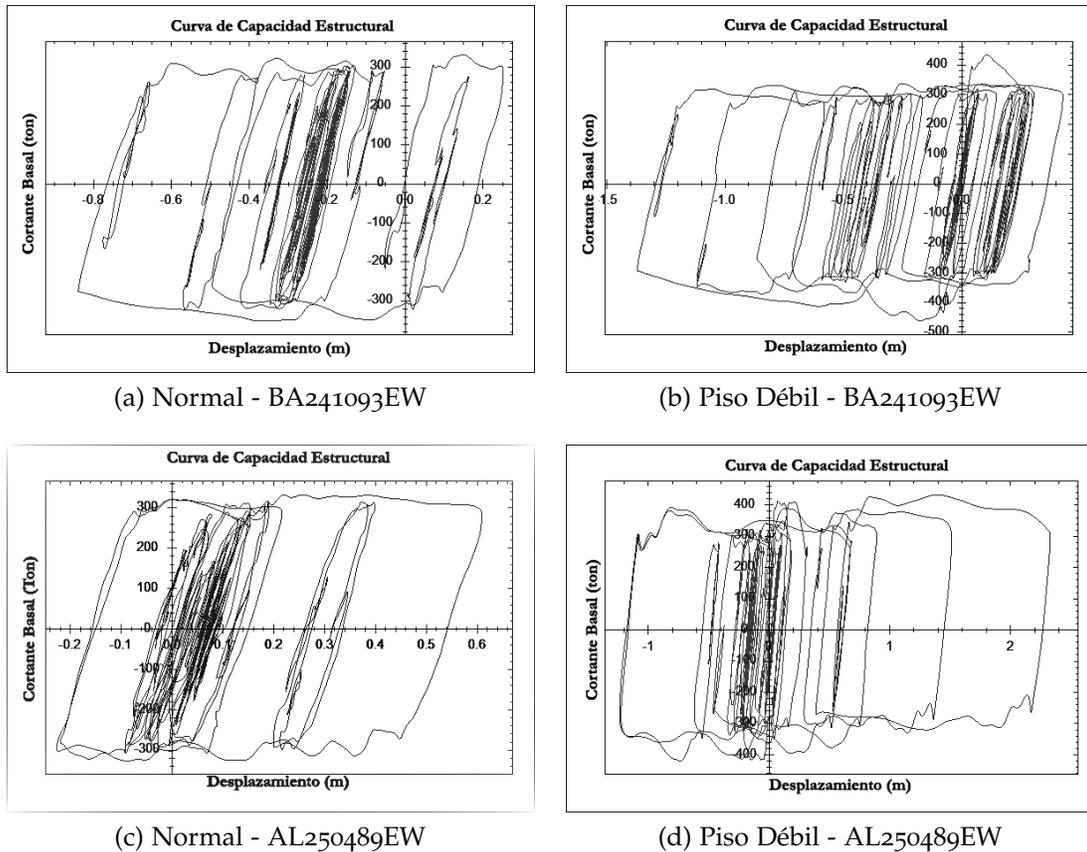


Figura 29: Comportamiento de histéresis del marco de 5 niveles.

bil, pero dado que la falla se presentan ante sismos de gran intensidad, ¿cuál es la magnitud de los daños sufridos en una estructura con esta irregularidad?, ¿difieren con los daños de la misma estructura pero que no tienen esta irregularidad bajo la misma demanda sísmica o es acaso que se presentarían daños en un rango similar? Para poder responder estas preguntas se recurre a las funciones de vulnerabilidad que se presentan en la Figura 28. Como se puede observar, en esta figura se muestra la función de vulnerabilidad para cada caso de estudio, sin embargo para poder realizar un mejor análisis de éstas, conviene comparar la función de vulnerabilidad de cada estructura del mismo nivel con piso débil y normal. Esta comparación se muestra en la Figura 30. De esta figura se pueden desprender las siguientes observaciones, en todos los casos, la función de vulnerabilidad con el piso débil se encuentra por encima de la función de vulnerabilidad para el caso normal, este comportamiento confirma las observaciones descritas en el tipo de falla que se presenta en estructuras con un primer piso débil, en el que los efectos de segundo orden cobran mayor importancia, y la rigidez y resistencia de los elementos estructurales se deteriora de manera importante. Para las estructuras de 5, 17 y 25 niveles, las funciones de vulnerabilidad muestran que los primeros daños se presentan aproximadamente a la misma intensidad, de 0.7

g, 0.2g y 0.3 g, respectivamente. La estructura de 15 niveles muestra un desfase, de aproximadamente 1g, por lo que cuando la estructura con piso débil comienza a sufrir daño, con una intensidad de 0.2 g, la estructura normal no lo hace, siendo hasta una intensidad de 0.4 g cuando comienzan a presentarse los primeros daños.

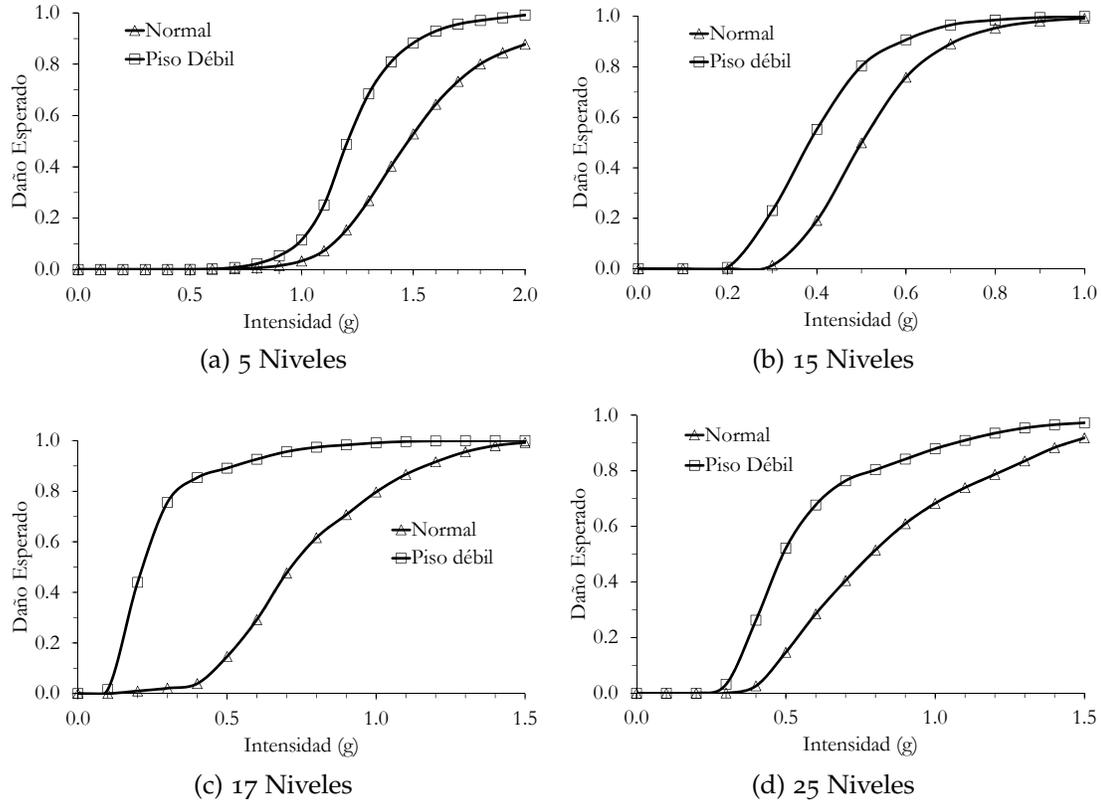


Figura 30: Comparación de las funciones de vulnerabilidad.

Pese a lo descrito anteriormente, la forma en que se presenta el daño en las estructuras depende de las características de cada sismo, por ejemplo, utilicemos el espectro de respuesta del sismo de Michoacán de 1985 en la dirección EW (Figura 18) y la intensidad de cada estructura, la cual se obtiene con el periodo fundamental de éstas en términos de la gravedad, con estas intensidades se obtiene el daño con las funciones de vulnerabilidad, en este caso debido a que las estructuras con un piso débil tienen un periodo fundamental menor respecto a la estructura normal y a que el periodo asociado a la máxima intensidad del registro sísmico es de 2s ( $T_{max}$ ), aproximadamente, se tiene que las estructuras con un periodo menor a éste (estructuras con piso débil), tendrán una menor intensidad asociada. En teoría al aumentar la masa en las estructuras para el caso de las estructuras con un primer piso débil y alejándolas de periodo ( $T_{max}$ ), haría que tuviesen menores intensidades y por lo tanto, menores daños, sin embargo el mal comportamiento ante demandas

sísmicas en estructuras con un primer piso débil produce lo contrario. Por ejemplo, para la estructura de 5 niveles normal y con piso débil, se presenta una intensidad de 0.31g y de 0.44g respectivamente, en este caso, no se tendrían daños. Para el caso del marco de 15 niveles, normal y con piso débil, se tiene un intensidad de 0.38 y 0.11g con el daño asociado de 19% y 0%, respectivamente. Para la estructura de 17 niveles normal y con piso débil, la intensidades son de 0.81g y 0.24g, lo que generaría un daño del 62% y 70%, respectivamente. Finalmente, en el caso del marco de 25 niveles normal y con piso débil, se tiene una intensidad de 0.62g y 0.44g, y el daño esperado de 30% y 50%, respectivamente. De estos resultados se pueden hacer las siguientes observaciones, pese a que las estructuras de 5, 15, 17 y 25 niveles son de diferente geometría y elevación, se observa un daño mayor en las estructuras de 17 y 25 niveles, sin embargo esto sucede por la naturaleza del sismo, debido a que el valor de su periodo de vibrar está cercano a  $T_{max}$ . Para el marco de 15 niveles se presenta un daño en el marco normal y ninguno con la condición del piso débil, sin embargo éste daño es de 19%, y dado que la estructura normal es más flexible es razonable. Adicionalmente, en el caso del marco de 17 niveles con piso débil se reduce su periodo de vibrar significativamente respecto a la estructura normal (de 2.1 a 1.26s), se observa que con la condición normal, incluso con un periodo cercano a  $T_{max}$ , se tiene un menor daño asociado que el daño de la estructura con la presencia del piso débil, lo mismo sucede al comparar el caso de 25 niveles. Cabe mencionar que en el caso en que se presentara una misma intensidad para cada estructura, los daños esperados, serían más desfavorables para la estructura con el primer piso débil, lo cual se observa de mejor manera en las estructuras de 15, 17 y 25 niveles, por ejemplo, de la Figura 28 b, para una intensidad de 0.4g, la estructura de 15 niveles normal presenta un daño esperado de 0.19 y con piso débil, de 0.55. Para el caso del marco de 17 niveles (Figura 28 c), los efectos se hacen más presentes, ya que para la misma intensidad de 0.4g, la estructura normal presenta un daño apenas perceptible de 0.03, por el contrario la presencia del piso débil provoca que se tenga un daño esperado de 0.85. En la estructura de 25 niveles (Figura 28 d), se puede apreciar el mismo efecto, aunque con menos intensidad que el visto con la estructura de 17 niveles, porque con la intensidad de 0.4g, en el caso normal se esperaría un daño de 0.02 y para el caso con piso débil, de 0.26.



## CONCLUSIONES

---

En esta tesis se estimó la vulnerabilidad sísmica en 4 marcos dúctiles de concreto reforzado considerando la irregularidad estructural por un primer piso débil, para lo cual se comparó el comportamiento de estos 4 marcos con la presencia de un primer piso débil y sin la presencia de éste.

Los resultados obtenidos permiten cuantificar la influencia de un primer piso débil en la respuesta sísmica de una estructura que presenta una deficiencia con un primer piso débil y otra que no la presenta, mediante la comparación del daño esperado ante un rango de intensidades sísmicas.

Para representar la deficiencia por un primer piso débil, se utilizaron las propiedades mecánicas de muros de mampostería confinada en ensayos realizados por Cruz (2010). Los muros se representaron mediante el modelo de diagonales equivalentes propuesto por Bazán y Meli (1998). Debido a las grandes distorsiones que se presentan en estructuras flexibles y con un primer piso débil, en el análisis estructural se toman en cuenta efectos de segundo orden. En la metodología propuesta, la respuesta de los casos de estudio se estimó mediante análisis dinámicos incrementales (IDA), lo que permitió conocer el comportamiento estructural en toda la historia del tiempo. Además, se utilizó un conjunto de 98 registros sísmicos, lo cual posibilitó estimar con una mejor aproximación el daño esperado.

Los resultados obtenidos muestran que en todos los casos de estudio, la estructura que tenía un primer piso débil presentó mayores distorsiones y por lo tanto esto reflejó mayores daños esperados en las funciones de vulnerabilidad para una misma intensidad sísmica. Al comparar las curvas de vulnerabilidad de los casos de estudio, se tuvo como resultado que, para el caso del marco de 5 niveles, dichas curvas siguieron el mismo comportamiento, en otras palabras, la presencia de un piso débil no afectó de manera significativa el comportamiento de la estructura ante intensidades menores a 1g. Por el contrario en las estructuras de 15, 25 y, particularmente, en el marco de 17 niveles, la presencia de un primer piso débil, afectó de manera negativa el comportamiento de cada marco ante acciones sísmicas, ya que se esperan mayores daños ante la misma intensidad sísmica y el mismo sismo.

**RECOMENDACIONES Y TRABAJOS FUTUROS.** Finalmente, aunque los resultados de este trabajo no son concluyentes, se demuestra que el hecho de que una estructura presente un piso débil en el primer nivel, provoca que el

comportamiento ante cargas sísmicas se encarezca, por lo tanto, se hace hincapié en estudiar el riesgo sísmico en varias estructuras que se encuentran en la ciudad de México como las citadas en el trabajo realizado por Reinoso *et al.* (2009) para evitar futuros desastres, además de que se requiere que haya un programa de mejoramiento para las actuales estructuras que presenten esta irregularidad con el fin de reducir y mitigar el riesgo asociado.

## REFERENCIAS

---

- Agha, H., Sullivan, T. J., Christopoulos, C. y Calvi, G. M. (2015). *Factors influencing the repair costs of soft-story RC frame buildings and implications for their seismic retrofit*. *Engineering Structures*, 101.
- Agha Beigi, H., Christopoulos, C., Sullivan, T. y Calvi, M. (2015). *Seismic response of a case study soft story frame retrofitted using a GIB system*. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44.
- Alinouri, H., Danesh, F. A. y Beheshti-Aval, S. B. (2012). *Effect of soft-storey mechanism caused by infill elimination on displacement demand in nonlinear static procedure using coefficient method*. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, aop.
- ASCE (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and other Structures*. American Society of Civil Engineering. Structural Engineering Institute 7-05, Reston, VA.
- ATC (2009). *Here Today—Here Tomorrow: The Road to Earthquake Resilience in San Francisco Earthquake Safety for Soft-Story Buildings*, ATC-52-3. Informe técnico, Applied Technology Council. Recuperado de: <https://sfgov.org/esip/sites/default/files/FileCenter/Documents/9756-atc523.pdf>.
- Bahmani, P. y van de Lindt, J. W. (2012). [*American Society of Civil Engineers Structures Congress 2012 - Chicago, Illinois, United States (March 29-31, 2012)*] *Structures Congress 2012 - Numerical Modeling of Soft-Story Woodframe Retrofit Techniques for Design*.
- Bahmani, P., Lindt, J. W., Mochizuki, G. L., Gershfeld, M. y Pryor, S. E. (2015). *Experimental seismic collapse study of a full-scale, 4-story, soft-story, wood-frame building*. *Journal of Architectural Engineering*, 21(2):12.
- Bahmani, P., van de Lindt, J. W., Gershfeld, M., Mochizuki, G. L., Pryor, S. E. y Rammer, D. (2016). *Experimental Seismic Behavior of a Full-Scale Four-Story Soft-Story Wood-Frame Building with Retrofits. I: Building Design, Retrofit Methodology, and Numerical Validation*. *Journal of Structural Engineering*, 142.
- Bazán, E. y Meli, R. (1998). *Diseño sísmico de edificios*. Limusa.
- Bojórquez, E., Terán-Gilmore, A., Bojórquez-Mora, J. y Ruíz-Gómez, S. E. (2009). *Consideración explícita del daño acumulado en el diseño sísmico de estructuras a través de factores de reducción de resistencia por ductilidad*. *Revista de Ingeniería Sísmica*.

- Bose, D. C., Supratik; Rai (2016). *Lateral Load Behavior of Open Ground Story RC Building with AAC Infills in Upper Stories. Earthquake Spectra.*
- Bozorgnia, Y. y Bertero, V. V. (2003). *Damage Spectra: Characteristics and Applications to Seismic Risk Reduction. Journal of Structural Engineering, 129.*
- Burnett, C. y McEntee, P. (2009). [American Society of Civil Engineers ATC and SEI Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures - San Francisco, California, United States (December 9-11, 2009)] *Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures - Manufactured, Pre-Engineered Moment Resisting Frames Used in Soft-Story Building Retrofits of Light-Framed Construction.*
- Cázares, J. (2013). *Estimación de la vulnerabilidad sísmica para estructuras de ampostería considerando la calidad en la supervisión.*
- Chan, Z. F., Ricky W.K. and Zhao (2012). *Mitigation of Seismic Risks to Soft-Storey Structures Using Toggle-Brace-Damper Systems. Applied Mechanics and Materials, 238.*
- Chopra, A. K., Clough, D. P. y Clough, R. W. (1972). *Earthquake resistance of buildings with a 'soft' first storey. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1.*
- Contreras, A. (2016). *Estimación de la vulnerabilidad sísmica estructural tomando en cuenta asentamientos diferenciales existentes.*
- Cruz, O. (2010). *Ensayo de 7 muros de mampostería confinada a escala natural, de distinta longitud y con piezas multiperforadas de arcilla.*
- Dicleli, M. y Durucan, C. (2014). *Evaluation of displacement coefficient method for seismically retrofitted buildings with various ductility capacities. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 43.*
- Dutta, S. C., Samaddar, S. y Dutta, I. (2009). *Behaviour and Strengthening of Soft Storey Structure. IABSE Symposium Report, 96.*
- Dya, A. F. C. y Oretaa, A. W. C. (2015). *Seismic Vulnerability Assessment of Soft Story Irregular Buildings Using Pushover Analysis. Procedia Engineering, 125.*
- Esteva, L. (1992). *Nonlinear Seismic Response of Soft - First-Story Buildings Subjected to Narrow - Band Accelerograms. Earthquake Spectra, 8(3):373 - 388.*
- Fintel, M. y Khan, F. R. (1969). *Shock-Absorbing Soft Story Concept for Multistory Earthquake Structures. Journal of American Concrete Institute, 66.*
- Folz, B. y Filiatrault, A. (2001). *Cyclic Analysis of Wood Shear Walls. Journal of Structural Engineering, 127(4):433-441. URL [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2001\)127:4\(433\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:4(433)).*

- Furtado, A., Rodrigues, H., Varum, H. y Costa, A. (2015). *Evaluation of different strengthening techniques' efficiency for a soft storey building*. *European Journal of Environmental and Civil engineering*.
- Gobierno del Distrito Federal (2004a). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. Gaceta Oficial del Gobierno del D.F.
- Gobierno del Distrito Federal (2004b). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. Gaceta Oficial del Gobierno del D.F.
- Gobierno del Distrito Federal (2004c). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*. Gaceta Oficial del Gobierno del D.F.
- Green, N. B. (1934). *Flexible First-Story Construction for Earthquake Resistance*. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, 60.
- Hejazi, F., Jilani, S., Noorzaei, J., Chieng, C. Y., Jaafar, M. S. y Ali, A. A. A. (2011). *Effect of Soft Story on Structural Response of High Rise Buildings*. *IOP Conference Series Materials Science and Engineering*, 17.
- Hessabi, R. M. y Mercan, O. (). *Application of Gyro-Mass Dampers to Mitigate the Seismic Failure in Soft First Story Buildings*, páginas 2032–2043. URL <http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/9780784479117.175>.
- Jennings, E., van de Lindt, J. W., Ziaei, G., Ershad; Mochizuki, Pang, W. y Shao, X. (2014). *Retrofit of a soft-story woodframe building using SMA devices with full-scale hybrid test verification*. *Engineering Structures*, 80.
- Komur, M. A. (2015). *Soft-Story Effects on the Behavior of Fixed-Base and LRB Base-Isolated Reinforced Concrete Buildings*. *Arabian Journal for Science and Engineering*.
- Lakshmanan, N. (2006). *Seismic Evaluation and Retrofitting of Buildings and Structures*. *ISCT Journal of Earthquake Technology*, 43(1-2):31–48.
- Lam, N., Wilson, J. y Rodsin, K. (2008). *Collapse modeling of soft-storey buildings*. En *Proceedings of the 14th world conference on earthquake engineering, Beijing, China*.
- Lindt, J. W., Symans, M. D., Pang, W., Shao, X. y Gershfeld, M. (2012). *Seismic risk reduction for soft-story woodframe buildings: The NEES-Soft project*. *World*, 15:19. URL [http://www.ewpa.com/Archive/2012/july/Paper\\_105.pdf](http://www.ewpa.com/Archive/2012/july/Paper_105.pdf).
- Mahin, S. A., Bertero, V. V. y Chopra, A. K. (1976). *Response of the Olive View hospital main building during the San Fernando earthquake*. *University of California, Berkeley (USA)*, páginas 26 – 35.

- Maison, B., Bonowitz, D., Kornfield, L. y McCormick, D. (2012). *Pounding of San Francisco - Type Soft - Story Corner Buildings. Earthquake Spectra*, 28(4):1663–1686.
- Martel, R. (1929). *The effects of earthquakes on buildings with a flexible first story. Bulletin of the Seismological Society of America*, 19.
- Matsagar, V. (2015). *Advances in Structural Engineering || Seismic Protection of Soft Storey Buildings Using Energy Dissipation Device*, tomo 10.1007/978-81-322-2193-7.
- Mehanny, S. S. F. y Deierlein, G. G. (1999). *Modeling and assessment of seismic performance of composite frames with reinforced concrete columns and steel beams. Tesis Doctoral, Stanford University.*
- Merczel, D., Aribert, J.-M., Somja, H. y Hjiat, M. (2016). *Plastic analysis-based seismic design method to control the weak storey behaviour of concentrically braced steel frames. Journal of Constructional Steel Research*, 125.
- Mezzi, M. (2006). *Enhancing the Seismic Performance of Existing "Pilotis" Configurations. IABSE Symposium Report*, 92.
- Migda, W. y Jankowski, R. (2012). *Numerical Analysis of a Steel Frame Building with Soft-Storey Failure under Ground Motion Excitation. Key Engineering Materials*, 525-526.
- MO, Y. (1994). *Chapter 13 - Application of Base Isolation Concepts to Soft-First Story Buildings. En Dynamic Behavior of Concrete Structures, Developments in Civil Engineering*, páginas 342 – 366. Elsevier. URL <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/B9780444818850500180>.
- Montejo, L. y Kowalsky, M. (2007). *CUMBIA: Set of codes for the analysis of reinforced concrete members. Theory and user guide. Informe técnico, Department of Civil, Construction and Environmental Engineering North Carolina State University Raleigh, NC.*
- Morell, F. (2009). *Comparación de sistemas estructurales para edificios altos de concreto en la Ciudad de México.*
- Muhannad, F. y Akira, I. (2013). *Multiple-slider surfaces bearing for seismic retrofitting of frame structures with soft first stories. Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 42:145–161.
- Muhannad, Y. F. y Igarashi, A. (2012). *Multiple-slider surfaces bearing for seismic retrofitting of frame structures with soft first stories. Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, aop.

- Oyen, P. E. y Parker, J. C. (2009). [American Society of Civil Engineers ATC and SEI Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures - San Francisco, California, United States (December 9-11, 2009)] *Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures - Seismic Rehabilitation of Extreme Soft-Story School Building with Friction Dampers Using the ASCE 41 Standard*.
- Park, S. y van de Lindt, J. W. (2014). *Genetic Optimization for Seismic Retrofit of Soft-Story Woodframe Buildings Using FEMA P-807 Methodology*. *Journal of Performance of Constructed Facilities*.
- Park, Y. J. y Ang, A. H. (1985). *Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete*. *Journal of Structural Engineering*, 111.
- Prakash, V., Powel, G. H. y Campbell, S. (1993). *DRAIN-2DX, Base Program Description and user guide*. Universidad de California, 1.10 edición.
- Quinde, P. y Reinoso, E. (2016). *Sismo en Ecuador, 16 de abril de 2016, M7.8*. Boletín informativo, recuperado de: [http://www.ern.com.mx/boletines/Danios\\_SismoEcuador\\_160416.pdf](http://www.ern.com.mx/boletines/Danios_SismoEcuador_160416.pdf). En línea, acceso 9 de Agosto, 2016.
- Reinoso, E. y Rodríguez, A. (2016). *Sismo de Taiwán del 5 de febrero de 2016, M6.4*. Boletín informativo, recuperado de: [http://www.ern.com.mx/boletines/DaniosInternacional\\_Sismo\\_Taiwan\\_18022016.pdf](http://www.ern.com.mx/boletines/DaniosInternacional_Sismo_Taiwan_18022016.pdf). En línea, acceso 9 de Agosto, 2016.
- Reinoso, E., Jaimes, M., Torres, M. A., René, M. G. V. y Mendoza Cabrera, F. (2009). *Ampliación del estudio sobre la observancia del reglamento de construcciones en las edificaciones nuevas del Distrito Federal*. Informe técnico, Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- Ruiz, J. y Miranda, E. (2002). *Influence of stiffness degradation on strength demands of structures built on soft soil sites*. *Engineering Structures*, 24.
- Ruiz, J. y Miranda, E. (2004). *Inelastic Displacement Ratios for Design of Structures on Soft Soils Sites*. *Journal of Structural Engineering*, 130.
- Ruiz, S. E. y Diederich, R. (1989). *The Mexico Earthquake of September 19, 1985—The Seismic Performance of Buildings with Weak First Storey*. *Earthquake Spectra*, 5(1):89–102.
- Sahoo, D. R. y Rai, D. C. (2013). *Design and evaluation of seismic strengthening techniques for reinforced concrete frames with soft ground story*. *Engineering Structures*, 56.
- Sánchez, F., Sánchez, J., Qu, B., Pollino, M. y Mosqueda, G. (2014). [American Society of Civil Engineers Structures Congress 2014 - Boston, Massachusetts, United States (April 3-5, 2014)] *Structures Congress 2014 - Mitigation of Soft-Story*

- Failures in Multi-Story Steel Concentrically Braced Frames through Implementation of Stiff Rocking Cores.*
- Santoyo, E., Ovando Shelly, E., Mooser, F. y León Plata, E. (2005). *Síntesis geotécnica de la cuenca del Valle de México*. TGC Geotécnia, México, D.F.
- Searer, G. R., Valancius, J. y Cobeen, K. E. (2009). [American Society of Civil Engineers ATC and SEI Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures - San Francisco, California, United States (December 9-11, 2009)] *Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures - Soft/Weak Story Problems and Solutions for Residential Structures.*
- Shahriar, Q., Islam, M. N. y Mahbuba, I. (2010). *Effects of Randomly distributed infill on columns of reinforced concrete frames with soft ground storey*. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 10(3):555-569 102.
- Sunagawa, T., Javadi, P., Maeda, K. y Yamakawa, T. (2011). *Experimental Investigation on Soft-Story RC Frames Retrofitted by Hybrid Wall Technique*. *Applied Mechanics and Materials*, 82.
- Taiwan Earthquake Clearinghouse website (2016). <http://www.eqclearinghouse.org/2016-02-taiwan/>, 2 de Febrero de 2017.
- Tena, A. (2010). *Irregularidad estructural y su efecto en la respuesta sísmica*. V Congreso Iberoamericano de Ingeniería Civil, Mérida, Venezuela.
- Terán-Gilmore, A. y Jirsa, J. O. (2005). *A Damage Model for Practical Seismic Design That Accounts for Low Cycle Fatigue*. *Earthquake Spectra*, 21.
- Tian, J. y Symans, M. D. (2012). [American Society of Civil Engineers Structures Congress 2012 - Chicago, Illinois, United States (March 29-31, 2012)] *Structures Congress 2012 - High-Performance Seismic Retrofit of Soft-Story Wood-Framed Buildings Using Energy Dissipation Systems.*
- Tian, J., Symans, M. D., Pang, W., Ziaei, E. y van de Lindt, J. W. (2015). *Application of Energy Dissipation Devices for Seismic Protection of Soft-Story Wood-Frame Buildings in Accordance with FEMA Guidelines*. *Journal of Structural Engineering*.
- Todorovska, M. I. (1999). *Base Isolation by a Soft First Story with Inclined Columns*. *Journal of Engineering Mechanics*, 125.
- Vamvatsikos, D. y Cornell, C. A. (2002). *Incremental dynamic analysis*. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31.
- Vamvatsikos, D. y Cornell, C. A. (2004). *Applied Incremental Dynamic Analysis*. *Earthquake Spectra*, 20.

- Verderame, G. M., De Luca, F., Ricci, P. y Manfredi, G. (2011). *Preliminary analysis of a soft-storey mechanism after the 2009 L'Aquila earthquake*. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 40. doi:10.1002/eqe.1069.
- Villegas, L. (2013). *Comparación del comportamiento sísmico dinámico y estático inelástico de edificios de marcos de concreto reforzado de 9 y 17 niveles diseñados con el cuerpo principal y el apéndice A de las NTC - Sismo del RCDF - 04 en la zona compresible de la Ciudad de México*.
- W., P. y E., Z. (2012). [American Society of Civil Engineers Structures Congress 2012 - Chicago, Illinois, United States (March 29-31, 2012)] *Structures Congress 2012 - Nonlinear Dynamic Analysis of Soft-Story Light-Frame Wood Buildings*.
- Wibowo, A., Wilson, J. L., Lamb, N. T. y Gada, E. F. (2010). *Collapse modelling analysis of a precast soft storey building in Australia*. *Engineering Structures*, 32.
- Williams, M. S. y Sexsmith, R. G. (1995). *Seismic Damage Indices for Concrete Structures: A State-of-the-Art Review*. *Earthquake Spectra*, 11.
- Yoshimura, M. (1997). *Nonlinear Analysis of a Reinforced Concrete Building with a Soft First Story Collapsed by the 1995 Hyogoken - Nanbu Earthquake*. *Cement and Concrete Composites*, (19):213 – 221.