



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**FUNCIONES DE DAÑO ACUMULADO PARA
EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL-ESTRUCTURAS

P R E S E N T A:

ALBERTO VASQUEZ MARTINEZ

TUTOR:

DR. ORLANDO JAVIER DÍAZ LÓPEZ



MÉXICO D.F., ENERO 2010



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Luis Esteva Maraboto

Secretario: Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez

Vocal: Dr. Orlando Javier Díaz López

1^{er}. Suplente: Dr. Roberto Gómez Martínez

2^{do}. Suplente: Dr. Jaime García Pérez

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. ORLANDO JAVIER DÍAZ LÓPEZ

A veces los padres más pobres dejan a sus hijos la herencia más rica. A mis padres por su valiosa herencia *mis estudios*.

A mis abuelos paternos y tía por su apoyo incondicional, comprensión y amor en cada momento de mi vida.

Algún día en cualquier parte, en cualquier lugar indefectiblemente te encontraras a ti mismo, y esa, solo esa, puede ser la más feliz o la más amarga de tus horas (Pablo Neruda). La culminación de mis estudios de maestría, es una de las etapas más felices que he vivido.

AGRADECIMIENTOS

A mis padres Bulmaro Vasquez Esteva y Cristina Martínez Pérez por haberme dado la dicha de vivir e inculcado grandes valores para la formación que he tenido y sobre todo por el amor y apoyo que siempre me han brindado.

A mis abuelitos Gildardo Vasquez Contreras y Teresa Esteva Platón así como a mi tía Hortensia Vasquez Esteva por ser un ejemplo en mí, de lucha, trabajo y sacrificio; además, del enorme apoyo incondicional que siempre me han brindado para ser lo que soy ahora, por su comprensión, consejos y cariño que me han demostrado. Gracias por todo.

A mi hermano Jorge, que quiero mucho y que tal vez a veces ese amor no lo demostremos, que este logro sea ejemplo para él, de que las cosas se pueden lograr siempre y cuando caminemos en la dirección correcta.

A mi asesor de tesis el Dr. Orlando Javier Díaz López por su enorme apoyo, paciencia y el brindarme un poco de sus conocimientos para la realización de esta tesis. Gracias Doctor por su gran apoyo.

A mis sinodales, Dr. Luis Esteva Maraboto, Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez, Dr. Jaime García Pérez, Dr. Roberto Gómez Martínez, por sus acertados comentarios y observaciones valiosas a este trabajo.

A mis amigos del departamento 402: Jesús Alberto, Dante, Inocente y Antonio, con los cuales he convivido durante el transcurso de mi maestría, por los momentos buenos y malos que hemos pasado, les guardare un gran aprecio.

Al M.I. Ramón Morales Ross uno de los más prestigiados ingenieros del estado de Tabasco, al cual considero un amigo y guardo un gran afecto, por sus consejos y pláticas diversas que hemos tenido.

Al Ing. José del Carmen Rodríguez Magaña por su valiosa amistad y ayuda que en todo momento me brindo.

A mi amigo el Arq. Rubén Jacinto Mondragón por brindarme su amistad incondicional algo que muy rara vez suele pasar. Sabes que en mí tienes a un amigo verdadero.

De manera especial a Tanya Cristell González Piñera por ser una persona tan importante en mí, gracias por estar siempre conmigo. Te quiero mucho nunca lo olvides.

Al CONACYT por el apoyo económico brindado durante el transcurso de mi maestría ya que sin ese apoyo hubiera sido difícil la estancia en la universidad.

Al posgrado de la UNAM, por su gran apoyo al otorgarme una beca para poder terminar mi tesis.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM por hacer uso de sus instalaciones así como de los diversos apoyos que brindan.

CONTENIDO

DEDICATORIA	<i>I</i>
AGRADECIMIENTOS	<i>II</i>
CONTENIDO	<i>III</i>
RESUMEN	<i>V</i>
ABSTRACT	<i>V</i>
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.	<i>1</i>
1.1 Antecedentes.	<i>1</i>
1.2 Objetivos.	<i>2</i>
CAPÍTULO 2. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS.	<i>4</i>
2.1 Descripción de los edificios estudiados.	<i>4</i>
2.1.1 Análisis de cargas gravitacionales y accidentales.	<i>6</i>
2.2 Diseño de la cimentación.	<i>8</i>
2.2.1 Cajón de cimentación. Edificios de 6 y 10 niveles.	<i>8</i>
2.2.2 Pilotes. Edificio de 10 niveles.	<i>8</i>
2.2.2.1. Revisión por carga estática.	<i>8</i>
2.2.2.2. Revisión por carga sísmica.	<i>9</i>
2.3 Interacción Suelo-Estructura.	<i>11</i>
2.3.1 Rigideces y amortiguamiento de la cimentación.	<i>11</i>
2.3.2 Periodo y amortiguamiento efectivo.	<i>13</i>
2.4 Análisis dinámico modal espectral.	<i>15</i>
2.5 Diseño Estructural.	<i>17</i>
CAPÍTULO 3. INCERTIDUMBRES ASOCIADAS A LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES Y MODELO DE COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO UTILIZADO.	<i>19</i>
3.1 Cargas vivas en edificios de oficina.	<i>19</i>
3.2 Cargas muertas en edificios de oficina.	<i>21</i>
3.3 Incertidumbre en características geométricas.	<i>22</i>
3.4 Incertidumbre en la resistencia a compresión y tensión del concreto.	<i>22</i>
3.5 Incertidumbre en el módulo de tangente del concreto.	<i>24</i>
3.6 Incertidumbre en el comportamiento del acero estructural.	<i>24</i>
3.7 Modelos de comportamiento histerético utilizado.	<i>25</i>

CAPÍTULO 4. EXCITACIÓN SÍSMICA.	28
4.1 Medida de la intensidad sísmica.	28
4.2 Simulación de temblores.	28
4.2.1 Método híbrido para simulación de temblores de gran intensidad.	28
4.2.2 Casos de excitaciones sísmicas simuladas.	29
CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DE RESPUESTA NO LINEAL E ÍNDICE DE DAÑO UTILIZADO.	32
5.1 Análisis paso a paso de marcos estructurales de los sistemas estudiados.	32
5.2 Índices de daño en estructuras de concreto reforzado.	33
5.2.1 Índice de daño local.	33
5.2.2 Índice de daño global.	36
5.3 Índice de daño utilizado.	38
CAPÍTULO 6. FUNCIONES DE DAÑO DE LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS.	40
6.1 Simulación de los edificios estudiados.	40
6.2 Edificios sin daño inicial.	41
6.3 Edificios con daño inicial.	43
6.4 Funciones de daño acumulado.	45
CAPÍTULO 7. CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL.	56
7.1 Probabilidades de falla obtenidos con criterios de máxima verosimilitud.	56
7.2 Tasa anual de falla v_F .	58
CAPÍTULO 8. ANÁLISIS DE OPTIMACIÓN.	62
8.1 Simulación de tiempos de ocurrencia e intensidades sísmicas.	63
8.2 Simulación de daños estructurales mediante la distribución beta.	64
8.3 Costo inicial.	66
8.4 Costos de reparación.	66
8.5 Resultados obtenidos para las distintas estructuras estudiadas.	67
CAPÍTULO 9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	70
REFERENCIAS.	72

RESUMEN

En este trabajo se desarrollan funciones de daño acumulado para estructuras convencionales dado un daño inicial cuando estas son sometidas a excitaciones sísmicas de diversas intensidades. Se define un índice de daño global por fatiga, que mide el daño del sistema cuando este se encuentra sometido a sismos de intensidades variables. Se analiza la respuesta sísmica de las estructuras ante una familia de registros sintéticos.

Se estudian 2 edificios de concreto reforzado para uso de oficinas de 6 y 10 niveles. Cada edificio se diseñó considerando factores de comportamiento sísmico de $Q=2$ y $Q=4$. El diseño de los edificios se realizó conforme los lineamientos y requisitos que marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004).

Se hace un análisis de optimización basado en el costo esperado de daño durante un ciclo de vida y se obtienen umbrales de reparación de daño óptimos.

Los resultados que se obtienen son útiles para establecer políticas de reparación y mantenimiento en estructuras.

ABSTRACT

In this work we develop damage accumulation functions for conventional structures with an initial damage when they are under seismic excitations of different intensities. A fatigue global damage index is defined, which measures the system damage when it is under earthquakes of different intensities. The seismic response of the structures under a family of synthetic ground motion records is analyzed.

Two reinforced concrete office building six and ten stories high are studied. Each building is designed considering seismic performance coefficients of $Q=2$, and $Q=4$, respectively.

The buildings are designed in accordance with the specifications of the Federal District Building Code and their Complementary Technical Norms (RCDF-2004).

An optimization analysis is performance based on the expected cost of damage during a life cycle, and thresholds for optimum damages repairing are obtained.

The results are useful in establishing repairing and maintenance policies in structures.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

La teoría de confiabilidad basada en la teoría de probabilidades, proporciona una forma racional para el desarrollo de criterios de diseño aceptables para el manejo adecuado de la seguridad estructural de los edificios, y la evaluación del riesgo ante excitaciones sísmicas. Su aplicación permite tener un amplio criterio en cuestiones de seguridad estructural en toda obra ingenieril sujeta al riesgo de sufrir algún tipo de falla, ya sea por incapacidad de cumplir con las condiciones de servicio para la que fue destinada o en su defecto sufrir un colapso parcial o total.

La confiabilidad estructural como parte importante de la ingeniería sísmica trata de estimar la probabilidad de falla ante un evento sísmico en un lapso determinado. Muchas de las incertidumbres actuantes en las estructuras no se conocen con precisión, ni la forma en que éstas actúan ante una perturbación sísmica. De cierta forma se desconoce con certeza la evolución del daño en los elementos estructurales ante la pérdida de rigidez y resistencia del elemento, lo cual conlleva a una inestabilidad global estructural del sistema.

La utilización de la confiabilidad en las estructuras permite establecer funciones de confiabilidad que relacionen, ya sea el daño acumulado de las estructuras o la vulnerabilidad de las mismas, con los costos iniciales y los esperados a futuro para obtener criterios óptimos de diseño estructural y riesgo sísmico.

1.1 Antecedentes.

La evolución del daño en estructuras de concreto ante la ocurrencia de excitaciones sísmicas de menor, mediana o gran intensidad, conlleva a una degradación de rigidez y resistencia de cada uno de los elementos que conforman el sistema estructural, por ello es necesario adoptar una medida cuantitativa del daño ocasionado.

Varios autores han estudiado el tema de daño acumulado y confiabilidad de las estructuras. García (2001), estimó el daño acumulado en estructuras de concreto utilizando dos índices de daño para medir la degradación de un sistema: un índice de daño de entrepiso y un índice de daño global. Estos índices estaban basados en ductilidades de desplazamientos, parámetros aceptables pero que no reflejan la degradación de rigidez y resistencia que sufre el sistema estructural antes los diferentes eventos sísmicos; además, en este trabajo no se evaluó los costos futuros esperados.

Stephens y Yao (1987) proponen funciones de daño en estructuras de concreto de varios grados de libertad con base en un índice de fatiga asociado con el número de ciclos de respuesta y un índice de fatiga asociado con el colapso de la estructura. Estos índices son función de los desplazamientos de la estructura. Cruz (2007) realiza un estudio para la evaluación de la confiabilidad y el riesgo sísmico durante la vida de servicio de edificios de concreto reforzado con base en la acumulación de daños. El autor utilizó cadenas de Markov para representar el daño acumulado que presenta la estructura ante la secuencia de eventos sísmicos. Para ello se basó en

estudios hechos por Stephens y Yao (1987) y Esteva et al. (2002). En este trabajo, no se considera las acciones de reparación o mantenimiento, por lo cual el daño inicial es igual al daño final del temblor previo. Ruiz M. (2000) en su trabajo trata de la eficacia del uso de disipadores de energía para reducir la probabilidad de falla de marcos de concreto reforzado ante eventos sísmicos. En este trabajo se desarrollan criterios de análisis para la utilización de las funciones de daño obtenidas en el estudio, para la toma de decisiones relacionadas con los criterios de diseño y políticas de reparación y mantenimiento. Tolentino López (2009) evalúa el daño acumulado mediante funciones hipergeométricas de edificios de concreto reforzado en intervalos del tiempo. Propone una función para evaluar dicho daño basado en un índice de daño global como la distorsión máxima en azotea y de entrepiso. Estima la capacidad de deformación del sistema mediante análisis de empuje lateral. Esta forma de medir el daño presenta algunos inconvenientes ya que no se puede tomar en cuenta en forma precisa algunas variables que afectan el comportamiento de la estructura, tales como la degradación de rigidez y resistencia. En este estudio no se realiza un análisis de optimización o de costos futuros esperados.

1.2 Objetivos.

El enfoque de este trabajo consiste en el estudio de marcos convencionales de concreto reforzado (CR), de varios niveles sometidos a diversas incertidumbres. Los objetivos que se persiguen son el de establecer un índice de daño global a través de un índice de daño local (Índice de Fatiga) que muestre el deterioro de edificios de concreto reforzado, así como el de proponer funciones de daño acumulado en función de la intensidad y el daño inicial a la que está sometida la estructura. También se aplican criterios de optimización y políticas de reparación y mantenimiento con base en un análisis de costos futuros esperados.

En el capítulo 2 se presenta una descripción de los diferentes casos estudiados, así como las consideraciones estructurales que se hicieron para su análisis y diseño.

En el capítulo 3 se definen los modelos probabilísticos de incertidumbres de cargas y propiedades mecánicas y geométricas de los elementos estructurales, consideradas para la simulación de estructuras. De igual forma se presenta el modelo de comportamiento histerético de los elementos de CR utilizado en este trabajo. Dicho modelo representa de una forma adecuada la degradación de rigidez y resistencia de los elementos estructurales (Modelo de Campos – Esteva, 1997).

En el capítulo 4 se presenta el procedimiento de obtención de los registros sintéticos que se utilizan en los análisis de respuesta de las estructuras (Método híbrido, Ismael-Esteva, 2006).

En el capítulo 5 se realiza el análisis no lineal de las estructuras simuladas para encontrar la respuesta de las mismas, para ello se utilizó el programa DRAIN-2D (Powell, 1973). Dicho análisis es por medio de integración numérica paso a paso de la ecuación de movimiento del sistema para encontrar la respuesta dinámica. Además se define el índice de daño utilizado que representa una medida del daño estructural del sistema ante sismos.

En el capítulo 6 se presentan las funciones de daño obtenidas que permiten conocer la evolución y el estado en que se encuentran las estructuras con o sin daño cuando son sometidas a diferentes intensidades sísmicas. Se presentan las gráficas obtenidas para cada uno de los edificios estudiados y se muestran las expresiones obtenidas para cada caso de estudio.

En el capítulo 7 se muestra el análisis de confiabilidad de las estructuras estudiadas. Se estima la probabilidad de falla de la estructura utilizando criterios de máxima verosimilitud y se calcula la tasa de falla.

En el capítulo 8 se realiza un análisis de optimación, donde se establecen políticas de reparación para tomar la decisión de reparar o no la estructura. Se establecen umbrales de daño de reparación y se encuentra el valor óptimo de daño para el cual la estructura se debe reparar con base en un estudio de costos esperados en un ciclo de vida.

En el capítulo 9 se presentan las conclusiones a las que se llegaron con los resultados obtenidos; además, se presentan recomendaciones sobre estudios futuros.

CAPÍTULO 2

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS

El diseño estructural de los edificios de concreto reforzado estudiados en este trabajo, se realizó con base en los criterios del reglamento de construcciones del Distrito Federal (RCDF-2004) y sus normas técnicas complementarias, donde se establece que la estructura debe ser capaz de resistir estados límites de servicio o falla. Las tendencias del diseño estructural conllevan a tener niveles aceptables de desempeño, es decir, que desde la acción de sismos de moderada intensidad hasta sismo de gran intensidad la estructura puede sufrir daños estructurales pero no colapsar; por esto, el diseño por desempeño a tomado mucha importancia para establecer criterios de niveles aceptables de desempeño ante excitaciones sísmicas.

En nuestras normas técnicas para diseño de estructuras de concreto reforzado y diseño por sismo en sus apéndices se han aportado requerimientos de diseño que contemplan: un manejo transparente y explícito de las demandas y suministros de deformación en la estructura; un diseño dual que considera criterios de desempeño de Operación Completa y Seguridad de Vida; y una microzonación que permite una mejor caracterización numérica de las excitaciones sísmicas de diseño (Tena y Correa, 2008). Para el diseño estructural de los edificios de concreto reforzado en este estudio se utilizaron los criterios del cuerpo principal como del apéndice normativo A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS-2004); así, como los criterios de diseño convencional y por marcos dúctiles de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC-2004). Por lo que los edificios diseñados para un factor de comportamiento sísmico $Q=2$ en este estudio, se hizo un diseño convencional; mientras que los edificios diseñados con $Q=4$ se realizó un diseño con criterios de marcos dúctiles.

2.1 Descripción de los edificios estudiados.

Los modelos estudiados son 2 edificios de concreto reforzado de 6 y 10 niveles (Fig. 2.1), con marcos estructurales ortogonales en ambas direcciones, con 2 crujías para el primer edificio y 3 crujías para el segundo. Se componen de un sistema de losa maciza con vigas secundarias que idealizan el diafragma rígido, los elementos como muros y cancelería se toman como desligados de la estructura principal. Los edificios estudiados presentan plantas cuadradas con crujías de 6.00 m. Las alturas en planta baja para ambos edificios son de 4.00m, en los demás entrepisos las alturas son de 3.00m.

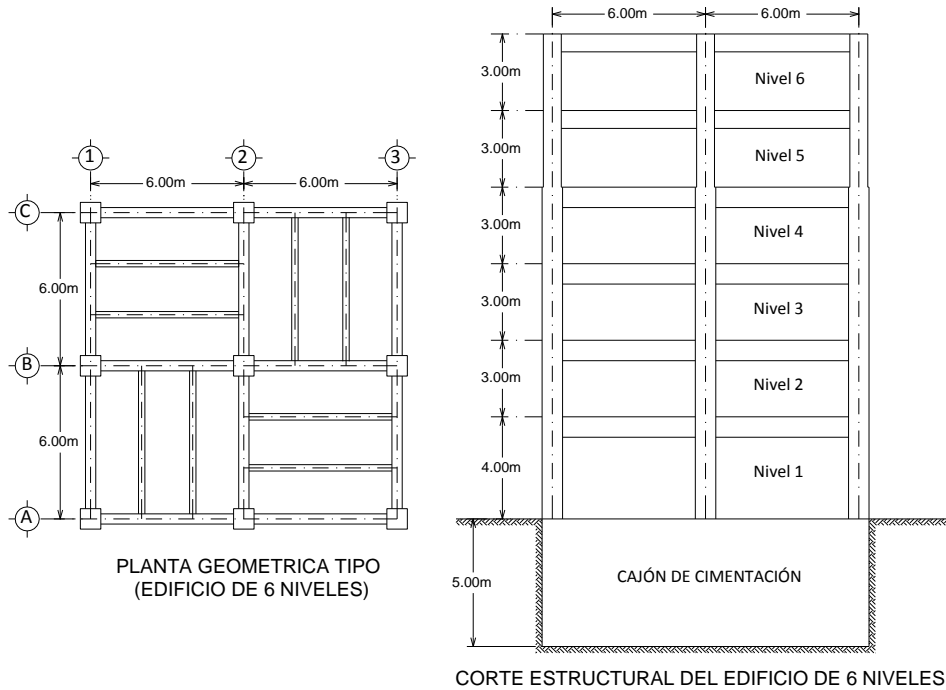
En la parte de la infraestructura, para el edificio de 6 niveles se consideró una cimentación compensada (cajón de cimentación Fig. 2.1a); mientras que, para el segundo edificio, se consideró compuesta de una cimentación mixta (cajón y pilotes de fricción Fig. 2.1b). Se considera que los edificios se encuentran desplantados en la zona del valle de México de terreno compresible (Zona IIIb) correspondiente al sitio de SCT, en donde el periodo predominante del suelo T_s es igual a 2.0 s

y la profundidad de los depósitos firmes profundos H_s es igual a 32 m, de acuerdo con los mapas de la figura A.1 y A.2 del apéndice A de las NTCS-2004.

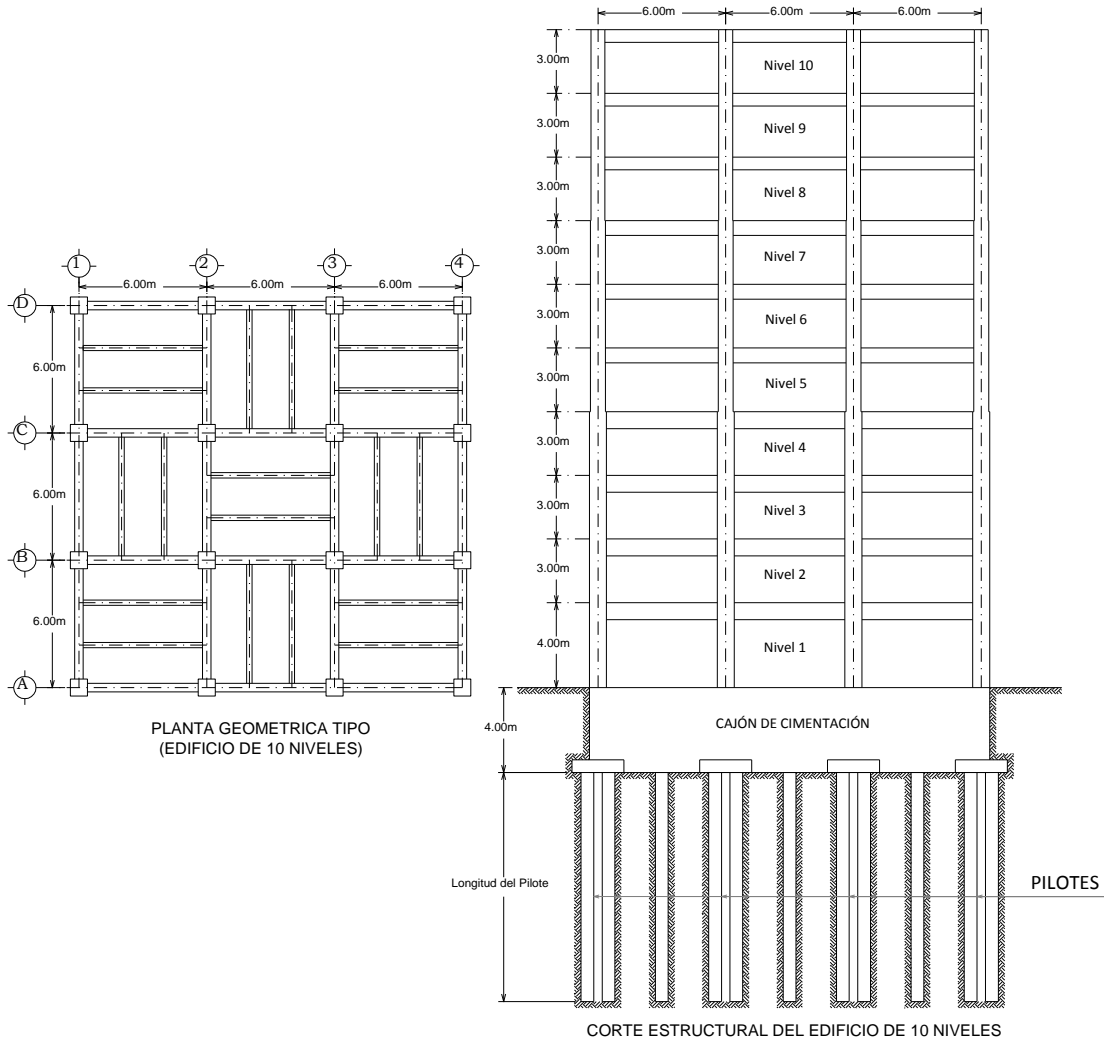
En lo que respecta al análisis sísmico, se realizó un análisis dinámico modal espectral. El factor de comportamiento sísmico utilizado para los modelos estudiados son $Q=2$ y $Q=4$. Ambos edificios son analizados y diseñados para cada uno de estos factores. En cuanto al amortiguamiento este se toma igual a un porcentaje del 5% del crítico. Los edificios se tratan de estructuras regulares tanto en planta geométrica como en alturas, cumpliendo con los requerimientos de condiciones de regularidad que marcan las NTCS-2004. Para el análisis estructural se consideran los efectos dinámicos debidos a la interacción suelo estructura y los efectos $P-\Delta$ que marca el apéndice A de las NTCS-2004.

En cuanto a la clasificación estructural de los edificios analizados se considera su funcionalidad como oficinas, entrando en la clasificación de construcciones del Grupo B según el RCDF-2004. Las estructuras se analizaron para las combinaciones de carga establecidos por el reglamento y sus factores de carga.

Las propiedades de resistencia de los materiales utilizados son: para el concreto una resistencia a la compresión de $f'c= 250 \text{ kg/cm}^2$ y para el acero un esfuerzo de fluencia de $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$. Se toma para el análisis estructural los efectos por agrietamientos en vigas suponiendo una inercia de la sección agrietada igual a 0.5 de la inercia bruta de la sección. Para el diseño estructural se consideraron todos los requerimientos que marcan las NTCC-2004 tanto para las estructuras diseñadas con un factor de comportamiento sísmico $Q=2$, como las diseñadas con un factor de comportamiento sísmico $Q=4$ (marco dúctil). Para el análisis y diseño estructural de los edificios se utilizó el programa de análisis y diseño de estructuras de concreto reforzado ECOgcW (2004).



a)



b)

Figura 2.1. Estructuras estudiadas, a) Edificios de 6 niveles b) Edificio de 10 niveles.

2.1.1 Análisis de cargas gravitacionales y accidentales.

Para el análisis de los edificios, se supone la acción de un sistema de cargas actuando en una estructura idealizada, las cuales se consideran equivalentes a lo que se presentaría en una estructura real. Estas cargas se catalogan como gravitacionales o accidentales. Para efectos de estudio, se deben de considerar todas las acciones combinadas que tengan probabilidad de causar algún efecto en la estructura (Soriano y Ruiz, 1997).

Las acciones se pueden clasificar en tres tipos: acciones permanentes, acciones variables y acciones accidentales. Las acciones permanentes son todas aquellas que actúan en forma permanente y continua y que no varían en el tiempo como son las cargas muertas (peso propio de los elementos, acabados, instalaciones, etc.). Las acciones variables son aquellas que no actúan en forma continua y varían con el tiempo como son las cargas vivas (personas, muebles, cambios térmicos, deformaciones, etc.). Finalmente las acciones accidentales que no son efectos propios

de la estructura sino efectos externos actuando en ella como son: sismo, viento, nieve, explosión, etc.

Se consideran para el análisis de los modelos estudiados los siguientes sistemas de cargas:

- Carga muerta + carga viva máxima

Cargas Gravitacional en Losas de Entrepiso.			Cargas Gravitacional en Losas de Azotea.		
Losa maciza de 10 cm de espesor	240.00	kg/m ²	Losa maciza de 10 cm de espesor	240.00	kg/m ²
Losetas y juntas	100.00	kg/m ²	Entortado	100.00	kg/m ²
Instalaciones	40.00	kg/m ²	Instalaciones	40.00	kg/m ²
Acabados	30.00	kg/m ²	Acabados	30.00	kg/m ²
Muros Divisorios	100.00	kg/m ²	Carga por Reglamento (RCDF 2004)	40.00	kg/m ²
Carga por Reglamento (RCDF 2004)	40.00	kg/m ²	<i>Carga Muerta total:</i>	<i>450.00</i>	<i>kg/m²</i>
<i>Carga Muerta total:</i>	<i>550.00</i>	<i>kg/m²</i>	<i>Carga Viva Máxima W_m</i> <i>(pendiente < 5%):</i>	<i>100.00</i>	<i>kg/m²</i>
<i>Carga Viva Máxima W_m:</i>	<i>250.00</i>	<i>kg/m²</i>	<i>Carga de Servicio:</i>	<i>550.00</i>	<i>kg/m²</i>
<i>Carga de Servicio:</i>	<i>800.00</i>	<i>kg/m²</i>			

- Cargas muerta + Carga viva instantánea

Cargas Gravitacional en Losas de Entrepiso.			Cargas Gravitacional en Losas de Azotea.		
Losa maciza de 10 cm de espesor	240.00	kg/m ²	Losa maciza de 10 cm de espesor	240.00	kg/m ²
Losetas y juntas	100.00	kg/m ²	Entortado	100.00	kg/m ²
Instalaciones	40.00	kg/m ²	Instalaciones	40.00	kg/m ²
Acabados	30.00	kg/m ²	Acabados	30.00	kg/m ²
Muros Divisorios	100.00	kg/m ²	Carga por Reglamento (RCDF 2004)	40.00	kg/m ²
Carga por Reglamento (RCDF 2004)	40.00	kg/m ²	<i>Carga Muerta total:</i>	<i>450.00</i>	<i>kg/m²</i>
<i>Carga Muerta total:</i>	<i>550.00</i>	<i>kg/m²</i>	<i>Carga Viva Instantánea W_o</i> <i>(pendiente < 5%):</i>	<i>70.00</i>	<i>kg/m²</i>
<i>Carga Viva Instantánea W_o:</i>	<i>180.00</i>	<i>kg/m²</i>	<i>Carga de Servicio:</i>	<i>520.00</i>	<i>kg/m²</i>
<i>Carga de Servicio:</i>	<i>730.00</i>	<i>kg/m²</i>			

Tabla 2.1 Cargas Gravitacionales.

Al establecer los estados de carga actuantes se tiene que combinar éstas para poder diseñar la estructura bajo la condición de combinación de cargas más desfavorable. Las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para Diseño Estructural de las Edificaciones del Distrito Federal (NTCCA-2004) establecen para acciones gravitacionales que la carga muerta se combinará con la carga viva máxima, y para las acciones accidentales se hará combinando la carga muerta mas la carga viva instantánea más un 100% del sismo en una dirección y un 30% del sismo en la otra dirección. Las combinaciones utilizadas en el análisis y diseño de los edificios estudiados se enlistan a continuación:

1.4 CM + 1.4 CVT

1.1 CM + 1.1 CVI

1.1 CM + 1.1 CVI +- 1.1 SIFx1 +- 1.1(0.30 SIFy1)

1.1 CM + 1.1 CVI +- 1.1 SIFx2 +- 1.1(0.30 SIFy1)

1.1 CM + 1.1 CVI +- 1.1 SIFx1 +- 1.1(0.30 SIFy2)

1.1 CM + 1.1 CVI +- 1.1 SIFx2 +- 1.1(0.30 SIFy2)

1.1 CM + 1.1 CVI +- 1.1(0.30 SIFx1) +- 1.1 SIFy1

1.1 CM + 1.1 CVI +- 1.1(0.30 SIFx2) +- 1.1 SIFy1
 1.1 CM + 1.1 CVI +- 1.1(0.30 SIFx1) +- 1.1 SIFy2
 1.1 CM + 1.1 CVI +- 1.1(0.30 SIFx2) +- 1.1 SIFy2

Donde:

CM, CVT, CVI: Carga muerta, Carga viva máxima y Carga viva instantánea respectivamente.

S1Fx1: es el sismo en la dirección X positiva

S1Fx2: es el sismo en la dirección X negativa.

S1Fy1: es el sismo en la dirección Y positiva.

S1Fy2: es el sismo en la dirección Y negativa.

El análisis por sismo de los edificios se hizo utilizando el método de análisis dinámico modal espectral, siguiendo los criterios propuestos en el apéndice A de las NTCS-2004.

2.2 Diseño de la Cimentación.

Para los modelos estudiados se calculó en forma aproximada la capacidad de carga del cajón así como el número de pilotes requeridos para absorber los esfuerzos producidos por las cargas gravitacionales y cargas debidas a sismo.

Para lo anterior se siguieron los procedimientos presentados en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC-2004).

2.2.1 Cajón de cimentación. Edificios de 6 y 10 niveles.

El procedimiento de revisión por carga gravitacional y sísmica es el siguiente:

Se estimó la capacidad de carga de la cimentación compensada (cajón de cimentación) para conocer la carga que absorbe del peso total de la superestructura con la siguiente expresión:

$$q = C_u \cdot N_c \cdot F_R + p_V \quad (2.1)$$

Donde:

q= Capacidad de carga del cajón de cimentación

C_u= Cohesión aparente determinada en un ensaye triaxial.

p_v= Es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo.

F_R= Factor de Resistencia.

2.2.2 Pilotes. Edificio de 10 niveles.

2.2.2.1 Revisión por carga estática.

Para calcular la carga que absorberán los pilotes es necesario estimar el esfuerzo producido por carga vertical que transmite el edificio y restarle el esfuerzo de capacidad de carga del cajón, así tenemos lo siguiente:

$$\sigma_{Vertical} = \frac{W_E}{B \times L} \quad (2.2a)$$

$$q_{Pilotes} = (q - \sigma_{Vertical})(B \times L) \quad (2.2b)$$

Donde:

$q_{Pilotes}$ = Carga total actuante que deben absorber el conjunto de pilotes en unidades de fuerza.

$\sigma_{Vertical}$ = Esfuerzo por unidad de área actuante de la estructura.

W_E = Carga factorizada gravitacional total de la estructura en unidades de fuerza.

B = Ancho total del edificio en unidades de longitud.

L = Largo total del edificio en unidades de longitud.

Se proponen pilotes de fricción para transmitir la carga de la estructura al suelo. Este tipo de pilote trabaja de tal forma que su capacidad resistente está dada por la adherencia en el área lateral de sus paredes con los estratos del suelo. Para calcular la capacidad de carga de un pilote de fricción se tiene la siguiente ecuación:

$$C_f = A_L \times f \times F_R \quad (2.3)$$

Donde:

C_f = Capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción.

A_L = Área Lateral del pilote.

f = Adherencia lateral media pilote-suelo.

F_R = Factor de resistencia el cual se toma igual a 0.7, salvo para pilotes hincados en perforación previa.

Finalmente el número de pilotes obtenidos por carga estática se obtiene de la relación entre la carga actual actuante de la estructura y la capacidad de carga de un pilote de fricción. Por consiguiente el número de pilotes se obtiene partir de:

$$N_{Pilotes} = \frac{q_{Pilotes}}{C_f} \quad (2.4)$$

2.2.2.2 Revisión por carga sísmica.

Es necesario tomar en cuenta los efectos del sismo actuando en la estructura. Para ello se considera la carga estática actuando combinada con el sismo con un 100% de intensidad en una dirección y un 30% en la otra dirección. Es necesario contar con el momento de volteo de la estructura para obtener los esfuerzos combinados por sismo y revisar la capacidad de carga de un pilote de fricción y compararlos con la obtenida por carga estática. De esta manera el esfuerzo debido a la combinación por sismo se obtiene como:

$$\sigma_s = \frac{(1.1 \times M_v) x_i}{I_X} + \frac{(0.30 \times M_v) y_i}{I_Y} \quad (2.5a)$$

$$Q_{sismo} = \sigma_s \times A_T \quad (2.5b)$$

Donde:

σ_s = Esfuerzo debido a la combinación más desfavorable por sismo

M_v = Momento de volteo de la superestructura.

I_X = Momento de inercia de la cimentación en la dirección X.

I_Y = Momento de inercia de la cimentación en la dirección Y.

A_T = Área tributaria correspondiente al pilote más crítico

Q_{pilote} = Capacidad de carga del pilote debida a la combinación por sismo en unidades de fuerza.

La capacidad de carga debido a la carga de servicio (carga muerta + carga viva instantánea) se obtiene mediante el esfuerzo por unidad de área como:

$$\sigma_{servicio} = \frac{F_c \times W_s}{B \times L} \quad (2.6a)$$

$$Q_{servicio} = (q - \sigma_{servicio})(B \times L) \quad (2.6b)$$

Donde:

$\sigma_{servicio}$ = Esfuerzo debido a la carga de servicio.

W_s = Carga de servicio en unidades de fuerza.

B = Ancho total del edificio en unidades de longitud.

L = Largo total del edificio en unidades de longitud.

q = Carga total actuante que debe absorber el conjunto de pilotes en unidades de fuerza.

F_c = Factor de carga que se toma igual a 1.4.

La Capacidad de carga, $Q_{servicio+sismo}$ debido a la carga de servicio y la combinación más desfavorable por sismo es igual a:

$$Q_{servicio+sismo} = Q_{sismo} + Q_{servicio} \quad (2.7)$$

Evaluada la anterior expresión (ec. 2.7), se compara con la obtenida por carga estática y si es menor se toma como válido el número de pilotes anteriormente obtenido en la ecuación 2.4, de lo contrario se propone un mayor número de pilotes o se incrementa su diámetro.

Al tener establecidos el número de pilotes, se distribuyen en forma simétrica en la planta del edificio cumpliendo con las separaciones mínimas establecidas entre pilotes. En la figura 2.2 se muestra las distribuciones propuestas para los edificios de 10 niveles con pilotes de 60cm de diámetro y longitud de 30m (70 pilotes). Cabe señalar que el diseño de la cimentación se realizó en forma aproximada, ya que para realizar un análisis y diseño realista se tendría que conocer las características estratigráficas del suelo, características hidrodinámicas, posibles fallas del suelo, propiedades del suelo entre otros factores.

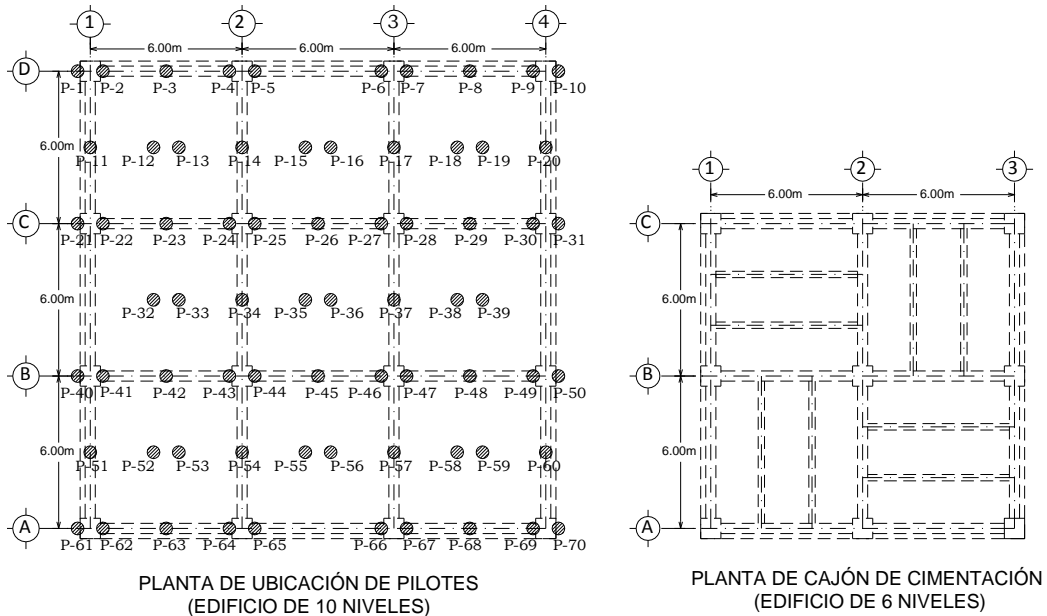


Figura 2.2 Cimentación con pilotes (Edificio 10 niveles) y cajón de cimentación (Edificio 6 y 10 niveles).

2.3 Interacción suelo-estructura.

La Interacción dinámica suelo-estructura consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo, como resultado de la deformabilidad de este último ante una excitación sísmica. El periodo fundamental de la estructura interactuando con el suelo siempre se incrementa porque el sistema acoplado tiene una flexibilidad mayor que la de la estructura supuesta como base rígida (Avilés y Pérez-Rocha, 2004).

De acuerdo con el apéndice A de las NTCS-2004, en un edificio se desprecia la contribución de la interacción del suelo-estructura, si se cumple la siguiente condición:

$$\frac{T_e}{T_s} \frac{H_s}{H_e} > 2.5 \quad (2.8)$$

Donde:

H_s = Profundidad de los depósitos firmes profundos en el sitio de interés.

H_e = Altura efectiva de la estructura.

T_e = Periodo fundamental de la estructura supuesta con base indeformable.

T_s = Periodo dominante del terreno.

Si se emplea el análisis dinámico modal, la altura efectiva se calcula como:

$$H_e = \frac{\sum W_i \phi_i h_i}{\sum W_i \phi_i} \quad (2.9)$$

Donde ϕ_i es la amplitud del desplazamiento modal del i -ésimo nivel sobre el desplante, W_i es el peso de la i -ésima masa y h_i la altura de la i -ésima masa sobre el desplante.

En este trabajo fue necesario tomar en cuenta el efecto de la interacción suelo-estructura para los edificios estudiados. Para tomar en cuenta este efecto se utilizó el programa de Análisis y Diseño ECOgcW, que toma en cuenta la interacción al darle las características de la cimentación (cajón de cimentación y/o pilotes), además de las características del suelo. El procedimiento que sigue internamente el programa es el establecido en el apéndice A de las NTCS-2004.

2.3.1 Rigideces y Amortiguamiento de la cimentación.

El cálculo de las rigideces K_x y K_r así como los Coeficientes de amortiguamiento C_x y C_r de la cimentación, se calculó de acuerdo a las consideraciones del apéndice A de las NTCS- 2004.

La solución para calcular las rigideces traslacional y rotacional despreciando la masa de cimentación y su momento de inercia, consiste en una solución aproximada propuesta por Avilés y Pérez-Rocha (2004). El cálculo de las rigideces del cajón de cimentación se obtuvieron considerando círculos equivalentes a la superficie de desplante, cuyos radios para los modos de traslación, x , y rotación, r , y se calculan de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$R_x = 2 \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (2.10a)$$

$$R_r = 4 \sqrt{\frac{4I}{\pi}} \quad (2.10b)$$

Donde:

A= Área neta de la superficie de cimentación.

I= Momento de inercia de dicha superficie con respecto a su eje centroidal de rotación, perpendicular a la dirección en que se analiza la estructura.

Los valores de la rigidez y amortiguamiento del cajón se puede calcular con las expresiones dadas en la tabla 2.2 (Avilés y Pérez- Rocha, 2004). En esas expresiones el valor del módulo de rigidez medio del suelo se puede calcular como:

$$G = \frac{16\gamma}{g} \left(\frac{H_s}{T_s} \right)^2 \quad (2.11)$$

Donde:

γ = Peso volumétrico medio del suelo.

Los valores adoptados para el amortiguamiento histerético, profundidad de los depósitos firmes profundos, relación de Poisson del suelo se enlistan a continuación:

$\gamma = 1.25 \text{ T/m}^3$, peso volumétrico medio del suelo.

$\zeta = 0.03$, Amortiguamiento histerético del suelo.

$\nu = 0.45$, Relación de Poisson.

$H_s = 30\text{m}$, Profundidad de los depósitos firmes.

Para el caso del edificio de 10 niveles que cuenta con cimentación mixta (cajón de cimentación-pilotes), el cálculo de las rigideces individuales de los pilotes se hace utilizando la tabla 2.2.

CIMENTACIONES SOMERAS	$K_m = K_m^o (k_m - 2\zeta \eta_m c_m)$ y $C_m = \bar{K}_m^o (\eta_m c_m + 2\zeta k_m) / \omega$; $m = x, v, r$ $\omega =$ frecuencia de interés	Parámetros de frecuencia: $\eta_m = \omega R_m / V_s$; donde $V_s = 4H_s / T_s$ y $R_v = R_x$ $\eta_s = \pi R_s / 2H_s$ $\eta_p = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)} \pi R_p / 2H_s$	
Modo de Vibración	Rigidez Estática	Coefficiente de Rigidez	Coefficiente de Amortiguamiento
Horizontal	$K_x^o = \frac{8 G R_x}{2-\nu} \left(1 + \frac{R_x}{2 H_s} \right) \left(1 + \frac{2 D}{3 R_x} \right) \left(1 + \frac{5 D}{4 H_s} \right)$	$k_x = 1$	$c_x = \frac{0.65 \zeta \eta_{xz}}{1 - (1 - 2 \zeta) \eta_{xz}^2}$; si $\eta_{xz} = \eta_v / \eta_s \leq 1$ $c_x = 0.576$; si $\eta_{xz} = \eta_v / \eta_s > 1$
Vertical	$K_v^o = \frac{4 G R_v}{1-\nu} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H} \right) \left(1 + 0.5 \frac{D}{R_v} \right) \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v} \right) \frac{D/H}{1-D/H} \right]$	$k_v = 1$	$c_v = 0$; si $\eta_v < \eta_p$ $c_v = 0.85 \frac{1 + 1.85 (1-\nu) D / R_v}{1 + 0.5 D / R_v}$; si $\eta_v \geq \eta_p$
Cabeceo	$K_r^o = \frac{8 G R_r^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{R_r}{6 H_s} \right) \left(1 + \frac{2 D}{R_r} \right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s} \right)$	$k_r = 1 - 0.2 \eta_p$	$c_r = \frac{0.5 \zeta \eta_{rp}}{1 - (1 - 2 \zeta) \eta_{rp}^2}$; si $\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p \leq 1$ $c_r = 0.3 \eta_r^2 / (1 + \eta_r^2)$; si $\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p > 1$
CIMENTACIONES CON PILOTES	$K_m = K_m^o k_m$ y $C_m = 2 K_m^o c_m / \omega$; $m = x, v$ $\omega =$ frecuencia de interés	Parámetros de frecuencia: $\eta = \omega d / V_s$; donde $V_s = 4 H_s / T_s$ $\eta_s = \pi d / 2 H_s$ $\eta_p = 3.4 \eta_s / \pi (1-\nu)$	
Modo de Vibración	Rigidez Estática	Coefficiente de Rigidez	Coefficiente de Amortiguamiento
Horizontal	$K_x^o = d E_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21}$	$k_x = 1$	$c_x = 0.8 \zeta$; si $\eta \leq \eta_s$ $c_x = 0.8 \zeta + 0.175 (E_p/E_s)^{0.17}$; si $\eta > \eta_s$
Vertical	$K_v^o = 1.9 d E_s \left(\frac{L}{d} \right)^{0.67}$	$k_v = 1$; si $L/d < 15$ $k_v = 1 + \sqrt{\eta}$; si $L/d \geq 50$ Interpolación linealmente para $15 \leq L/d < 50$	$c_v = 0$; si $\eta \leq \eta_p$ $c_v = \frac{0.413 \left(\frac{L}{d} \right)^{0.33}}{1 + \nu} \left(1 - e^{-(E_p/E_s)(L/d)^{0.8}} \right)^{0.8}$; si $\eta > 1.5 \eta_p$ Interpolación linealmente para $\eta_p < \eta \leq 1.5 \eta_p$

Parámetros del suelo: ζ = Amortiguamiento histerético, ν = Relación de Poisson y $E_s = 2 G(1+\nu)$ = Módulo de elasticidad; Parámetros del pilote: L = Longitud, d = Diámetro y E_p = Módulo de la elasticidad, D = Profundidad de desplante de la cimentación somera, T_s = Periodo de vibración del suelo, G = módulo de rigidez medio del suelo.

Tabla 2.2 Rigideces y amortiguamientos de cimentaciones someras o con pilotes (Apéndice A de las NTCs-2004).

Definida la rigidez y el amortiguamiento individual del pilote se procede a calcular la rigidez y amortiguamiento del conjunto de pilotes, sumando las contribuciones de las rigideces individuales de los pilotes de acuerdo con lo siguiente:

$$\begin{aligned} K_x &= \sum K_{xi}, & C_x &= \sum C_{xi} \\ K_r &= \sum X_i^2 K_{vi}, & C_r &= \sum X_i^2 C_{vi} \end{aligned} \quad (2.12)$$

Donde el índice i denota un valor del correspondiente i -ésimo pilote; los parámetros K_{vi} y C_{vi} representan la rigidez y el amortiguamiento del pilote i en traslación vertical, respectivamente, K_{xi} y C_{xi} representan la rigidez y el amortiguamiento del pilote i en traslación horizontal, respectivamente y X_i es la distancia en la dirección de análisis entre el centroide del pilote y el eje centroidal de la planta de cimentación.

La rigideces y amortiguamientos traslacional y rotacional totales de la cimentación, se calculan sumando las rigideces y amortiguamientos obtenidos para el cajón de cimentación y el conjunto de pilotes para el edificio de 10 niveles. Para el edificio de 6 niveles sólo se toma en cuenta la contribución del cajón de cimentación.

$$\begin{aligned} K_{X(cimentación)} &= K_{X(cajón)} + K_{X(pilotes)}; & C_{X(cimentación)} &= C_{X(cajón)} + C_{X(pilotes)} \\ K_{r(cimentación)} &= K_{r(cajón)} + K_{r(pilotes)}; & C_{r(cimentación)} &= C_{r(cajón)} + C_{r(pilotes)} \end{aligned} \quad (2.13)$$

En la tabla 2.3 se muestran los valores calculados de la rigidez traslacional y rotacional así como el amortiguamiento traslacional y rotacional, para la cimentación de los edificios estudiados.

Rigideces y Amortiguamientos (Traslacional y Rotacional)					
Edificio	Factor Q	Rigidez K_x	Rigidez K_r	Amortiguamiento C_x	Amortiguamiento C_r
6 Niveles	2	0.34617040E+06	0.17640050E+12	0.24011890E+05	0.57098130E+10
6 Niveles	4	0.34882330E+06	0.18886010E+12	0.24520310E+05	0.20970190E+10
10 Niveles	2	0.30791830E+07	0.76306150E+13	0.94339380E+05	0.53648560E+10
10 Niveles	4	0.31839123E+07	0.78195434E+13	0.94029134E+05	0.33030304E+10

Tabla 2.3 Rigideces y Amortiguamientos de la cimentación de los edificios estudiados.

2.3.2 Periodo y Amortiguamiento efectivo.

El periodo y amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura son propiedades dinámicas relevantes de la estructura modificada por la interacción con el suelo. El uso de criterios aproximados para el cálculo de el periodo y amortiguamiento efectivo se especifican en los reglamentos de diseño sísmico. Se han derivado varias expresiones de aplicación práctica y que se han establecido en las NTCS-2004 (Avilés y Pérez-Rocha, 2004).

Una vez calculados las rigideces y amortiguamientos traslacional y rotacional de la cimentación se procede a calcular el periodo efectivo y amortiguamiento efectivo con las siguientes expresiones:

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_x^2 + T_r^2} \quad (2.14)$$

$$T_x = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_x}} \quad (2.15)$$

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e(H_e + D)^2}{K_r}} \quad (2.16)$$

Donde:

T_x, T_r , son los periodos naturales que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse o girar.

W_e : Peso efectivo de la estructura.

H_e : Altura efectiva de la estructura

D : Profundidad de desplante del cajón.

Donde W_e se obtiene de la siguiente forma:

$$W_e = \frac{\left(\sum W_i \phi_i\right)^2}{\sum W_i \phi_i^2} \quad (2.17)$$

El amortiguamiento efectivo del sistema acoplado se obtuvo conforme a lo establecido en el apéndice A de las NTCS-2004 y es definido con las siguientes expresiones:

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e}\right)^3 + \frac{\zeta_x}{1+2\zeta_x^2} \left(\frac{T_x}{\tilde{T}_e}\right)^2 + \frac{\zeta_r}{1+2\zeta_r^2} \left(\frac{T_r}{\tilde{T}_e}\right)^2 \quad (2.18)$$

$$\zeta_x = \frac{\pi C_x}{\tilde{T}_e K_x} \quad (2.19)$$

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{T}_e K_r} \quad (2.20)$$

Donde:

ζ_x, ζ_r , son los coeficientes de amortiguamiento del suelo en los modos de traslación y rotación, respectivamente.

El periodo fundamental de la estructura (base rígida) y el periodo efectivo tomando en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura (base flexible) de los edificios estudiados, se muestran en la tabla 2.4.

Edificio	No. de Niveles	Factor de Comportamiento Sísmico Q	Periodo Base Rígida T_e (seg)	Periodo Base Flexible T_{efec} (seg)
1	6	2	0.609	0.892
		4	0.757	0.984
2	10	2	0.833	1.04
		4	1.153	1.302

Tabla 2.4 Periodo fundamental de la estructura y periodo efectivo obtenidos para los edificios estudiados

2.4 Análisis dinámico modal espectral.

Para el análisis sísmico de los edificios estudiados se realizó un análisis dinámico modal espectral con base a lo establecido en las NTCS-2004. Para tomar en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura se tomaron las recomendaciones hechas en el apéndice A de dichas normas.

Las estructuras se consideran desplantadas en la zona IIIb, en el sitio SCT. El periodo del suelo, T_s , se toma igual a 2 seg y el estrato a la capa resistente, H_s , se toma igual a 32m.

Al considerar conocido el periodo dominante del suelo, el espectro se calcula de acuerdo a las siguientes consideraciones del apéndice A de las NTCS-2004:

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{Si } T < T_a \\ \beta c; & \text{Si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T} \right)^2; & \text{Si } T \geq T_b \end{cases}$$

Donde:

$$p = k + (1 - k) \left(T_b / T \right)^2; \text{ y}$$

β = Factor de reducción por amortiguamiento suplementario que es igual a 1 cuando se ignora los efectos de interacción suelo-estructura.

Los datos de aceleración espectral, periodos característicos y coeficientes son calculados como:

$$a_0 = \begin{cases} 0.1 + 0.15(T_s - 0.5); & \text{Si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5s \\ 0.25; & \text{Si } T_s > 1.5s \end{cases} \quad k = \begin{cases} 2 - T_s; & \text{Si } 0.5 < T_s \leq 1.65s \\ 0.35; & \text{Si } T_s > 1.65s \end{cases}$$

$$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92(T_s - 0.5); & \text{Si } 0.5 < T_s \leq 1.5s \\ 1.2; & \text{Si } 1.5 < T_s < 2.5s \\ 1.2 - 0.5(T_s - 2.5); & \text{Si } 2.5 < T_s \leq 3.5s \\ 0.7; & \text{Si } T_s > 3.5s \end{cases} \quad T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65(T_s - 0.5); & \text{Si } 0.5 < T_s \leq 2.5s \\ 1.5; & \text{Si } 2.5 < T_s \leq 3.25s \\ 4.75 - T_s; & \text{Si } 3.25 < T_s \leq 3.9s \\ 0.85; & \text{Si } T_s > 3.9s \end{cases}$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{Si } T_s \leq 1.125s \\ 1.2T_s; & \text{Si } 1.125 < T_s \leq 3.5s \\ 4.2 & \text{Si } T_s > 3.5s \end{cases}$$

Para reducir el espectro y ser tomado en cuenta en los análisis sísmicos, las ordenadas espectrales de aceleración podrán ser reducidas por los factores de ductilidad, Q' , y de sobrerresistencia, R , de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}}; & \text{Si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}} < T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}} & \text{Si } T > T_b \end{cases}$$

Donde Q es el factor de comportamiento sísmico.

La reducción por sobrerresistencia está dada por el factor:

$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 2; & \text{si } T > T_a \end{cases}$$

El factor de reducción por amortiguamiento esta dado por:

$$\beta = \begin{cases} \left(\frac{\delta_e}{\tilde{\delta}_e} \right)^\lambda; & \text{si } \tilde{T}_e \leq T_b \\ 1 + \left(\left(\frac{\delta_e}{\tilde{\delta}_e} \right)^\lambda - 1 \right) \frac{T_b}{\tilde{T}_e}; & \text{si } \tilde{T}_e > T_b \end{cases}$$

Donde:

$\lambda = 0.5$ y 0.6 para las zonas II y III respectivamente.

$\tilde{\delta}_e$ = Amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura, el cual no se tomará menor que 0.05.

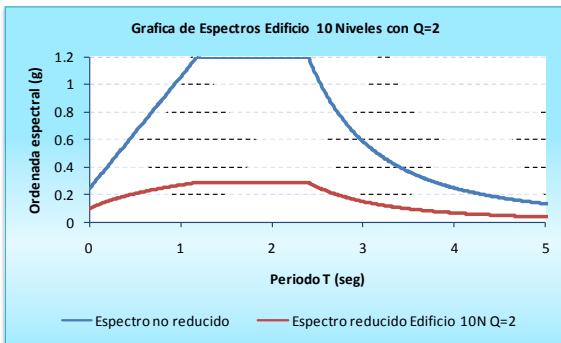
δ_e = fracción de amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base indeformable, la cual se tomará igual a 0.05.

\tilde{T}_e = Periodo efectivo del sistema suelo-estructura.

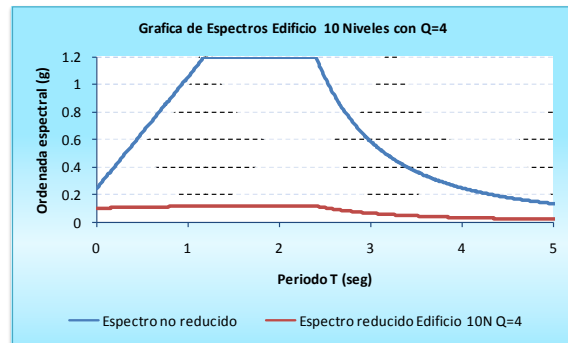
En la figura 2.3 se presentan los espectros de diseño utilizados en el análisis y diseño de las estructuras estudiadas.

Los espectros reducidos para los edificios estudiados de 6 y 10 niveles diseñados para el mismo factor de comportamiento sísmico Q , son distintos en sus ordenas espectrales ya que se toma en cuenta el periodo efectivo del sistema suelo-estructura. El apéndice A de las NTCS-2004 establece que para obtener la ordenada espectral de diseño para el periodo efectivo es necesario remplazar a Q por la siguiente expresión:

$$\frac{(Q-1)T_e^2}{\tilde{T}_e^2 + 1}$$



a)



b)

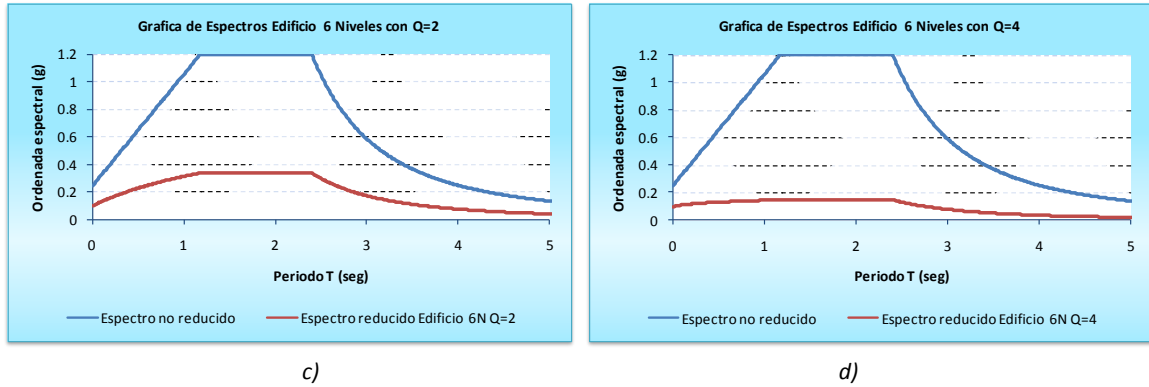


Figura 2.3 Gráficas de espectros de respuesta no reducidos y reducidos, a) Edificio 10 niveles con $Q=2$, b) Edificio 10 niveles con $Q=4$, c) Edificio 6 niveles con $Q=2$, d) Edificio 6 niveles con $Q=4$

2.5 Diseño Estructural.

Para los edificios con factor de comportamiento sísmico $Q=4$, el diseño estructural, se realizó con base a los requerimientos marcados en las NTCC-2004, en su apartado de marcos dúctiles, cumpliendo con los requisitos de diseño por flexión, diseño por cortante y diseño por flexocompresión; además, de la revisión por desplazamientos laterales del apéndice A de las NTCS-2004.

Para los modelos en estudio se revisó que la rigidez lateral de la estructura sea suficiente para cumplir lo siguiente: para limitación de daños a elementos no estructurales, las distorsiones de entresijos, producidas por las fuerzas cortantes sísmicas de entresijo, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas y multiplicadas por el factor $Q'R/7$, no excederán de 0.004, para estructuras donde no hayan elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables como muros de mampostería o estos estén separados de la estructura principal. Para seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entresijo, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas multiplicadas por el factor QR y divididas por las diferencias de elevaciones no excederán de 0.03 para marcos dúctiles ($Q=4$).

En cuanto a los edificios con factor de comportamiento sísmico $Q=2$ (no dúctiles), el diseño estructural se realizó para que cumplieran con los criterios de estado límite de falla y de servicio, conforme al cuerpo principal de las NTCC-2004, cumpliendo con los requisitos de resistencia como: flexión, cortante y flexocompresión. En estos casos la revisión por desplazamientos laterales se hizo siguiendo el apéndice A de las NTCS-2004. Por lo tanto, al incluirse los efectos de interacción suelo estructura, se deben de cumplir con los requisitos de desplazamientos laterales, donde las distorsiones de entresijos multiplicadas por $Q'R/7$, no excederán de 0.004; además, para seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entresijo, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas, multiplicadas por el factor QR y divididas por las diferencias de elevaciones no excederán de 0.015, para marcos con ductilidad limitada ($Q=2$).

En las tablas 2.6 a 2.9 se muestran las secciones finales obtenidas para cada uno de los edificios:

Nivel	Trabes		Columnas		Trabes secundarias		Losa Espesor (cm)
	Base (b) (cm)	Altura (h) (cm)	Base (b) (cm)	Altura (h) (cm)	Base (b) (cm)	Altura (h) (cm)	
10	35	60	50	50	20	45	10
9	35	60	50	50	20	45	10
8	35	60	50	50	20	45	10
7	45	70	65	65	20	45	10
6	45	70	65	65	20	45	10
5	45	70	65	65	20	45	10
4	45	80	80	80	20	45	10
3	45	80	80	80	20	45	10
2	45	80	80	80	20	45	10
1	45	80	80	80	20	45	10

Tabla 2.6 Secciones obtenidas en el edificio de 10 niveles con factor de comportamiento sísmico $Q=4$

Nivel	Trabes		Columnas		Trabes secundarias		Losa Espesor (cm)
	Base (b) (cm)	Altura (h) (cm)	Base (b) (cm)	Altura (h) (cm)	Base (b) (cm)	Altura (h) (cm)	
10	35	60	65	65	20	45	10
9	35	60	65	65	20	45	10
8	35	70	80	80	20	45	10
7	35	70	80	80	20	45	10
6	35	70	80	80	20	45	10
5	45	80	90	90	20	45	10
4	45	80	90	90	20	45	10
3	45	80	90	90	20	45	10
2	45	80	90	90	20	45	10
1	45	80	90	90	20	45	10

Tabla 2.7 Secciones obtenidas en el edificio de 10 niveles con factor de comportamiento sísmico $Q=2$

Nivel	Trabes		Columnas		Trabes secundarias		Losa Espesor (cm)
	Base (b) (cm)	Altura (h) (cm)	Base (b) (cm)	Altura (h) (cm)	Base (b) (cm)	Altura (h) (cm)	
6	25	45	35	35	20	45	10
5	35	70	40	40	20	45	10
4	40	70	60	60	20	45	10
3	40	70	60	60	20	45	10
2	40	70	70	70	20	45	10
1	40	70	70	70	20	45	10

Tabla 2.8 Secciones obtenidas en el edificio de 6 niveles con factor de comportamiento sísmico $Q=4$

Nivel	Trabes		Columnas		Trabes secundarias		Losa Espesor (cm)
	Base (b) (cm)	Altura (h) (cm)	Base (b) (cm)	Altura (h) (cm)	Base (b) (cm)	Altura (h) (cm)	
6	25	45	40	40	20	45	10
5	35	70	60	60	20	45	10
4	40	70	80	80	20	45	10
3	40	70	80	80	20	45	10
2	40	80	90	90	20	45	10
1	40	80	90	90	20	45	10

Tabla 2.9 Secciones obtenidas en el edificio de 6 niveles con factor de comportamiento sísmico $Q=2$

CAPÍTULO 3

INCERTIDUMBRES ASOCIADAS A LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES Y MODELO DE COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO UTILIZADO.

Las propiedades geométricas, resistentes y de carga que se utilizan y obtienen en el diseño de las estructuras, corresponden a combinaciones de factores de carga, resistencia y valores nominales de diseño. Estos se consideran para tomar en cuenta las incertidumbres asociadas a tales propiedades debidas a los procesos de construcción y fabricación de los mismos.

En los estudios de confiabilidad estructural es importante conocer las propiedades reales de las estructuras para hacer una estimación adecuada de su respuesta. Es por lo tanto necesario incorporar en dichos estudios la incertidumbre en sus propiedades mecánicas y de carga.

Lo anterior muestra la conveniencia de hacer uso de métodos de simulación tales como el método de Montecarlo, con los cuales se pueden tomar en cuenta tales incertidumbres y hacer una buena estimación de la distribución probabilística de dicha respuesta.

Para este estudio se llevó a cabo la simulación de los edificios en donde se tomaron en cuenta las incertidumbres mecánicas, geométricas y de cargas que actúan sobre la estructura. Las variables que se consideraron inciertas fueron: cargas vivas, cargas muertas, características geométricas de los elementos estructurales, resistencia a compresión del concreto, resistencia a tensión del concreto, módulo tangente del concreto, comportamiento mecánico del acero.

3.1 Cargas Vivas en edificios de oficinas.

De acuerdo con Pier y Cornell (1973), la intensidad de la carga viva sostenida $w(x,y)$ en un punto con coordenadas horizontales (x, y) sobre un piso dado, se puede representar mediante un modelo probabilista dado por la ecuación siguiente:

$$w(x, y) = m + \gamma_b + \gamma_f + \varepsilon(x, y) \quad (3.1)$$

En este modelo m representa la carga viva media para la población de estructuras con el mismo tipo de ocupación: oficinas, departamentos, etc. γ_b y γ_f son variables aleatorias independientes con media cero, la primera toma en cuenta la variabilidad de la intensidad de la carga de un edificio a otro y la segunda de un piso a otro en un mismo edificio. $\varepsilon(x, y)$ es una variable aleatoria independiente, con media cero, que representa la variación espacial de la intensidad de la carga sobre un piso, en un mismo edificio; esta variable es función de las coordenadas horizontales x y y .

Las propiedades estadísticas: esperanza, $E[\cdot]$, y covarianza, $\text{cov}[\cdot, \cdot]$, de w en dos sitios (x_0, y_0) y (x_1, y_1) , sobre un mismo piso, están dadas por las siguientes ecuaciones:

$$E[w(x, y)] = m \quad (3.2)$$

$$\text{cov}[w(x_0, y_0), w(x_1, y_1)] = \sigma^2_b + \sigma^2_f + \text{cov}[\varepsilon(x_0, y_0), \varepsilon(x_1, y_1)] \quad (3.3)$$

Donde σ^2_b y σ^2_f son las varianzas de γ_b y γ_f . El último término de la ecuación 3.3 se representa adecuadamente por medio de la función $\text{cov}[\varepsilon(x_0, y_0), \varepsilon(x_1, y_1)] = \sigma^2_{sp} e^{-r^2/d}$ donde σ^2_{sp} es la varianza de ε , r es la distancia horizontal entre (x_0, y_0) y (x_1, y_1) y d es una constante estimada. Cuando los puntos (x_0, y_0) y (x_1, y_1) , están en diferentes pisos la ecuación anterior adopta la forma $\text{cov}[\varepsilon(x_0, y_0), \varepsilon(x_2, y_2)] = \rho_c \sigma^2_{sp} e^{-r^2/d}$; donde ρ_c representa la correlación espacial de la intensidad de las cargas en dos pisos diferentes. Esta correlación se da cuando los inquilinos que habitan un edificio tienden a cargar de la misma manera los pisos.

El modelo de cargas se puede representar en términos de cargas unitarias por unidad de área, $U(A)$. Para ello $w(x, y)$ se integra sobre un área dada y posteriormente se divide entre el área de integración. Para un área rectangular de un piso dado, la esperanza y la varianza de $U(A)$ están dadas por las siguientes ecuaciones:

$$E[U(A)] = m \quad (3.4)$$

$$\text{var}[U(A)] = \sigma^2_b + \sigma^2_f + \sigma^2_U \frac{K(A)}{A} \quad (3.5)$$

Donde:

$$\sigma^2_U = \pi d \sigma^2_{sp} \quad (3.6)$$

$$K(A) = \left[\text{erf} \left(\sqrt{\frac{A}{d}} \right) - \sqrt{\frac{A}{d\pi}} \left(1 - e^{-A/d} \right) \right]^2 \quad (3.7)$$

$$\text{erf}(z) = \frac{2}{\pi} \int_0^z e^{-t^2} \quad (3.8)$$

Para n pisos con un área rectangular común en un edificio dado, las ecuaciones 3.4 y 3.5 se escriben de la siguiente forma:

$$E[U(A_n)] = m \quad (3.9)$$

$$\text{var}[U(A_n)] = \sigma^2_b + \frac{\sigma^2_f}{n} + \sigma^2_U \frac{K(A)}{nA} + \rho_c \cdot \left(\frac{n-1}{n} \right) \cdot \frac{\sigma^2_{sp} K(A)}{A} \quad (3.10)$$

Pier y Cornell calibraron el modelo mediante ajustes a casos reales de los coeficientes de variación de carga unitaria $\sqrt{\text{var}[U(A)]/m}$, contra A , y $\sqrt{\text{var}[U(A)]/m}$, contra n . De estos ajustes se obtienen valores medios de los parámetros que intervienen en la ecuación 3.10. De trabajos de Mitchel y Woodgate se observaron que la función de distribución $U(A)$ se distribuye de acuerdo a una

distribución de probabilidad tipo gamma $G(k,\lambda)$, con parámetros k y λ , las cuales se definen por las siguientes ecuaciones:

$$k = \frac{E[U(A)]^2}{\text{var}[U(A)]} = \frac{m^2}{\sigma_b^2 + \sigma_f^2 + \sigma_U^2 \cdot \frac{K(A)}{A}} \quad (3.11)$$

$$k = \frac{E[U(A)]}{\text{var}[U(A)]} = \frac{m}{\sigma_b^2 + \sigma_f^2 + \sigma_U^2 \cdot \frac{K(A)}{A}} \quad (3.12)$$

A partir del trabajo desarrollados por Pier y Cornell (1973) y basado en los estudios realizados por Soriano y Ruiz (1997) para el caso de estructuras en la Cd. de México, Alamilla (2001) desarrolla una metodología para hacer estimaciones de cargas vivas en edificios. Esta metodología es la utilizada en este trabajo para simular la carga viva en las estructuras.

3.2 Cargas Muertas en Edificios de oficinas.

La intensidad que puede llegar a presentar las cargas muertas en un edificio, es determinada a través de la variación existente en las dimensiones de los elementos de la estructura así como de los pesos volumétricos de los materiales utilizados en el edificio.

Sobre las cargas muertas de un edificio, en comparación con las cargas vivas, no se cuentan con datos estadísticos que permitan representar en forma adecuada la variabilidad espacial de éstas en el edificio. La única información disponible son datos aproximados de los pesos específicos de los materiales que permiten estimar la intensidad de las cargas muertas actuantes en la estructura.

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, para fines de diseño se establece un valor nominal de carga muerta. Dicho valor corresponde a una probabilidad de ser excedida que en general varía entre un 2% y 5%. De acuerdo con Meli (1976) la relación entre el valor nominal de carga muerta W_n y la media de la carga m_{cm} se expresa adecuadamente mediante la siguiente expresión:

$$m_{cm} = \frac{W_n}{1 + 2Cv} \quad (3.13)$$

Donde Cv corresponde al coeficiente de variación de la carga muerta, que puede tomarse con un valor de 0.08

De acuerdo a criterios desarrollados por Alamilla (2001), donde las magnitudes de las cargas se consideran como variables aleatorias correlacionadas de piso a piso, por cada entrepiso se adopta una variable aleatoria caracterizada por una forma de distribución marginal tipo gamma con media dada por la ecuación 3.13.

3.3 Incertidumbre en características geométricas.

Otra fuente de incertidumbre es la forma geométrica de los elementos estructurales definida por la altura, peralte efectivo, ancho del elemento, peralte de losa y recubrimientos. Existe una variación entre las dimensiones de la sección transversal calculadas en diseño y las dimensiones construidas reales. Las posibles causas de dicha variación son por ejemplo: el proceso constructivo de los elementos estructurales, supervisión y control de calidad, cimbra utilizada, material de construcción, forma geométrica de los moldes, etc.

Esta variación en las dimensiones de los elementos estructurales para el análisis de confiabilidad influye en la estimación de rigidez, resistencia y capacidad de deformación de los elementos estructurales.

De trabajos de Mirza y MacGregor (1979a) se obtienen valores de desviaciones estándar y medias de los errores en las dimensiones de elementos trabes y columnas tales como: altura, ancho, recubrimientos de concreto y espesores de losa. Los valores obtenidos de ese trabajo se utilizan aquí para tomar en cuenta la incertidumbre en esas variables.

De acuerdo con el mismo trabajo es adecuado suponer una distribución de probabilidad del tipo normal para esas variables. En este estudio se consideró correlación entre las variables del mismo tipo entre diferentes elementos estructurales.

3.4 Incertidumbre en resistencia a compresión y tensión del concreto.

Existe incertidumbre en la resistencia del concreto en una estructura, ya que la resistencia obtenida en laboratorio a través de pruebas de cilindros de concreto con 28 días de edad (prueba a compresión axial destructiva), varía con respecto a la resistencia del concreto cuando la estructura esta colada (estructura real). La resistencia del concreto en estado real puede variar debido a los cambios volumétricos, temperatura, control de calidad del concreto, proceso de elaboración y supervisión, calidad de los materiales, proporción de los materiales usados en su elaboración, etc.

La incertidumbre existente en la relación de la resistencia nominal del concreto y la resistencia del concreto en la estructura real puede estimarse cuantitativamente. Mendoza (1991) obtiene las propiedades estadísticas de la resistencia a compresión en la estructura, como función de la resistencia media obtenida de ensayos experimentales de cilindros de concreto mediante las siguientes relaciones:

$$\bar{f}_{co} = 0.95\bar{f}'_c \quad (3.14)$$

$$V_{co} = 1.15V_c \quad (3.15)$$

Donde:

\bar{f}_{co} ; Es la resistencia media a compresión del concreto en la estructura.

\bar{f}'_c ; Es la resistencia media de ensayos de cilindros de concreto sometidos a compresión.

V_{co} ; Es el coeficiente de variación de la resistencia a compresión del concreto en la estructura.

V_c ; Es el coeficiente de variación de la resistencia a compresión que proviene de ensayos de cilindros de concreto.

Meli y Mendoza (1991) estimaron los primeros momentos estadísticos de la resistencia a compresión del concreto, utilizando pruebas de cilindros de concreto de resistencias nominales especificadas. Ellos concluyen que es posible representar la resistencia mediante una función de distribución de probabilidad de tipo Normal. Determinan que para una resistencia nominal igual a $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, que es la que se utiliza en este trabajo, la resistencia a compresión del concreto en cilindros tiene una media igual a $f'_c = 268 \text{ kg/cm}^2$ y coeficiente de variación $V_c = 0.167$.

Existe una gran correlación en la resistencia del concreto en elementos estructurales de un mismo nivel y entre elementos de diferentes entrepisos. Esta correlación se debe a que el concreto utilizado para los elementos estructurales y de los diferentes entrepisos, son de una misma mezcla de concreto suponiendo que provienen de la misma planta mezcladora, con igual proporción y tipo de materiales utilizados. Esto influye fuertemente en la resistencia final del concreto. Es por eso que en este trabajo se considera dicha correlación en la simulación de las estructuras.

La resistencia a tensión del concreto se relaciona con la capacidad de agrietamiento del elemento estructural cuando es sometido a grandes momentos de flexión. Para elementos fabricados en la ciudad de México de estudios hechos por Mendoza (1984), esta resistencia se puede representar como:

$$f_t = \phi_t \sqrt{f'_c} \quad (3.16)$$

Donde ϕ_t es una variable aleatoria con media $\phi_t = 1.935$ y coeficiente de variación $V_{\phi} = 0.20$ (Mendoza, 1984).

Se puede observar en la ecuación 3.16 la existencia de una correlación entre la resistencia a tensión y la resistencia a compresión del concreto. Esta correlación se estima (Alamilla, 2001) suponiendo que la resistencia a tensión y compresión del concreto son variables aleatorias representadas por F_t y F_c respectivamente, las cuales están relacionadas como:

$$F_t = \beta \sqrt{F_c} \quad (3.17)$$

β representa una variable aleatoria independiente con media $\bar{\beta}$ y coeficiente de variación V_{β} , iguales a (Alamilla, 2001):

$$\bar{\beta} = E \left[\frac{F_t}{\sqrt{F_c}} \right] = \frac{\phi_t \sqrt{f'_c}}{\sqrt{f'_c} (1 - V_c^2 / 8)} \quad (3.18a)$$

$$V_{\beta}^2 = \frac{V_{\phi}^2 (8 - V_c^2)^2 - 16V_c^2}{64 + V_c^4} \quad (3.18b)$$

$E[.]$ denota al operador esperanza y V_c es el coeficiente de variación de la resistencia a compresión del concreto. La Ecuación 3.18b es válida para todo $V_{\phi}^2 V_{\sqrt{F_c}}^2 = 16V_c^2 / (8 - V_c^2)^2$.

β y F_c se distribuyen en forma lognormal.

3.5 Incertidumbre en el módulo tangente del concreto

El módulo tangente está relacionado con la resistencia nominal a compresión del concreto mediante la ecuación 3.19, donde ϕ_E es una variable aleatoria con propiedades estadísticas dadas.

$$E_c = \phi_E \sqrt{f'_c} \quad (3.19)$$

Mendoza (1984) calculó las propiedades estadísticas a partir de mediciones experimentales de E_c . De acuerdo a sus estudios encontró valores de media y coeficiente de variación de ϕ_E iguales a 8500 y 0.12, respectivamente.

Al igual que la resistencia a tensión del concreto, el módulo tangente está correlacionado con la resistencia a compresión del concreto. Por lo tanto para la simulación de las propiedades del módulo tangente se utiliza un procedimiento análogo al de la resistencia a tensión, el cual se puede ver en Alamilla (2001).

3.6 Incertidumbre en el comportamiento del acero estructural.

Las propiedades mecánicas de los aceros utilizados en estructuras de concreto reforzado, influyen en la respuesta de las estructuras ante acciones sísmicas. De aquí la importancia de estimar los parámetros estadísticos de las funciones que definen las relaciones constitutivas del acero de refuerzo. Basados en pruebas experimentales, Rodríguez y Botero (1996) determinaron el comportamiento esfuerzo-deformación del acero estructural representado por tres zonas (fig. 3.1).

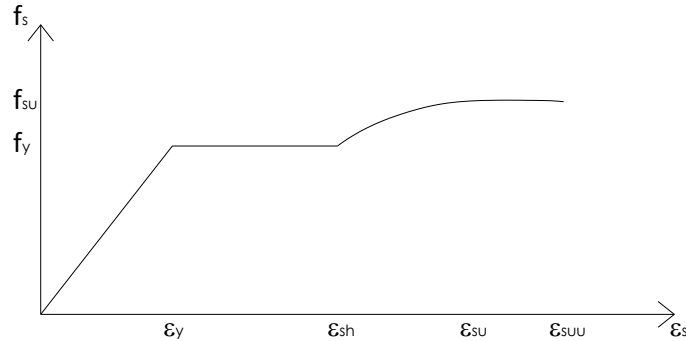


Figura 3.1 Curva de comportamiento esfuerzo-deformación del acero.

La zona 1, llamada elástica, se caracteriza porque el esfuerzo está dado por la relación $f_s = E_s \varepsilon_s$ el cual ocurre en el intervalo $0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y$, ε_s es la deformación de la varilla, ε_y es la deformación a la fluencia del acero que es igual a 0.002 y E_s es el módulo de elasticidad del acero. La zona 2, llamada plástica, donde el esfuerzo está dado por la relación $f_s = f_y$. Esta ocurre en el intervalo $\varepsilon_s \leq \varepsilon_y \leq \varepsilon_{sh}$, donde ε_{sh} es la deformación correspondiente al inicio de la zona de endurecimiento por deformación. La zona 3, zona de endurecimiento por deformación, se representa por la ecuación propuesta por Mander (1984) válida para $f_y \leq f_s \leq f_{su}$:

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^P \quad (3.20)$$

Donde P es un parámetro adimensional que condiciona la forma de la ecuación anterior.

Cuando la función alcanza el esfuerzo máximo ε_{su} se presenta una disminución gradual de esfuerzos, así como un aumento continuo de deformaciones hasta alcanzar la ruptura del acero, misma que ocurre a una deformación ε_{suu} . Las variables aleatorias que caracterizan las propiedades estadísticas (media y desviación estándar) de los parámetros que controlan la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo son las siguientes:

$$f_y = f_y \quad (3.21a)$$

$$\xi_0 = f_{su} - f_y \quad (3.21b)$$

$$\xi_1 = \varepsilon_{sh} - \varepsilon_y \quad (3.21c)$$

$$\xi_2 = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (3.21d)$$

$$\xi_3 = \varepsilon_{suu} - \varepsilon_{su} \quad (3.21e)$$

Las variables anteriores se definieron de tal manera que tomaran valores positivos para una mejor simulación. En la tabla 3.1 se dan los valores de los parámetros estadísticos de estas variables. Para el proceso de simulación se tomó el procedimiento seguido por Alamilla (2001).

Parámetro	Coeficiente de Variación	Media	f_y	Coeficientes de correlación				P
				ξ_0	ξ_1	ξ_2	ξ_3	
f_y	0.0069	8.43	1.00					
ξ_0	0.0104	7.96	-0.56	1.00				
ξ_1	-0.2239	-7.06	-0.07	-0.03	1.00			
ξ_2	-0.0842	-2.13	-0.20	0.03	-0.32	1.00		
ξ_3	-0.3500	-4.00	0.02	0.01	0.38	0.07	1.00	
P	0.0905	1.23	-0.21	0.26	-0.10	0.28	-0.02	1.00

Tabla 3.1 Parámetros estadísticos del logaritmo de las variables que describen el comportamiento del acero estructural.

3.7 Modelo de Comportamiento Histerético utilizado.

Para los casos en estudio el modelo de comportamiento histerético de los elementos estructurales que se utiliza es el desarrollado por Campos y Esteva (1997), basado en el modelo de Wang-Shah (1987).

El modelo de Campos-Esteva considera que la degradación de rigidez y resistencia del elemento está definida con base en un índice de daño λ (ec. 3.23), el cual es asociado con la resistencia residual de la sección crítica en cada una de las direcciones de carga. Este índice es función del parámetro D dado por la ecuación 3.22 el cual depende de los desplazamientos máximos que sufre el elemento en cada ciclo de carga.

$$D = \sum \left(\frac{\theta}{\theta_F} \right) \quad (3.22)$$

Donde:

θ = Rotación máxima en la articulación plástica en el ciclo i .

θ_F = Rotación a la falla bajo condiciones de carga monotónica.

El efecto de la acumulación de daño debido a los ciclos de carga en el elemento, se relaciona con el índice de daño mediante la siguiente expresión:

$$\lambda = 1 - \exp(-\kappa D) \quad (3.23)$$

Donde:

λ = Índice de daño

El valor de κ es igual a 0.067 (Campos y Esteva, 1997) adoptado acorde a los resultados de pruebas experimentales realizados por Ma., et al. (1976), Wang-Shah (1987), Townsend-Hanson (1977), Scribner-Wight (1978), Uzumeri (1977). El efecto del daño en un elemento bajo la acción de carga cíclica (fig. 3.2), se obtiene a través de una disminución del momento asociado a una cierta rotación del elemento. Los valores reducidos y originales son relacionados por:

$$M'(\theta) = M(\theta) \cdot (1 - \lambda) \quad (3.24)$$

Donde:

$M(\theta)$ =Es el momento correspondiente a la rotación θ en la curva primaria de la relación momento-rotación plástica.

$M'(\theta)$ = Es el momento reducido con daño acumulado, asociado a la misma rotación θ .

El modelo de Campos-Esteva fue incorporado al programa de análisis no lineal DRAIN2D (Powell, 1973). En la figura 3.2 se muestra una caracterización de las reglas de histéresis que presenta el modelo.

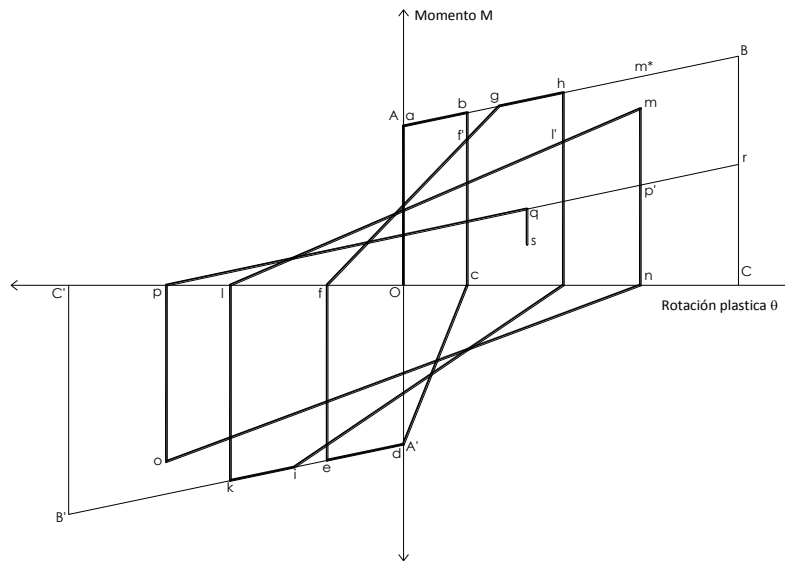


Figura 3.2 Modelo de Histéresis Campos-Esteva (deterioro de rigidez y resistencia)

El modelo supone que el diagrama de momento-curvatura se caracteriza por una curva envolvente bilineal, donde aparecen solamente los puntos de fluencia (punto A) y de falla (punto B), el punto de agrietamiento no es tomado en cuenta, ya que se considera que el daño en el intervalo lineal de deformación es nulo.

Las reglas del comportamiento histerético (Figura 3.2) para este modelo se enlistan a continuación:

- *Tramo Oa*: $M < M_Y \therefore \theta = 0$
- *Tramo ab*: $M > M_Y$ se continúa por la línea envolvente *AB*.
- *Tramo bc*: La sección se descarga, $\theta = \theta_b$ donde *b* es el punto máximo alcanzado en el ciclo y $D_b = \theta_b / \theta_F$.
- *Tramo fg*: Se fija un punto *f'*, entre *f* y *g* sobre la recta de descarga *bc*, $f' = (\theta_{f'}, M_{f'})$, $\theta_{f'} = \theta_b$, $M_{f'} = [1 - \lambda(D_b)]M_b$, $\lambda = 1 - \exp(-\kappa \cdot D_b)$. Si desde el punto *f* se supera el punto *f'* se puede alcanzar a la envolvente *AB* en *g* y continuar por ella (tramo *gh*) hasta *h*, donde se inicia la siguiente descarga.
- *Tramo hi*: La descarga es similar al tramo *bc*, y $D_h = D_b + \theta_{h'} / \theta_F$.
- *Tramo lm*: Se debe pasar por $l' = (\theta_{l'}, M_{l'})$ obtenida como *f'*. $\theta_{l'} = \theta_h$, $M_{l'} = [1 - \lambda(D_h)]M_h$, si *m* no alcanza la envolvente, no habrá cambio de pendiente.
- *Tramo mn*: Descarga similar a *bc*, $D_m = D_h + \theta_{m'} / \theta_F$.
- *Tramo pq*: Se define $p' = (\theta_{p'}, M_{p'})$ de forma similar a los puntos *f'* y *l'* sobre el tramo *mn* de descarga. $\theta_{p'} = \theta_m$, $M_{p'} = [1 - \lambda(D_m)]M_{m^*}$, donde M_{m^*} corresponde a la envolvente.
- *Tramo qs*: *q* no superó *p'*. Descarga similar a *bc*, $D_q = D_m + \theta_q / \theta_F$.
- *Tramo pr*: En el ciclo anterior no se superó la rotación θ_m ; no se cruzó el tramo *mn*. La recarga *pq* podría superar *p'*, y alcanzaría a la envolvente en *r*, tramo *BC* donde $\theta_q = \theta_F$, perdiéndose totalmente la capacidad de resistir momento positivo ($\lambda = 1$); la curva descenderá, entonces, desde *r* hasta *C*.

CAPÍTULO 4

EXCITACIÓN SÍSMICA

4.1 Intensidad sísmica.

Para los análisis de respuesta se necesita tener temblores simulados representativos de las intensidades estudiadas. La intensidad sísmica en un concepto ingenieril mide el tamaño del temblor en el sitio de interés. Las medidas de intensidades comúnmente usadas son: la aceleración máxima del suelo, la velocidad máxima del suelo y las ordenadas del espectro de respuesta para 5% del amortiguamiento crítico.

En este trabajo, se tomó como medida de la intensidad sísmica, Y , el valor de la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura para un porcentaje de amortiguamiento del 5% del crítico. En lo que sigue esta intensidad está representada por $y = \frac{Y}{g}$, donde g es la aceleración de la gravedad.

4.2 Simulación de temblores.

En el análisis de confiabilidad es necesario contar con diversas historias de movimientos sísmicos en el sitio de interés donde se pretende desplantar la estructura y con esto conocer la respuesta dinámica de ella. En muchas ocasiones solo se cuenta con un número reducido de registros de aceleraciones reales en el sitio y de estas muy pocas corresponden a movimientos de gran intensidad que puedan dañar de una manera importante la estructura. Por lo tanto, en general es necesario recurrir a la utilización de métodos de simulación de acelerogramas, con el fin de obtener un conjunto de movimientos sísmicos suficientes para realizar los estudios de análisis de respuesta requeridos.

En este trabajo se utiliza el método de simulación de temblores desarrollado por Ismael y Esteva (2006).

4.2.1 Método híbrido para simulación de temblores de gran intensidad.

Para el análisis de confiabilidad, se requiere tener acelerogramas simulados debido a la falta de información o registros de aceleraciones presentadas en diferentes sitios, es decir, es necesario contar con registros sintéticos principalmente para sismos de gran magnitud.

El Método híbrido (Ismael y Esteva, 2006), se basa en la utilización de dos métodos de simulación de sismos: el método de las funciones de atenuación generalizadas (Alamilla, 2001a) y el método de funciones de Green empíricas (Ordaz et al., 1995).

Básicamente, el método híbrido consiste en encontrar un factor que pueda ser usado para escalar registros de baja intensidad, para ser usados como una función de Green empírica. Para eso Ismael y Esteva (2006) desarrollaron funciones de atenuación generalizadas que relacionan a la intensidad de Arias (Arias, 1970) con la magnitud y distancia. Los factores obtenidos con estas

funciones transforman los registros disponibles, de manera que correspondan a la distancia de la fuente al sitio de interés para que sean usados para generar registros sintéticos. La metodología y el procedimiento de obtención de la función de Green empírica con el método híbrido se describen en Ismael y Esteva (2006).

4.2.2 Casos de Excitaciones sísmicas simuladas.

Los datos para la simulación de los temblores se tomaron del trabajo de Ismael y Esteva (2006). En dicho trabajo se simularon parejas de valores de M y R probables para producir una intensidad dada en el sitio estudiado. Se calcularon los factores de escala mediante las leyes de atenuación generalizadas desarrolladas por ellos y se escaló el registro sísmico tomado como base para adoptarlo como función de Green.

Los sismos simulados en ese estudio correspondieron a sistemas estructurales con un periodo de vibración fundamental de 0.965 s., y para una intensidad correspondiente a un periodo de recurrencia de 485 años ($Y= 490 \text{ cm/s}^2$). Los datos anteriores fueron tomados de Ismael y Esteva (2006) en ese estudio se calculó la curva de tasas de excedencia para el periodo mencionado y a partir de ella se obtuvo la intensidad correspondiente al periodo de recurrencia de 485 años. En este trabajo se tomó el mismo periodo de recurrencia que el de dicho estudio por considerarse que los temblores con el simulados son representativos de los sismos a los cuales estarán expuestas las estructuras.

Se tomaron dos combinaciones de parejas de M y R

- (1) M= 8.2 y R= 308 km
- (2) M=8.2 y R=400 km.

Para la simulación de los sismos se tomó como fuente base, el sismo registrado en SCT el 25 de Abril de 1989, componente EW, con una magnitud $M_s^*= 6.9$, con una distancia al epicentro de 310 km. En la tabla 4.1 se muestra los datos y parámetros del evento sísmico.

Evento	Fecha	M_s^*	$M_o^{**}(\text{dinas-cm})$	Latitud	Longitud	R_e (km)	H (km)	R_h (km)	Componente	I_A (cm/s)	t_e (s)
8(S)	25/04/1989	6.9	2.39E+26	16.603	99.4	310.96	19	311.54	EW	8250	68.9

Tabla 4.1. Parámetros del evento sísmico.

Donde:

M_s , H= Magnitud sísmica del evento y profundidad del evento respectivamente.

R_e , R_h = Distancia al epicentro e hipocentro respectivamente.

I_A , t_e = Intensidad de Arias y duración efectiva del evento respectivamente.

Para la combinación (1) de M y R, dado que la distancia de la fuente al sitio del registro base es muy similar, no se consideró cambiar la escala del registro.

Para la combinación (2) de M y R, se obtuvo un valor del factor de escala igual a 0.746 (Ismael y Esteva, 2006).

Teniendo el registro que se adopta como función de Green para cada pareja de M y R, se simularon temblores de acuerdo con el procedimiento de Ordaz et al (1995). Los datos utilizados son los siguientes (Ismael y Esteva, 2006):

M_o para el sismo objetivo: 2.5E28 dinas.cm

M_o para el sismo pequeño: 2.4E26 dinas.cm

Caída de esfuerzo para ambos eventos: 150 bars

Los registros sintéticos fueron obtenidos con ayuda de los programas GENBET3 y SIMFI2 de Ordaz y Arboleda (1993). Los registros sintéticos simulados para cada una de las combinaciones fueron 50, para un total de 100 registros sintéticos.

En la figura 4.1 se muestran los registros utilizados como funciones de Green para una magnitud $M= 8.2$ y una distancia al epicentro de $R= 308$ km y $R= 400$ km.

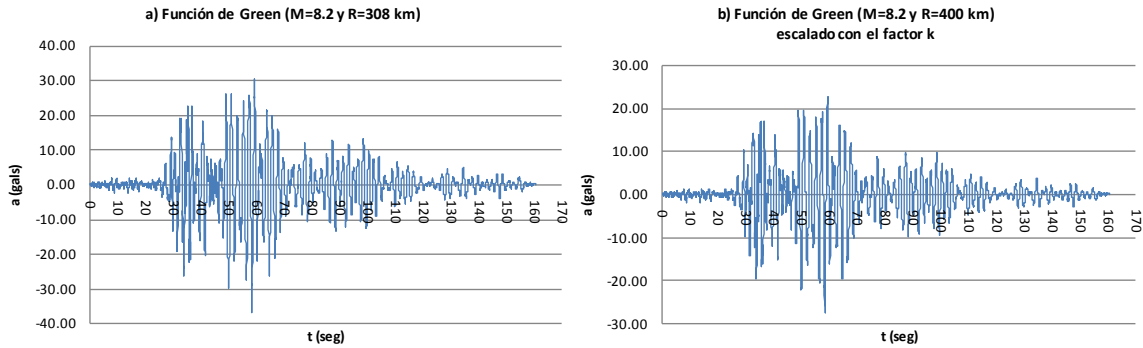


Fig.4.1 a) Función de Green empírica para $M=8.2$ y $R= 308$ km, b) Función de Green empírica para $M=8.2$ y $R= 400$ km

En la figura 4.2 se muestran los espectros lineales de pseudo-aceleración para un porcentaje del amortiguamiento crítico igual al 5%, para los sismos simulados de $R=308$ km y $R=400$ km. La figura 4.3, muestra algunos de los registros sintéticos obtenidos con las funciones de Green para $R=308$ km y $R=400$ km.

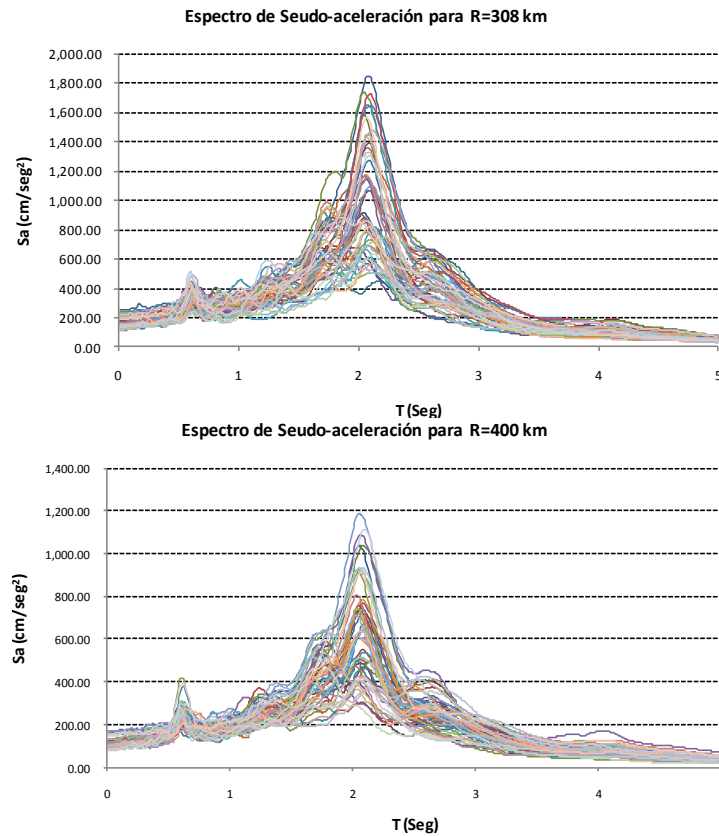


Fig.4.2 Espectros de seudo-aceleración para los registros sintéticos $R=308$ km y $R=400$ km.

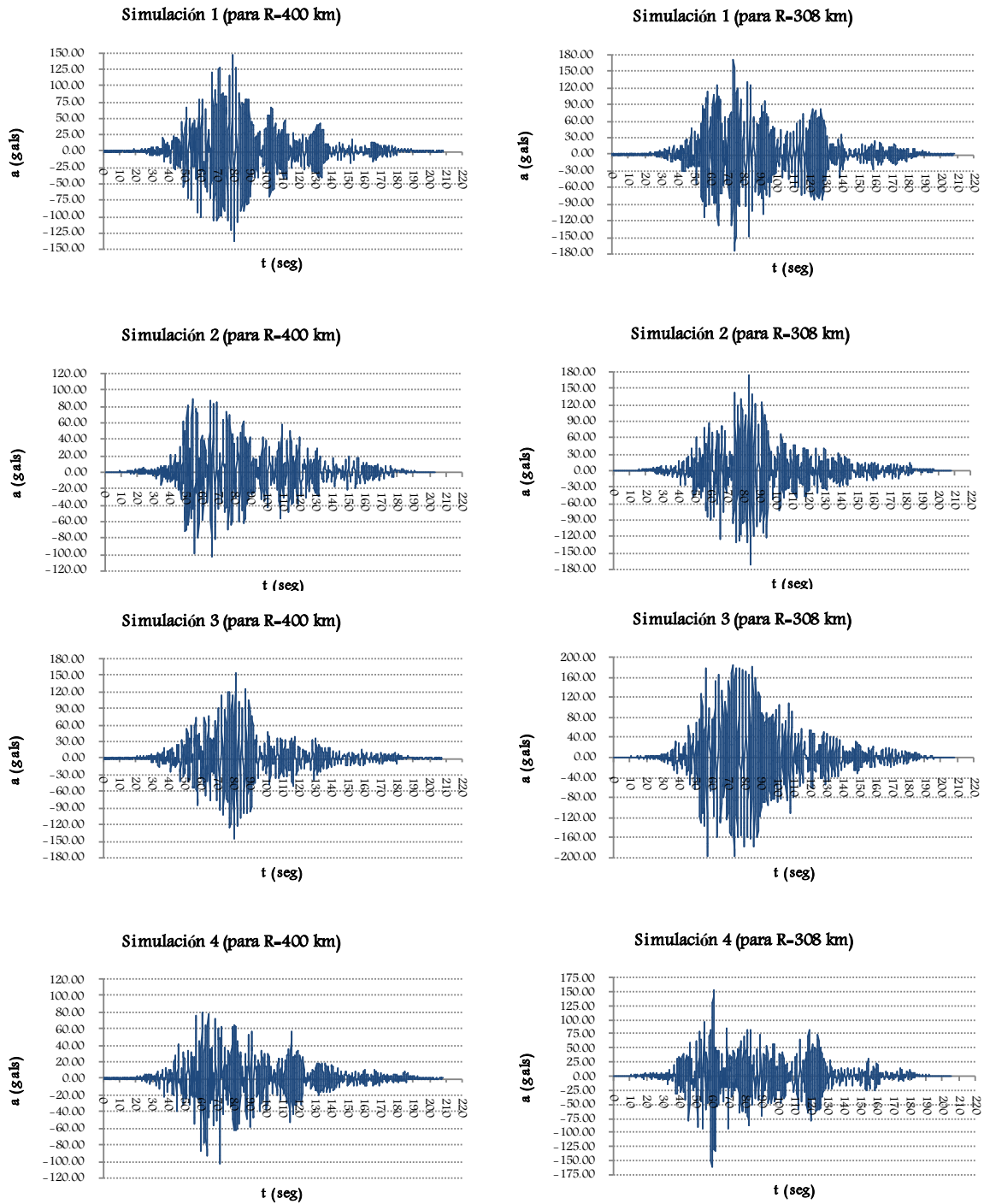


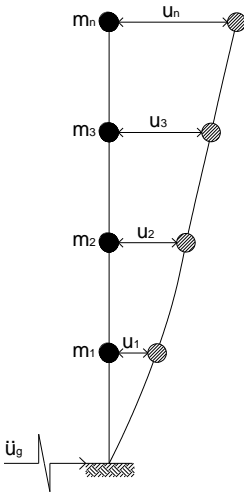
Fig.4.3. Registros sintéticos obtenidos a partir de las funciones de Green empíricas para $M=8.2$, $R=308$ km y $R=400$ km

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DE RESPUESTA NO LINEAL E ÍNDICE DE DAÑO UTILIZADO.

5.1 Análisis paso a paso de marcos estructurales.

Debido a que las estructuras están sometidas a excitaciones sísmicas reales o sintéticas las cuales producen una respuesta dinámica más allá del rango elástico se requiere de un análisis de respuesta no lineal. El análisis se basa en la solución de la ecuación de movimiento dinámico para sistemas de varios grados de libertad sometidos a excitaciones de aceleración en la base, es decir:



$$M\ddot{u} + C\dot{u} + f_S(u, \dot{u}) = -M\ddot{u}_g(t) \quad (5.1)$$

Donde: M es la matriz de masa del sistema, C es la matriz de amortiguamiento del sistema, u, \dot{u}, \ddot{u} son vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración, de la masa M del sistema, \ddot{u}_g es el vector de aceleración del terreno en el instante t , y $f_S(u, \dot{u})$ es la fuerza desarrollada en el sistema inelástico.

Figura 5.1 Sistema de varios grados de libertad con aceleración en la base.

Para realizar el análisis paso a paso se modelaron las estructuras como marcos planos, para los cuales se asume que el comportamiento no lineal de los miembros se presenta cuando se forman articulaciones plásticas en los extremos de cada miembro. Para realizar este análisis se utilizó el programa de análisis no lineal DRAIN2D (Powell, 1973). Para tomar en cuenta los efectos no lineales en el análisis de las estructuras, se tomó para los miembros estructurales un comportamiento histerético con degradación de rigidez y resistencia (Campos-Esteve, 1997).

Para el análisis paso a paso, en este trabajo se utilizó la versión modificada en el Instituto de Ingeniería de la UNAM del DRAIN2D, en el cual se incluye el modelo con degradación de rigidez y resistencia explicado en el inciso 3.7. También, toma en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura.

Para realizar los análisis de respuesta no lineal de las diferentes estructuras estudiadas, en este trabajo se emplearon las estructuras simuladas con el programa SIMESTRU (Alamilla, 2001); dichos análisis se hicieron tomando los registros sintéticos obtenido según se explica en el Capítulo 4.

5.2. Índices de daño en estructuras de concreto reforzado.

Para poder cuantificar el daño en las estructuras de concreto reforzado cuando son sometidas a excitaciones sísmicas de pequeña, mediana y gran intensidad, se debe de establecer un indicador de daño. Se han desarrollado y propuesto el uso de índices de daño al nivel global y local para medir el daño en las estructuras. En el caso del daño global, este puede estimarse por medio de indicadores globales tales como: la distorsión máxima de azotea, o mediante el uso de indicadores globales basados en indicadores locales. El índice de daño local se usa para precisar el nivel de daño en los elementos estructurales. Se han utilizado muchos criterios para establecer los indicadores de daño pudiendo estimarse a través de la capacidad de deformación o resistencia, degradación de rigidez, daño acumulado de energía o deformación, demanda de ductilidad, energía elástica, variación del periodo y el daño basado en la fatiga. Una forma para generalizar la medida del daño es mediante la normalización del indicador de daño respecto a un estado de falla específico del elemento, tal que dicho estado se alcance cuando el valor del indicador de daño sea igual a la unidad.

5.2.1 Índice de daño local

El índice de daño local estima el daño en un elemento de un sistema estructural sometido a excitaciones sísmicas. Para cuantificar este daño muchos investigadores han propuestos diversos indicadores, basados en modelos de estados de daño y pruebas experimentales. En los siguientes puntos se presentan algunos índices propuestos.

Newmark y Rosembueth (1974) proponen un índice de daño mediante la relación de la demanda de capacidad de deformación basada en la ductilidad de deformación:

$$I_{D_1} = \mu_{\delta} = \frac{d_m}{d_y} \quad (5.2)$$

Donde:

μ_{δ} = Ductilidad de deformación.

d_m, d_y = Deformación máxima y deformación de fluencia respectivamente.

Gosain et al. (1977) proponen el primer índice de daño basado en conceptos de energía mediante una relación de energía acumulada:

$$I_{D_2} = I_W = \sum_{i=1}^n \frac{F_i d_i}{F_y d_y} \quad (5.3)$$

Donde F_y y d_y son la fuerza y el desplazamiento a la fluencia y n es el número de ciclos histeréticos. Solo se consideran los ciclos en los que $F_i \geq 0.75F_y$.

Para tomar en cuenta la geometría de los elementos, carga axial actuante y acero transversal, proponen utilizar la siguiente relación:

$$I_{D_3} = I_W \left(1 - \frac{h_{efec}}{a} \right) \left(1 + \frac{0.0005N}{A_{core}} \right) \quad (5.4)$$

Donde:

I_w = Índice de daño obtenido con la ecuación 5.3

h_{efec} = Altura efectiva de la sección.

N = Carga axial actuante.

a = Ancho de la sección.

b_c = Distancia desde el borde de los estribos medido en la base.

$A_{core} = b_c h_{efec}$, área del concreto confinado.

Lybas y Sozen (1977) proponen un índice de daño que relaciona la rigidez a flexión del elemento ante cargas monotónicas $(EI)_y$, con la rigidez a flexión correspondiente a la máxima deformación que alcanza el elemento durante la respuesta dinámica $(EI)_m$, como:

$$I_{D_4} = \frac{(EI)_y}{(EI)_m} \quad (5.5)$$

ó

$$I_{D_5} = \frac{M_y \phi_m}{\phi_y M_m} \quad (5.6)$$

M_m y M_y son el momento máximo y de fluencia, respectivamente, y ϕ_m y ϕ_y son la curvatura máxima y de fluencia, respectivamente.

Blejwas y Bresler (1979) establecen una medida de daño con un índice basado en un análisis estructural cuasi-estático. Dicho análisis es un proceso de calibración de muestras aleatorias en laboratorio. El daño se representa como:

$$I_{D_6} = \frac{d_i - c_i^0}{c_i^u - c_i^0} \quad (5.7)$$

Donde:

d_i : es un parámetro de demanda.

c_i^0 : es la capacidad a la cual se inicia el daño.

c_i^u : es la capacidad a la cual el daño es irreparable.

i : componente de análisis de la muestra.

Hasselman et al. (1980) proponen un índice que relaciona la demanda con la capacidad de resistencia. Utilizan para ello modelos bilineales para representar la relación de momento-curvatura ($M-\phi$) ó cortante-desplazamiento ($V-D$). Estos diagramas bilineales se obtienen al someter al elemento a cargas monotónicas creciente, y se representa por las siguientes ecuaciones:

$$I_{D_7} = \frac{M_m - M_y}{M_u - M_y} \quad \text{ó} \quad (5.8)$$

$$I_{D_8} = \frac{V_m - V_y}{V_u - V_y} \quad (5.9)$$

M y V son el momento y cortante, respectivamente y los subíndices y , u y m , corresponden respectivamente a los niveles de fluencia, capacidad última y demanda máxima del elemento debido al sismo.

Banon et al. (1981) proponen un índice de daño en función de la curvatura de deformación, mediante la siguiente relación:

$$I_{D_9} = \mu_\phi = \frac{\phi_m}{\phi_y} \quad (5.10)$$

Donde:

μ_ϕ = Ductilidad de curvatura.

ϕ_m = Curvatura máxima.

ϕ_y = Curvatura de fluencia.

La ecuación anterior se puede reformular en función de la rigidez inicial y la rigidez de post-fluencia como sigue:

$$I_{D_{10}} = I + \frac{(EI)_0(M_m - M_y)}{(EI)_I M_y} \quad (5.11)$$

Park y Ang (1984) formularon un índice de daño para elementos y estructuras de concreto reforzado función de la capacidad de deformación y la energía disipada.

$$I_{D_{11}} = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\sigma_y \delta_u} \int dE \quad (5.12)$$

$$I_{D_{12}} = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \int \left(\frac{\delta}{\delta_u} \right)^\alpha \frac{dE}{E_c(\delta)} \quad (5.13)$$

Donde:

δ_m = Deformación máxima bajo el efecto del sismo.

δ_u = Deformación última bajo cargas monotónicas.

σ_y = Esfuerzo de fluencia calculado.

$E_c(\delta)$ = Energía hysterética por ciclo a la deformación δ .

β, α = Parámetros.

δ = Amplitud de deformación en cada ciclo de oscilación.

dE = Energía hysterética incremental de disipación.

El primer término de la anterior ecuación representa el daño por deformación máxima experimentada durante la carga sísmica, el segundo término representa el daño debido a la disipación de energía hysterética acumulada. El valor de este índice varía desde 0 cuando no hay daño y de 1 cuando se presenta inminente colapso.

Stephen y Yao (1987) desarrollan un índice para un sistema de varios grados de libertad basado en la ductilidad de desplazamiento, el cual se evalúa con la siguiente expresión:

$$I_{D_{13}} = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\Delta d^+}{\Delta d_f} \right)^{1-b_I r} \quad (5.14)$$

Donde $r = \Delta d^+ / \Delta d^-$, Δd^+ y Δd^- son el incremento en el desplazamiento positivo y negativo, respectivamente, en el ciclo i . Δd_f es el valor de Δd^+ en un ensayo cíclico hasta alcanzar la falla, b_I es una constante que toma el valor de 0.77.

Wang y Shah (1987) proponen un modelo de daño acumulado simple que depende de la deformación máxima ocurrida durante un ciclo $d_{m,i}$. El índice de daño está definido por:

$$I_{D_{14}} = \frac{e^{s_1 b_2} - 1}{e^{s_1} - 1} \quad (5.15)$$

$$b = c_1 \sum \frac{d_{m,i}}{d_f} \quad (5.16)$$

Donde s_1 y c_1 son constantes que se obtienen de datos experimentales, b considera el efecto de la acumulación del daño debido a cargas cíclicas, d_f es la capacidad de deformación a la falla.

Terán y Jirsa (2003) proponen un modelo simple para evaluar la ocurrencia de fatiga de bajo número de ciclos mediante conceptos de energía disipada:

$$I_{D_{15}} = DMI^S_{MH} = (2-b) \frac{NE_{HU}}{\mu_{ucp}} \quad (5.17)$$

Donde NE_{HU} es la energía plástica normalizada la cual es una medida directa de las demandas acumuladas de deformación plástica, μ_{ucp} es la ductilidad cíclica plástica última y b es un parámetro estructural que caracteriza la estabilidad del ciclo histerético. Para falla incipiente por fatiga, la energía plástica normalizada se puede calcular como:

$$NE_{HU} = \frac{1.5}{(2-b)} (\mu_u - 1) = 3(\mu_u - 1) \quad (5.18)$$

Donde μ_u es la ductilidad última.

5.2.2 Índice de daño global.

El índice de daño global como medida del daño en las estructuras de concreto reforzado, puede obtenerse mediante índices locales haciendo un promedio ponderados de estos, del desplazamiento, distorsión máxima tomado como índice de daño global o por medio de los cambios en sus características dinámicas (periodos de vibración).

Park y Ang (1984) proponen un índice de daño global basado en el índice de daño local propuesto por ellos mismos. Este se obtiene como un promedio ponderado de la energía absorbida. Primero se estima el daño por entrepiso y posteriormente el índice de daño global del sistema. El índice de daño por entrepiso se obtiene como:

$$I_{D_{piso_i}} = \frac{\sum I_{D_{i_1}} E_i}{\sum E_i} \quad (5.20)$$

$I_{D_{i_1}}$ y E_i son el daño por deformación y la energía absorbida por el elemento i .

Para obtener el índice de daño global del sistema se calcula con la ecuación:

$$I_{Dglobal4} = \sum_{j=1}^N \frac{E_{piso j}}{\sum E_{piso j}} I_{Dpiso j} \quad (5.21)$$

N es el número de pisos e $I_{Dpiso j}$ es el índice de daño de piso j , $E_{piso j}$ es la energía absorbida en el piso j y la $\sum E_{piso j}$ es la energía absorbida por todos los pisos j .

Roufaiel y Meyer (1987) utilizan un índice de daño global de la estructura estimado con la expresión siguiente:

$$I_{Dglobal5} = \frac{d_m - d_y}{d_f - d_y} \quad (5.22)$$

Donde d_m es el desplazamiento lateral máximo en la azotea, d_y es el desplazamiento de fluencia en la azotea que se determina por medio de un análisis no lineal, d_f es el desplazamiento máximo a la falla en la azotea. Este se determina con algún criterio de falla.

DiPasquale y Cakmak (1988) formularon un procedimiento en que se considera la evolución del periodo natural de un sistema lineal en el tiempo, equivalente a un sistema no-lineal. De acuerdo con esto, el daño se mide como:

$$I_{Dglobal6} = 1 - \frac{T_0}{T_{max}} \quad (5.23)$$

Donde: $I_{Dglobal6}$ = ablandamiento máximo, T_0 = periodo natural inicial, T_{max} = máximo periodo natural del sistema lineal equivalente.

Ayala y Xianguo (1995) proponen un índice basado en el cambio de periodo fundamental y frecuencia del sistema por medio de la siguiente expresión:

$$I_{Dglobal7} = \frac{T_{final} - T_0}{T_u - T_0} \quad (5.24)$$

Donde T_0 es el periodo fundamental inicial de la estructura, T_u es el periodo límite último y T_{final} es el periodo fundamental final de la estructura.

Esteva e Ismael (2004) definen el daño en términos del índice de reducción de rigidez secante como:

$$I_{Dglobal8} = I_{SSR} = \frac{(K_0 - K)}{K_0} \quad (5.19)$$

Donde K_0 es la rigidez tangente inicial asociada con la curva de capacidad (cortante en la base vs desplazamiento en la azotea). Esta curva es resultado de un análisis pushover (análisis estático no lineal). K es la rigidez secante (cortante en la base dividido por el desplazamiento lateral de azotea) cuando el desplazamiento lateral de azotea alcanza su valor absoluto máximo durante la respuesta sísmica del sistema. La condición de falla se presenta cuando $I_{SSR}=1$; es decir, cuando $K=0$.

5.3 Índice de daño utilizado.

Una vez establecidos los conceptos de índice de daño local y global, en este trabajo se propone utilizar un índice de daño a nivel local en cada uno de los elementos estructurales, para posteriormente con base en estos índices establecer un índice de daño global de las estructuras estudiadas. El índice de daño local se estableció a partir del deterioro de la capacidad resistente del elemento de CR y se le puede denominar índice de fatiga, ya que está asociado a ciclos de carga y descarga generado en las secciones del elemento que presentan comportamiento plástico. El índice de daño local utilizado en este trabajo es el índice λ (ec.3.23). Información más detallada se presenta en el modelo de Campos y Esteva (1997) en el capítulo 3 de este trabajo.

El índice de daño local, λ , del modelo de Campos y Esteva (1997), se obtuvo de los resultados obtenidos de los análisis paso a paso hechos con el programa de análisis no lineal DRAIN2D (Powell, 1973). Este índice se calcula para ambos sentidos (momento positivo (inferior) y negativo (superior)) de la sección del elemento (viga y columna). Se considera que las articulaciones plásticas se forman en los extremos del elemento estructural en una longitud plástica L_p (Figura 5.2).

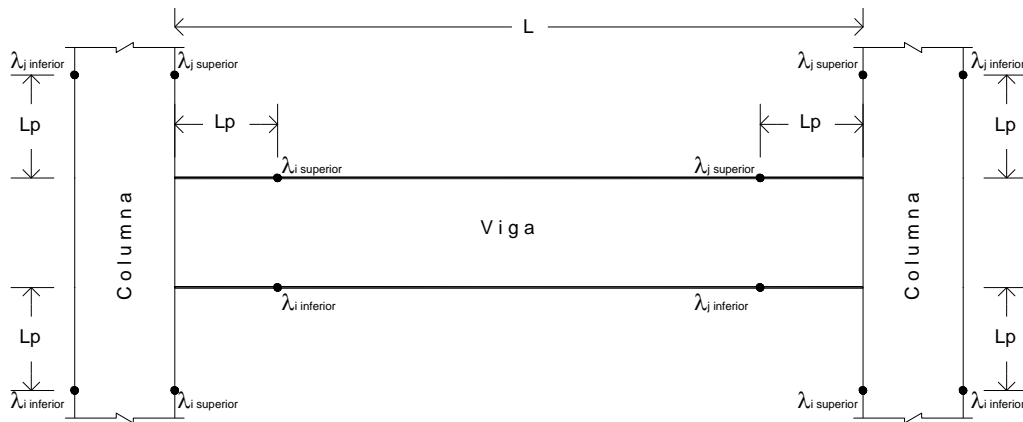


Figura 5.2 Ubicación de los índices de daño locales en los elementos estructurales (viga-columna)

El índice de daño de todo el elemento estructural se evalúa tomando el máximo valor de λ (superior o inferior) en cada extremo (i, j); posteriormente se realiza un promedio de los dos valores máximos de λ y el resultado es el índice de fatiga del elemento. La expresión que evalúa el índice de fatiga del elemento es:

$$I_{DF} = \frac{\text{Max}(\lambda_{i\text{superior}}, \lambda_{i\text{inferior}}) + \text{Max}(\lambda_{j\text{superior}}, \lambda_{j\text{inferior}})}{2} \quad (5.25)$$

El índice de daño global del sistema, $I_{DF\text{global}}$, se obtiene a partir del índice de daño local, I_{DF} , de cada uno de los elementos.

$$I_{DF\text{global}} = \frac{\sum_{i=1}^n I_{DFi}}{n} \quad (5.26)$$

Donde n es el número total de elementos estructurales (vigas y columnas) del sistema.

El índice de daño global obtenido con la ecuación anterior toma valores de 0 a 1. El valor de 0 corresponde al caso de una estructura con comportamiento elástico. El valor de 1 se presenta cuando todos los elementos de la estructura han fallado. Sin embargo no es necesario que suceda lo anterior para que la estructura falle, ya que es más real que antes de que suceda eso ($I_{DFglobal}=1$), se formen mecanismos de falla locales que provoquen el colapso de la estructura. Debido a lo anterior es posible que este índice tome valores menores que 1 cuando se presente la falla de la estructura.

Con el fin de definir un indicador de daño que varíe entre 0 y 1, de tal forma que en la falla de la estructura este índice tome el valor de 1, el indicador de daño propuesto (ec. 5.26) se normaliza con respecto al valor que toma ese indicador cuando se presenta la falla de la estructura (I_{FE}).

$$I_{DFN} = \frac{I_{DFglobal}}{I_{FE}} \quad (5.27)$$

Para una estructura ante un sismo dado, el valor de I_{FE} se calcula sometiendo a esa estructura a ese mismo sismo, pero con una intensidad suficiente para que la lleve a la falla.

Obtener el valor del índice de daño global normalizado de la forma anterior es bastante laborioso, ya que es necesario realizar una serie de análisis para obtener el valor I_{FE} para cada estructura analizada.

Debido a lo anterior, en este trabajo se optó por utilizar un valor de I_{FE} igual para todos los casos. Ese valor de I_{FE} se obtiene considerando a la estructura con propiedades medias. Esta estructura se analiza ante una familia de temblores, como los utilizados en este trabajo, escalando su intensidad hasta encontrar la falla del sistema.

El promedio del valor del índice de daño global a la falla para la familia de sismos, se toma como el valor de normalización para todos los casos.

En la figura 5.3 se muestran los tipos de mecanismos de falla que se presentan para cada uno de los edificios estudiados. Estos corresponden al caso de un cierto sismo.

En este trabajo se tomó una familia de 10 temblores para calcular el valor de normalización.

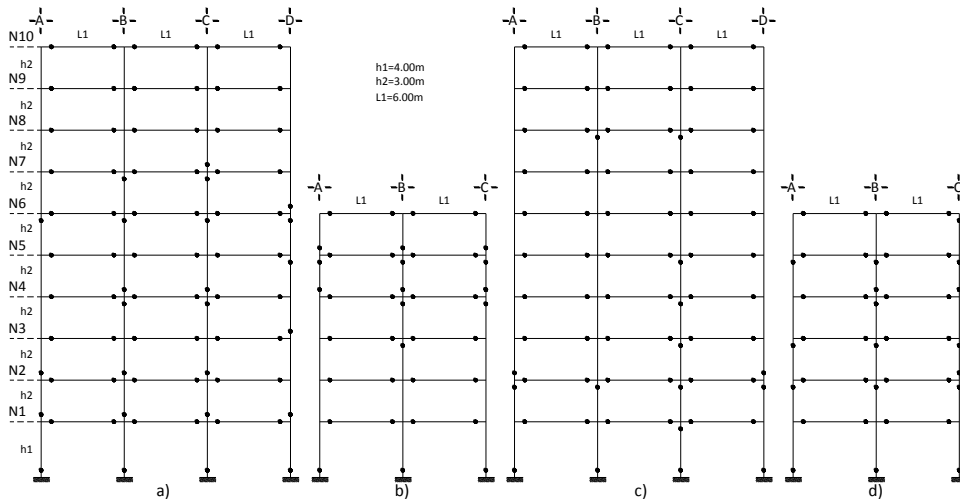


Figura 5.3 Mecanismos de Falla (articulaciones plásticas) para a) y b) edificios de 10 y 6 niveles con $Q=2$ y c) y d) edificios 10 y 6 niveles con $Q=4$.

CAPÍTULO 6

FUNCIONES DE DAÑO ACUMULADO DE LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS

Una de las formas de medir el daño en estructuras de concreto reforzado cuando son sometidas a sismos secuenciales es mediante los índices de daño. En el anterior capítulo se definió el índice de daño utilizado en este trabajo. Este índice se utiliza para establecer la forma como el daño se va acumulando en la estructura cuando se somete a excitaciones de cierta intensidad (pequeña, mediana y gran intensidad). Esta estructura puede estar en su estado original (estructura nueva sin daño) o tener un cierto daño inicial (estructuras con daño). En este estudio se establecieron funciones de daño acumulado que permiten relacionar la severidad del sismo con el daño.

6.1 Simulación de los edificios estudiados.

Un análisis de optimización basado en la confiabilidad debe de tomar en cuenta todas las incertidumbres en las acciones a las que se somete la estructura durante su ciclo de vida, así como la variabilidad en las propiedades geométricas y mecánicas de los elementos estructurales.

En este estudio la simulación de los edificios con distintos factores de comportamiento sísmico Q , se realizó con base en criterios tomados de la tesis doctoral de Alamilla (2001), el cual es aplicable a edificios de concreto reforzado de varios niveles integrados por trabes y columnas o que incluyan muros de concreto reforzado.

Las estructuras simuladas son obtenidas a través de un proceso aleatorio basado en el método de Montecarlo, donde se tienen en cuentas las incertidumbres probabilísticas en cargas y la variabilidad de las dimensiones. Con la aplicación de este método se obtienen una muestra de estructuras simuladas en sus propiedades mecánicas, de resistencia y cargas.

Para la obtención de la respuesta estructural de los edificios estudiados del presente trabajo, se simularon 100 edificios nuevos (daño inicial igual a cero) para cada caso en estudio. Los primeros 50 edificios simulados fueron sometidos a registros sintéticos simulados para una magnitud $M=8.2$ y una distancia $R=400$ km (capítulo 4), los últimos 50 edificios se sometieron a registros sintéticos simulados para $M=8.2$ y una distancia $R=308$ km (capítulo 4).

Las simulaciones de los edificios fueron obtenidas con la ayuda de una versión del programa SIMESTRU.exe (Alamilla 2001). Para cada edificio se analizaron un marco interno y uno externo. Cada uno de estos marcos se simularon en forma independiente y después se unieron en forma paralela. En la figura 6.1, se muestra la unión en forma paralela. La simulación de esta forma tiene ventajas y desventajas. Las ventajas es que es posible simular las cargas verticales de cada marco en forma más adecuada, si este es marco interior o exterior. La desventaja es que no se toma en cuenta la correlación que existe entre las propiedades mecánicas, de resistencia y cargas entre los diferentes marcos estructurales. Esta modelación en el programa permite restringir a cada uno de los nodos de los diferentes niveles del sistema a que se desplacen de igual forma permitiendo con ello la compatibilidad de deformaciones.

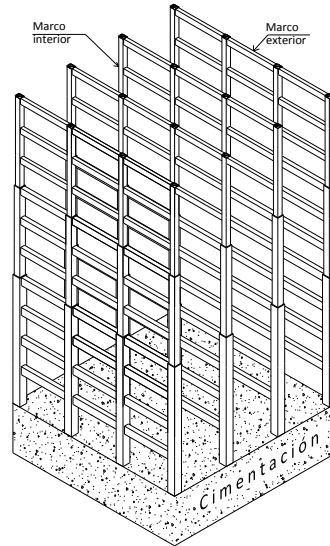


Figura 6.1. Unión de marcos en forma paralela para las distintas estructuras estudiadas.

6.2 Edificios sin daño inicial.

Para establecer las funciones de daño acumulado en edificios sin daño inicial se seleccionó una muestra de 100 estructuras simuladas para cada uno de los edificios estudiados (Edificio 6 y 10 niveles con $Q=2$, Edificio 6 y 10 niveles con $Q=4$), tal como se explicó en el inciso anterior.

A cada estructura simulada se le asignó un temblor simulado (capítulo 4) en forma aleatoria. La intensidad del sismo para cada estructura simulada, fue tal que se cubriera un intervalo de intensidad, y , lo suficientemente amplio para tener una buena representación de su respuesta sísmica.

Se seleccionó una $y_{inicial}$ y otra intensidad y_{final} . Este intervalo de intensidades se dividió en forma equidistante entre el número de estructuras simuladas para encontrar la intensidad del sismo correspondiente a cada estructura. Se realizaron análisis dinámicos paso a paso para cada estructura con el programa DRAIN2D (Powell, 1973), y se obtuvo el valor del índice de daño global $I_{DFglobal}$. Para obtener el valor del índice de daño global, I_{DFN} , se calculó inicialmente el valor de normalización, I_{FE} , de acuerdo al subcapítulo 5.3. En la tabla 6.1 se dan los valores obtenidos para las diferentes estructuras estudiadas.

Valores de la media I_{FE}		
Edificio	Factor Q	Media I_{FE}
6 Niveles	2	0.3167
6 Niveles	4	0.3398
10 Niveles	2	0.1629
10 Niveles	4	0.1711

Tabla. 6.1 Valores de la media de I_{FE} , para las estructuras estudiadas.

En la tabla anterior se observa que los valores de I_{FE} para los edificios de 10 niveles son menores en comparación con los obtenidos para los edificios de 6 niveles. Lo anterior se debe al mecanismo de falla que presenta cada uno de los edificios. En el edificio de 10 niveles el mayor comportamiento inelástico se concentra en las articulaciones plásticas que se presentan en los niveles inferiores, con poco comportamiento plástico en los niveles superiores. Lo anterior provoca que la formación del mecanismo de falla se presente en dichos niveles inferiores con poca participación en el cálculo del índice de falla de los demás elementos estructurales. En el caso del

edificio de 6 niveles, se tiene una mayor distribución del daño en todos los elementos de la estructura provocando que tales elementos se dañen más antes de la formación del mecanismo que lo lleva a la falla.

En las figuras 6.2 a 6.5 se muestra la evolución del daño en el intervalo de intensidades y , considerado para los edificios estudiados. Las figuras 6.2a, 6.3a, 6.4a y 6.5a corresponden al índice de daño global, $I_{DFglobal}$, para los edificios de 6 niveles con $Q=2$, 6 niveles con $Q=4$, 10 niveles con $Q=2$ y 10 niveles con $Q=4$, respectivamente. Las figuras 6.2b, 6.3b, 6.4b y 6.5b muestran el índice de daño global normalizado, I_{DFN} , para las mismas estructuras.

Los resultados muestran, como podría esperarse, un incremento del daño más lento con respecto a la intensidad para los casos estudiados con $Q=2$. Sin embargo, a partir de una cierta intensidad, el daño sube más rápidamente para las estructuras diseñadas con $Q=2$, que para las diseñadas con $Q=4$.

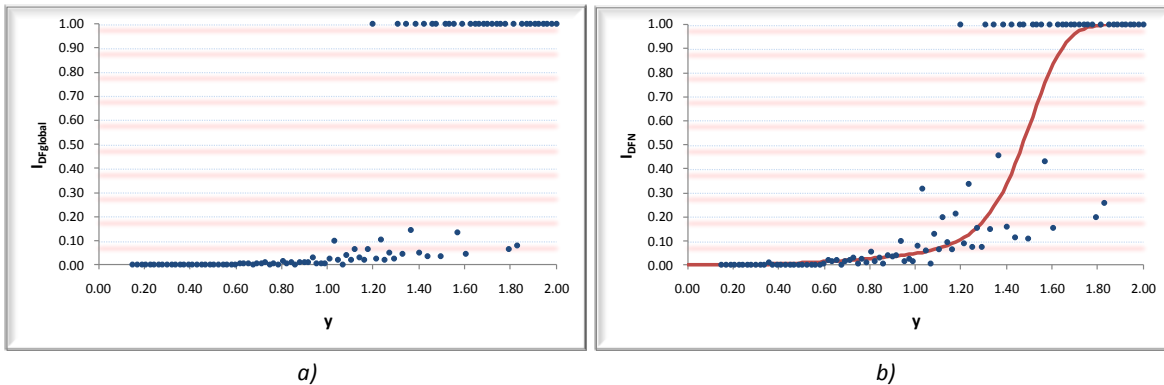


Figura 6.2. Índices de daño en función de la intensidad sísmica para el edificio de 6 niveles con $Q=2$.

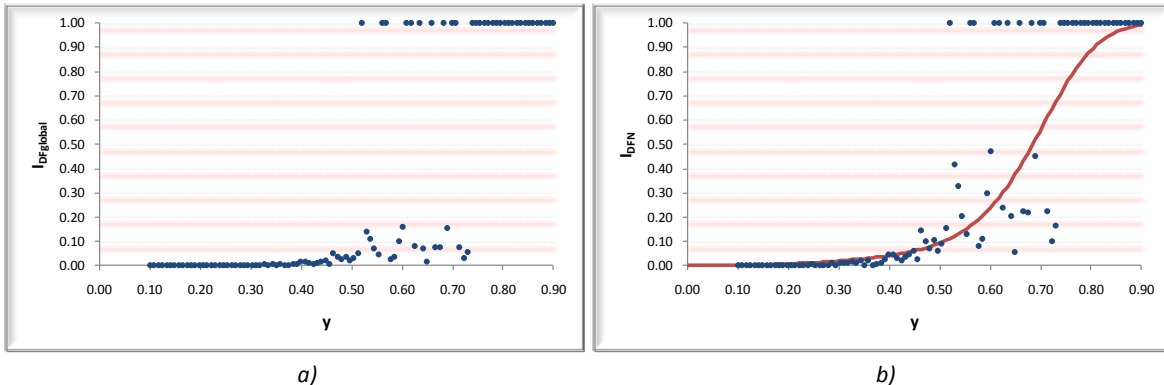


Figura 6.3. Índices de daño en función de la intensidad sísmica para el edificio de 6 niveles con $Q=4$.

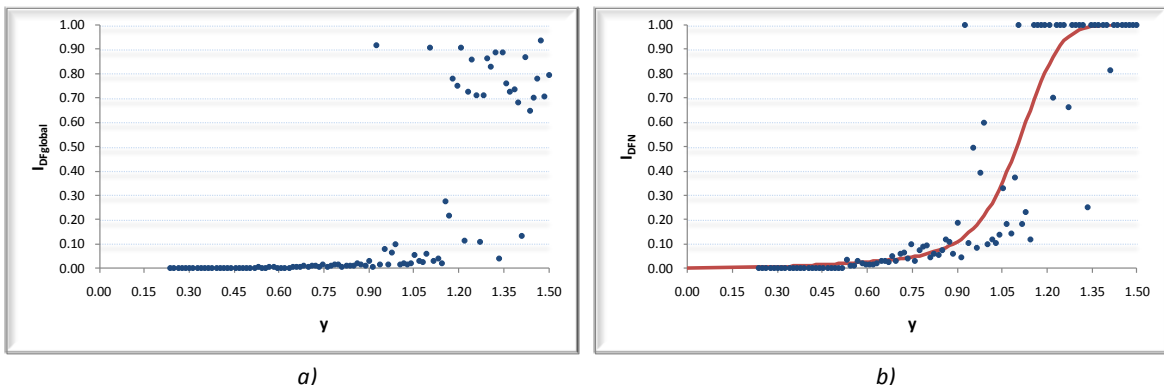


Figura 6.4. Índices de daño en función de la intensidad sísmica para el edificio de 10 niveles con $Q=2$.

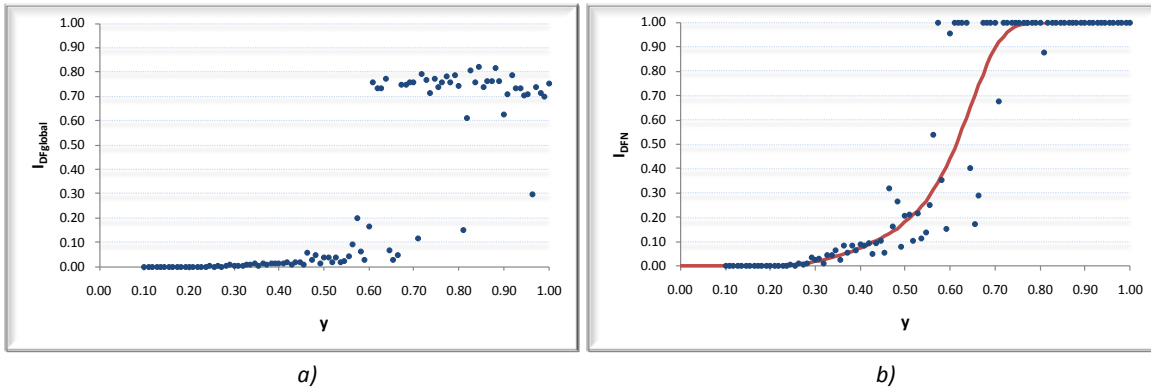


Figura 6.5. Índices de daño en función de la intensidad sísmica para el edificio de 10 niveles con $Q=4$.

6.3 Edificios con daño inicial.

Cuando una estructura es expuesta a una excitación sísmica, puede presentar daño en los elementos estructurales en los que se forman articulaciones plásticas si dicha intensidad es suficientemente alta. Por lo anterior al término de esta excitación sísmica la estructura queda con un cierto daño estructural. Al presentarse otro movimiento sísmico el daño en la estructura puede incrementarse. Este daño se va acumulando conforme la estructura experimenta nuevos sismos. En esta parte del trabajo se estudia el incremento en el daño en las estructuras cuando tienen un cierto daño inicial y son sometidas a sismos de diferentes intensidades. Esto se realizó de la siguiente forma:

1. Se seleccionaron estructuras con cierto daño inicial de los análisis realizados a los edificios sin daño que se muestran en las figuras 6.2b, 6.3b, 6.4b y 6.5b. El criterio de selección partió desde un daño inicial de valor bajo hasta un daño inicial donde se estimara que la estructura estuviera cerca de la falla o fallara al actuar en ella un nuevo sismo de intensidad dada.
2. Cada caso de daño inicial se analizó ante temblores de diversas intensidades sísmicas. Para cada intensidad se realizaron diez análisis de respuesta ante sismos elegidos en forma aleatoria escalados a dicha intensidad.
3. Cada estructura se analizó dinámicamente con el DRAIN2D aplicándole dos sismos secuenciales; el primero de ellos es el que origina en la estructura el daño inicial seleccionado, el segundo sismo está escalado a la intensidad, y , para la cual se desea analizar y evaluar el daño final acumulado de la estructura. Entre el primer y segundo sismo existe un tiempo corto de estabilización de la estructura con aceleración cero (figura 6.6). Las estructuras seleccionadas para cada edificio con daño inicial y con las intensidades (y) a las cuales se analizaron se muestran en la tabla 6.2.
4. Una vez hechos los análisis no lineales y conociendo la respuesta de cada estructura con daño inicial previo, se obtuvo el índice de daño $I_{DFglobal}$ del sistema, el cual se normalizó con la media I_{FE} para cada edificio (tabla 6.1) y de esta manera obtener el índice de daño global normalizado I_{DFN} .

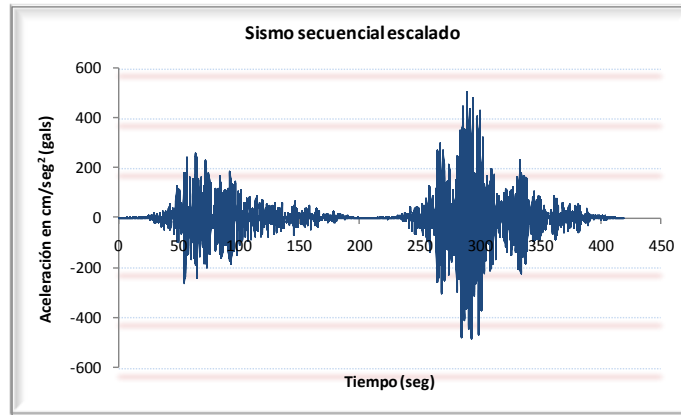


Figura 6.6. Sismos secuenciales escalados a una intensidad (γ).

Edificio	No. De estructura simulada	Daño Inicial seleccionado	Intensidades (γ) de análisis	No. de sismos aleatorios por intensidad (γ)
6 Niveles con Q=2	36	0.05	0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8,0.9,1.00,1.1,1.2,1.3,1.4,1.5	10
	43	0.10	0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8,0.9,1.00,1.1,1.2,1.3,1.4,1.5	10
	64	0.15	0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8,0.9,1.00,1.1,1.2,1.3,1.4,1.5	10
	53	0.20	0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8,0.9,1.00,1.1,1.2,1.3,1.4,1.5	10
	91	0.25	0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8,0.9,1.00,1.1,1.2,1.3,1.4,1.5	10
	48	0.30	0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8,0.9,1.00,1.1,1.2,1.3,1.4,1.5	10
	66	0.45	0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8,0.9,1.00,1.1,1.2,1.3,1.4,1.5	10
6 Niveles con Q=4	39	0.05	0.1,0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8,0.90	10
	47	0.10	0.1,0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8, 0.90	10
	52	0.15	0.1,0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8, 0.90	10
	56	0.20	0.1,0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8, 0.90	10
	62	0.30	0.1,0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8, 0.90	10
	54	0.40	0.1,0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8, 0.90	10
	63	0.50	0.1,0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8, 0.90	10
10 Niveles con Q=2	18	0.05	0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8,0.9,1.00,1.1,1.2,1.3	10
	31B	0.10	0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8,0.9,1.00,1.1,1.2,1.3	10
	34B	0.15	0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8,0.9,1.00,1.1,1.2,1.3	10
	27B	0.20	0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8,0.9,1.00,1.1,1.2,1.3	10
	36B	0.25	0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8,0.9,1.00,1.1,1.2,1.3	10
	33B	0.30	0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8,0.9,1.00,1.1,1.2,1.3	10
	30B	0.40	0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8,0.9,1.00,1.1,1.2,1.3	10
	29B	0.50	0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8,0.9,1.00,1.1,1.2,1.3	10
10 Niveles con Q=4	24	0.03	0.1,0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8, 0.90	10
	39	0.10	0.1,0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8, 0.90	10
	45	0.20	0.1,0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8,0.90	10
	51	0.25	0.1,0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8, 0.90	10
	41	0.30	0.1,0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8, 0.90	10
	61	0.40	0.1,0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8, 0.90	10
	52	0.50	0.1,0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8, 0.90	10

Tabla. 6.2 Estructuras seleccionadas con daño inicial para cada edificio estudiado.

En las figuras 6.7, 6.9, 6.11 y 6.13 se presentan los resultados de los análisis de respuesta para las estructuras estudiadas de 6 niveles con $Q=2$, 6 niveles con $Q=4$, 10 niveles con $Q=2$ y 10 niveles con $Q=4$, respectivamente.

6.4 Funciones de daño acumulado.

A los resultados presentados en las figuras 6.2b, 6.3b, 6.4b, 6.5b, 6.7, 6.9, 6.11 y 6.13 se les ajustaron una expresión para la función de daño final F_{DF} , dado un daño inicial y una intensidad sísmica del tipo:

$$F_{DF}(D_I, y) = D_I + e^{\left((-A \cdot y^{-B})e^{-C \cdot y^D}\right)} \cdot (I - D_I) \quad (6.1)$$

$$A = C_1 \cdot e^{(C_2 \cdot D_I)} \quad (6.2a)$$

$$B = C_3 \cdot e^{(C_4 \cdot D_I)} \quad (6.2b)$$

$$C = C_5 \cdot e^{(C_6 \cdot D_I)} \quad (6.2c)$$

$$D = C_7 \cdot e^{(C_8 \cdot D_I)} \quad (6.2d)$$

A , B , C y D son parámetros de ajuste de la función de daño cuyos valores deben ser mayores o iguales que cero, y están dados por funciones de tipo exponencial (ec. 6.2) que contiene parámetros de ajuste $C_1, C_2, C_3, C_4, C_5, C_6, C_7, C_8$ que pueden tomar valores menores que cero. D_I es el daño inicial de la estructura y y es la intensidad sísmica del evento. Se observa que la función de daño se incrementa en forma exponencial cuando el daño inicial aumenta, tiende a cero cuando la intensidad disminuye y el límite de la función tiende a 1 conforme las intensidades se incrementan.

Los ajustes realizados con la función de daño acumulado se realizaron con base en el algoritmo de Levenberg-Marquardt (OriginPro v8, 2007) basado en una combinación de los métodos de Gauss-Newton y el método descendente para ajustes de funciones no lineales. El algoritmo de Levenberg-Marquardt es un proceso iterativo de ajuste de los valores de los parámetros el cual encuentra el valor máximo o mínimo de la función.

En la tabla 6.3 se presentan los valores de los parámetros ajustados a las ecuaciones 6.2a a 6.2d para cada uno de los edificios estudiados.

En las mismas figuras 6.2b, 6.3b, 6.4b, 6.5b, 6.7, 6.9, 6.11 y 6.13 se presentan los ajustes realizados.

En este trabajo se supone que la función de densidad de probabilidad del daño final en una estructura, dado un daño inicial y una intensidad, puede representarse como una distribución tipo beta (ec. 6.3).

Esta distribución está definida por dos parámetros q y r y se limita al intervalo (a, b) . En el caso de las estructuras con daño inicial cero, este intervalo está entre 0 y 1. Para las estructuras con un daño inicial el intervalo de incremento de daños estará entre 0 y $1-D_I$.

$$f(x) = \frac{1}{\beta(q, r)} \frac{(x-a)^{q-1} (b-x)^{r-1}}{(b-a)^{q+r-1}}; \quad a \leq x \leq b \quad (6.3)$$

Para definir la forma de la distribución beta es necesario estimar los valores q y r . Estos parámetros están en función de la media y desviación estándar de la variable aleatoria y están dadas por:

$$r = \frac{\left((b - \mu_x)^2(\mu_x - a)\right) - \left((b - \mu_x)S^2_x\right)}{S^2_x(b - a)} \quad (6.4)$$

$$q = \frac{r(\mu_x - a)}{b - \mu_x} \quad (6.5)$$

En nuestro caso la media, desviación estándar y varianza se pueden calcular a partir de la muestra de valores de daño para las estructuras analizadas.

$$\mu_{x(y, D_1)} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (6.6)$$

$$\sigma_{x(Cy, D_1)} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \mu_x)^2}{n - 1}} \quad (6.7)$$

$$S^2_{x(Cy, D_1)} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \mu_x)^2}{n - 1} \quad (6.8)$$

Donde n es el número de valores de daño para cada intensidad y , x_i es el valor del daño de la estructura analizada.

En el caso en que se tiene un ajuste para la media del daño (ec. 6.1), μ_x tomará ese valor para el cálculo del error cuadrático.

Aplicando las ecuaciones 6.4 a 6.8 se pueden calcular los valores de q ó r para la muestra de valores que se tienen y ajustar una expresión a ellos. Con ello se tendrá definida la función de densidad de probabilidades del daño.

En este trabajo, el parámetro que se tomó fue q , ya que con él se encontraron mejores ajustes para definir de una manera adecuada, para nuestros casos, la función de distribución beta. La expresión de ajuste propuesta para el parámetro q es la siguiente:

$$q(D_1, y) = 1 + A \cdot y^{-B} \quad (6.9)$$

Donde:

$$A = C_1 e^{(C_2 D_1)}$$

$$B = C_3 e^{(C_4 D_1)}$$

De la función se observa que el parámetro q no debe ser menor a 1. A y B son parámetros de ajuste de la función, con valores mayores o iguales que 0; para que se cumpla lo anterior los parámetros de ajuste C_1 , C_2 , C_3 y C_4 que definen A y B deben ser mayores que 0 excepto C_2 que debe ser menor que 0.

En las figuras 6.8, 6.10, 6.12 y 6.14 se presentan los resultados obtenidos para el parámetro q y su ajuste para todos los casos estudiados. En la tabla 6.4 se dan los valores de los parámetros C_1 , C_2 , C_3 y C_4 que se ajustan, para cada uno de los casos estudiados.

Edificio	A		B		C		D	
	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	C_6	C_7	C_8
6 niveles con $Q=2$	3.2161	-2.731	0.5275	-0.007	0.0653	8.4837	7.8095	-1.328
6 niveles con $Q=4$	2.1612	-1.365	0.5077	-1.509	9.702	6.6808	5.243	-0.81
10 niveles con $Q=2$	2.9334	-3.143	0.4591	0.0522	0.7112	4.3363	7.1703	-1.043
10 niveles con $Q=4$	1.7345	-1.614	0.5819	-0.471	25.224	1.4208	7.3115	-1.338

6.3. Valores de los parámetros de ajustes para la ecuación 6.1 (media de I_{DFN}) de los edificios estudiados.

Edificio	A		B	
	C_1	C_2	C_3	C_4
6 niveles con $Q=2$	4.9272	-7.42E-14	0.7075	1.2217
6 niveles con $Q=4$	7.3263	-6.4244	1.2413	1.6858
10 niveles con $Q=2$	17.3878	-2.6902	0.7549	1.0047
10 niveles con $Q=4$	13.7129	-4.3451	0.4367	2.2156

6.4. Valores de los parámetros de ajustes para la ecuación 6.9 (parámetro q) de los edificios estudiados.

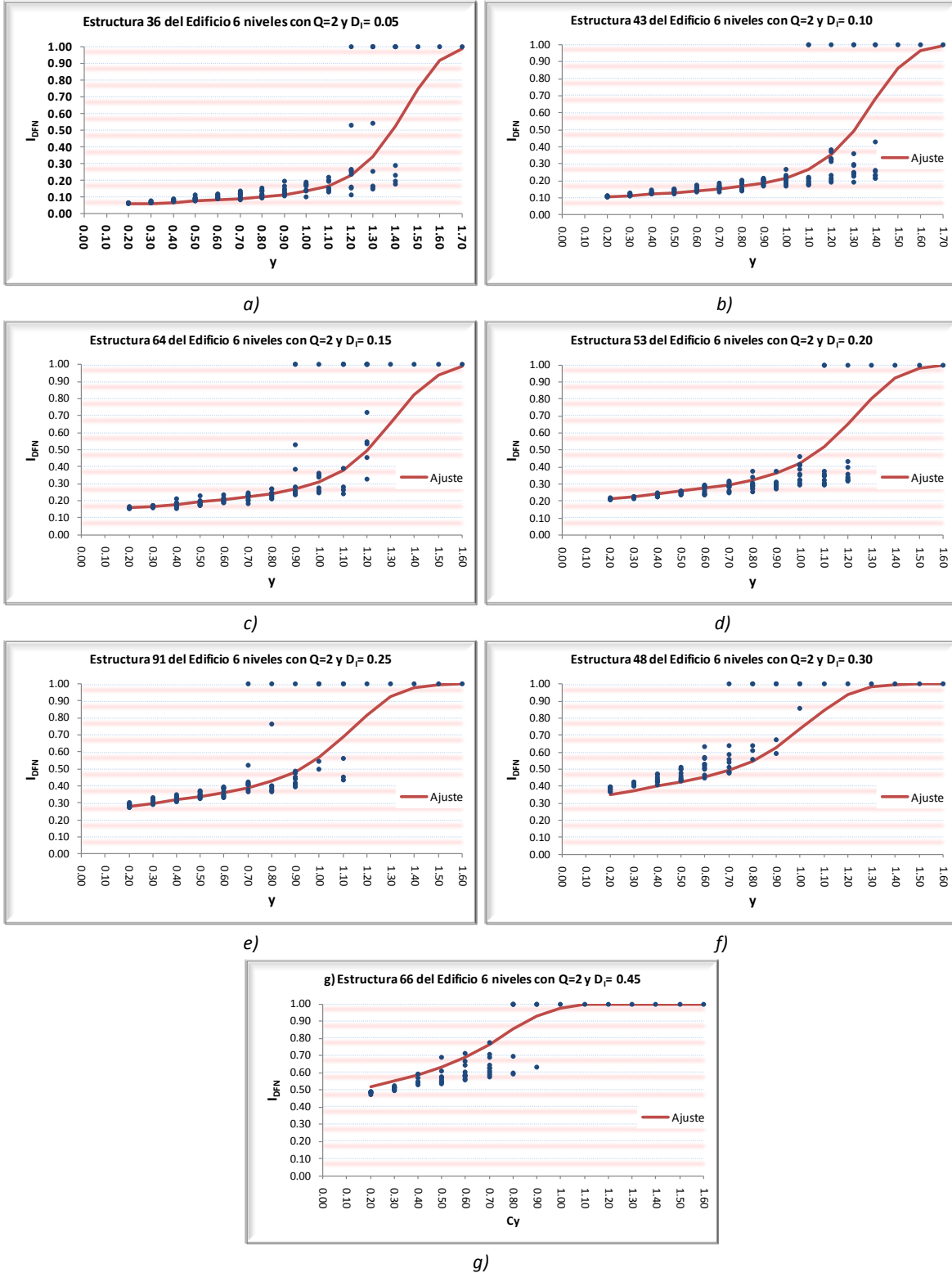


Figura 6.7. Valores observados y ajustes de la función de daño de las estructuras con daño inicial D_i , para el edificio de 6 niveles con $Q=2$.

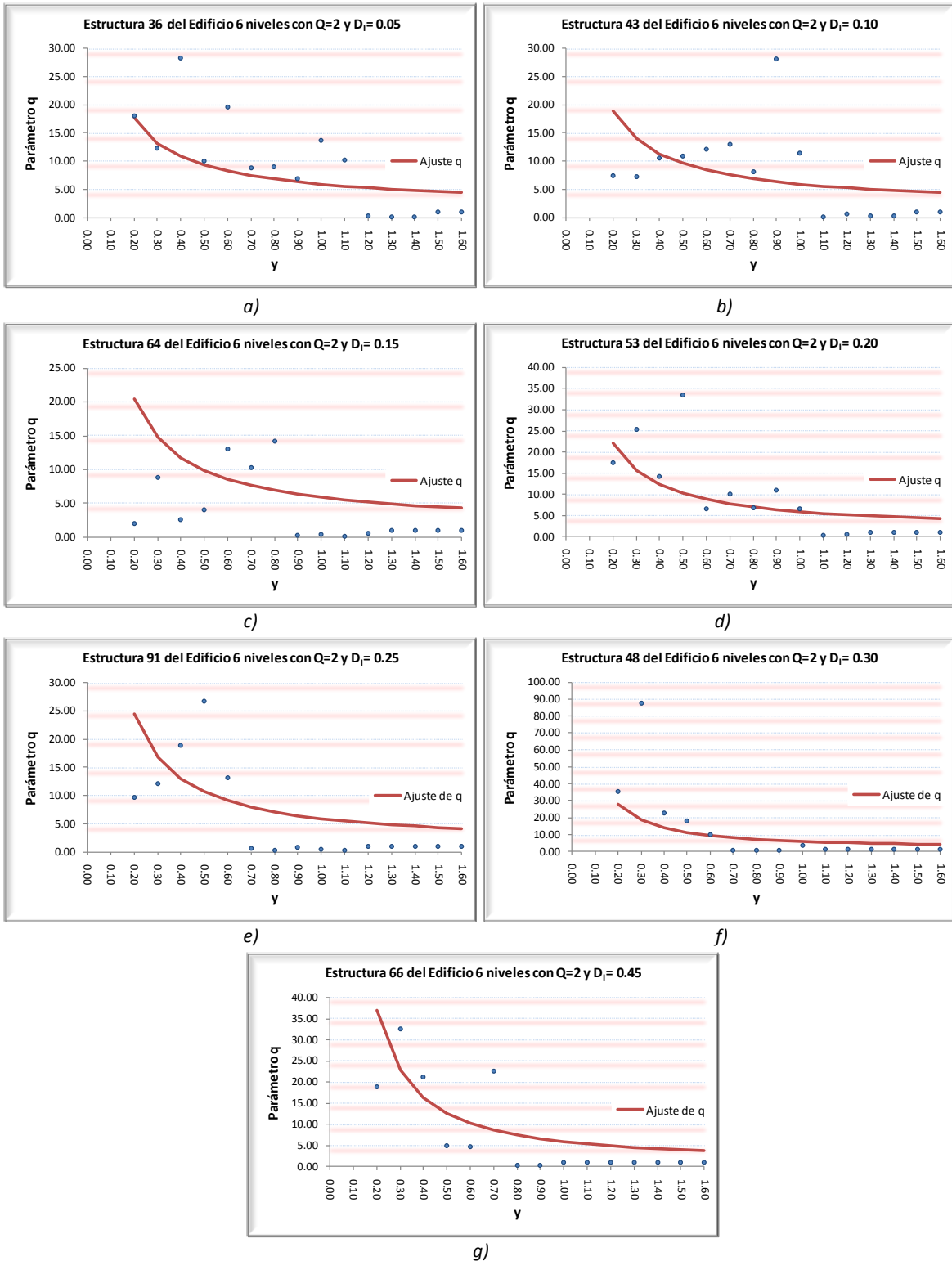


Figura 6.8. Valores observados y ajustes del parámetro q de las estructuras con daño inicial D_i , para el edificio de 6 niveles con $Q=2$.

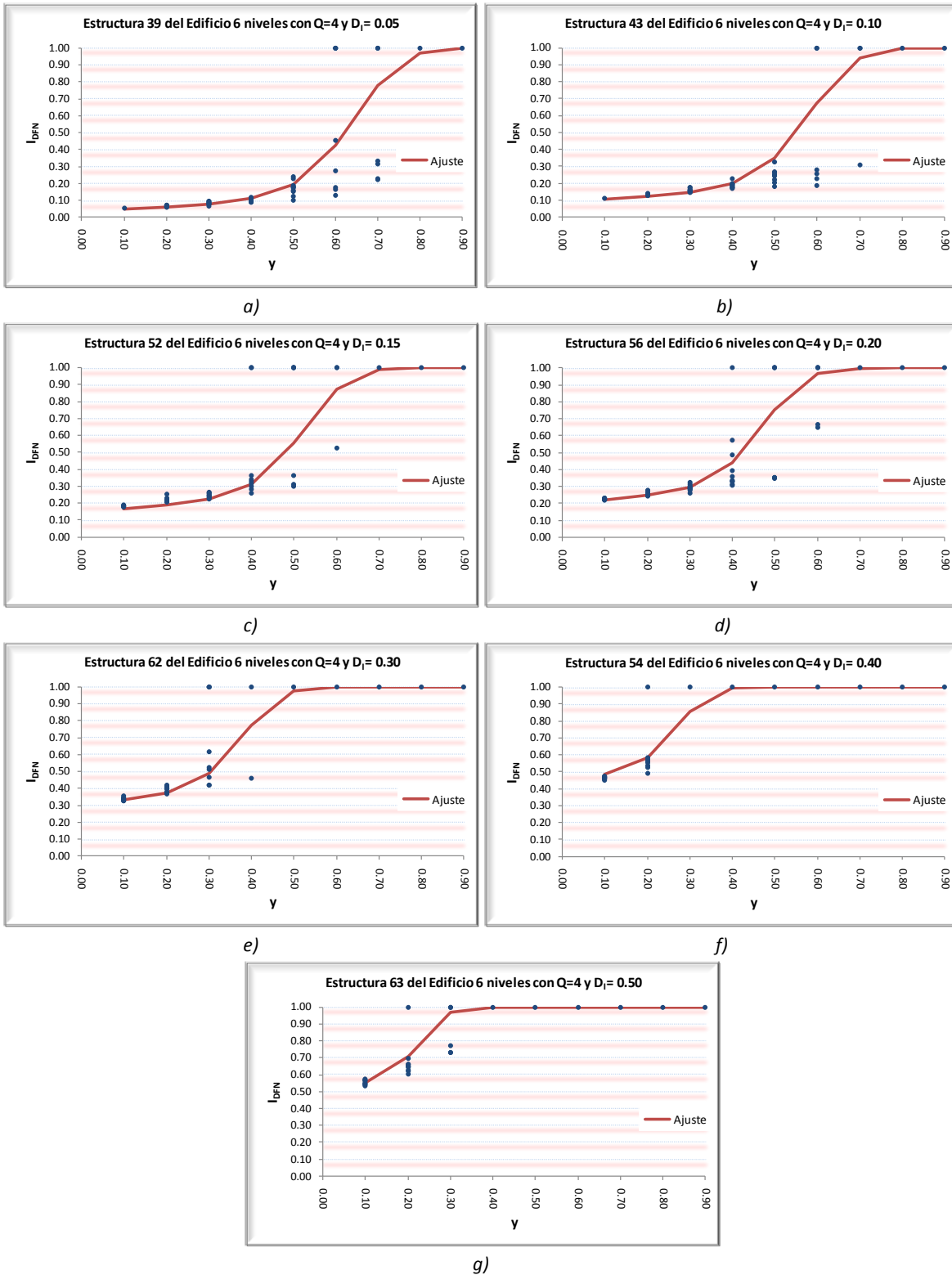


Figura 6.9. Valores observados y ajustes de la función de daño de las estructuras con daño inicial D_i , para el edificio de 6 niveles con $Q=4$

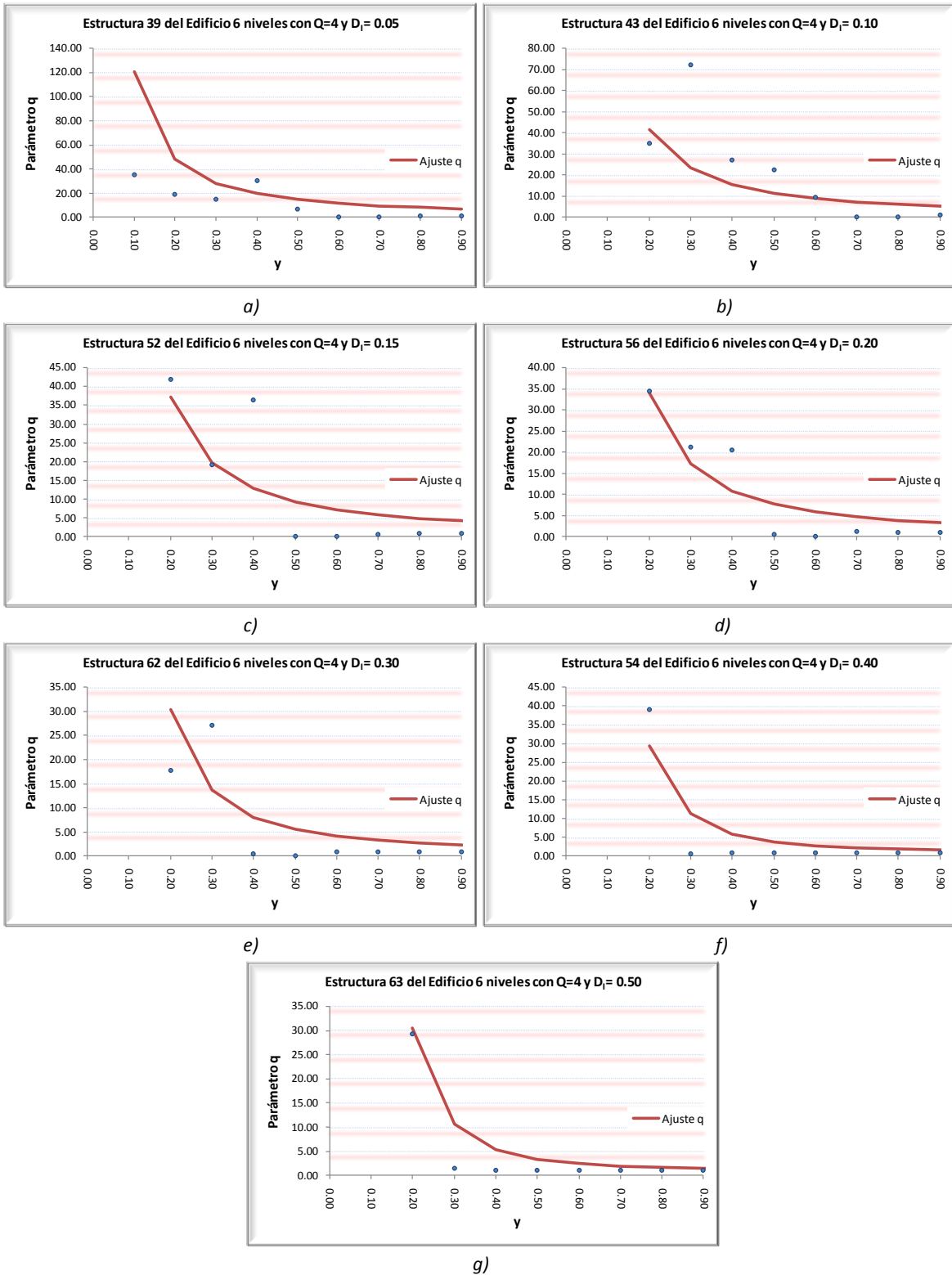


Figura 6.10. Valores observados y ajustes del parámetro q de las estructuras con daño inicial D_i , para el edificio de 6 niveles con $Q=4$

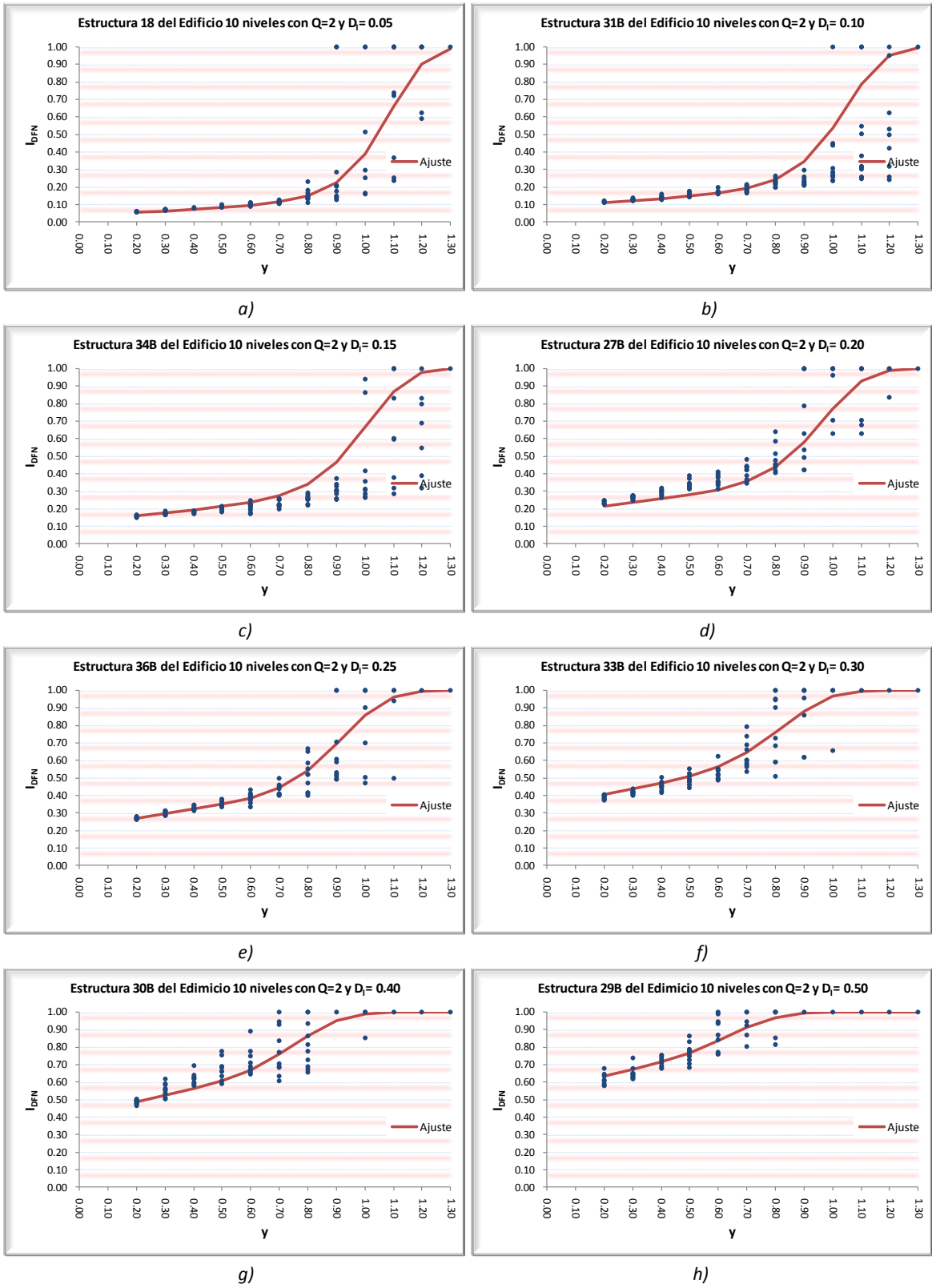


Figura 6.11. Valores observados y ajustes de la función de daño de las estructuras con daño inicial D_i , para el edificio de 10 niveles con $Q=2$.

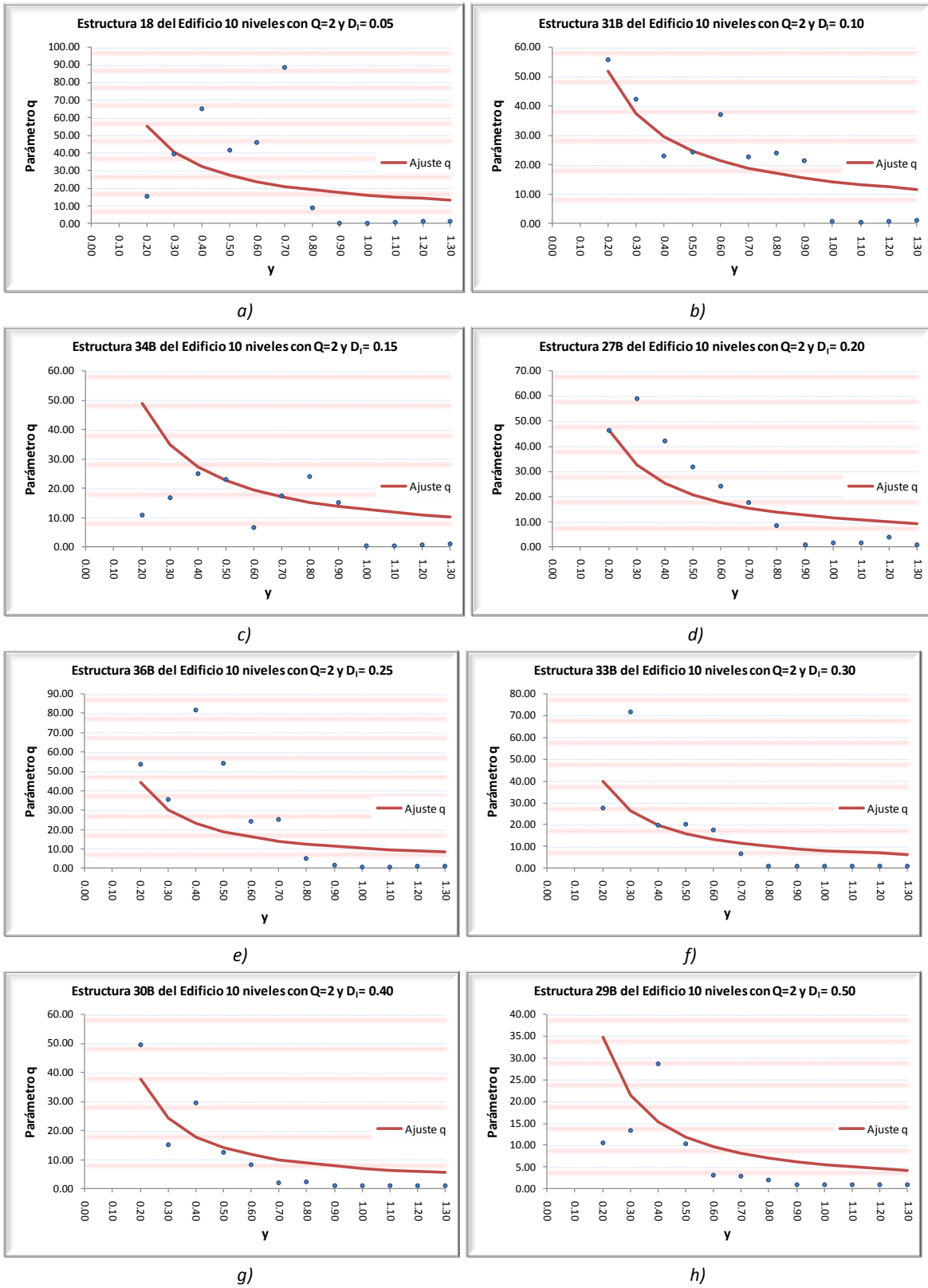


Figura 6.12. Valores observados y ajustes del parámetro q de las estructuras con daño inicial D_i , para el edificio de 10 niveles con $Q=2$.

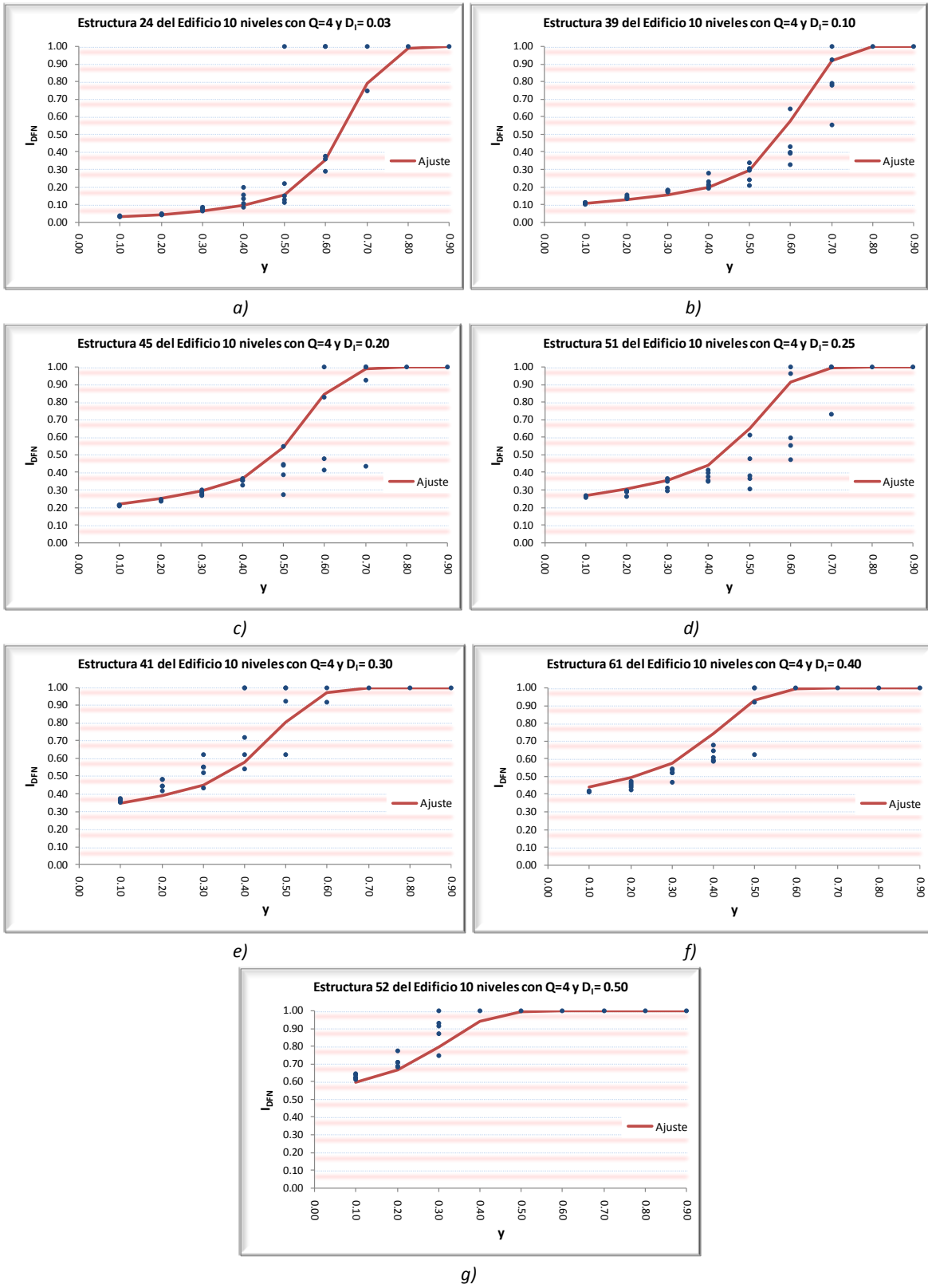


Figura 6.13. Valores observados y ajustes de la función de daño de las estructuras con daño inicial D_i , para el edificio de 10 niveles con $Q=4$.

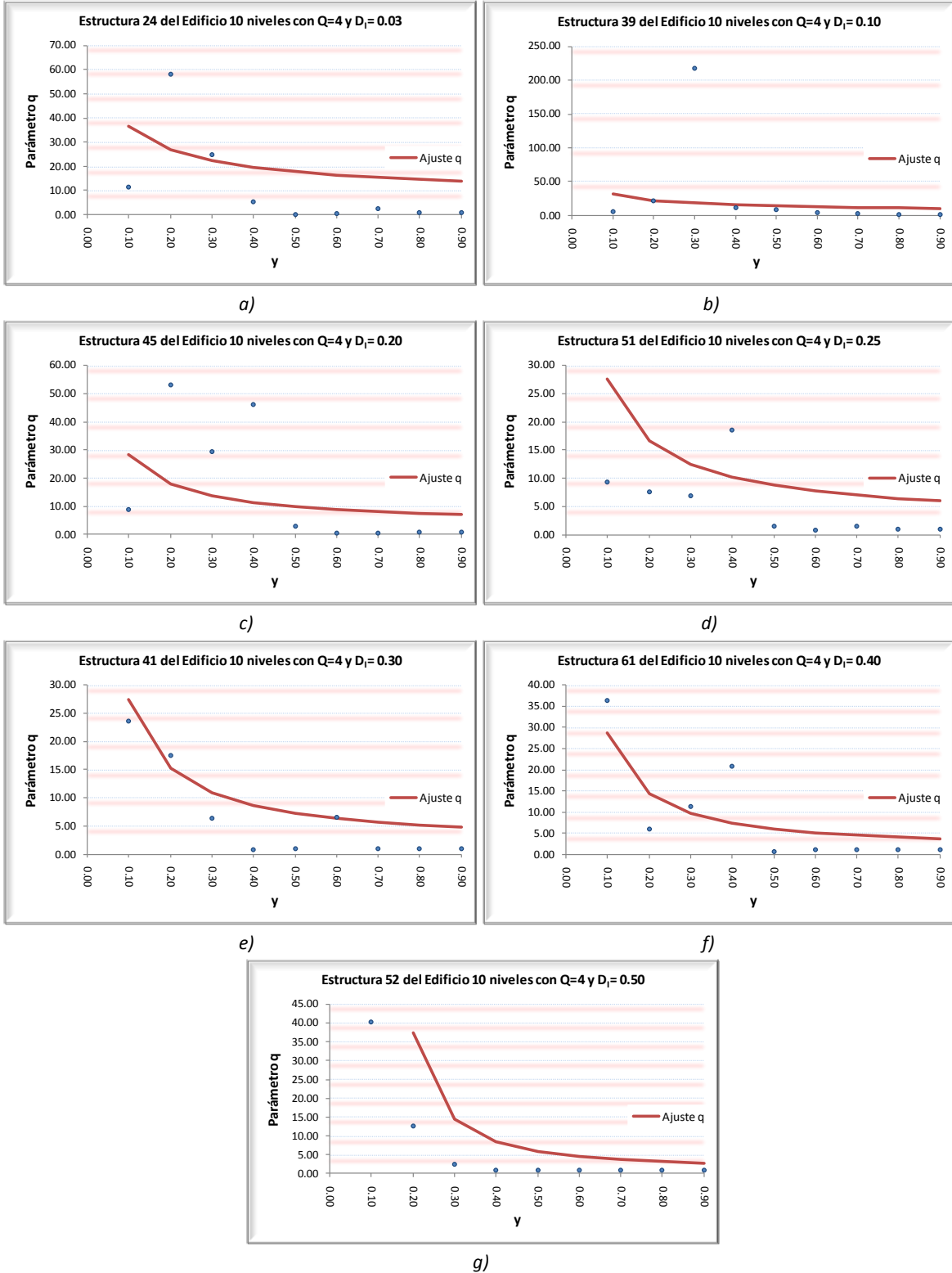


Figura 6.14. Valores observados y ajustes del parámetro q de las estructuras con daño inicial D_i , para el edificio de 10 niveles con $Q=4$.

CAPÍTULO 7

ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD

La aparición de algún modo de falla estructural (capacidad resistente, capacidad de deformación, degradación de rigidez) a nivel local o global del sistema estructural, puede provocar el colapso de la estructura. A cada modo de falla le corresponde una cierta probabilidad de falla, P_F , que indica la probabilidad de que ocurra un evento sísmico que pueda llevar a la falla a la estructura en un lapso determinado de tiempo. La probabilidad de que algún modo posible de falla no se presente la podemos definir como *confiabilidad estructural* (Esteva 2006).

El análisis de confiabilidad presentado en este trabajo se basa en criterios de la capacidad resistente del sistema con propiedades estructurales conocidas (Índice de Fatiga) dada una cierta intensidad (y). La confiabilidad se evalúa con base en un método de integración numérica donde se requiere calcular la curva de peligro sísmico mediante los valores de tasas de excedencia para un periodo de la estructura dado, la probabilidad de falla para una intensidad (y) y la tasa media anual de falla ν_F .

7.1 Probabilidades de Falla obtenidos con criterios de máxima verosimilitud.

La probabilidad de falla se define como la probabilidad de exceder cierto estado límite de servicio o de falla. El índice de daño utilizado en este trabajo tiene la característica de variar entre un valor de 0 ($I_{DFN}=0$, estructura sin daño) hasta un valor de 1 ($I_{DFN}=1$, la estructura colapsa), para una intensidad dada. Para obtener la probabilidad de falla del sistema se utilizó un planteamiento distinto para establecer la función de densidad de probabilidades del daño en la estructura. En él se aplicaron criterios de máxima verosimilitud para establecer los parámetros probabilísticos (media y varianza) que definen a la función de densidad de probabilidad del daño en la estructura. Utilizar este procedimiento permite tomar en cuenta los casos en que la estructura falla (Esteva e Ismael, 2004).

Defínase la variable $Z=\ln(I_{DFN})$. Z no puede tomar valores más grandes que 0. Esto genera una concentración discreta de su función de probabilidades para ese valor, por lo tanto para un valor de intensidad dada, (y), la función de densidad de probabilidades de Z es igual a $f_Z(z)$, la cual es continua para $z<0$ y presenta una concentración en $z=0$, por lo que $P_F(y)=P[Z=0|y]$, la probabilidad de falla para una intensidad y .

Con el fin de incluir, en el análisis de los resultados la información completa (casos de falla y no falla), defínase una variable auxiliar U , tal que $Z=U$ para $Z<0$ y $Z=0$ para $U\geq 0$. De acuerdo con lo anterior la función de densidad de probabilidades de U , $f_U(\cdot)$ y su función de distribución acumulada $F_U(\cdot)$ (Fig. 7.1), están caracterizadas por un conjunto de parámetros $\{\varepsilon\}$ que determinan sus propiedades básicas tales como la media, desviación estándar, etc. Estos parámetros pueden ser expresados como función de la intensidad, y , $H(y|\alpha_P)$, con forma dada y parámetros desconocidos, α_P .

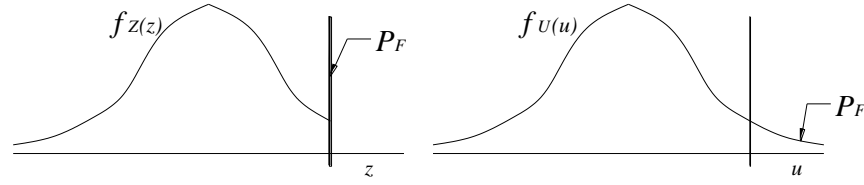


Figura 7.1. Representación de la función de densidad de probabilidades de Z y U.

Por lo anterior, para un conjunto de pares de valores (y, Z) , compuesto por m pares de valores para los que $Z < 0$ y n pares de valores para los que $Z = 0$, la función de verosimilitud se expresa como:

$$L(\alpha) = \prod_{i=1}^m f_U(u|y_i, \alpha_p) \prod_{j=1}^n [1 - F_U(0|y_j, \alpha_p)] \quad (7.1)$$

De la expresión anterior la primera productoria toma en cuenta los m casos sin falla; mientras, la segunda productoria toma en cuenta los n casos que fallan. El problema por lo tanto es maximizar la ecuación 7.1 para los parámetros $\{\alpha_p\} = A, B, C, D, E, F, G$.

Para este trabajo se consideró que la función de densidad de probabilidad de U tenía una *fdp* del tipo normal. Se supuso una media μ_z y desviación estándar σ_z con las siguientes expresiones:

$$\mu_z = -Ay^{-B} + Cy^D \quad (7.2)$$

$$\sigma_z = Ey^F e^{(Gy)} \quad (7.3)$$

El cálculo de la probabilidad de falla con el criterio de máxima verosimilitud se hizo en forma individual para cada caso de edificio estudiado y cada valor de daño inicial.

Para evaluar la integral F_U en la ecuación 7.1, del manual de Abromowitz y Stegun (1970) se toma una expresión que es una aproximación polinomial del tipo:

$$P(x) = 1 - \frac{e^{(-x^2/2)}}{\sqrt{2\pi}} (b_1 t + b_2 t^2 + b_3 t^3 + b_4 t^4 + b_5 t^5) + \varepsilon(x) \quad (7.4)$$

Donde:

$$t = 1/1 + px, \quad p = 0.2316419, \quad b_1 = 0.319381530, \quad b_2 = -0.356563782, \quad b_3 = 1.781477937,$$

$$b_4 = -1.821255978, \quad b_5 = 1.330274429, \quad |\varepsilon(x)| < 7.5 \times 10^{-8}$$

Existen muchos métodos para resolver funciones no lineales, en este trabajo para la obtención de los parámetros de ajuste (A, B, C, D, E, F, G) del método de máxima verosimilitud (ecuación 7.1) se aplicó el algoritmo de Powell.

Teniendo los parámetros de ajuste, podemos obtener la probabilidad de falla de la estructura como:

$$P_F = 1 - P(u = 0) \quad (7.5)$$

En la figura 7.2 se presenta la probabilidad de falla obtenida para cada estructura y daño inicial correspondiente.

De los resultados mostrados en la figura 7.2 se observa que los edificios de 10 niveles tienen una mayor probabilidad de falla respecto a los edificios de 6 niveles. Lo anterior se puede deber a que los edificios de 6 niveles diseñados para un factor de comportamientos sísmico $Q=2$ y $Q=4$ tienen una mayor sobrerresistencia que los de 10 niveles. Se observa también que los edificios de 6 y 10

niveles diseñados para un $Q=4$, presentan mayor probabilidad de falla que los edificios diseñados para un factor $Q=2$, esto es debido al propio diseño estructural ya que al parecer los edificios diseñados para un $Q=2$, al tener una mayor resistencia en sus elementos estructurales presentan menos efecto de degradación en rigidez y resistencia que los edificios diseñados para $Q=4$, al tardar más en incursionar en el rango inelástico.

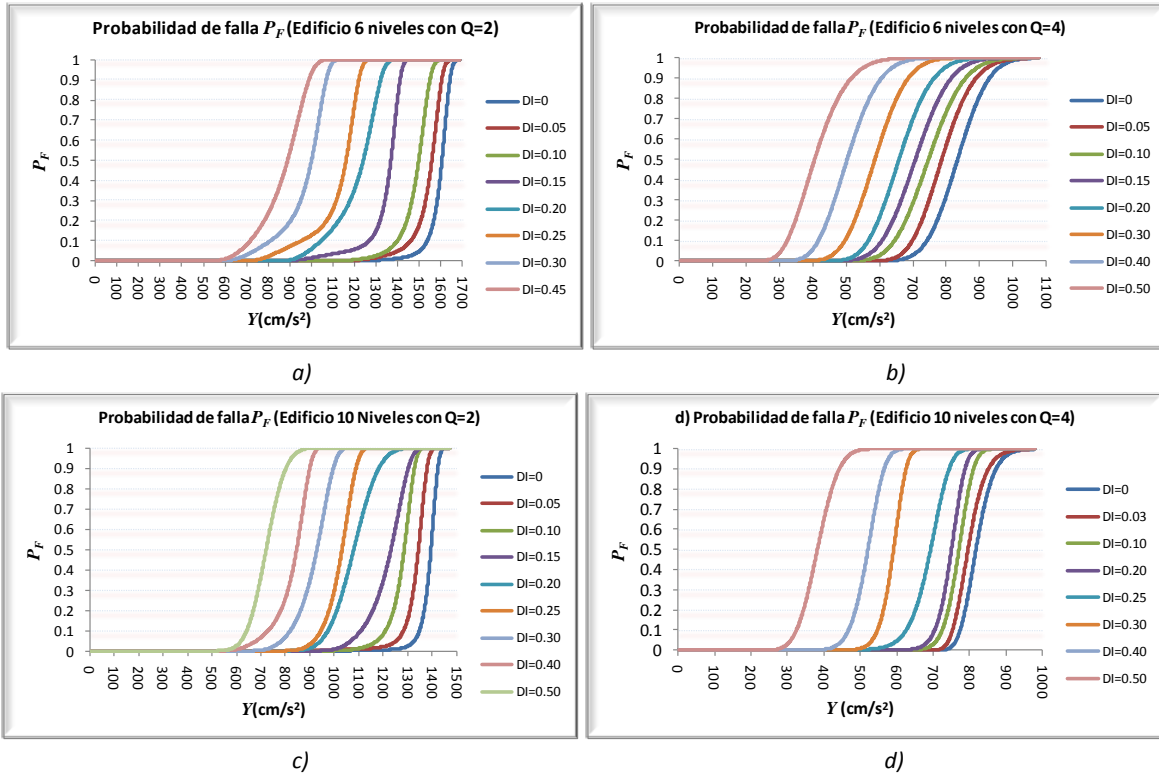


Figura 7.2. Probabilidad de falla para los sistemas estudiados, a) Edificio 6 niveles $Q=2$, b) Edificio 6 niveles $Q=4$, c) Edificio 10 niveles $Q=2$, d) Edificio 10 niveles $Q=4$.

7.2 Tasa anual de falla v_F .

De Esteve y Ruiz (1989) la tasa media anual de falla v_F de una estructura se puede obtener por la siguiente expresión:

$$v_F = \int_0^{\infty} \frac{dv_Y(y)}{dy} P_F(y) dy \quad (7.6)$$

Donde $v_Y(y)$ es la tasa media anual de excedencia, $P_F(y)$ es la probabilidad de que la estructura con propiedades inciertas falle ante una intensidad (y) dada.

La tasa de excedencia de intensidades representada por $v_Y(y)$, expresa el número anual de eventos cuya intensidad excede un valor dado. La tasa de excedencia puede ser representada por medio de la curva de peligro sísmico que es una función que describen el número de ocurrencias que exceden por unidad de tiempo un determinado nivel de intensidad. Para el cálculo de las curvas de peligro sísmico se utilizó la metodología desarrollada por Alamilla (2001).

El periodo utilizado para el cálculo de las curvas de peligro sísmico para cada edificio estudiado, es el obtenido con el programa de simulación SIMESTRU (Alamilla 2001) utilizando el periodo T_m de la estructura con propiedades medias.

En la figura 7.3 se muestran las curvas de tasa de excedencia de intensidades para cada caso estudiado. A estas curvas se les ajustó una expresión del tipo:

$$v_Y(y) = \kappa_1 \cdot y^{-\varepsilon_1} \cdot \left[I - \left(\frac{y}{y_M} \right)^{\varepsilon_2} \right] + \kappa_2 \cdot \left[I - \left(\frac{y}{y_M} \right)^{\varepsilon_3} \right] \quad (7.7a)$$

$$v_Y(y) = \kappa_1 \cdot y^{-\varepsilon_1} \cdot \left[I - \left(\frac{y}{y_M} \right)^{\varepsilon_2} \right] \quad (7.7b)$$

Donde: κ_1 y κ_2 son factores de escala que determinan la magnitud de la tasa, ε_1 , ε_2 y ε_3 son coeficientes que definen la forma de $v_Y(y)$ y y_M es la intensidad máxima que puede tomar la ecuación.

Los valores de ajuste de las ecuaciones 7.7a y 7.7b se muestran en la tabla 7.1.

Edificio			Tramo 1					Tramo 2			Intensidad máxima
No. de niveles	Q	T _m (seg)	κ ₁	κ ₂ (-)	ε ₁	ε ₂	ε ₃	κ ₁	ε ₁	ε ₂	Y _M (cm/s ²)
10	2	0.81	7.804	1604.478	0.5422	1.4646	1.21E-04	8920050	3.088	0.036	1471.5
10	4	1.034	8.336	8.258	0.5345	1.1831	0.02954	468248.61	2.690	0.148	981
6	2	0.606	8.695	2999.091	0.5416	1.4407	6.53E-05	2462440	2.918	0.104	1765.8
6	4	0.808	7.966	86.180	0.5319	1.2227	0.00266	4203420	3.145	0.155	1079.1

Tabla 7.1 Valores de ajuste de las ecuaciones 7.7a y 7.7b de las tasas de excedencia $v_Y(y)$.

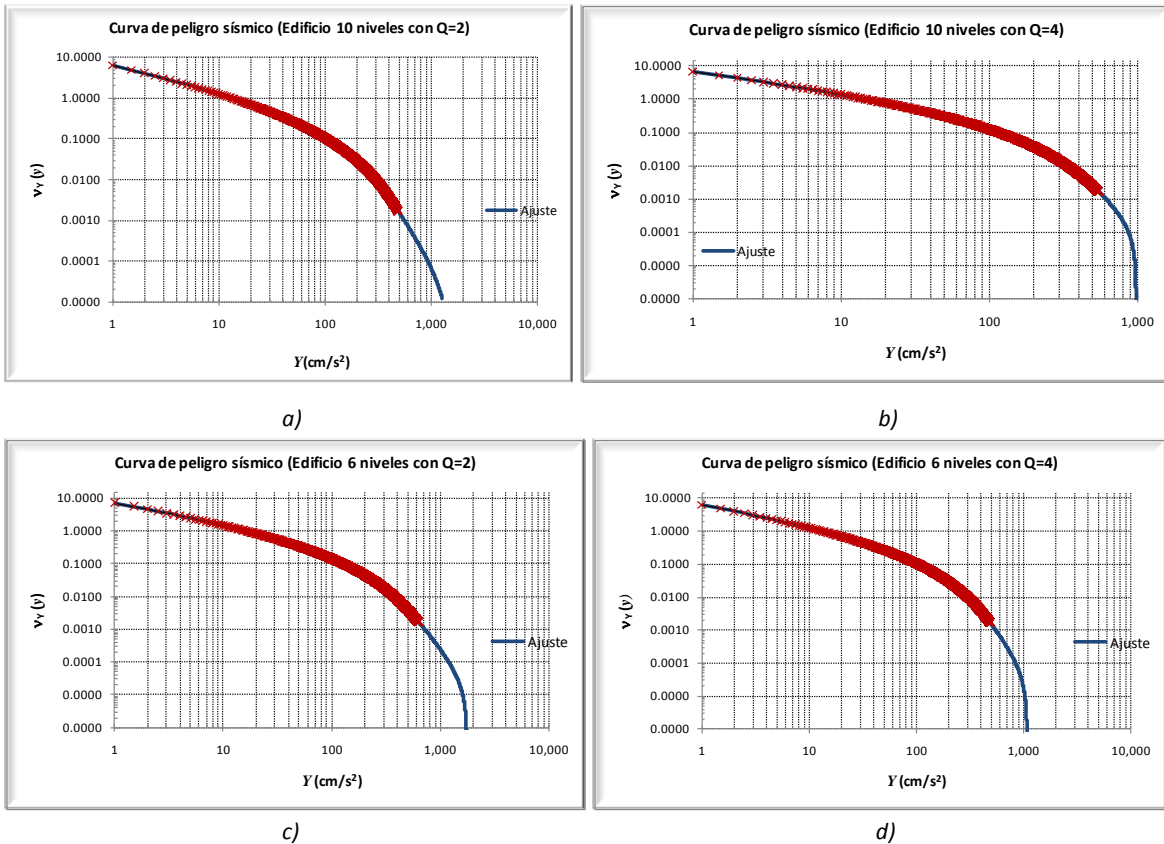


Figura 7.3 Curvas de Peligro sísmico. a) Edificio 10 niveles con Q=2 y T_m = 0.81 seg., b) Edificio 10 niveles con Q=4 y T_m = 1.034 seg., c) Edificio 6 niveles con Q=2 y T_m = 0.606 seg. y d) Edificio 6 niveles con Q=4 y T_m = 0.808 seg.

Teniendo las tasas de excedencia v_Y y la probabilidad de falla P_F para cada sistema en estudio, la tasa anual de falla v_F se estima con la ecuación 7.6 de forma numérica. En la tabla 7.2 se muestra la tasa anual de falla v_F para los distintos sistemas y daños iniciales.

Edificio			Estructura simulada	Tasa media anual de falla v_F vs I_{DFN}	
No. de niveles	Q	T_m (seg)	No.	Daño Inicial I_{DFN}	Tasa de falla v_F
6	2	0.606		0.00000	1.23E-05
			36	0.05429	1.85E-05
			43	0.10269	2.82E-05
			64	0.15150	7.20E-05
			53	0.20195	1.35E-04
			91	0.26009	2.41E-04
			48	0.32081	5.40E-04
6	4	0.808		0.00000	1.23E-04
			39	0.04789	1.76E-04
			47	0.10289	2.53E-04
			52	0.15613	3.44E-04
			56	0.20362	4.87E-04
			62	0.29704	8.74E-04
			54	0.41970	1.75E-03
10	2	0.81		0.00000	3.90E-06
			18	0.05429	7.83E-06
			31B	0.09910	1.25E-05
			34B	0.14497	2.00E-05
			27B	0.18780	4.74E-05
			36B	0.23224	6.22E-05
			33B	0.32976	1.17E-04
			30B	0.39076	1.99E-04
10	4	1.034		0.00000	8.21E-05
			24	0.02780	1.02E-04
			39	0.10130	1.36E-04
			45	0.20867	1.65E-04
			51	0.25185	2.92E-04
			41	0.32123	6.45E-04
			61	0.40337	1.23E-03
	52	0.53809	5.62E-03		

Tabla 7.2. Tasa anual de falla v_F para cada edificio estudiado.

Los resultados muestran que, en general los valores de las tasas de falla aumentan conforme se tiene un valor más grande del daño inicial en la estructura, estos valores presentan una tendencia progresiva con algunas fluctuaciones. Esto se presenta debido a que el cálculo de las probabilidades de falla se hizo en forma independiente para cada caso de daño inicial estudiado, por lo que no se obligó a seguir a los ajustes de la media y desviación estándar, un comportamiento adecuado con respecto al valor del daño inicial.

Los resultados en general muestran valores bajos de las tasas de falla. Esto nos indica que las estructuras que se estudian, presentan poco daño en el intervalo de intensidades con mayor probabilidad de suceder.

Los daños más altos corresponden a valores de la intensidad cuya tasa de excedencia es muy baja. En la figura 7.4 se muestran los valores de las tasas de falla y los ajustes realizados a los edificios estudiados en escala logarítmica. La expresión de ajuste propuesta es de la forma siguiente:

$$v_{FAjuste}(D_I) = Ae^{(B \cdot D_I)} \quad (7.8)$$

Donde: A y B son parámetros de ajuste de la función de tasa de falla y D_I es el daño inicial de la estructura.

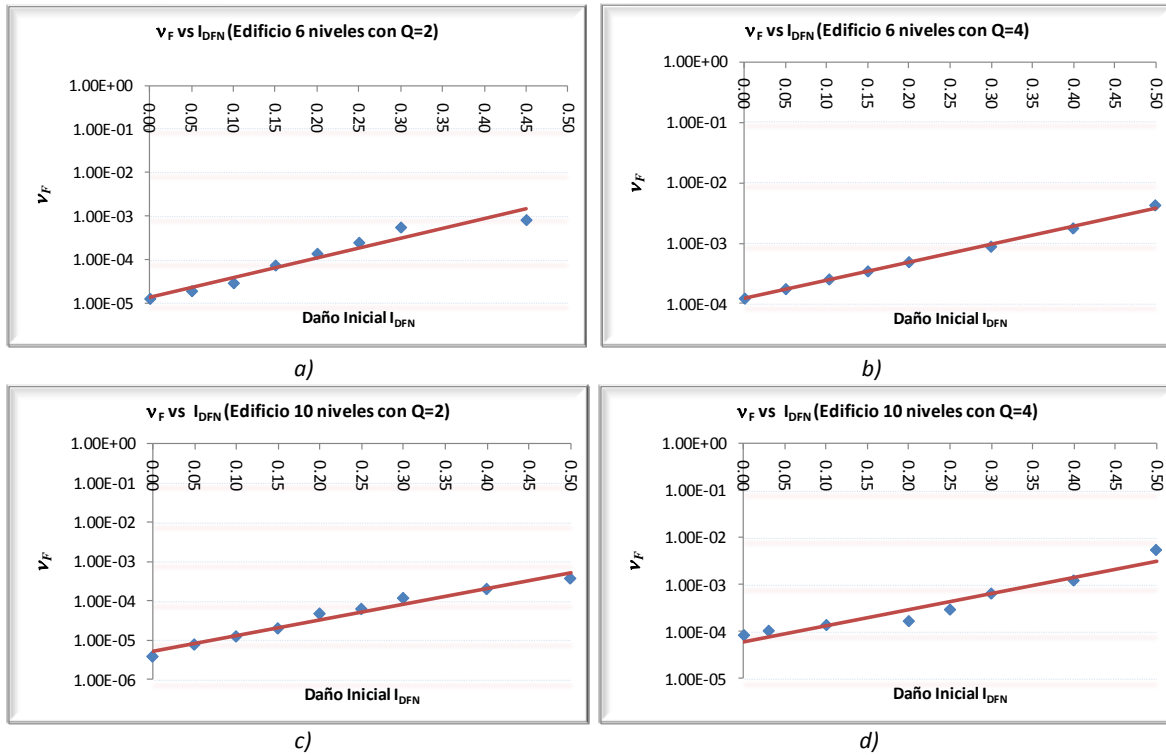


Figura 7.4. Ajustes de los valores de las tasas de falla para cada uno de los edificios estudiados. a) Edificio de 6 niveles con Q=2, b) Edificio de 6 niveles con Q=4, c) Edificio de 10 niveles con Q=2 y d) Edificio de 10 niveles con Q=4.

CAPÍTULO 8

ANÁLISIS DE OPTIMACIÓN

La acumulación del daño estructural producido por una historia de excitaciones sísmicas de intensidades, y , a través del tiempo, produce en ellas ciertos daños visibles o no en la estructura. La medición del daño a través del índice de daño global nos permite establecer políticas de reparación a través de umbral de daño con el cual se toma la decisión de reparar o no la estructura.

El análisis de decisiones nos permite establecer criterios de diseño y políticas de reparación bajo un esquema de optimación de un ciclo de vida.

De estudios anteriores (Ruiz M., 2000), para establecer una estrategia óptima de diseño y reparación es necesario establecer parámetros de diseño y umbrales de daño para el cual la estructura se repara, que minimicen la suma de los costos iniciales, de reparación y mantenimiento, todos estos costos actualizados a un mismo instante de referencia. Lo anterior se puede expresar como:

$$U = C_0 + E \left[\sum_{i=1}^{\infty} L_i e^{-\gamma T_i} \right] \quad (8.1)$$

Donde T_i son los instante en que ocurren los sismos que afectan al sistema estructural, C_0 es el costo inicial de la estructura, L_i son cantidades que incluyen consecuencias de fallo o daño, como son los costos de reparación asociados a un umbral de daño establecido, $E[\cdot]$ significa la esperanza y γ es un factor de tasa de descuento. U es la función a minimizar.

En este trabajo para minimizar los costos futuros y establecer políticas de reparación se utiliza el método de simulación de Montecarlo, empleando las funciones de daño obtenidas para cada edificio. Se considera un ciclo de vida de la estructura de 150 años y una tasa de descuento γ de 0.05. El procedimiento usado es el siguiente:

- a) Se simula una secuencia de intensidades sísmicas y tiempos de ocurrencia.
- b) Se supone una estrategia de umbral del nivel de daño U_{dm} para el cual se repara el marco.
- c) Para cada evento de la secuencia sísmica
 - i. Se simulan valores de daño en la estructura (en función de su daño inicial y la intensidad del sismo).
 - ii. Se decide con base en el daño simulado y en la estrategia supuesta, si se necesita reparar el marco.
 - iii. Se determinan los costos de daño.
 - iv. Se definen nuevas propiedades del marco para el siguiente temblor (daño con el que queda).
- d) Se calculan las utilidades U .

Se repite los incisos a) al d) para varias secuencias sísmicas de historias sísmicas cubriendo el ciclo de vida de la estructura.

8.1 Simulación de tiempos de ocurrencia e intensidades sísmicas.

Para la simulación de los tiempos de ocurrencia T_i de los eventos sísmicos se considera que estos ocurren como un proceso de Poisson simple. De acuerdo con este proceso, la distribución de probabilidades de los tiempos está dada por las expresiones:

$$f(t) = \lambda e^{-\lambda t} \quad (8.2a)$$

$$F(t) = 1 - e^{-\lambda t} \quad (8.2b)$$

Donde λ es la tasa de excedencia de eventos con intensidades mayores o iguales a un valor dado. En las historias de tiempo de ocurrencia de temblores se tomaron en cuenta únicamente los temblores cuya intensidad se supone puede provocar daño a la estructura (y_0). La tasa de excedencia de intensidad, λ , se calculó a partir de las curvas de peligro sísmico $v(y)$ - y , que se obtuvieron para las aceleración espectral, correspondiente al periodo de vibración de la estructura. La simulación se realizó de la siguiente forma:

- Se calcula $v(y_0)$; este valor corresponderá al valor de λ dado en las ecuaciones 8.2a y 8.2b.
- Se simula un valor de U_{ii} a partir de una distribución uniforme entre 0 y 1.
- Se sustituye U_{ii} por $F(t)$ en la expresión 8.2b y se obtiene el valor de t_i (tiempo de ocurrencia al siguiente temblor).
- Se calcula $T_i = T_{i-1} + t_i$
- Si T_i es mayor o igual a T_{hr} , se termina la simulación, en caso contrario se regresa al inciso b. T_{hr} es el tiempo de ciclo de vida de la estructura.

Para la simulación de las intensidades sísmicas se utilizaron las curvas de peligro sísmico ajustadas con la expresión 7.7a y 7.7b para cada uno de los edificios estudiados.

La forma de la función de distribución acumulada de las intensidades sísmicas se puede expresar mediante las siguientes ecuaciones:

$$1 - F(y) = \frac{v(y)}{v(y_0)} \quad (8.3a)$$

$$F(y) = 1 - \frac{v(y)}{v(y_0)} \quad (8.3b)$$

El proceso de simulación para las intensidades sísmicas se presenta a continuación:

- De la curva de peligro sísmico y aplicando las expresiones de ajuste 7.7a y 7.7b para el edificio correspondiente, se calcula el valor de $v(y_0)$ donde y_0 corresponde a la mínima intensidad que se considera puede provocar daño en la estructura.
- Se simula un valor de U_{ii} a partir de una distribución uniforme entre 0 y 1.
- U_{ii} se sustituye en $F(y)$ en la expresión 8.3b y se obtiene el valor de $v(y)$.
- De la curva $v(y)$ - y que se tiene para la aceleración espectral correspondiente al periodo de vibración de la estructura, se obtiene el valor de la intensidad correspondiente, y_i .
- La intensidad y_i corresponderá a la intensidad sísmica del temblor ocurrido en el tiempo T_i .
- Se repite lo anterior desde el inciso b) hasta asignarle una intensidad, y_i , a todos los tiempos de ocurrencia, T_i , simulados para la historia de ocurrencia de temblores.

En la figura 8.1 se muestran algunas de las historias sísmicas con las intensidades y tiempos de ocurrencia simulados para un edificio estudiado en este trabajo.

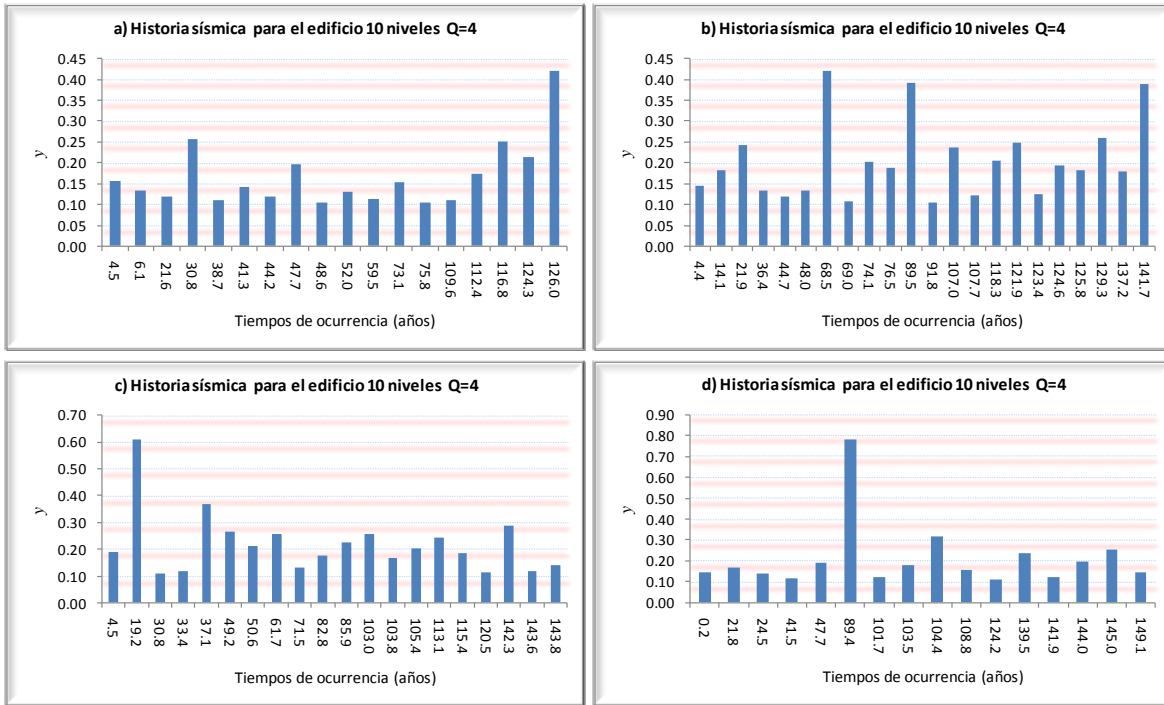


Figura 8.1. Historias sísmicas de intensidades y tiempos de ocurrencias simuladas.

8.2 Simulación de daños estructurales mediante la distribución beta.

Una vez simuladas las historias con tiempos de ocurrencias T_i e intensidades sísmicas y_i ; se simulan los daños en la estructura considerando que los daños tienen una distribución beta.

El proceso de simulación de daños es el siguiente:

- A partir de la intensidad simulada y el daño inicial en la estructura, se calculan los valores r y q con las expresiones 6.5 y 6.9 respectivamente dadas en el capítulo 6.
- Se simula el incremento de daño utilizando el método de la transformada inversa (Majumder y Bhattacharjee, 1973a y 1973b).
- Una vez simulados los incrementos de daño este se suma el valor del daño inicial para obtener finalmente el valor del daño final simulado para esa intensidad.

En la figura 8.2 se muestran historias de daños simulados para un edificio estudiado. En ella se presenta la variación del daño con respecto al tiempo en un ciclo de vida de la estructura de 150 años. Las gráficas muestran como el daño se acumula conforme ocurre un evento sísmico en el tiempo. Al llegar o sobrepasar a un cierto umbral, U_{dmv} establecido como política de reparación, la estructura se repara y restituye al marco a la condición que tenía al finalizar su construcción ($D_f=0$). Cabe hacer mención que en una historia sísmica puede presentarse n reparaciones o ninguna reparación en el ciclo de vida de la estructura.

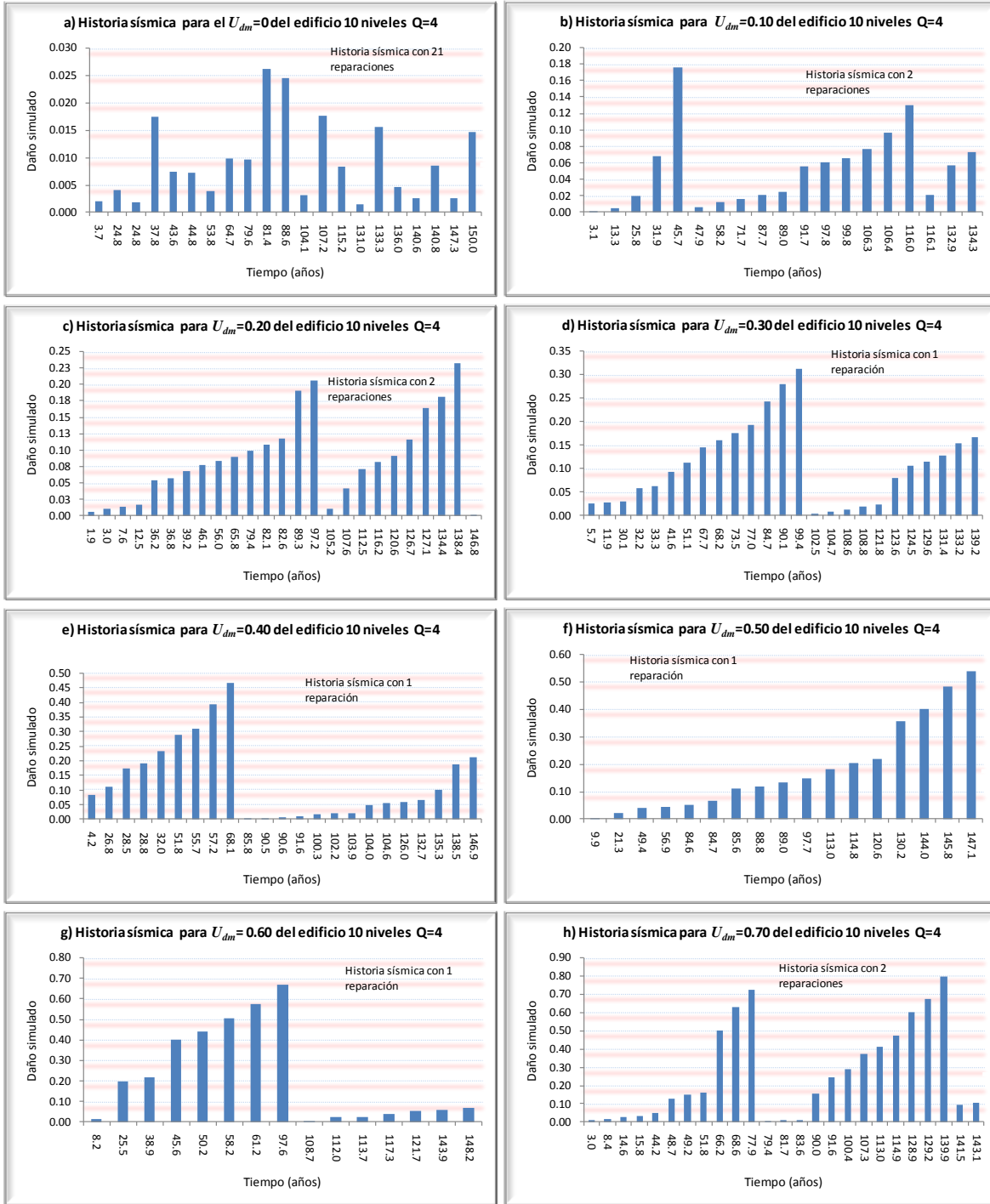


Figura 8.2. Historias sísmicas de daños simulados en el tiempo para diversos umbrales establecidos del edificio 10 niveles con $Q=4$.

8.3 Costo inicial.

El costo inicial C_0 del sistema estructural se calcula en forma aproximada, ya que se toma como base del cálculo a la cantidad de material o volumen de obra que arroja el diseño preliminar con propiedades nominales, incluido el costo de mano de obra. El procedimiento para el cálculo C_0 se tomó del apéndice C de Ismael (2003).

Los costos iniciales para cada edificio estudiado en este trabajo se presentan en la tabla 8.1.

Estructura	Factor de comportamiento sísmico Q	Costo inicial C_0 (pesos)
Edificio 10 niveles	4	25064218.5064776
Edificio 10 niveles	2	26705797.6671005
Edificio 6 niveles	4	6307831.2136084
Edificio 6 niveles	2	6988386.5749295

Tabla 8.1 Costos iniciales para las estructuras estudiadas.

8.4 Costos de reparación.

El valor del costo de reparación para una estructura cuando esta presenta daño y ha rebasado el umbral de daño establecido en una cierta historia sísmica, es una información requerida para conocer cuanto es la inversión aproximada por reparación. Este costo de reparación se actualiza a valor presente, mediante la tasa de descuento o interés γ , que en economía se define como una medida financiera que se aplica para determinar el valor actual de un pago futuro.

El costo de reparación de los daños debe incluir tanto los costos directos (reparación y mantenimiento) como los indirectos (suspensión de actividades, deficiencias de funcionamiento, etc.).

En este trabajo el valor del costo de reparación por daños está en función de la intensidad sísmica y el daño en la estructura dado que el sistema sobrevive y está dado por la siguiente ecuación (Ismael, 2003).

$$L_i = \frac{1}{C_0} \left(1 + \frac{r_I}{c} \right) c D_F(D_I, y) C_0 \quad (8.6)$$

r_I se define como el cociente de los costos indirectos entre los directos el cual puede tomar diferentes valores según sea la construcción. En este trabajo se toma un valor de 1.5 para r_I . c es un factor que se calcula con la ecuación 8.7 y que depende del daño final global y de un factor α el cual es mayor que la unidad, y toma en cuenta el hecho de que los costos de reparación incluyen la contribución de una cantidad fija, que refleja los costos de arreglos logísticos que deben hacerse antes de que el verdadero trabajo de reparación comience. Para este factor se toma un valor de 1.5 (Ismael, 2003). $D_F(D_I, y)$ define el valor del daño final, el cual está en función de la intensidad (y) y el daño inicial D_I .

$$c = \alpha - (\alpha - 1.2) D_F(D_I, y) \quad (8.7)$$

Cuando la estructura falla o colapsa el valor del costo a la falla en ese momento toma el valor del costo total inicial del sistema estructural más los costos indirectos.

8.5 Resultados obtenidos para las distintas estructuras estudiadas.

Para el cálculo de las utilidades se aplicaron los incisos anteriores de este capítulo. Se realizó una estrategia para calcular el valor óptimo de reparación para cada edificio en estudio.

Se calcularon las utilidades considerando diferentes umbrales de daño, U_{dm} , los cuales estuvieron entre 0 y 0.9 para cada uno de los edificios estudiados en este trabajo. Para cada U_{dm} seleccionado se realizaron 15000 simulaciones de intensidades y tiempos de ocurrencia (ciclos de vida de 150 años).

Se supone que existe una relación lineal entre el costo de reparación y el índice de daño global de la estructura. No se considera ningún tipo de variación del costo con respecto al elemento o entrepiso donde sucede el daño.

En las figuras 8.3 a 8.6 se muestran los resultados obtenidos para cada uno de los edificios en estudio para los umbrales considerados, U_{dm} , entre 0 y 0.9.

Las gráficas presentadas en las figuras anteriores representan la variación de la utilidad con respecto al umbral de reparación considerado, U_{dm} . El eje de las abscisas representa el umbral de daño de reparación para el sistema estructural y el eje de las ordenadas representa el valor de la utilidad normalizado con respecto al costo inicial C_0 de la estructura en estudio.

a) Edificio 10 niveles Q=4.

En la figura 8.3 se presentan los resultados para el edificio de 10 niveles diseñado con factor de comportamiento sísmico $Q=4$. Se aprecia la tendencia a decrecer en la utilidad hasta un umbral de daño para reparación de 0.5. A partir de este umbral se observa que la utilidad se incrementa conforme el umbral aumenta. Lo anterior nos indica que para valores muy altos de daño, aunque se presenten pocas reparaciones, estas corresponden a la falla total de la estructura por lo que el costo de reparación es igual al costo inicial total de la estructura más los costos indirectos que esto genera.

Para este caso la utilidad óptima corresponde cuando el umbral de daño U_{dm} toma el valor de 0.5, con un valor de 1.1225 del costo inicial de la estructura.

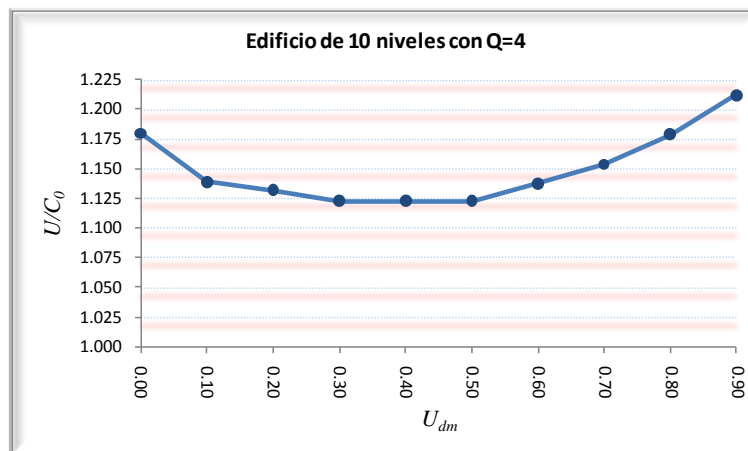


Figura 8.3. Costos para el edificio de 10 niveles con $Q=4$.

b) Edificio 10 niveles Q=2.

En la figura 8.4 se presentan los resultados para el edificio de 10 niveles diseñado con factor de comportamiento sísmico $Q=2$. Se aprecia la tendencia a decrecer en la utilidad hasta un umbral de daño para reparación de 0.8. A partir de este umbral se observa que la utilidad se incrementa conforme el umbral aumenta. También se aprecia que los valores de la utilidad son pequeños en comparación con la estructura anterior. Esto indica que esta estructura es muy resistente y que en las historias sísmicas simuladas, se presentan muy pocos casos en los cuales la intensidad sísmica es lo suficientemente alta para generar daños que permitan alcanzar el umbral de daño, U_{dm} , para el cual se repara.

Con los resultados observados para este caso, la utilidad óptima corresponde cuando el umbral de daño, U_{dm} , toma el valor de 0.8 con un valor de 1.002646 del costo inicial de la estructura.

Para este caso de nota que, cuando se toma un valor del umbral igual a cero, el cual corresponde al caso en que se repara la estructura cada vez que sucede un evento sísmico, se tiene un valor de la utilidad mucho más alto que para los otros valores de U_{dm} considerados. Esto nos puede estar indicando una contribución importante de los costos indirectos, en los costos totales de reparación de la estructura.

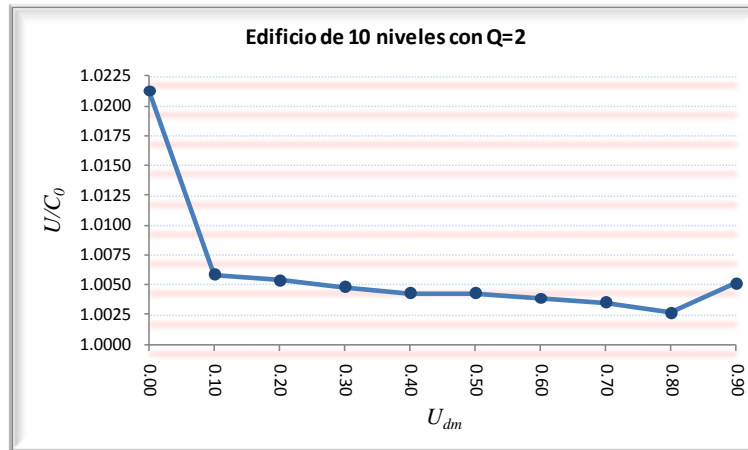


Figura 8.4. Costos para el edificio de 10 niveles con $Q=2$.

c) Edificio 6 niveles Q=4.

En la figura 8.5 se presentan los resultados para el edificio de 6 niveles diseñado con factor de comportamiento sísmico $Q=4$. Se aprecia la tendencia a decrecer en la utilidad hasta un umbral de daño para reparación de 0.3, a partir del cual se observa que la utilidad se incrementa conforme el umbral aumenta. Al igual que para la estructura de 10 niveles con $Q=4$, lo anterior nos indica que para valores del umbral de reparación muy altos aunque se presenten pocas reparaciones, estas corresponden a la falla de la estructura y en estos casos el costo de reparación es igual al costo inicial total de la estructura más los costos indirectos que se generan.

Para este caso la utilidad óptima corresponde cuando el umbral de daño U_{dm} , toma un valor entre 0.1 y 0.2, con un valor de 1.079 del costo inicial de la estructura aproximadamente.

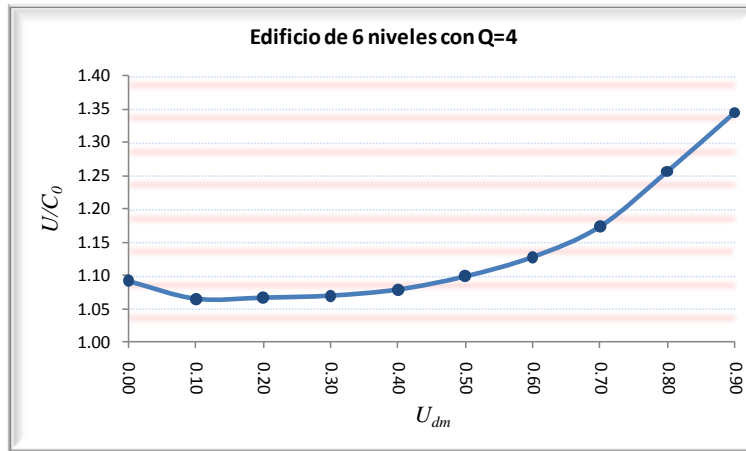


Figura 8.5. Costos para el edificio de 6 niveles con $Q=4$.

d) Edificio 6 niveles $Q=2$.

En la figura 8.6 se presentan los resultados para el edificio de 6 niveles diseñado con factor de comportamiento sísmico $Q=2$. Se aprecia la tendencia a decrecer en la utilidad hasta un umbral de daño para reparación de 0.7. A partir de este umbral se observa que la utilidad se incrementa conforme el umbral aumenta. También se aprecia que los valores de la utilidad son muy pequeños en comparación con la anterior estructura. Lo anterior nos indica que la estructura es muy resistente y que en las historias sísmicas simuladas se presentan muy pocos casos en los cuales la intensidad sísmica es lo suficientemente alta para generar daños que permitan alcanzar el umbral de daño, U_{dm} , para el cual se repara.

Con los resultados observados para este caso la utilidad óptima corresponde cuando el umbral de daño, U_{dm} , toma el valor de 0.7 con un valor de 1.001675 del costo inicial de la estructura.

El comportamiento para $U_{dm}=0$ se puede explicar igual que para el caso de la estructura de 10 niveles con $Q=2$.

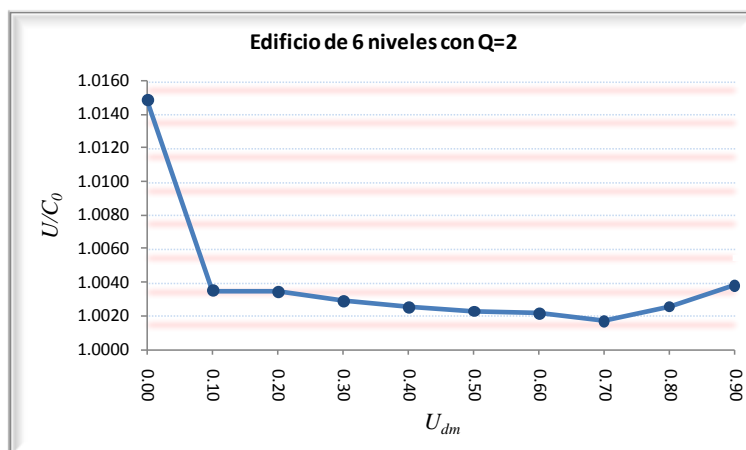


Figura 8.6 Optimización de costos para el edificio de 6 niveles con $Q=2$.

CAPÍTULO 9

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

De este trabajo se puede concluir que las funciones de daño permiten conocer el estado de la estructura al nivel global y con esto, conocer el grado de daño que tiene conforme se presentan secuencias de eventos con diferentes intensidades sísmicas. Las funciones de daño se basan en un índice de daño por fatiga, que toma en cuenta la capacidad del elemento a soportar ciclos de carga. De los resultados obtenidos en este trabajo se concluyen los siguientes puntos:

1. De los ajustes hechos a las funciones de daño acumulado para los edificios diseñados con un factor de comportamiento sísmico $Q=2$, se observa que presentan un comportamiento muy resistente y que su incremento en el daño conforme el daño inicial aumenta es lento. El rango de intensidades tomadas para estos edificios es muy amplio, y al incrementarse el daño inicial, su capacidad de resistencia disminuye gradualmente. Se aprecia que las intensidades que causan la falla ($I_{DFN}=1$) en estos edificios son altas.
2. De los ajustes hechos a las funciones de daño acumulado para los edificios diseñados con un factor de comportamiento sísmico $Q=4$, se observa que, presentan un comportamiento menos resistente que los edificios diseñados con $Q=2$, además, que el incremento en el daño aumenta de manera más rápida. El rango de intensidades tomadas para estos edificios es menos amplio que para los edificios con $Q=2$, y al incrementarse el daño inicial, su capacidad de resistencia disminuye fuertemente.
3. Las estructuras diseñadas con un factor de comportamiento sísmico $Q=2$, presentan menor requerimiento en el diseño y detallado de los elementos estructurales, sin embargo al ser diseñadas para un coeficiente de diseño sísmico mayor, los resultados muestran que este tipo de estructuras presentan una menor degradación de la rigidez y pérdida de resistencia que, las estructuras diseñadas con un factor de comportamiento sísmico $Q=4$.

Se realizó un análisis de confiabilidad en donde se calculó la probabilidad de falla, P_F , y las tasas anuales de falla, ν_F , para cada una de las estructuras en estudio. Para el cálculo de la probabilidad de falla, P_F , se utilizaron conceptos de máxima verosimilitud. Se observa que para los edificios con factor de comportamiento sísmico $Q=2$, los valores de la tasa anual de falla ν_F es menor con respecto a los edificios con factor $Q=4$; por lo que los edificios diseñados con factor de comportamiento sísmico $Q=2$ tienen una mayor confiabilidad.

En este trabajo se realizó un análisis de optimación basado en costos esperados, se establecieron políticas de reparación, es decir, umbrales en los cuales la estructura es reparada o no. Se encontraron valores del umbral de reparación de daño basados en la utilidad óptima. El análisis de optimación se realizó mediante un proceso de simulación de Montecarlo, donde se simularon historias de intensidades sísmicas y tiempos de ocurrencia considerados como un proceso de

Poisson. Los umbrales de daño establecidos para las distintas estructuras fueron entre 0 y 0.90. De los resultados se puede concluir que:

1. El costo inicial del edificio de 6 niveles con $Q=2$ es un 9.74% mayor al costo inicial del edificio de 6 niveles con $Q=4$. La utilidad óptima para el edificio de 6 niveles con $Q=4$ corresponde a un umbral de reparación de daño, U_{dm} , entre 0.1 y 0.2 con una utilidad de 1.079 del costo inicial de la estructura. Para el edificio de 6 niveles con $Q=2$ la utilidad óptima corresponde a un umbral de reparación de daño, U_{dm} , igual a 0.7, con una utilidad del 1.0017 del costo inicial de la estructura. Se concluye que para este edificio económicamente es más factible construir el edificio de 6 niveles con factor de comportamiento sísmico $Q=4$.
2. El costo inicial del edificio de 10 niveles con $Q=2$ es un 6.15% mayor al costo inicial del edificio de 10 niveles con $Q=4$. La utilidad óptima para el edificio de 10 niveles con $Q=4$ corresponde a un umbral de daño, U_{dm} , igual a 0.5 con una utilidad de 1.123 del costo inicial de la estructura. Para el edificio de 10 niveles con $Q=2$ la utilidad óptima corresponde a un umbral de reparación de daño, U_{dm} , igual a 0.8 con una utilidad del 1.00265 del costo inicial de la estructura. Se concluye que para este edificio, económicamente es más factible construir el edificio de 10 niveles con factor de comportamiento sísmico $Q=2$.

Se recomienda realizar un análisis de optimación donde se tomen en cuenta la distribución del daño global en los entresijos; es decir, en este trabajo se supone que no hay variación de costos en cada nivel. Al incluir la distribución del daño se involucrarían ciertas variables, que incluirían la variación del costo entre los entresijos (por ejemplo, no es lo mismo reparar en el primer nivel que en el último), involucrar víctimas heridas o pérdidas humanas, interrupción de actividades, pérdidas de equipo y contenidos. Al incluir lo anterior estaríamos asumiendo un estudio más completo sobre optimación.

Para el análisis de optimación se han considerado diferentes umbrales de daño, para la reparación de la estructura. Los resultados nos muestran cual es el umbral de daños que nos produce los valores de los costos esperados óptimos, para un ciclo de vida.

Sin embargo, desde el punto de vista práctico, para la aplicación de las políticas de reparación es necesario conocer las condiciones en las que se encuentra la estructura después de la ocurrencia de un sismo o una secuencia de ellos, esto con el fin de decidir si es conveniente realizar una acción de reparación o no. Esto se puede hacer realizando una inspección a la estructura después de un temblor, pero no es fácil establecer el daño que tiene un elemento mediante un simple reconocimiento visual. Otra forma de resolver esto es haciendo uso de los resultados que se obtienen aquí sobre las funciones de daño acumulado. Esto se puede hacer considerando, por ejemplo, que la acumulación del daño ante secuencias de sismos se puede modelar como un proceso de Markov. De esa forma es posible, a partir de las funciones de daño acumulado, obtener funciones de probabilidades de transición de un estado de daño a otro, en función de la intensidad sísmica del evento. La probabilidad que se tenga de sobrepasar el umbral de daño elegido, se puede utilizar para tomar la decisión de reparar o no la estructura. Estudios adicionales deberán hacerse sobre esta línea.

REFERENCIAS

- Abramowitz, M (1965), "Handbook of Mathematical Functions with Formulas, Graphs and Mathematical Tables", Ed. Dover Publications, Inc., pp. 931-933.
- Alamilla, J.L., (2001), "Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad de estructuras aporticadas" *Tesis Doctoral*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Alamilla, J., Esteva, L., García-Pérez, J., Díaz-López, O. (2001a), "Evolutionary properties of stochastic models of earthquake accelerograms: their dependence on magnitude and distance", *Journal of Seismology*, pp. 1-21.
- Ang, H. S., Tang W. H. (1975), "Probability concepts in engineering planning and design: Volume I Basic principles", John Wiley & Sons.
- Arias A. (1970), "A measure of earthquake intensity" R.J. Hansen Ed., *Seismic design for nuclear power plants*, MIT Press, Cambridge, Massachusetts, pp. 438-483.
- Avilés, J., Pérez-Rocha, L.E., (2004), "Bases para las nuevas disposiciones reglamentarias sobre interacción dinámica suelo-estructura", *Revista de Ingeniería Sísmica* No. 71 1-36, México D.F.
- Ayala, G., Xianguo, Y. (1995), "Analytical Evaluation of the Structural Seismic Damage of Reinforced Concretes Frames", *Proceeding of Seventh Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Montreal.
- Banon, H., Biggs, I. M. e Irvine, H. M.,(1981), "Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames", *Journal of the structural Division, ASCE*, Vol. 107, No. ST9, Septiembre.
- Blejwas, T. y Bresler, B (1979), "Damageability in Existing Building", Report No. EERC-78-12, University of California, Berkeley, C.A., Agosto.
- Campos-Arias, D., Esteva L. (1997), "Modelo de comportamiento histerético y de daño para vigas de concreto reforzado", *XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, Ver. México, pp. 567- 573.
- Corona, G., *Ingeniería y Diseño, s. c.*, (2004), "Programa de análisis y diseño para edificios de concreto ECOgcW".
- Cruz, J. (2007), "Análisis de confiabilidad de edificios de concreto reforzado en zonas sísmicas considerando la acumulación del daño estructural durante la vida de servicio" *Tesis Doctoral*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Dipascuale, E., Cakmak, A., (1988), "Identification of the Serviceability Limit State and Detection of Seismic Damage", Technical Report NCEER-88-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y.
- Esteva, L., Ismael, E. (2004), "A maximum likelihood approach to system reliability with respect to seismic collapse", *Proc. International Federation for Information Processing, WG7. 5 Working Conference*, Banff, Canada.
- Esteva, L. y Díaz, L. O. J., J García-Pérez, G Sierra y E Ismael (2002), "Life-cycle optimization in the establishment of performance-acceptance parameters for seismic design", *Structural Safety*, 24 (2-4: Volumen especial), pp. 187-204.
- Esteva, L., Ruiz, S.E. (1989), "Seismic Failure Rates of Multistory Frames", *Journal of structural Engineering (ASCE)*, volumen 115, No.2, Febrero, pp. 268-284.
- Esteva, L., (2006), "Confiabilidad estructural: fundamentos y aplicaciones", Instituto de Ingeniería, UNAM, IMP-001206M, Simposio de confiabilidad.
- García, F., (2001), "Daño acumulado y confiabilidad estructural en marcos de edificios", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Gosain, N. K., Browm, R. H y Jirsa, J. O., (1977), "Shear Requirements for Load Reversals on RC Members", *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 103, No. ST7, Julio.

- Hasselmann, T. K., Eguchi, R., Wiggins, J. (1980). "Assessment of damageability for existing building in a natural hazards environment". Technical Report, No. 80-1332-1, J. H. Wiggins Company, California.
- Ismael, E., Esteve, L. (2006), "A hybrid method for simulating strong ground motions records", First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology Paper Number: 1265, Geneva Switzerland.
- Ismael, E., (2003), "Funciones de vulnerabilidad sísmica para el diseño óptimo de sistema marco-muro", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Lybas, J., Sozen, M. (1977), "Effect of beam strength and stiffness on dynamic behavior of reinforced concrete coupled walls", Technical report, Civil Engineering Studies, Structural Research Series N0.444. University of Illinois, Urbana.
- Ma, S.M. Bertero, VV., Popov, EP. (1976), "Experimental and analytical studies in the hysteretic behavior of reinforced concrete rectangular and T-beams". Earthquake Engineering Research Center. Report No. EERC 76-2. Universidad de California Berkeley.
- Majumder, K.L., Bhattacharjee, G.P., (1973a), "Algorithm AS 63: The Incomplete Beta Integral", *Journal of the Royal Statistical Society. Series C (Applied Statistics)*, Vol. 22, No. 3, pp. 409-411.
- Majumder, K.L., Bhattacharjee, G.P., (1973b), "Algorithm AS 64: Inverse of the Incomplete Beta Function Ratio", *Journal of the Royal Statistical Society. Series C (Applied Statistics)*, Vol. 22, No. 3, pp. 411-414.
- Mander, J. (1984), "Seismic design of bridge piers", Report 84-2, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Nueva Zelanda.
- Meli, R. (1976), "Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del reglamento de construcciones para el Distrito Federal", serie azul del Instituto de Ingeniería, UNAM. No. 375, Junio, pp. 137-157.
- Meli, R., Mendoza, C.J. (1991), "Reglas de verificación de calidad del concreto", *Revista de Ingeniería LXI*, México.
- Mendoza, C. J. (1984), "Propiedades mecánicas de los concretos fabricados en el Distrito Federal", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Mendoza, C. J. (1991), "Evaluación de la resistencia del concreto en la estructura por medio del ensaye de corazones", *Revista de Construcción y Tecnología, IMCYC*, Vol. III, No. 34, Marzo, pp. 6-11.
- Mirza, S.A., MacGregor, J.G. (1979a), "Variability in dimensions of reinforced concrete members", *Journal of Structural Division (ASCE)*, Vol. 105, No. ST4, Abril, pp. 751-766.
- Newmark, N. M., Rosemblyeth, E., (1976), "Fundamentos de Ingeniería Sísmica", Ed. Diana, México D.F.
- NTCC (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Departamento del Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México D.F.
- NTCS (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Departamento del Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México D.F.
- NTCDCC (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones", Departamento del Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México D.F.
- NTCCA (2004), "Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones", Departamento del Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México D.F.
- Ordaz M., Arboleda, J., Singh, S.K. (1995), "A sheme of random summation of an empirical Green's function to estimate ground motions from future large earthquakes", *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol. 85. No.6, pp. 1635-1647.
- OriginPro v8, (2007), "Programa de análisis de datos estadístico y gráficos", OriginLab Corporation.

- Park, Y. J., Ang, H.S. (1984), "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", Journal of Structural Division ASCE, Vol. 110, pp. 722-739.*
- Pier J., Cornell, A. (1973), "Spatial and temporal variability of live loads", Journal of the Structural Division ASCE, Vol. 99, No. ST5, Mayo, pp. 903-922.*
- Powel, G. H. (1973), "DRAIN-2D user's guide", Reporte No. EERC 73-22, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley.*
- RCDF (2004), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Departamento del Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 2 de agosto, México D.F.*
- Roufaiel, M. S. L., Meyer, C., (1987), "Analytical Modeling of Hysteretic Behaviour of R/C Frames", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 3, Marzo.*
- Rodríguez, M., Botero, J.C. (1996), "Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México", serie azul del Instituto de Ingeniería, UNAM. No. 575, Enero.*
- Ruiz, M., (2000), "Confiabilidad de marcos simples con disipadores", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.*
- Scribner C.F., Wight J.K. (1978). "Delaying shear strength decay in reinforced concrete flexural members and large load reversals", Report No. UMEE 78R2, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Michigan.*
- Soriano, A., Ruiz, S.E. (1997), "Análisis teórico de cargas vivas en edificios", serie azul del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 586, Febrero.*
- Stephens, J. E., Yao, J. T. P. (1987), "Damage assessment using response measurements", Journal of Structural Engineering (ASCE), Vol. 113, No. 4, pp. 787-801.*
- Tena, C. A., Correa, A.H., (2008), "Evaluación de los criterios de diseño por sismo del RCDF para marcos dúctiles de concreto reforzado", Revista de Ingeniería Sísmica No. 7873-101, México D.F.*
- Terán, G. A., Jirsa, O. J. (2003), "Un modelo simple para predecir la ocurrencia de fatiga de bajo número de ciclos", Memorias XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (CD), Artículo IV-06.*
- Tolentino, L. D., (2009), "Confiabilidad en edificios considerando la influencia del daño acumulado causado por sismos", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.*
- Townsend, W.H., Hanson, R.D. (1977), "Reinforced concrete connection hysteresis loops", Publication ACI SP53-13, pp. 283-350.*
- Uzumeri S.M. (1977), "Strength and ductility of cast-in-place beam-column joints" publication ACI SP53-13, pp. 283-350.*
- Wang, M. L., Shah, S. P. (1987), "Reinforced concrete hysteresis model based on the damage concept", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 15, pp. 993-1003.*