



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**POSGRADO DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**DESARROLLO Y VALIDACIÓN DE UN METODO DE
EVALUACIÓN Y DISEÑO SÍSMICO BASADO EN
DESEMPEÑO PARA EDIFICIOS DE CONCRETO
REFORZADO**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

DOCTORA EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL - ESTRUCTURAS

PRESENTA:

MABEL MENDOZA PÉREZ

TUTOR:

DR. A. GUSTAVO AYALA MILIÁN



octubre de 2011



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Sergio Alcocer Martínez de Castro

Secretario: Dr. Eduardo Reinoso Angulo

Vocal: Dr. A. Gustavo Ayala Milián

1er. Suplente: Dr. Oscar López Bátiz

2do. Suplente: Dr. Humberto Varum

LUGAR DÓNDE SE REALIZÓ LA TESIS: Instituto de Ingeniería - UNAM

TUTOR DE TESIS

DR. A. GUSTAVO AYALA MILIÁN

DEDICATORIA

A ti mi Señor, porque nunca me has alejado de tu mano

A mi familia:

Margarita Pérez Carlos y Elpidio Mendoza Mendoza,
por todo lo que aman,
por todo lo que me enseñan,
por todo lo que me dan,
GRACIAS por ser mis padres

Adair Mendoza Pérez,
por seguir siendo cómplice,
por ser mi amigo,
por estar a mi lado,
GRACIAS por ser mi hermano

A ustedes,
que hoy son pensamiento,
proyecto e ilusión,
para que el día que lean estas líneas
sepan que ya los amaba,
y esperaba su llegada

AGRADECIMIENTOS

A la *Universidad Nacional Autónoma de México*, máxima casa de estudios de este país, lugar que cobija juventud y experiencia; sueños y realidades; pasado, presente y futuro; GRACIAS por permitirme contarme entre una de tus hijas.

Al *Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología*, CONACyT, por la beca otorgada durante mis estudios de doctorado.

A la *Dirección General de Asuntos del Personal Académico*, DGAPA, por el apoyo económico otorgado en la etapa final de este proyecto de investigación doctoral.

Al *Dr. A. Gustavo Ayala Milián*, por su acertada guía en el desarrollo de este trabajo de tesis, además de su paciencia, preocupación y motivación constantes para llevar a buen término este trabajo de investigación.

Dr. Humberto Varum, por su disposición e interés en la revisión de este documento de tesis y del artículo técnico correspondiente.

A los miembros de mi comité doctoral: *Dr. Sergio Alcocer Martínez de Castro*, *Dr. Oscar López Bátiz* y *Dr. Eduardo Reinoso Angulo*, por sus comentarios y opiniones sobre esta investigación doctoral; además del apoyo otorgado.

RESUMEN

Esta tesis presenta un *método de evaluación y diseño para edificios de concreto reforzado* basado en conceptos avanzados de ingeniería del desempeño, que permite en una sola formulación la evaluación y el diseño.

La *fase de evaluación* se basa en la validez de la curva de capacidad como una propiedad del sistema estructural y, en la consideración de energía disipada por histéresis introducida en el procedimiento mediante tasas de amortiguamiento equivalente en un sistema simplificado equivalente de un grado de libertad. Esta fase conduce a la curva de capacidad de una estructura que aproxima satisfactoriamente la obtenida de análisis dinámicos incrementales, demostrando que, para fines de aplicación práctica, permite de manera directa evaluar el desempeño de estructuras sometidas a demandas sísmicas crecientes.

La *fase de diseño* se fundamenta en la hipótesis de que la curva de capacidad de la estructura puede transformarse mediante el uso de conceptos elementales de dinámica estructural, a la curva de comportamiento de un sistema de referencia de un solo grado de libertad, correspondiente al modo fundamental de vibrar. Esta fase incluye la contribución al desempeño de los modos superiores de vibrar de la estructura, la no linealidad del material, uso de espectros de diseño de peligro uniforme como demanda sísmica y el efecto de las componentes bidireccionales del movimiento sísmico.

ABSTRACT

This thesis present a *seismic performance evaluation and design method for reinforced concrete buildings* based on advanced concepts of performance-based engineering, allowing on one conception to evaluate and to design.

The *evaluation stage* is based on the validity of the capacity curve as a property of the structural system and, on the consideration the energy dissipation due to hysteresis, included in the method by equivalent damping ratios on simplified degree of freedom system. This stage leads to the capacity curve of a structure that approximates satisfactorily the capacity curve derived from incremental dynamic analyses, showing that, for practical applications the method allows in a direct way the performance evaluation of structures subjected to demands of increasing intensities.

The *design stage* is based on the assumption that the capacity curve of a structure can be reduced through the elementary concepts of structural dynamics to the behaviour curve of simplified degree of freedom system, corresponding to the fundamental mode. This includes the contribution of higher vibration modes to the performance, the nonlinearity of the material, design uniform hazard spectra and the bidirectional seismic components effect.

CONTENIDO

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN - 1 -

CAPÍTULO 2 ANTECEDENTES - 4 -

2.1	MÉTODOS APROXIMADOS DE EVALUACIÓN BASADOS EN DESEMPEÑO	- 5 -
2.1.1	MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD	- 5 -
2.1.2	MÉTODO N2	- 8 -
2.1.3	MÉTODO DE COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO	- 10 -
2.1.4	ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL	- 11 -
2.2	OBJETIVOS DE DISEÑO SÍSMICO BASADOS EN DESEMPEÑO	- 11 -
2.2.1	NIVELES DE DESEMPEÑO	- 13 -
2.2.2	NIVELES DE DISEÑO SÍSMICO	- 14 -
2.3	PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO BASADOS EN DESEMPEÑO	- 14 -
2.4	IRREGULARIDAD MODAL	- 15 -
2.4.1	TRANSFORMADA DE KARHUNEN-LOÉVE COMO MÉTODO DE DIAGNÓSTICO	- 16 -
2.4.2	DIAGNÓSTICO DE IRREGULARIDAD EN EDIFICIOS	- 18 -

CAPÍTULO 3 MÉTODO APROXIMADO DE EVALUACIÓN Y DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO - 21 -

3.1	MÉTODO DE EVALUACIÓN SÍSMICA	- 21 -
3.1.1	CARACTERIZACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA Y RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES (PRIMERA ETAPA)	- 22 -
3.1.2	CONSTRUCCIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD Y EVALUACIÓN DEL EDIFICIO (SEGUNDA ETAPA)-	22 -
3.1.3	PREDICTOR-CORRECTOR	- 28 -
3.2	MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO	- 29 -
3.2.1	DETERMINACIÓN DE LA CURVA DE COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA DE REFERENCIA (PRIMERA ETAPA)	- 30 -
3.2.2	OBTENCIÓN DE ELEMENTOS MECÁNICOS DE DISEÑO (SEGUNDA ETAPA)	- 32 -

CAPÍTULO 4 EJEMPLO DE APLICACIÓN - 35 -

4.1	ESTRUCTURA ESTUDIADA	- 35 -
4.2	EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA	- 37 -

4.3	DISEÑO DE LA ESTRUCTURA	- 45 -
4.4	DIAGNÓSTICO DE LA IRREGULARIDAD MODAL	- 52 -
4.4.1	ANÁLISIS DE LAS RESPUESTAS ELÁSTICAS	- 52 -
4.4.2	ANÁLISIS DE LAS RESPUESTAS INELÁSTICAS	- 55 -

CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES - 58 -

5.1	CONCLUSIONES	- 58 -
5.2	RECOMENDACIONES	- 59 -

CAPÍTULO 6 REFERENCIAS - 61 -

INDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.1 Fallas en edificios durante el sismo de México 1985: (a) Daño en pisos superiores, (b) Impacto entre edificios, (c) Falla frágil de columnas cortas, (b) Falla en elementos de relleno y (c) Conexión deficiente losa-columna</i>	<i>3 -</i>
<i>Figura 2.1 Curva de capacidad típica</i>	<i>5 -</i>
<i>Figura 2.2 Representación bilineal del espectro de capacidad.....</i>	<i>7 -</i>
<i>Figura 2.3 Espectro de respuesta reducido</i>	<i>7 -</i>
<i>Figura 2.4 Demanda elástica e inelástica vs. diagrama de capacidad</i>	<i>9 -</i>
<i>Figura 2.5 Representación bilineal de la curva de capacidad</i>	<i>10 -</i>
<i>Figura 2.6 Representación de información obtenida de un IDA: (a)Curva IDA y (b)Curva de capacidad dinámica</i>	<i>11 -</i>
<i>Figura 2.7 Matriz de objetivos de DSBD para edificios (SEAOC, 1995).....</i>	<i>12 -</i>
<i>Figura 2.8 Niveles de desempeño estructural (FEMA, 1997).....</i>	<i>13 -</i>
<i>Figura 2.9 Distribución de masa rotacional concentrada.....</i>	<i>20 -</i>
<i>Figura 3.1 Aparición del primer daño en la estructura.....</i>	<i>23 -</i>
<i>Figura 3.2 Punto de fluencia de una curva de capacidad</i>	<i>24 -</i>
<i>Figura 3.3 Punto no corregido de la curva de capacidad</i>	<i>24 -</i>
<i>Figura 3.4 Punto corregido de la curva de capacidad</i>	<i>25 -</i>
<i>Figura 3.5 Algoritmo de corrección de demanda de desplazamiento.....</i>	<i>27 -</i>
<i>Figura 3.6 Rama elástica de la curva de capacidad.....</i>	<i>28 -</i>
<i>Figura 3.7 Punto (i+1) sin corrección.....</i>	<i>28 -</i>
<i>Figura 3.8 Corrección del punto (i+1).....</i>	<i>29 -</i>
<i>Figura 3.9 Punto (i+1) corregido</i>	<i>29 -</i>
<i>Figura 3.10 Pendientes de la curva de comportamiento</i>	<i>31 -</i>
<i>Figura 3.11 Obtención de la resistencia de fluencia</i>	<i>31 -</i>
<i>Figura 3.12 Curva de comportamiento.....</i>	<i>32 -</i>
<i>Figura 3.13 Demanda sísmica para los análisis modales espectrales: (a) reducida por F_e y (b)reducida por F_i.....</i>	<i>33 -</i>
<i>Figura 4.1 (a) Planta tipo del edificio, (b) Vista tridimensional, (c) Corte en dirección X y (d) Corte en dirección Y.....</i>	<i>36 -</i>
<i>Figura 4.2 Curva de capacidad sin corrección (8SF)</i>	<i>39 -</i>
<i>Figura 4.3 Curva de capacidad sin corrección (8SB, dirección X).....</i>	<i>39 -</i>
<i>Figura 4.4 Curva de capacidad sin corrección (8SB, dirección Y).....</i>	<i>39 -</i>
<i>Figura 4.5 Curva de capacidad del modelo 8SF</i>	<i>40 -</i>
<i>Figura 4.6 Daño del modelo 8SF a diferentes intensidades de demanda sísmica.....</i>	<i>40 -</i>

<i>Figura 4.7 Indicadores de desempeño global del modelo 8SF: (a) Distorsiones de entrepiso y (b) Desplazamientos laterales.....</i>	<i>- 41 -</i>
<i>Figura 4.8 Curva de capacidad del modelo 8SB (dirección X).....</i>	<i>- 42 -</i>
<i>Figura 4.9 Curva de capacidad del modelo 8SB (dirección Y).....</i>	<i>- 42 -</i>
<i>Figura 4.10 Curva de capacidad del modelo 8SB (dirección Rz).....</i>	<i>- 42 -</i>
<i>Figura 4.11 Indicadores de desempeño global del modelo 8SB (Dirección-X): (a) Distorsiones de entrepiso y (b) Desplazamientos laterales</i>	<i>- 43 -</i>
<i>Figura 4.12 Indicadores de desempeño global del modelo 8SB (Dirección-Y): (a) Distorsiones de entrepiso y (b) Desplazamientos laterales</i>	<i>- 44 -</i>
<i>Figura 4.13 Daño propuesto para la estructura a diseñar</i>	<i>- 45 -</i>
<i>Figura 4.14 Tres primeras formas modales del modelo 8SB_e.....</i>	<i>- 46 -</i>
<i>Figura 4.15 Tres primeras formas modales del modelo 8SB_i.....</i>	<i>- 47 -</i>
<i>Figura 4.16 Variación de la razón de rigidez inicial a la rigidez de posfluencia.....</i>	<i>- 48 -</i>
<i>Figura 4.17 Ramas de la curva de comportamiento del sistema de IGDL</i>	<i>- 48 -</i>
<i>Figura 4.18 Demanda sísmica</i>	<i>- 49 -</i>
<i>Figura 4.19 Curva de comportamiento del sistema de referencia.....</i>	<i>- 49 -</i>
<i>Figura 4.20 Demanda reducida por F_e.....</i>	<i>- 50 -</i>
<i>Figura 4.21 Demanda reducida por F_i.....</i>	<i>- 50 -</i>
<i>Figura 4.22 Registro sísmico SCT-NS</i>	<i>- 52 -</i>
<i>Figura 4.23 Intensidad de Arias (SCT-NS).....</i>	<i>- 52 -</i>
<i>Figura 4.24 Periodos (análisis modal vs. análisis KL).....</i>	<i>- 53 -</i>
<i>Figura 4.25 Periodos instantáneos</i>	<i>- 53 -</i>
<i>Figura 4.26 Frecuencias instantáneas.....</i>	<i>- 53 -</i>
<i>Figura 4.27 Fuerzas modales.....</i>	<i>- 54 -</i>
<i>Figura 4.28 Desplazamientos modales.....</i>	<i>- 54 -</i>
<i>Figura 4.29 Proyecciones modales de desplazamiento</i>	<i>- 54 -</i>
<i>Figura 4.30 Periodos modales instantáneos (fase elástica)</i>	<i>- 55 -</i>
<i>Figura 4.31 Periodos modales instantáneos (fase inelástica)</i>	<i>- 56 -</i>
<i>Figura 4.32 Frecuencias instantáneas (fase elástica)</i>	<i>- 56 -</i>
<i>Figura 4.33 Frecuencias instantáneas (fase inelástica)</i>	<i>- 56 -</i>
<i>Figura 4.34 Fuerzas modales (fase inelástica).....</i>	<i>- 57 -</i>
<i>Figura 4.35 Desplazamientos modales (fase inelástica).....</i>	<i>- 57 -</i>
<i>Figura 4.36 Proyecciones modales de desplazamiento (fase inelástica).....</i>	<i>- 57 -</i>

INDICE DE TABLAS

<i>Tabla 4.1 Dimensiones de elementos estructurales.....</i>	<i>- 36 -</i>
<i>Tabla 4.2 Refuerzo de columnas.....</i>	<i>- 36 -</i>
<i>Tabla 4.3 Refuerzo de vigas principales.....</i>	<i>- 37 -</i>
<i>Tabla 4.4 Refuerzo de vigas auxiliares</i>	<i>- 37 -</i>
<i>Tabla 4.5 Elementos mecánicos de la viga X4-X5.....</i>	<i>- 50 -</i>
<i>Tabla 4.6 Diferentes combinaciones de fuerzas sísmicas.....</i>	<i>- 51 -</i>

Capítulo 1

Introducción

México tiene una historia importante en lo referente a sismos destructivos, como el ocurrido el 19 de septiembre de 1985 que ocasionó grandes daños en la Ciudad de México; dónde destruyó un número importante de edificios, levantó pavimentos, ocasionó ruptura de líneas vitales y pérdidas humanas en gran número (figura 1.1). Este evento, se ha convertido en referencia en la historia sísmica reciente en México, fomentando el desarrollo de investigaciones que buscan proporcionar recomendaciones para lograr un comportamiento de las estructuras acorde con la filosofía de la ingeniería basada en el desempeño.

La evaluación del desempeño mostrado por las estructuras que habían sido diseñadas de acuerdo al *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF)* de 1976, evidenciaron su pobre desempeño al no garantizar la seguridad de vida; además que los niveles de daño sufridos, las pérdidas económicas productos de la suspensión de la operación y los costos de reparación fueron excesivamente elevados; mostrando que el Reglamento no proveía niveles de seguridad adecuados y no garantizaba que las estructuras tuvieran un desempeño sísmico para el cual fueron diseñadas.

Como consecuencia, el RCDF ha evolucionado, considerándose actualmente como *moderno y adecuado* para afrontar la acción sísmica esperada en la Ciudad de México, sin embargo eventos como el sismo del 27 de febrero de 2010 en Chile, donde la magnitud superó a la esperada por el reglamento, resalta la importancia de mantenerlo vigente, actualizado, y en constante adecuación al entorno cambiante, para proporcionar la seguridad adecuada a las edificaciones.

El RCDF en su concepción actual, es un compendio de requisitos mínimos establecidos para garantizar un nivel de seguridad aceptable a las estructuras, y establece procedimientos simplificados para el *diseño y análisis* para aquellas que cumplan con determinadas características

de *regularidad*; para el resto de las estructuras recomienda métodos estáticos o dinámicos y/o castigos a los coeficientes de resistencia.

Un aspecto importante es que el reglamento *no limita* el criterio e innovación ingenieril, permitiendo el uso de otros métodos de diseño y análisis, cuando debido a los requerimientos del problema no sea factible resolverlo con sus lineamientos; y sólo pide como requisito fundamental, que la solución sea coherente con la filosofía de mantener alejado los mecanismos de colapso frágiles, es decir que para el sismo de diseño se desarrolle en la estructura un mecanismo dúctil, lo que debería permitir la evacuación de los ocupantes.

Consecuencia de lo anterior, en los últimos años los ingenieros dedicados a la investigación están desarrollando diversos *procedimientos de evaluación y diseño sísmico* basados en la ingeniería del desempeño, con los cuales se busca estimar y plantear de mejor manera el comportamiento de las estructuras ante los diferentes eventos sísmicos a los que pueden estar sujetas durante su vida útil. La comunidad concuerda en que dichos procedimientos serán el futuro de la ingeniería sísmica

El *objetivo* de la presente tesis es desarrollar y validar un método que permita en una sola formulación *la evaluación y el diseño sísmico de edificios de concreto reforzado* basado en conceptos de ingeniería sísmica del desempeño.

La *fase de evaluación* se basa en la validez de la curva de capacidad como una propiedad del sistema estructural y, en la consideración de energía disipada por histéresis introducida en el procedimiento mediante tasas de amortiguamiento equivalente en un sistema simplificado equivalente de *un grado de libertad* (1GDL). Esta fase conduce a la curva de capacidad de una estructura que aproxima satisfactoriamente la correspondiente derivada de análisis dinámicos incrementales, demostrando que, para fines de aplicación práctica, su uso permite de manera directa, evaluar el desempeño de estructuras sometidas a demandas sísmicas crecientes.

La *fase de diseño* se fundamenta en la hipótesis de que el comportamiento global de la estructura, representada por la curva de capacidad puede transformarse mediante conceptos elementales de dinámica estructural, a la curva de comportamiento de un sistema de referencia de 1GDL, correspondiente a su modo fundamental de vibrar. Esta fase incluye la contribución al desempeño de los modos superiores de vibrar, la no linealidad del material, espectros de diseño de peligro uniforme como demanda sísmica y el efecto de las componentes bidireccionales del movimiento del suelo.

Para ejemplificar el potencial del método se realizó la evaluación y el diseño de un edificio de ocho niveles formado por marcos de concreto reforzado; este presenta una excentricidad en masa igual en todos sus niveles, inducida al mover los centros de masa respecto a los geométricos, 10% de la dimensión de la planta.

Esta tesis se organiza en *seis capítulos*, incluyendo esta introducción; en el *segundo capítulo* se presenta brevemente el marco conceptual que sustenta la evolución de los métodos de evaluación y diseño basados en conceptos de ingeniería sísmica del desempeño; en el *tercer capítulo* se describe con detalle el método de evaluación y diseño propuesto en esta tesis y las hipótesis consideradas en su desarrollo; en el *cuarto capítulo* se muestra un ejemplo que ilustra la aplicación del método propuesto; y finalmente, en el *quinto capítulo* se exponen las conclusiones y recomendaciones derivadas de este trabajo de investigación.

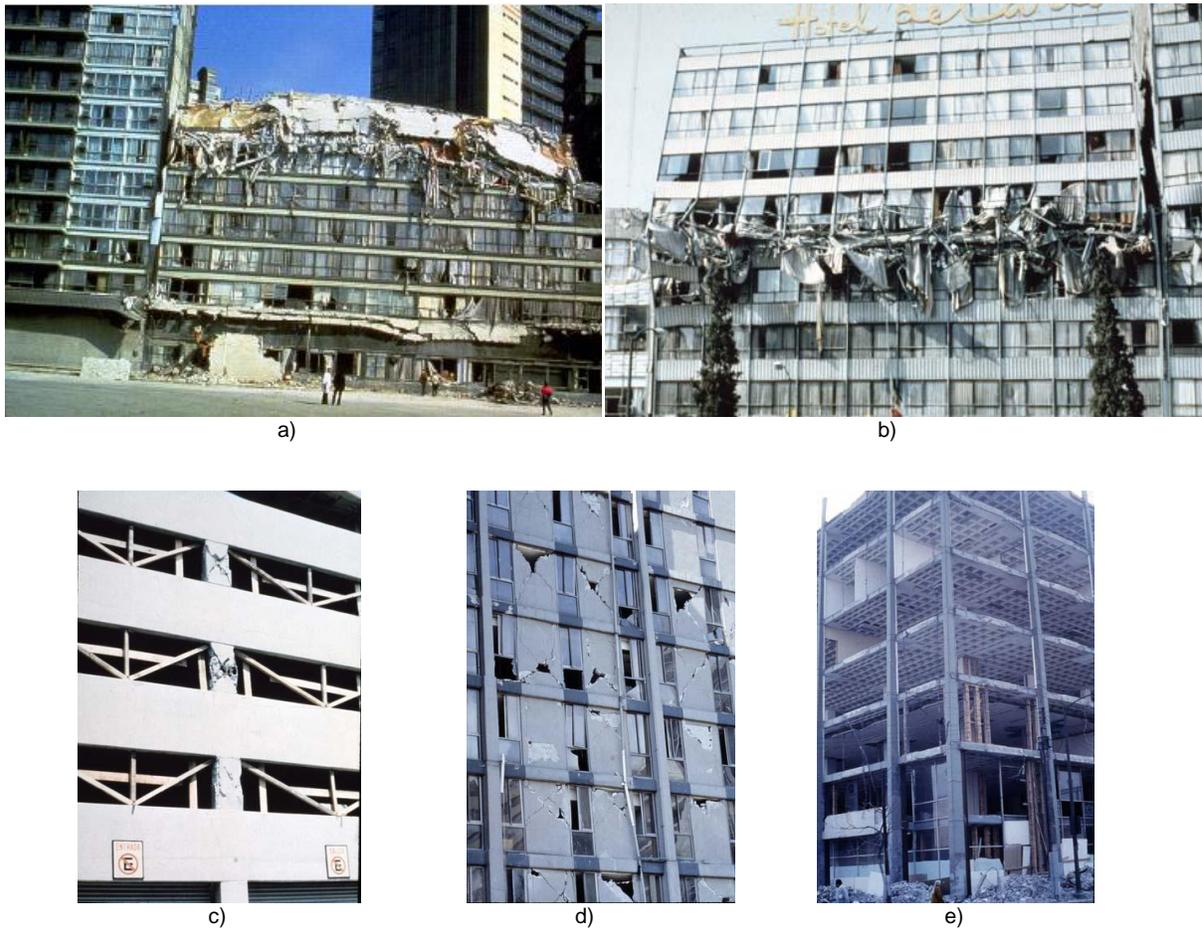


Figura 1.1 Fallas en edificios durante el sismo de México 1985: (a) Daño en pisos superiores, (b) Impacto entre edificios, (c) Falla frágil de columnas cortas, (b) Falla en elementos de relleno y (c) Conexión deficiente losa-columna

Capítulo 2

Antecedentes

El concepto de *ingeniería sísmica basada en el desempeño* no es nuevo ya que es la base de los códigos actuales, sin embargo en los últimos años, el desarrollo de métodos de *evaluación* necesarios para determinar el desempeño sísmico y de *diseño* para lograr estructuras que desarrollen niveles de desempeño deseados, se encuentran en un proceso acelerado de desarrollo por diferentes grupos de investigación, con la finalidad de que en un futuro cercano se implementen en una nueva generación de códigos.

Las propuestas recientes de *métodos de evaluación y diseño* emplean conceptos utilizados desde hace años en todos los reglamentos del mundo. El lineamiento fundamental es resistir sismos frecuentes con daño estructural limitado y sismos extraordinarios evitando el colapso de la estructura.

La innovación que ofrecen son objetivos de diseño específicos para niveles de diseño y desempeño estructural; por lo tanto, el problema actual es contar con métodos y herramientas para predecir de manera confiable y con mejor aproximación, el desempeño que presentarán las estructuras ante determinados niveles de demanda sísmica.

Entre los procedimientos aproximados de evaluación sísmica de mayor difusión se encuentran: el *método del espectro de capacidad*, el *método N2*, el *método de coeficientes de desplazamientos* y otros, referenciados en documentos como el FEMA 440 (ATC, 2005) y descritos brevemente en este capítulo.

Es importante señalar que estos procedimientos se basan en el uso de la *curva de capacidad de la estructura* (figura 2.1), que representa la variación de una medida global del desempeño sísmico vs.

diferentes intensidades de la demanda sísmica (*e.g.*, desplazamiento máximo de azotea *vs.* cortante basal). La definición de esta curva como la *propiedad estructural* que caracteriza el desempeño sísmico de una estructura ante sismo de intensidad creciente, justifica la importancia de contar con un procedimiento de análisis que mejor la aproxime.

Para construir la curva de capacidad de una estructura existen diversos métodos simplificados aproximados basados en fuerzas o desplazamientos, siendo estos últimos los que representan de manera más realista las características y los efectos de la demanda sísmica sobre las estructuras. Entre los métodos basados en desplazamientos se tienen de manera relevante los propuestos por Aydinoglu (2003), Antoniu y Pinho (2004) y Alba (2005). Sin embargo, el único método para obtener una curva de capacidad “exacta” para una demanda sísmica dada, se basa en la aplicación de análisis dinámicos incrementales (Vamvatsikos y Cornell, 2002); esta curva, también llamada *curva de capacidad dinámica*, es la única opción válida para representar la no linealidad del problema y la disipación de energía debido a histéresis.

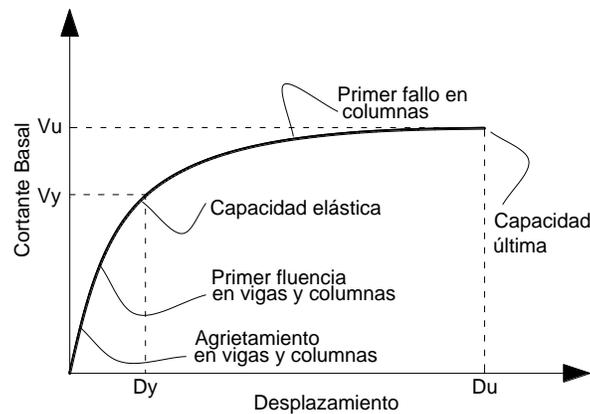


Figura 2.1 Curva de capacidad típica

El diseño sísmico basado en el desempeño busca predecir el comportamiento de una estructura ante una demanda sísmica determinada, seleccionando objetivos de desempeño acorde a su importancia y uso. Organismos como el Comité Visión 2000 (SEAOC, 1995) y documentos como el FEMA 273 (Federal Emergency Management Agency, 1997), establecen las bases del diseño sísmico basado en el desempeño definiendo objetivos de diseño sísmico. Hasta el momento se han desarrollado diversos métodos de diseño basados en el desempeño, que tienen como objetivo principal controlar el comportamiento de las estructuras a través de niveles de seguridad, minimizando las pérdidas materiales y humanas.

2.1 MÉTODOS APROXIMADOS DE EVALUACIÓN BASADOS EN DESEMPEÑO

2.1.1 Método del espectro de capacidad

El método del espectro de capacidad (Freeman, 1978) es considerado la base de los procedimientos posteriores y se encuentra detallado en el ATC-40 (ATC, 1996). Este método, a través de un procedimiento gráfico confronta la capacidad de la estructura y la demanda sísmica. La capacidad

de la estructura se define mediante una curva de capacidad resultado de un análisis de empujón; mientras la demanda sísmica se representa por un espectro de diseño. Este método define el desplazamiento máximo demandado a una estructura, como el punto de intersección de la curva de capacidad y el espectro de diseño reducido, considerando los efectos inelásticos en términos de un amortiguamiento equivalente.

A continuación se presenta una breve descripción del método:

- i. Obtener la curva de capacidad de la estructura por medio de un análisis de empujón.
- ii. Convertir la curva de capacidad y el espectro de diseño elástico al formato espectral (S_a vs. S_d). Para transformar la curva de capacidad a espectro de capacidad se calcula el factor de participación del primer modo (FP_1) y el coeficiente de masa modal (α_1) usando las ecuaciones 2.1 y 2.2, donde w_i/g es la masa asignada al nivel i y ϕ_{azotea} es la amplitud del modo 1 en el nivel i ; entonces para cada punto de la curva de capacidad (V vs. δ_{azotea}) se calcula el punto asociado S_a vs. S_d , usando las ecuaciones 2.3 y 2.4, donde V es el cortante basal, W es el peso total de la estructura y δ_{azotea} es el desplazamiento en el último piso.

$$FP_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i \phi_{i1}}{g} \right) \right]}{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right) \right]} \quad 2.1$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i \phi_{i1}}{g} \right) \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right] \left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right) \right]} \quad 2.2$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad 2.3$$

$$S_d = \frac{\delta_{azotea}}{FP_1 \phi_{azotea}} \quad 2.4$$

Para convertir el espectro de diseño del formato estándar (S_a vs. T) al formato espectral, se determina el valor del desplazamiento espectral (S_{d_i}) para cada punto en la curva (S_{a_i} vs. T), mediante la ecuación 2.5

$$S_{d_i} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{a_i} g \quad 2.5$$

- iii. Representar de manera bilineal el espectro de capacidad; para estimar el amortiguamiento efectivo y la reducción de la demanda espectral (figura 2.2).

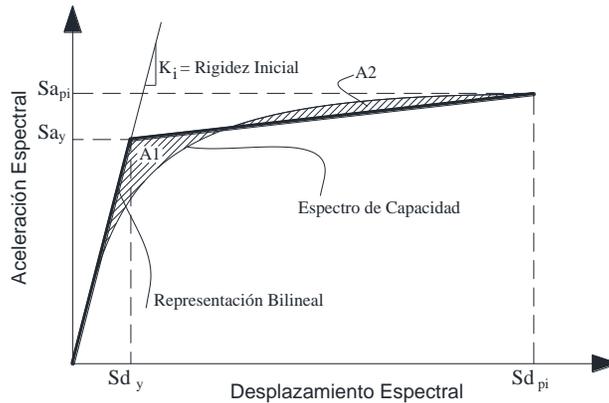


Figura 2.2 Representación bilineal del espectro de capacidad

- iv. Calcular los factores de reducción espectral (SR_A y SR_V) con las ecuaciones 2.6 y 2.7, y dibujar el espectro de respuesta reducido (figura 2.3).

$$SR_A = \frac{1}{B_S} = \frac{3.21 - 0.68 \ln \left[\frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{2.12} \quad 2.6$$

$$SR_V = \frac{1}{B_L} = \frac{2.31 - 0.41 \ln \left[\frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1.65} \quad 2.7$$

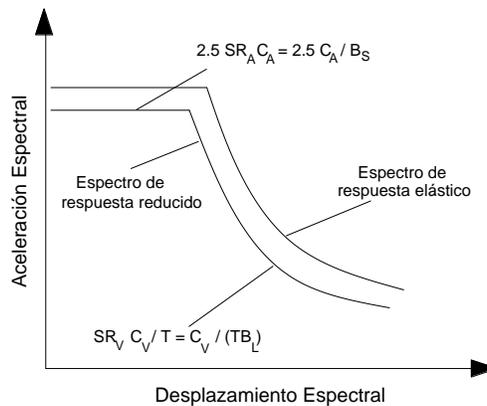


Figura 2.3 Espectro de respuesta reducido

- v. Obtener el punto de desempeño. Se propone un punto de desempeño (a_{pi} vs. d_{pi}); si el espectro de respuesta reducido y el espectro de capacidad se cruzan en el punto a_{pi} vs. d_{pi} , se considera que se encontró el punto de desempeño, si esto no sucede se propone uno nuevo. Cuando el desplazamiento espectral no tiene una diferencia mayor del 5%, el punto a_{pi} vs. d_{pi} se considera como el punto de desempeño definitivo; si la diferencia es mayor, se itera desde

la generación de la curva idealizada, tomando como nuevo punto de desempeño propuesto, el punto de cruce.

2.1.2 Método N2

Este método (Fajfar y Gaspersic, 1996) busca obtener el comportamiento de una estructura determinando los desplazamientos, derivas y rotaciones que experimenta al ser sometida a un determinado nivel de demanda sísmica, definida por un espectro de respuesta elástico y la aceleración máxima del terreno. Se debe señalar que este método es similar al método del espectro de capacidad, difiere únicamente en la manera de reducir el espectro de demanda; el método N2 lo realiza mediante un factor de reducción por ductilidad (R_μ) y el método del espectro de capacidad por los factores de reducción espectral (S_{RA} y S_{RV}) que dependen directamente del amortiguamiento viscoso equivalente (ξ_{eq}) asociado al desplazamiento máximo (d_{pi}). Al estar relacionados directamente los conceptos de ξ_{eq} y ductilidad (μ) no existe diferencia sustancial entre estos métodos.

De manera general el método N2 consta de los siguientes pasos:

- i. Definir el modelo de la estructura de *múltiples grados de libertad* (MGDL), atendiendo al comportamiento no lineal de todos sus elementos estructurales.
- ii. Definir la demanda sísmica mediante un espectro de diseño elástico, que se transforma al formato espectral (S_a vs. S_d) para ser aplicables a sistemas de 1GDL elástico (ecuación 2.8) e inelástico (ecuaciones 2.9 y 2.10).

$$S_{d_e} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{a_e} \quad 2.8$$

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1 \quad T < T_C \quad 2.9$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_C \quad 2.10$$

- iii. Obtener la curva de capacidad de la estructura, por medio de un análisis de empujón no lineal. Fajfar (2000) propone un análisis de empujón basado en fuerzas y fija como hipótesis fundamental que la distribución de cargas a lo alto de la estructura permanecerá constante durante todos los incrementos.
- iv. Transformar la curva de capacidad de la estructura de MGDL en una curva de capacidad equivalente para un sistema de 1GDL, mediante las ecuaciones 2.11 a 2.14, donde m^* es la masa equivalente del sistema de 1GDL; m_i es la masa modal, Φ_i es la forma modal correspondiente al modo i , Γ es la constante que controla la transformación (factor de participación modal), y D^* y F^* son el desplazamiento y cortante equivalentes del sistema de 1GDL.

$$m^* = \sum m_i \phi_i \quad 2.11$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad 2.12$$

$$D^* = \frac{d_t}{\Gamma} \quad 2.13$$

$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma} \quad 2.14$$

- v. Idealizar la curva de capacidad del sistema de 1GDL como una curva elastoplástica, debido a que R_μ se obtiene con base en un modelo elastoplástico, ésta recibe el nombre de diagrama de capacidad.
- vi. Transformar el diagrama de capacidad al formato espectral con el objetivo de que sea comparable con los espectros definidos inicialmente.
- vii. Obtener el desplazamiento objetivo. Se dibujan en la misma gráfica el espectro de demanda y el diagrama de capacidad (figura 2.4); el punto de intersección de la línea radial correspondiente al periodo elástico del sistema de 1GDL, con el espectro de demanda elástico define la demanda de aceleración (S_{ae}) necesaria para el comportamiento elástico y correspondiente desplazamiento elástico (S_{de}). La aceleración de fluencia (S_{ay}) representa la demanda y capacidad del sistema inelástico. El factor R_μ queda definido por la ecuación 2.15.

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad 2.15$$

- viii. Obtener el desplazamiento máximo (δ_i) de la estructura de MGDL (ecuación 2.13). Para los desplazamientos, derivas y rotaciones de los elementos estructurales se aplica de nuevo un análisis de empujón hasta alcanzar el desplazamiento objetivo calculado en el *paso vii*.

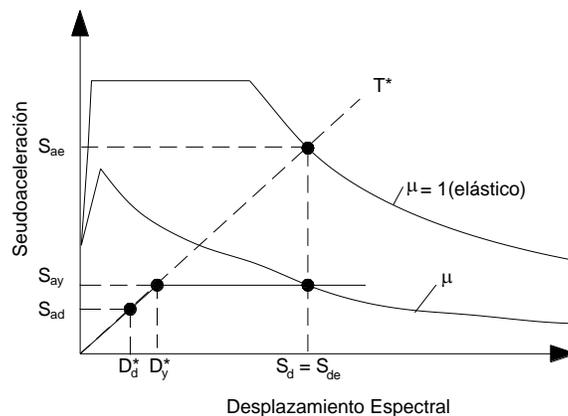


Figura 2.4 Demanda elástica e inelástica vs. diagrama de capacidad

2.1.3 Método de coeficientes de desplazamiento

El método de coeficientes de desplazamiento presentado en el FEMA 273 propone encontrar el punto de desempeño de una estructura calculando un desplazamiento objetivo, una curva de capacidad y definiendo límites de desempeño o umbrales de desplazamiento. A diferencia del método del espectro de capacidad no hay necesidad de convertir la curva de capacidad al formato espectral. A continuación se presenta una breve descripción del método:

- i. Construir la curva de capacidad de la estructura mediante un análisis de empujón; definiendo como mínimo dos patrones de carga congruentes con la distribución esperada de las fuerzas inerciales al momento de que un sismo excita la estructura.
- ii. Representar de forma bilineal la curva de capacidad de la estructura (figura 2.5).
- iii. Calcular el periodo fundamental efectivo (T_e) mediante la ecuación 2.16, donde T_i es el período fundamental elástico, K_i es la rigidez elástica de la estructura y K_e es la rigidez efectiva de la primera rama de la curva de capacidad idealizada.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad 2.16$$

- iv. Calcular el desplazamiento objetivo (δ_t), que será el desplazamiento máximo esperado durante el sismo de diseño, mediante la ecuación 2.17, donde S_a es la aceleración espectral, g es la aceleración de la gravedad y los coeficientes de desplazamiento C se definen como sigue: C_0 es el factor de forma que convierte el desplazamiento espectral en el desplazamiento de azotea; C_1 es la constante que relaciona el máximo desplazamiento no lineal esperado con el desplazamiento lineal obtenido; C_2 es el factor que toma en cuenta el efecto de adelgazamiento en la relación carga-deformación debido a la degradación de rigidez y resistencia; y C_3 considera posibles incrementos en el desplazamiento último debido a efectos de segundo orden ($P-\Delta$).

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad 2.17$$

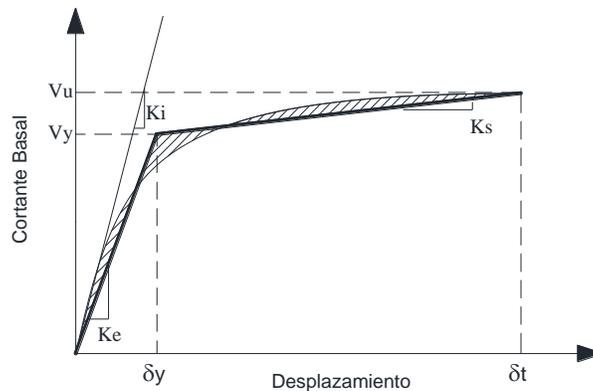
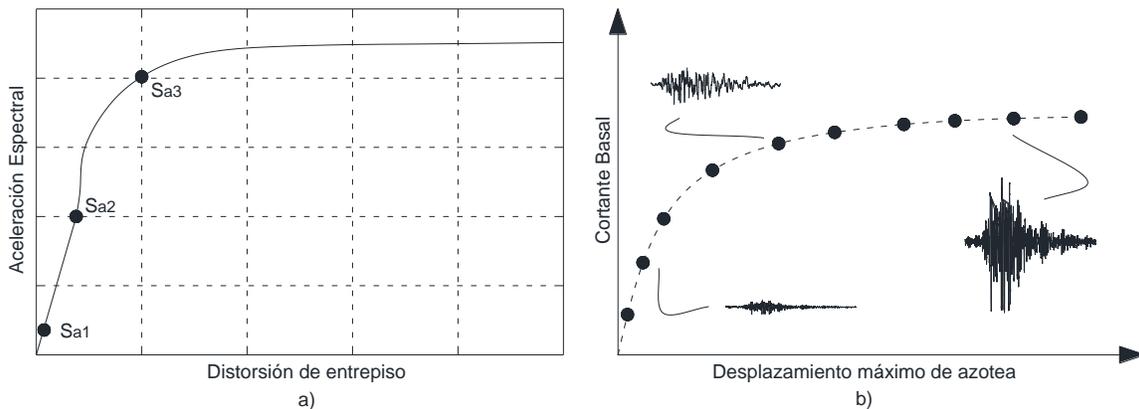


Figura 2.5 Representación bilineal de la curva de capacidad

2.1.4 Análisis dinámico incremental

El análisis dinámico incremental es un método de análisis paramétrico que estima de manera “exacta” el comportamiento de una estructura bajo carga sísmica (Vamvatsikos y Cornell, 2002). Consiste en someter una estructura a una serie de análisis dinámicos no lineales usando como demanda uno o varios registros sísmicos, cada uno escalado a diferentes niveles de intensidad.

De estos análisis se obtienen *curvas IDA* (figura 2.6a), que representan niveles de intensidad de demanda vs. índices de desempeño y *curvas de capacidad dinámica* (figura 2.6b) en las que se observan cortante basal vs. desplazamiento máximo de azotea asociados a diferentes niveles de intensidad de demanda sísmica.



**Figura 2.6 Representación de información obtenida de un IDA:
(a) Curva IDA y (b) Curva de capacidad dinámica**

2.2 OBJETIVOS DE DISEÑO SÍSMICO BASADOS EN DESEMPEÑO

Los objetivos del *diseño sísmico basado en desempeño* (DSBD) son la unión entre un nivel de desempeño y un nivel de diseño sísmico. Los *niveles de desempeño* son una expresión del daño máximo deseado en la estructura; mientras los *niveles de diseño* se definen por un grupo de eventos sísmicos que representan el peligro sísmico particular de la región donde se pretende ubicar las estructuras, clasificándose por el período de retorno (T_r) de un sismo de diseño o su probabilidad de excedencia. Lo anterior se ilustra en la matriz de objetivos del DSBD para edificios (figura 2.7), propuesta por el Comité Visión 2000 (SEAOC, 1995). Cada casilla representa un objetivo de diseño correspondiente a un sismo de diseño específico y el estado de daño máximo deseado para un tipo específico de estructura. Se considera que durante la vida útil de ésta, se presentarán sismos de diversas magnitudes, los cuales deben ser resistidos con distintos niveles de daño, estos pares forman un grupo de objetivos de diseño sísmico, representados por las diagonales de la figura 2.7 para edificios de tres ocupaciones y usos distintos.



Figura 2.7 Matriz de objetivos de DSBD para edificios (SEAOC, 1995)

En el caso de edificación, los objetivos del DSBD se seleccionan de acuerdo a la ocupación del inmueble, a la importancia de las actividades que se desarrollan dentro de él, a consideraciones económicas (costo de reparación) o las pérdidas ocasionadas por no disponer del inmueble, así como al valor que puede tener la construcción por considerarla patrimonio histórico o cultural para la sociedad.

A continuación se presenta la clasificación de objetivos del DSBD propuesta por el Comité Visión 2000 (SEAOC, 1995). Es importante mencionar que los periodos de retorno de los sismos de diseño indicados corresponden a la sismicidad local del estado de California en los Estados Unidos de América.

Objetivo básico. Se aplica a edificios de ocupación y uso normal (oficinas y casa habitación); las estructuras dentro de esta clasificación deben resistir diferentes sismos de diseño, expresados por su período de retorno con los siguientes niveles de desempeño:

- Completamente funcional ante sismos frecuentes, $T_r=43$ años
- Funcional ante sismos ocasionales, $T_r=72$ años
- Seguridad de vidas ante sismos raros, $T_r=475$ años
- Cercano al colapso ante sismos muy raros, $T_r=970$ años

Objetivo esencial/riesgo. Objetivo de desempeño mínimo aceptable para las estructuras clasificadas como: *indispensables*, aquellas cuya operación es crítica después de un evento sísmico (hospitales, estaciones de bomberos, centrales de comunicación, centros de control de emergencias o estaciones de policía); y *estructuras peligrosas*, aquellas que almacenan grandes cantidades de materiales peligrosos, donde en caso de colapso la liberación de estos materiales afecta solamente los alrededores del inmueble, provocando que el impacto a la población sea mínimo. Las estructuras dentro de estas clasificaciones deben resistir eventos sísmicos de la siguiente manera:

- Completamente funcional ante sismos ocasionales, $T_r=72$ años
- Funcional ante sismos raros, $T_r=475$ años
- Seguridad de vidas ante sismos muy raros, $T_r=970$ años

Objetivo de seguridad crítica. Objetivo de desempeño mínimo aceptable para estructuras que contienen grandes cantidades de materiales peligrosos, la liberación de los cuales resulta de gran peligro para una amplia porción de la sociedad. Las estructuras dentro de esta clasificación deben permanecer:

- Completamente funcional ante sismos raros, $T_r=475$ años
- Funcional ante sismos muy raros, $T_r=970$ años

Lo anterior indica que los métodos que se basan en el DSBS permiten *daño severo* en aquellas estructuras que no son indispensables después de un evento sísmico, *daño moderado* en aquellas cuyo contenido no expone a una amplia porción de la sociedad o cuyo funcionamiento es necesario después de un sismo, y tratan de evitar al máximo la ocurrencia de daño en aquellas estructuras cuyo colapso afecte a gran cantidad de personas.

Por su parte el FEMA 273 presenta los niveles de desempeño estructural a través de una curva de capacidad. En esta curva se indican tres niveles de desempeño: *ocupación inmediata*, *seguridad de vidas* y *prevención al colapso* (figura 2.8).

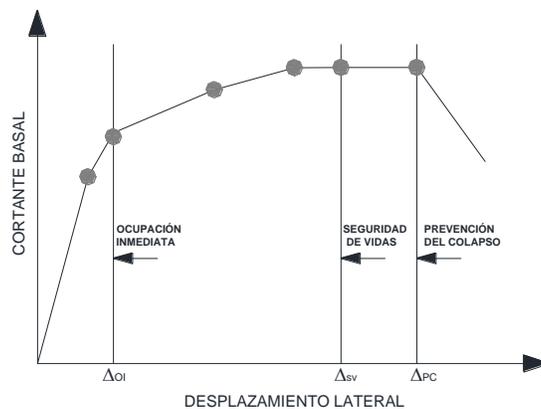


Figura 2.8 Niveles de desempeño estructural (FEMA, 1997)

2.2.1 Niveles de desempeño

Los niveles de desempeño son una expresión del daño máximo aceptable en una estructura en particular, para un determinado sismo de diseño. En el caso de edificación, representa el grado de deterioro y degradación permisible en elementos estructurales o no estructurales; asimismo, puede representar el comportamiento global de la estructura. Una de las ventajas de proponer niveles de desempeño estructural, es la correspondiente al control de daño esperado en cada tipo de inmueble. El Comité Visión 2000 propone cuatro niveles de desempeño para edificios:

- *Completamente funcional* (servicio). Las instalaciones continúan en operación normal; el daño es insignificante

- *Funcional.* Las instalaciones continúan en operación con daño estructural menor e interrupciones mínimas en servicios no esenciales para el correcto funcionamiento del inmueble
- *Seguridad de vidas.* Se protege la seguridad estructural; existe daño moderado
- *Cercano al colapso.* La seguridad de la estructura está en riesgo, el daño estructural es severo

2.2.2 Niveles de diseño sísmico

Los niveles de diseño sísmico se clasifican a través del periodo de retorno o probabilidad de excedencia de un grupo de temblores entre el grupo de sucesos que se han presentado en cierta región, representativos del nivel de intensidad sísmica para el cual se alcanza un desempeño particular en la estructura. Para el caso de edificación, el Comité Visión 2000 clasifica los niveles de diseño sísmico de la siguiente manera:

- *Sismo frecuente.* $T_r=43$ años; Probabilidad de excedencia: 50% en 30 años
- *Sismo ocasional.* $T_r=72$ años; Probabilidad de excedencia: 50% en 50 años
- *Sismo raro.* $T_r=475$ años; Probabilidad de excedencia: 10% en 50 años
- *Sismo muy raro.* $T_r=970$ años; Probabilidad de excedencia: 10% en 100 años

2.3 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO BASADOS EN DESEMPEÑO

A partir de la década de los setenta aparecen diversidad de métodos que intentan poner en práctica la filosofía del diseño basado en desempeño. El reglamento de Nueva Zelanda se encuentra entre los primeros que adoptaron un método de diseño basado en desempeño a través del *diseño por capacidad* (Park y Paulay, 1976); en éste se pretende obtener una respuesta estructural adecuada ante un evento sísmico, mediante la distribución de las resistencias a los elementos estructurales en conformidad con una configuración de daño estructural establecida previamente.

Autores como Moehle (1992) y Priestley (1993) reconocen que los métodos de diseño sismorresistente basados en fuerzas y resistencias no concuerdan con el comportamiento sísmico observado en estructuras de concreto reforzado, y que es más adecuado usar métodos basados en desplazamientos y deformaciones.

Acorde con este planteamiento, se ha avanzado en el desarrollo de procedimientos de diseño basados en desempeño a través del control de desplazamientos, teniendo como objetivo último su incorporación en los códigos de diseño futuros. Dentro de los procedimientos de diseño basados en desplazamientos, algunos se enfocan al *diseño de puentes*, como los propuestos por Moehle (1992), Kowalsky *et al.* (1995), Kowalsky (2001), Priestley y Calvi (2003); otros están orientados al *diseño de estructuras reticulares*, como los que a continuación se describen.

Ayala y Sandoval (1999) proponen un método de diseño basado en desempeño, que involucra implícitamente en su formulación el comportamiento no lineal de las estructuras. Se basa en el uso de una curva de comportamiento de un sistema de referencia de 1GDL equivalente a uno de MGDL y que responde dinámicamente en su modo fundamental. La curva de comportamiento cuenta con dos ramas, la elástica y la inelástica, correspondiente al nivel de desempeño considerado.

Panagiotakos y Fardis (1999) proponen un método de diseño que define las características de la estructura mediante la obtención y control de deformaciones. En este método se realizan dos análisis: el primero responde a demandas asociadas a sismos frecuentes y a rigideces no agrietadas; y el segundo análisis responde a acciones sísmicas severas de rara ocurrencia y utiliza rigideces secantes al punto de fluencia. El procedimiento proporciona el refuerzo necesario para controlar las demandas de rotaciones.

Aschheim y Black (2000) proponen un método basado en un espectro del punto de fluencia. Buscan definir la resistencia y rigidez que debe proporcionarse a una estructura para limitar su desplazamiento y ductilidad a valores permisibles durante la demanda sísmica de diseño. Para lograr lo anterior, recomiendan construir espectros de fluencia asociados a diferentes ductilidades, a partir de los cuales se selecciona la rigidez y resistencia elástica del sistema estructural, cuyo desplazamiento de fluencia multiplicado por la ductilidad define el desplazamiento máximo al que se quiere limitar la estructura.

Browning (2001) propone un procedimiento aplicable a marcos regulares de concreto reforzado, donde obtiene el diseño de los elementos a partir de una estructura que satisface un periodo objetivo, el cual se define mediante un límite predefinido de deriva de entrepiso.

Kappos y Manafpour (2001) proponen diseñar la estructura con base en un prediseño, a partir del cual se obtienen la resistencia necesaria para satisfacer los límites elásticos; posteriormente, se construye un modelo detallado de la estructura, en el cual se permite que los miembros desarrollen comportamiento inelástico. Este modelo se somete a dos análisis dinámicos en el tiempo asociados a registros de sismos frecuentes moderados y a sismos severos de rara ocurrencia. El método controla el detallado que debe suministrarse a la estructura para proporcionar la suficiente capacidad de rotación inelástica.

Los métodos propuestos por Medhekar y Kennedy (2000), Chopra y Goel (2001), Yu-Yuan *et al.* (2002) y Priestley *et al.* (2007), basan su planteamiento en el concepto de la estructura substituta (Gulkan y Sozen, 1974). Este último modela un sistema inelástico mediante propiedades elásticas equivalentes (rigidez secante al desplazamiento máximo y amortiguamiento equivalente) y es uno de los más difundidos, en virtud de que presenta un enfoque práctico, a diferencia de otros procedimientos que requieren de análisis más sofisticados.

2.4 IRREGULARIDAD MODAL

Los métodos simplificados de evaluación y diseño basados en análisis estáticos no lineales y en sistemas de 1GDL equivalentes o de referencia, pueden conducir a resultados incorrectos cuando la demanda sísmica que utilizan produce a la estructura un escenario de análisis que la vuelve “irregular” (Ayala *et al.*, 2006). En este sentido, se considera que una estructura presenta una

irregularidad modal cuando durante su respuesta ante una acción sísmica dada, la forma modal de mayor contribución en la respuesta global cambia en las diferentes etapas del desempeño.

Mediante una técnica de análisis fundamentada en la transformada de Karhunen-Loève (Gutiérrez y Zaldivar, 2000) se puede estudiar la respuesta elástica e inelástica que caracteriza el comportamiento de una estructura a nivel modal, y así diagnosticar si se presenta esta condición de irregularidad.

2.4.1 Transformada de Karhunen-Loève como método de diagnóstico

El *análisis de componentes principales* es una herramienta estadística que proviene del análisis de datos multivariantes; después de los trabajos realizados por Karhunen (1947) y Loève (1963), este análisis es conocido con el nombre de transformada de *Karhunen-Loève* (KL). El método consiste en aplicar una transformación lineal a un conjunto de datos en un espacio de dimensión N . La transformación se define como aquella que diagonaliza la matriz de covarianzas de las muestras y genera un nuevo sistema de coordenadas en un espacio de dimensión inferior, donde los datos transformados se encuentran no-correlacionados, es decir, que las varianzas se encuentran concentradas a lo largo de los nuevos ejes de referencia.

Este método es frecuentemente utilizado en investigaciones de las ciencias naturales y sociales, siendo reciente su aplicación a la ingeniería sísmica en donde se utiliza en la interpretación y monitoreo de la respuesta dinámica de una estructura de la siguiente manera:

- i. Obtener las historias de respuestas en el tiempo que caracterizan el comportamiento de una estructura para formar la matriz X (ecuación 2.18), ya sea mediante un estudio experimental o un análisis numérico. Cada columna es una historia de respuesta en cada instante de tiempo n (desplazamientos, aceleraciones absolutas o relativas, rotaciones, etc.) en los grados de libertad considerados k , de donde se tiene una matriz $n \times k$.

$$X = \begin{pmatrix} x_{11} & x_{12} & \cdots & x_{1k} \\ x_{21} & x_{22} & \cdots & x_{2k} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ x_{n1} & x_{n2} & \cdots & x_{nk} \end{pmatrix} \quad 2.18$$

- ii. Calcular la matriz de covarianzas C (ecuación 2.19) entre las historias de respuestas utilizando intervalos específicos de tiempo; C será una matriz cuadrada, simétrica, de valores característicos reales y positivos (ecuación 2.22), ordenados en forma creciente y asociados a vectores característicos (ecuación 2.21) que al formar una base ortogonal hacen posible expresar la matriz de covarianza de acuerdo a la ecuación 2.22; donde Λ es una matriz diagonal que contiene los valores característicos de la matriz de covarianzas y ψ es la matriz de vectores característicos asociados.

$$C = \text{cov}(X) = \begin{pmatrix} c_{11} & c_{12} & \cdots & c_{1k} \\ c_{21} & c_{22} & \cdots & c_{2k} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ c_{k1} & c_{k2} & \cdots & c_{kk} \end{pmatrix} \quad 2.19$$

$$0 \leq \lambda_1 \leq \lambda_2 \leq \lambda_3 \leq \lambda_4 \cdots \leq \lambda_k \quad 2.20$$

$$\Psi_1, \Psi_2, \Psi_3, \Psi_4 \cdots \Psi_k \quad 2.21$$

$$C = \Psi \Lambda \Psi^T \quad 2.22$$

- iii. Es importante tener en cuenta que en la descomposición de la matriz C , λ_i representa la varianza del i -ésimo componente principal, es decir, de la i -ésima columna de la matriz de componentes principales definida por la ecuación 2.23. Esta ecuación define la representación óptima de la información contenida en el conjunto original de datos; debido a esta propiedad, las trazas de las matrices de covarianzas y componentes principales son iguales (ecuación 2.24). Además los determinantes de las matrices de covarianzas de $X(t)$ y $X(t)_{principal}$ son iguales también, por lo que tienen la misma variabilidad total.

$$X(t)_{principal} = X(t)\Psi \quad 2.23$$

$$\sum_{i=1}^k \lambda_i = \sum_{i=1}^k c_{ii} \quad 2.24$$

- iv. Obtener las historias de respuestas de un determinado modo en cada grado de libertad (ecuación 2.25) en cada paso de tiempo dentro del intervalo de análisis considerado, una vez determinados los eigenvectores a partir de la matriz C .

$$x_i(t) = \psi_i^T X(t) \quad 2.25$$

Gutiérrez y Zaldivar (2000) demuestran que los valores característicos de las matrices de covarianzas están relacionados con las frecuencias modales de una estructura; y los vectores característicos de desplazamientos pueden considerarse equivalentes a las formas modales que se obtendrían de realizar un análisis de valores característicos. Debido a esta relación, a las expresiones obtenidas a partir de los valores característicos y sus vectores característicos asociados de las matrices de covarianzas C , se les denomina modo KL.

Generalmente el modo KL de mayor participación en la respuesta de una estructura está asociado al modo de vibrar con la frecuencia más baja, sin embargo, debido a la naturaleza estadística del método, pueden existir casos en que la demanda sísmica excite un modo superior en particular durante un intervalo de tiempo de la respuesta, ocasionando que se presente la irregularidad modal. Por tanto, los modos KL se interpretan como los modos desacoplados de un sistema estructural linealmente equivalente en el intervalo de análisis de la respuesta. Los pasos complementarios del procedimiento de análisis son:

- v. Definir una rigidez modal instantánea (k_i) en términos de los valores característicos obtenidos de las matrices de covarianzas de aceleración y desplazamiento (ecuación 2.26), donde λ_i^f es el eigenvalor asociado al modo KL_i resultado de la matriz de covarianza asociada a la historia de fuerzas y λ_i^d es el eigenvalor asociado de la matriz de covarianza asociada a la historia de desplazamientos. Por tanto, la frecuencia modal (ω_i) correspondiente está dada por la ecuación 2.27, donde m_i es la masa modal asociada y k_i es la rigidez modal instantánea.

$$k_i = \sqrt{\frac{\lambda_i^f}{\lambda_i^d}} \quad 2.26$$

$$\omega_i = \sqrt{\frac{k_i}{m_i}} \quad 2.27$$

- vi. De acuerdo a la segunda ley de Newton, la fuerza modal se expresa en términos de una aceleración absoluta λ_i^a (ecuación 2.28); substituyendo las ecuaciones 2.26 y 2.27 en la ecuación 2.28, tenemos las frecuencias modales instantáneas (ecuación 2.29) y correspondientemente los periodos modales instantáneos (ecuación 2.30).

$$\sqrt{\lambda_i^f} = \sqrt{\lambda_i^a m_i} \quad 2.28$$

$$\omega_i = \sqrt[4]{\frac{\lambda_i^a}{\lambda_i^d}} \quad 2.29$$

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad 2.30$$

- vii. Reconstruir la respuesta total usando las ecuaciones 2.31 y 2.32, y compararla con la original a manera de verificar que no se haya cometido algún error en el desarrollo numérico de este procedimiento. Esto atendiendo a que el objetivo del método KL es optimizar la representación de la información contenida en un conjunto de datos y presentarla en un subconjunto de menor dimensión sin perder parte significativa de la información originalmente contenida.

$$x(t) = \sum_{i=1}^k x_i(t) \psi_i \quad 2.31$$

$$\bar{x}(t) = \sum_{i=j}^k x_i(t) \psi_i \quad 2.32$$

2.4.2 Diagnóstico de irregularidad en edificios

Hasta el momento con el método KL se han analizado sistemas de marcos planos (Gutiérrez y Zaldivar, 2000), puentes (Barradas *et al.*, 2007) y sistemas tridimensionales (Mola, 2007), en estos últimos se ha considerado por separado los componentes traslacionales del rotacional. En esta tesis es de interés estudiar el comportamiento de un sistema tridimensional (edificio) manteniendo sus grados de libertad acoplados para tomar en cuenta la contribución de la torsión en el comportamiento del sistema y diagnosticar si se presenta la irregularidad modal.

Debido a que el método KL tiene fundamentos estadísticos, la consistencia entre las variables es importante; esto lleva al problema de un sistema que incluye de manera directa la influencia de la torsión en el comportamiento estructural y presenta una variable atípica (*historia de rotaciones*) que genera distorsiones en la matriz de covarianza (Peña, 2002) y deforma los componentes.

Para corregir esta situación, se propuso realizar la estandarización de las variables (desplazamientos y rotaciones) realizando las siguientes consideraciones:

- Los entresijos del edificio tienen la rigidez necesaria para modelarlos como diafragma rígido
- La masa correspondiente a cada entresijo se concentra en un punto (centro de masa)
- La masa concentrada de cada entresijo se puede distribuir en cuatro puntos sobre el diafragma rígido, representando con desplazamientos traslacionales la influencia de la torsión

Se debe tener cuidado al realizar la distribución de masas, de no hacerlo se evaluaría una estructura diferente. A continuación se describe los pasos para realizar la distribución de masa sobre el diafragma rígido:

- i. Definir la relación entre la masa rotacional y el radio de giro de la planta mediante la ecuación 2.33; donde m_r corresponde a la masa rotacional, m_t es la masa traslacional y r es el radio de giro de la planta.

$$m_r = m_t \times r^2 \quad 2.33$$

- ii. Definir el radio de giro de la planta de la estructura mediante la ecuación 2.34; donde r es el radio de giro de la planta, a es la longitud mayor de la planta y b es la longitud menor de la planta.

$$r^2 = \frac{a^2 + b^2}{4} \quad 2.34$$

- iii. Distribuir la masa concentrada en cuatro partes (ecuación 2.35); donde m_i es la cuarta parte de la masa traslacional y m_t es la masa traslacional total.

$$m_i = \frac{m_t}{4} \quad 2.35$$

- iv. Definir la distancia a la que se debe colocar los porcentajes de masa traslacional para generar el comportamiento equivalente a la consideración de una masa concentrada con características de masa traslacional y rotacional. Esto se obtiene sustituyendo las ecuaciones 2.34 y 2.35 en la ecuación 2.33, obteniendo la ecuación 2.36, de donde despejando se obtiene la distancia buscada.

$$\frac{a^2 + b^2}{12} \times m_t = 4m_i r^2 \quad 2.36$$

Otra opción considerada es la normalización de las historias de respuestas con base en la energía que genera el sistema, la cual no fue considerada al estar fuera de los alcances de este trabajo.

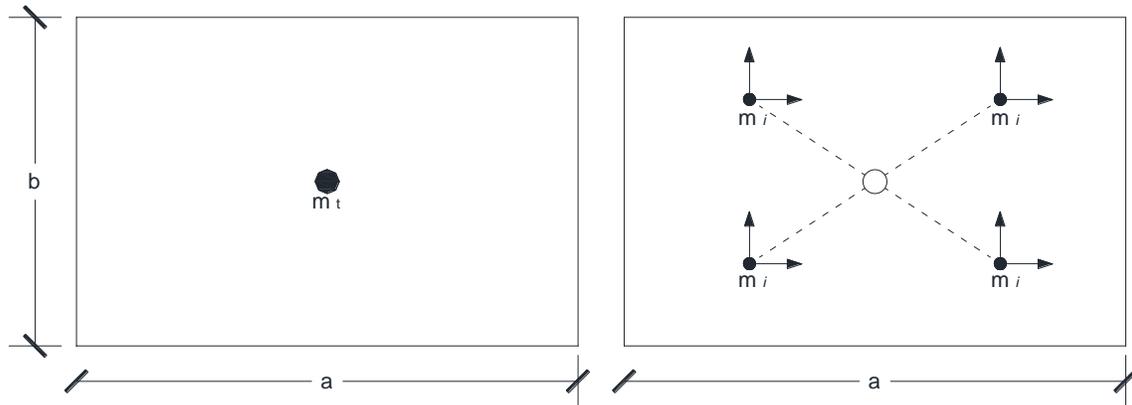


Figura 2.9 Distribución de masa rotacional concentrada

Capítulo 3

Método aproximado de evaluación y diseño sísmico basado en desempeño

3.1 MÉTODO DE EVALUACIÓN SÍSMICA

El método de evaluación simplificado que se presenta a continuación tiene sus bases en la formulación desarrollada por Requena y Ayala (2000) para evaluar el comportamiento no lineal de marcos planos; en la que se incluye el efecto de la variación de la distribución de cargas/desplazamientos inducidos por sismo, debido al cambio de las características estructurales relacionadas con el comportamiento inelástico de la estructura y el efecto de acumulación de daño.

En este método, la evaluación de la estructural se realiza mediante el cálculo de una curva de capacidad construida a partir de los resultados de una serie de *análisis modales espectrales evolutivos* (EMSA, por sus siglas en Inglés); cada uno correspondiente a un incremento de la demanda sísmica y asociado a un nivel de daño producido.

Estrictamente, en la ejecución de este método es necesario realizar tantos análisis como niveles de daño (comúnmente representados por la aparición de articulaciones plásticas) ocurran antes de que la estructura alcance su capacidad máxima. Sin embargo, para fines de aplicación práctica, se ha demostrado que no es necesario realizar un nuevo análisis cada vez que un elemento alcance su capacidad elástica, ya que una aproximación aceptable es posible realizando un nuevo análisis (nuevo punto de la curva de capacidad) cada vez que se tenga un conjunto de secciones de elementos en las que aproximadamente ocurra la fluencia bajo un mismo nivel de demanda.

Esta simplificación ha sido pensada para que la aplicación práctica del método sea viable realizando un número reducido de análisis y utilizando herramientas de análisis estructural disponibles a profesionales de la ingeniería estructural, *e.g.*, SAP2000 (CSI, 2000). En ella, se considera que el daño inducido por sismo se concentra en las secciones extremas de los elementos estructurales y que éste se modela mediante la inserción de rótulas de rigidez reducida o, de manera simplista de rigidez nula, en cuyo caso solo es necesaria la liberación del grado de libertad correspondiente al momento flexionante alrededor de los ejes transversales de la sección.

El método de evaluación consiste en *dos etapas*: en la *primera* se definen el registro sísmico o el espectro de peligro uniforme que caracteriza la demanda sísmica de un sitio particular y las propiedades de los elementos estructurales; y en la *segunda* se realiza la construcción de la curva de capacidad y evaluación sísmica de la estructura para distintas intensidades de la demanda.

3.1.1 Caracterización de la demanda sísmica y resistencia de los elementos estructurales (primera etapa)

- i. Definir la *demanda sísmica* de acuerdo al objetivo de diseño para el cual se requiere evaluar la estructura. Puede optarse por usar un registro de un evento sísmico particular o bien un espectro suavizado de diseño.
- ii. Determinar las propiedades mecánicas de los elementos y los *momentos de fluencia* (M_y) de cada sección, utilizando las propiedades de los materiales y detallado de los elementos estructurales (vigas y columnas) para definir los diagramas momento-curvatura correspondientes.

3.1.2 Construcción de la curva de capacidad y evaluación del edificio (segunda etapa)

- iii. Identificar la aparición del *primer daño* en la estructura. Para realizar este paso se define un modelo sin daño de la estructura, el cual se analiza bajo la acción de cargas verticales y un análisis modal espectral con la demanda sísmica completa. En este paso, se considera un porcentaje de amortiguamiento igual al 5%, correspondiente al valor aceptado de amortiguamiento viscoso para edificios de concreto reforzado (ξ_o). Con los resultados obtenidos, se determina el nivel de demanda sísmica necesario para que aparezca la primera fluencia en la estructura mediante el cálculo de un factor de escala (Sf_i), que se obtiene para los extremos de cada elemento (ecuación 3.1). Este factor de escala es el cociente del momento remanente ($M_{rem(i)}$) y el momento derivado de un análisis modal espectral evolutivo ($M_{int(i)}$). El momento remanente es la diferencia entre el momento de fluencia de la sección (M_y) y su momento actuante ($M_{act(i)}$), definido para esta rama (ecuación 3.2) como el valor del momento derivado del análisis de carga vertical (M_{cv}). El valor menor de Sf_i corresponde al factor por el que se tiene que escalar la intensidad de demanda sísmica para que una sección de un elemento o grupo de secciones de elementos alcancen su capacidad elástica.

$$Sf_i = \frac{M_{rem(i)}}{M_{int(i)}} = \frac{M_y - M_{ac(i)}}{M_{int(i)}} \quad 3.1$$

$$Sf_1 = \frac{M_y - M_{cv}}{M_{int(1)}} \quad 3.2$$

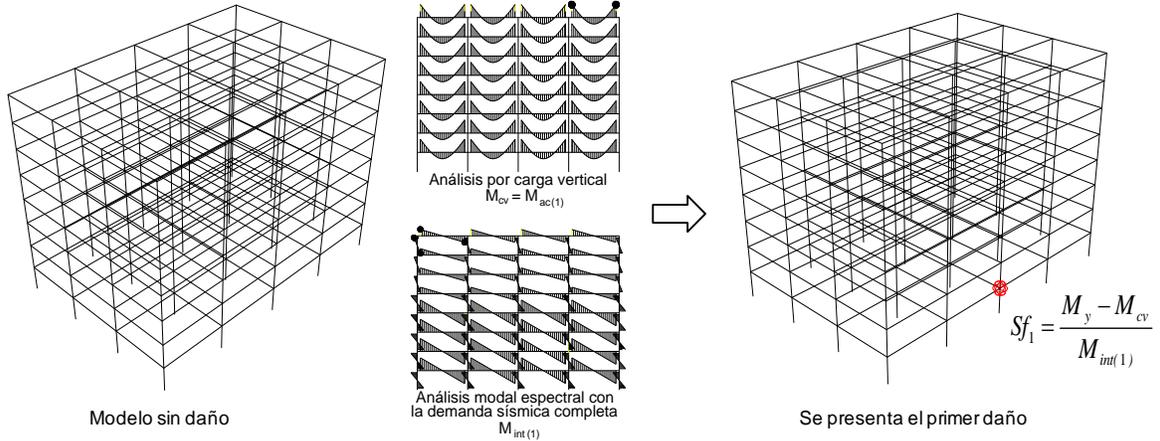


Figura 3.1 Aparición del primer daño en la estructura

- iv. Definir a partir de los resultados del análisis del paso anterior, el *punto de fluencia* de la curva de capacidad. Las coordenadas que definen éste punto se obtienen con las ecuaciones 3.3 a 3.6; donde $Vb_{total(i)}$ es el cortante basal, $M_{total(i)}$ es el momento de volteo, $\delta_{total(i)}$ y $\theta_{total(i)}$ son el desplazamiento y la rotación del punto de control respectivamente, correspondientes al *i-ésimo* análisis modal espectral evolutivo; Sf_1 corresponde al factor de escala de la intensidad de demanda sísmica requerido para que se presente la primera fluencia de la estructura y Vb_1 , M_1 , δ_1 y θ_1 son los correspondientes cortante basal, momento de volteo, desplazamiento y rotación.

$$Vb_1 = Vb_{total(i)} \times Sf_1 \quad 3.3$$

$$\delta_1 = \delta_{total(i)} \times Sf_1 \quad 3.4$$

$$M_1 = M_{total(i)} \times Sf_1 \quad 3.5$$

$$\theta_1 = \theta_{total(i)} \times Sf_1 \quad 3.6$$

- v. Calcular el *incremento de demanda* que define el nivel de daño sucesivo asignado a la estructura utilizando la ecuación 3.1; el momento actuante a partir de este análisis ($M_{ac(i)}$) se obtiene con la ecuación 3.7. Es de importancia mencionar que el nivel de daño fijado en este paso del método corresponde a un sistema que no considera la disipación de energía por

histéresis, lo que deriva en una estimación errónea de la capacidad de la estructura conforme evoluciona su daño.

$$M_{ac(i)} = M_{ac(i-1)} + M_{int(i-1)} \times Sf_{(i-1)} \quad 3.7$$

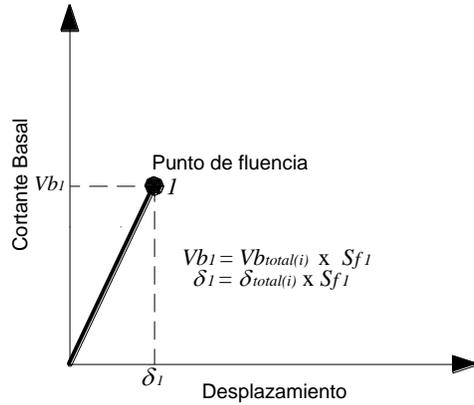


Figura 3.2 Punto de fluencia de una curva de capacidad

- vi. Determinar los incrementos correspondientes al cortante basal (ΔVb_i), desplazamiento máximo ($\Delta \delta_i$), momento de volteo (ΔM_i) y rotación del punto de control ($\Delta \theta_i$), con las ecuaciones 3.8 a 3.11. Estos incrementos corresponden al *i-ésimo* análisis modal espectral evolutivo y definen el punto no corregido ($i+1$) de la curva de capacidad (figura 3.3).

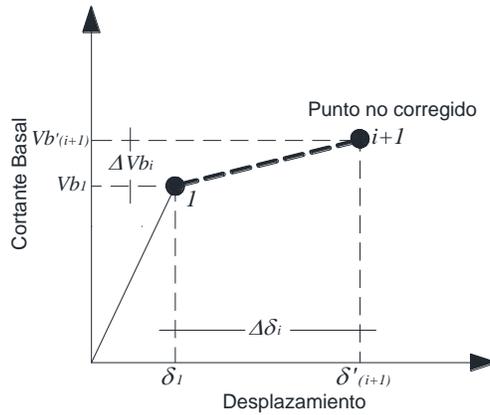


Figura 3.3 Punto no corregido de la curva de capacidad

$$\Delta Vb_i = Vb_{total(i)} \times Sf_i \quad 3.8$$

$$\Delta \delta_i = \delta_{total(i)} \times Sf_i \quad 3.9$$

$$\Delta M_i = M_{total(i)} \times Sf_i \quad 3.10$$

$$\Delta\theta_i = \theta_{total(i)} \times S_{f_i}^2 \quad 3.11$$

- vii. Considerar la *disipación de energía por histéresis* para corregir las demandas de desplazamiento y rotaciones calculadas en el paso anterior, que definen el punto $(i+1)$ de la curva de capacidad (figura 3.4). Esto se realiza analizando recursivamente un sistema equivalente de 1GDL con comportamiento definido por la curva de capacidad y tasas de amortiguamiento equivalente (ξ_{eq}) como se indica en la ecuación 3.12; donde ξ_{hist} es la fracción de amortiguamiento crítico correspondiente a la disipación de energía por histéresis y ξ_o es la fracción del amortiguamiento viscoso de la estructura (5%). En este estudio, para aproximar la fracción del amortiguamiento hysterético (figura 3.5) se utilizó la ecuación 3.13 (Rosenblueth y Herrera, 1964); donde α es la relación de rigidez de post fluencia a rigidez inicial y μ es la ductilidad asociada al desplazamiento máximo de cada análisis $(i+1)$. Si el desplazamiento máximo resulta al menos 50% mayor del desplazamiento de fluencia se usará, como aproximación dos tercios de éste para el cálculo de la ductilidad asociada, en caso contrario se usará su valor total. Como resultado se tiene un ξ_{eq} mayor del 5%, que se incluye en el sistema para obtener incrementos reducidos de ΔVb_i , $\Delta\delta_i$, ΔM_i y $\Delta\theta_i$. Esto es un proceso iterativo, en que cada iteración se verifica el porcentaje de error entre las reducciones de incrementos calculados (e); si la diferencia es al menos del 5% se procede a designar el siguiente nivel de daño en la estructura (*paso 5*); en caso contrario, se realiza un nuevo cálculo de porcentaje de amortiguamiento equivalente (ξ_{eq}) acumulable al porcentaje anterior, para tener una nueva reducción en ΔVb_i , $\Delta\delta_i$, ΔM_i y $\Delta\theta_i$. Es importante hacer notar que al considerar la disipación de energía por histéresis los niveles de daño originalmente considerados cambian, siendo necesario considerarlos al definir el nuevo nivel de demanda.

$$\xi_{eq(i)} = \xi_{hist(i)} + \xi_o \quad 3.12$$

$$\xi_{hist(i)} = \frac{2}{\pi} \left[\frac{(1-\alpha)(\mu-1)}{\mu - \alpha\mu + \alpha\mu^2} \right] \quad 3.13$$

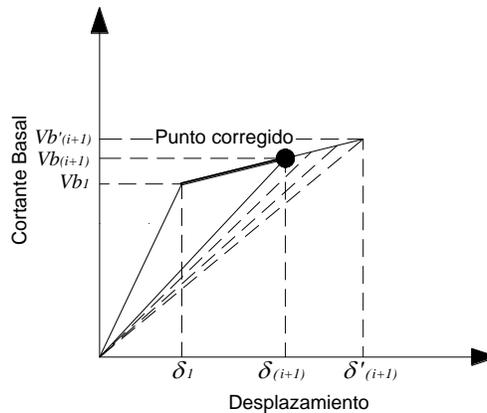


Figura 3.4 Punto corregido de la curva de capacidad

- viii. Construir las ramas de la curva de capacidad que representan el *comportamiento inelástico* de la estructura. Una vez que se consideró la disipación de energía por histéresis mediante una fracción de amortiguamiento adicional al viscoso y se obtuvieron los incrementos reducidos de ΔV_{b_i} , $\Delta \delta_i$, ΔM_i y $\Delta \theta_i$, se definen las coordenadas de la rama *i-ésima* de la curva de capacidad, con las ecuaciones 3.14 a 3.17.

$$V_{b_i} = \sum_{i=1}^{i=n} (\Delta V_{b_i}) \quad 3.14$$

$$\delta_i = \sum_{i=1}^{i=n} (\Delta \delta_i) \quad 3.15$$

$$M_i = \sum_{i=1}^{i=n} (\Delta M_i) \quad 3.16$$

$$\theta_i = \sum_{i=1}^{i=n} (\Delta \theta_i) \quad 3.17$$

- ix. *Evaluar el desempeño* de la estructura. Al ser la curva de capacidad una relación entre intensidad de la demanda sísmica y el correspondiente desempeño de la estructura (desplazamientos de un punto de control), para obtener el desempeño ante una demanda sísmica particular no es necesario realizar acciones complementarias, como sería las que involucra la aplicación de los métodos del espectro de capacidad o del N2; basta con rescatar, a partir de los resultados con los que se construyó la curva de capacidad el desempeño sísmico de la estructura.

3.1.3 Predictor-Corrector

Como se mencionó, la ejecución del procedimiento sugerido para incluir el efecto de la disipación de energía por histéresis, estrictamente requiere de realizar tantos análisis como articulaciones plásticas ocurran antes que la estructura alcance su capacidad máxima. Para efectuarlo de una manera práctica, se recomienda trabajar con nuevos niveles de daño asociados a grupos de articulaciones plásticas. Sin embargo, el definir el número adecuado de articulaciones por grupo para un nuevo análisis es un problema *no-trivial* porque en su definición se corre el riesgo de subestimar o sobreestimar la capacidad real de la estructura.

Al respecto, dentro de los métodos numéricos para la solución aproximada de ecuaciones algebraicas no lineales se encuentra el *método predictor-corrector*, que involucra un algoritmo en el cual, en vez de usar una configuración de daño asociada al inicio o final del incremento de intensidad de demanda sísmica (rigideces tangentes), se usa una configuración de daño intermedia, equivalente a usar una rigidez secante en el incremento. Este proceder que involucra un análisis adicional por incremento de intensidad, mejora la precisión del procedimiento involucrado ya que acerca la curva de capacidad aproximada a la que se obtendría mediante análisis dinámicos incrementales.

Con base en lo anterior, se propone determinar el desempeño correspondiente al nivel de daño al final del incremento de intensidad (nuevo punto de quiebre en la curva de capacidad) como se indica en los *pasos 3 y 4* del método de evaluación. Para todas las ramas subsecuentes a la elástica se realizar un análisis (predictor), primero con un incremento del 50% de la intensidad de demanda deseada para el punto $(i+1)$ de la curva de capacidad; de los resultados de éste, se identifican los elementos que alcanzan su fluencia y para éste nivel de daño se define un modelo de la estructura.

Una vez calculados los resultados correspondientes a este nivel de daño intermedio, se realiza un nuevo análisis con el 100% del incremento de la intensidad de demanda deseada (análisis $i+1$), para obtener las coordenadas que definen el punto $(i+1)$ de la curva de capacidad (figura 3.7) que debe corregirse como se indica en el *paso 7* del método de evaluación (figura 3.9 y 3.10). Es de interés mencionar que al incluir información previa de un nivel de daño relacionado con un nivel de intensidad de demanda, se logra la convergencia en la corrección del punto $(i+1)$ con un número menor de iteraciones.

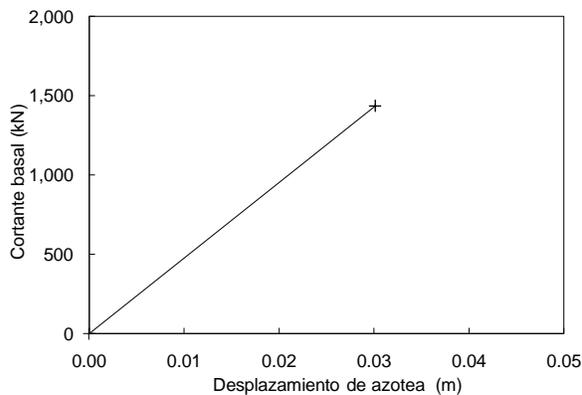


Figura 3.6 Rama elástica de la curva de capacidad

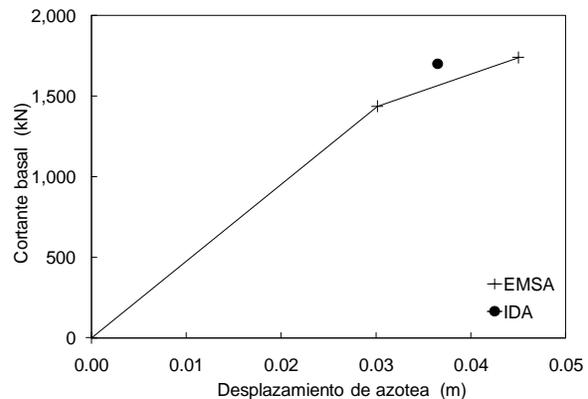


Figura 3.7 Punto $(i+1)$ sin corrección

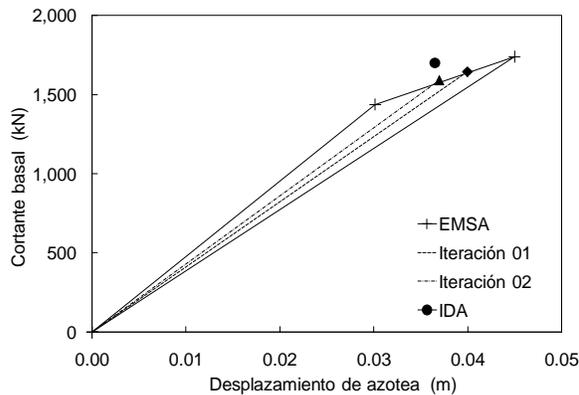


Figura 3.8 Corrección del punto (i+1)

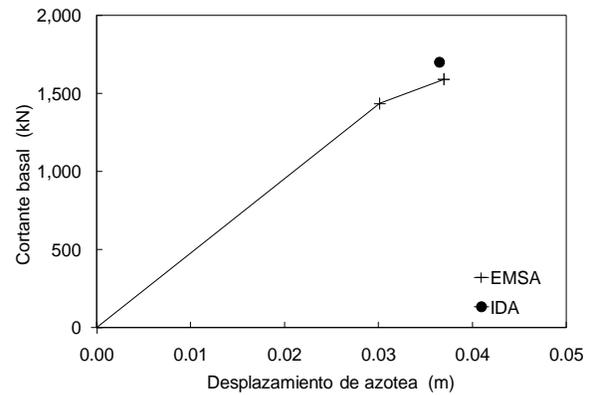


Figura 3.9 Punto (i+1) corregido

3.2 MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO

El método de diseño que se presenta tiene sus bases teóricas en el método aproximado de diseño sísmico propuesto por Ayala y Sandoval (1999); incluye conceptos congruentes con la filosofía de la ingeniería del desempeño; es aplicable a edificios de concreto reforzado en donde la asimetría en cuanto a distribución de masas, rigideces o resistencias puede suponerse concentrada en un punto y el sistema de entrepiso posea la rigidez suficiente para modelarse mediante la consideración de diafragma rígido; el método también toma en cuenta la contribución de los modos superiores de vibrar en la respuesta de la estructura, para determinar los elementos mecánicos de diseño.

En el desarrollo del método se realizan las siguientes *consideraciones*:

- El comportamiento global de la estructura a diseñar se representa mediante la curva de comportamiento bilineal de un sistema de referencia de 1GDL en el *espacio espectral* (S_a vs. S_d)
- El daño estructural se concentra en las secciones extremas de los elementos estructurales y se modela mediante la inserción de rótulas de rigidez reducida o, de manera simplista de rigidez nula; en este caso solo es necesaria la liberación del grado de libertad correspondiente al momento flexionante alrededor del eje transversal de la sección
- Los modos de mayor participación en la respuesta de la estructura tienen aproximadamente la misma razón de rigidez de posfluencia a rigidez inicial (β)
- No se consideran efectos P- Δ , ni la interacción suelo-estructura
- Para el cálculo de la rigidez global se considera que las secciones transversales de los elementos estructurales están agrietadas
- Para el caso de edificios se considera el efecto bidireccional de la acción sísmica
- En el diseño solo se considera elementos mecánicos con valores nominales

El método consta de dos etapas: en la *primera* se construye la curva de comportamiento de un sistema de referencia de 1GDL correspondiente a la estructura que se quiere diseñar y la *segunda* etapa consiste en determinar las fuerzas y elementos mecánicos de diseño correspondientes.

3.2.1 Determinación de la curva de comportamiento del sistema de referencia (primera etapa)

Para construir la curva de comportamiento bilineal del sistema de referencia de 1GDL que representa la respuesta global del edificio en diseño, se utilizan las propiedades dinámicas de dos modelos distintos. Uno que corresponde a una *estructura sin daño* y el otro perteneciente a una *estructura con una propuesta de daño* aceptable para el nivel de demanda sísmica esperado.

A continuación se describen los pasos para construir la curva de comportamiento:

- i. Realizar un *prediseño* del edificio que se desea diseñar, basado en un análisis estático bajo cargas gravitacionales y/o cargas laterales equivalentes. Este prediseño da origen al *modelo sin daño* del edificio.
- ii. Establecer el *objetivo de desempeño* que debe ser congruente con el tipo de estructura a diseñar. Se define a través de un espectro de peligro uniforme asociado a una tasa de excedencia del nivel de desempeño deseado. El estado límite o nivel de desempeño, se define mediante un índice de desempeño, el cual, para la aplicación de este método se define por una ductilidad objetivo.
- iii. Seleccionar los elementos estructurales en los cuales se acepta se produzca daño consecuencia de la acción sísmica. El daño se representa introduciendo en el *modelo sin daño* articulaciones plásticas en los extremos de los mismos. La configuración de daño propuesta debe ser representativa del nivel de desempeño definido y fomentar un mecanismo plástico consistente y estable; de esta forma se tiene el segundo modelo que corresponde a una *estructura con un daño* propuesto.
- iv. Definir la rama elástica (estructura sin daño) y la rama correspondiente al intervalo no lineal (estructura con daño) de la curva de comportamiento; ambas se representan en el espacio espectral (S_a vs. S_d). Se calculan al determinar los periodos fundamentales de los *modelos sin daño* (T_e) y *con daño* (T_i) mediante análisis de valores característicos y utilizando las expresiones que relacionan la pseudoaceleración y el desplazamiento espectral (ecuaciones 3.18 y 3.19)

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \quad 3.18$$

$$S_a = \omega^2 S_d \quad 3.19$$

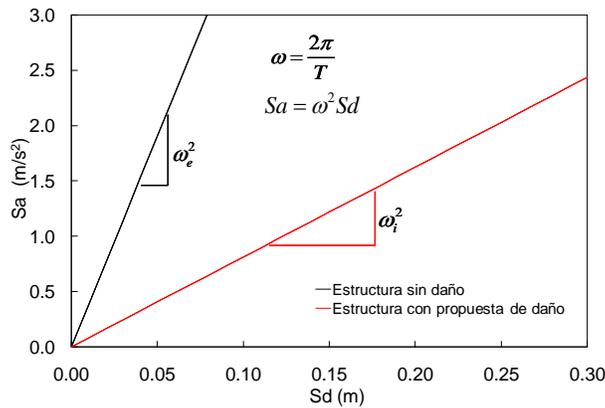


Figura 3.10 Pendientes de la curva de comportamiento

- v. Definir el nivel de demanda sísmica mediante un espectro de peligro uniforme de ductilidad constante (ductilidad objetivo). La relación de rigidez de posfluencia a la rigidez inicial (β) necesaria para construirlo se obtiene con la ecuación 3.20. Este espectro proporciona la resistencia de diseño por unidad de masa en función del periodo fundamental de vibrar de la estructura. Una vez calculado, se identifica el punto donde la curva de comportamiento cambia de pendiente es decir, el *desplazamiento de fluencia* (Sd_y), obtenido con la ecuación 3.21

$$\beta = \frac{K_i}{K_e} = \left(\frac{\omega_i}{\omega_e}\right)^2 = \left(\frac{T_e}{T_i}\right)^2 \tag{3.20}$$

$$Sd_y = \left(\frac{T_e}{2\pi}\right)^2 R_y / m \tag{3.21}$$

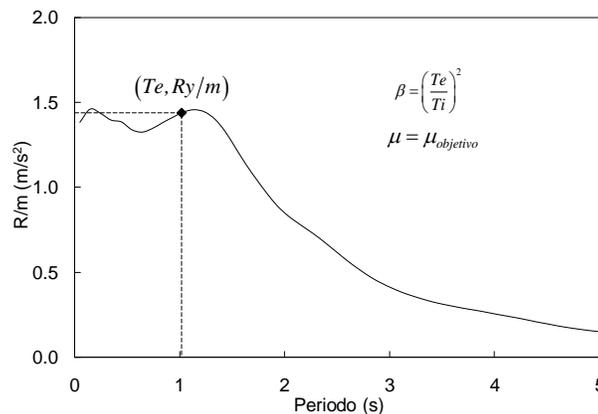


Figura 3.11 Obtención de la resistencia de fluencia

- vi. Formar la curva de comportamiento del sistema equivalente de 1GDL, trasladando la rama correspondiente a la *estructura con daño* al punto de fluencia ($Sd_y, R_y/m$). La *resistencia última* por unidad de masa (R_u/m) y el *desplazamiento último* (Sd_u) se determinan mediante la

definición de ductilidad y las relaciones geométricas de la curva de comportamiento (ecuaciones 3.22 y 3.23). En la figura 3.12 se observa que la curva de comportamiento presenta un comportamiento elástico hasta alcanzar la resistencia de fluencia ($Sd_y, R_y/m$) y a partir de ese momento la estructura sigue comportándose elásticamente pero con una rigidez de post-fluencia aportada por los elementos estructurales que permanecen sin daño hasta alcanzar la capacidad última. Esto representa una mejora ante el diseño tradicional ya que las estructuras no presentan un comportamiento elastoplástico perfecto.

$$R_u/m = R_y/m [1 + \beta(\mu - 1)] \quad 3.22$$

$$Sd_u = Sd_y \mu \quad 3.23$$

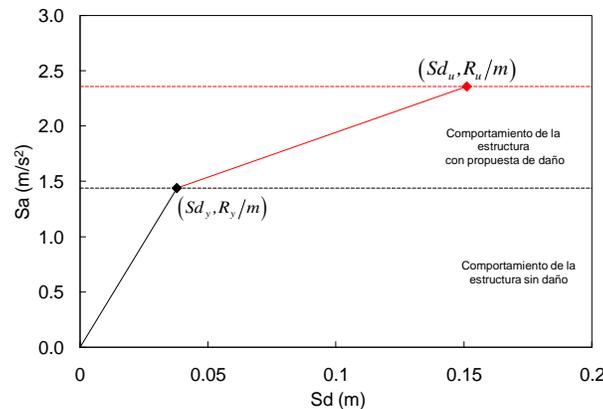


Figura 3.12 Curva de comportamiento

3.2.2 Obtención de elementos mecánicos de diseño (segunda etapa)

Una vez que se forma la curva de comportamiento del sistema de referencia de 1GDL, se pueden obtener los *elementos mecánicos de diseño* de los elementos estructurales; esto mediante la superposición de los resultados de un análisis de cargas gravitacionales y de los análisis espectrales de los modelos previamente definidos (modelo sin daño y con propuesta de daño).

En la aplicación de los análisis modales espectrales se utiliza como demanda sísmica un espectro elástico de diseño que se escala para cada caso; el cual para ser congruente con los objetivos de diseño, es de peligro uniforme, caracterizado por una función (Niño, 2003) de tipo $R/m(T, \beta=1, \mu=1, \nu)$. La tasa uniforme de exceder el nivel de desempeño es la misma que la del espectro de resistencias de peligro uniforme utilizado para obtener la curva de comportamiento del sistema de referencia de 1GDL.

Al considerar que la curva de referencia representa el comportamiento global de la estructura, es necesario que en la etapa correspondiente al *modelo sin daño*, para la demanda de resistencia, el desplazamiento del modo de mayor contribución a la respuesta y el desplazamiento de la curva de comportamiento del sistema de referencia, coincidan en la resistencia de fluencia (R_y/m). Esto se logra al reducir el espectro elástico de diseño mediante el *factor de escala* F_e (ecuación 3.24)

$$F_e = \frac{R_y/m}{R_e/m} \quad 3.24$$

Para obtener la demanda correspondiente a la estructura con la propuesta de daño, se escala el espectro elástico de diseño con el *factor de escala* F_i mostrado en la ecuación 3.25, de manera que para el periodo fundamental de la estructura dañada (T_i), la demanda de resistencia elástica coincide con la resistencia remanente ($R_u/m - R_y/m$) de la curva de respuesta del sistema de referencia.

$$F_i = \frac{R_u/m - R_y/m}{R_e/m} \quad 3.25$$

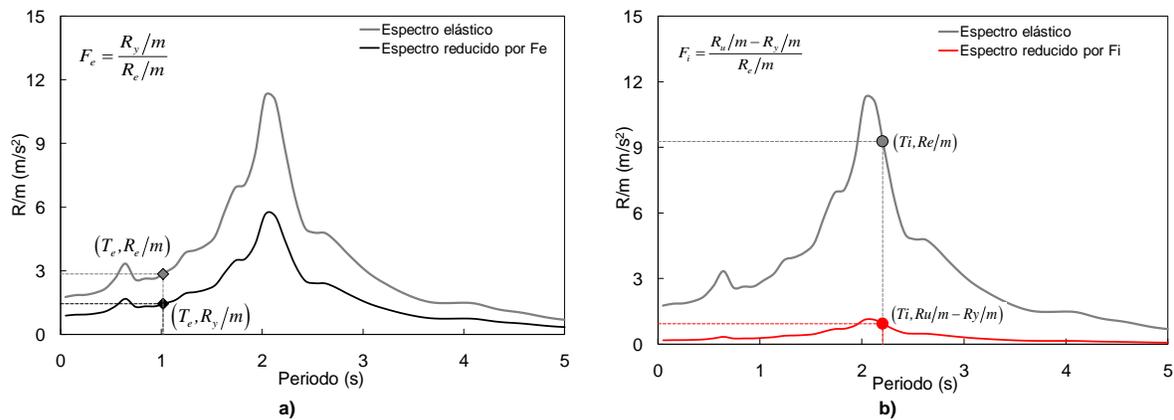


Figura 3.13 Demanda sísmica para los análisis modales espectrales:
(a) reducida por F_e y (b) reducida por F_i

Dado que se suponen dos comportamientos elástico diferentes, se puede *superponer* los resultados de los modelos *con* y *sin* daño, y de esta manera obtener los elementos mecánicos debido a la acción de la fuerza sísmica en las direcciones X y Y. Estos deben ser combinados de manera adecuada para tomar en consideración los efectos bidireccionales de la acción sísmica, y obtener los elementos mecánicos de diseño finales.

De un *buen diseño* se espera una estructura resistente a la demanda sísmica de diseño actuando en cualquier dirección horizontal. En el caso más simple la respuesta sísmica de edificios se caracteriza por tres componentes ortogonales: dos horizontales y una vertical. El efecto de la componente vertical es usualmente pequeño en comparación con el de las componentes horizontales y por tanto se desprecia.

La mayoría de los reglamentos que contienen previsiones de diseño sísmico cuentan con recomendaciones para combinar los efectos de las fuerzas sísmicas y/o permiten el uso de procedimientos simplificados para estimar la respuesta de cada componente en forma independiente y posteriormente usar reglas empíricas para obtener la respuesta total.

El RCDF vigente recomienda que los efectos de las componentes horizontales de la demanda sísmica se combinen tomando el 100% de los efectos para cada dirección de análisis más el 30% de los efectos que actúan perpendicularmente a ella.

Entre las reglas de combinación de mayor difusión se encuentra: *las reglas de porcentajes* (Newmark, 1975, y Rosenblueth y Contreras, 1977); la *raíz cuadrada de la suma de los cuadrados*, SRSS, (Wilson *et al.*, 1995); y la *combinación cuadrática completa*, CQC, (Der Kiureghian, 1981 y Wilson *et al.*, 1981).

Recientemente Valdés (2004) propone una regla de combinación donde señala que el grado de correlación que determina la manera en que deben combinarse los efectos sísmicos ortogonales horizontales se asocia a las componentes de la respuesta misma y no a los componentes del movimiento del suelo.

A pesar de estas consideraciones, las formas de combinar los efectos de las componentes horizontales es un tema de investigación abierto y al no contarse con las evidencias suficientes para determinar la “mejor” regla de combinación, debe seguirse las recomendaciones de los reglamentos vigentes.

Capítulo 4

Ejemplo de aplicación

4.1 ESTRUCTURA ESTUDIADA

Para ilustrar la aplicación del procedimiento de evaluación y diseño se eligió como ejemplo un edificio de concreto reforzado de ocho niveles diseñado por Ortega (2001), que presenta igual excentricidad en masa en todos sus niveles, inducida al mover sus centros de masa respecto a los geométrico 10% de la dimensión de la planta. En este capítulo se identificó con las siglas *8SB*.

El edificio en estudio está formado por marcos de concreto reforzado; la planta tipo tiene cuatro crujías de 8m en dirección X, tres crujías de 7m en dirección Y y cuenta con vigas secundarias en el sentido X al centro de cada crujía de 7m. El espesor de la losa se considera de 0.12m, la altura de entrepiso en todos los casos es de 3.3m. En la figura 4.1 se muestra la planta tipo del edificio, una vista tridimensional y los cortes en dirección X y Y.

En cuanto a propiedades del concreto y acero, en el diseño del edificio se consideraron los siguientes valores nominales para las propiedades de sus materiales: concreto de $f'_c=250\text{Kg/cm}^2$, $E_c=221359\text{Kg/cm}^2$ y $PV=2400\text{Kg/m}^3$; acero de $f_y=4200\text{Kg/cm}^2$ y un $E_s=2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$. En la tabla 4.1 se muestra las dimensiones de los elementos estructurales y en las tablas 4.2, 4.3 y 4.4 el refuerzo de los elementos estructurales.

La demanda empleada en la evaluación del comportamiento sísmico fue para las dos direcciones principales de la planta la componente NS del sismo del 19 de septiembre de 1985 registrado en la estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT, en la ciudad de México (*i.e.*, señales 100% correlacionadas).

Para realizar los análisis modales espectrales se utilizó como herramienta de análisis estructural el programa comercial SAP2000 (CSI, 2000) y para los análisis dinámicos incrementales el programa de análisis no lineal CANNY-E (Li, 1996).

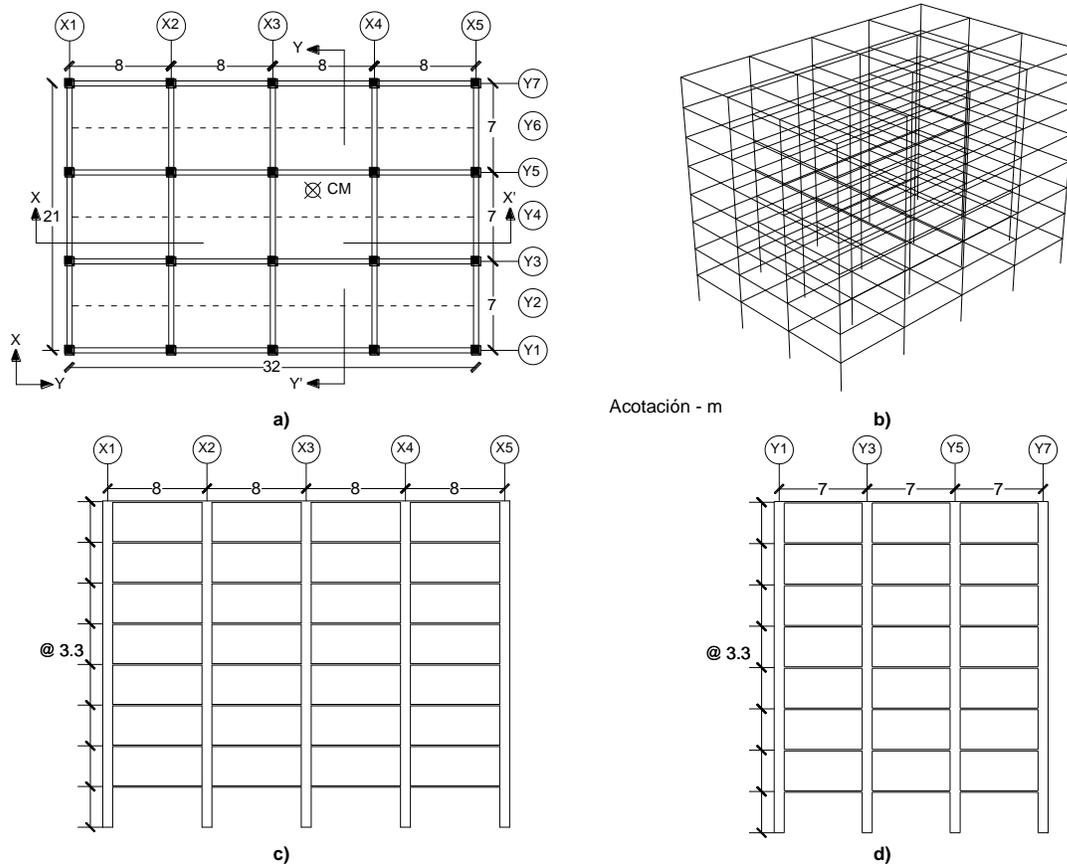


Figura 4.1 (a) Planta tipo del edificio, (b) Vista tridimensional, (c) Corte en dirección X y (d) Corte en dirección Y

Tabla 4.1 Dimensiones de elementos estructurales

Nivel	Elemento estructural	Dimensión (m)
1-8	Columnas	0.80x0.80
1-8	Vigas Principales	0.40x0.80
1-8	Vigas Secundarias	0.25x0.60

Tabla 4.2 Refuerzo de columnas

Tipo	Nivel	Localización	Refuerzo Longitudinal	Estribos No.4
C ₁	1-4	X1-X5 con Y1,Y7	12#10+4#8	@0.10m
C ₂	1-4	X1-X5 con Y3,Y5	8#10+8#8	@0.10m
C ₂	1-4	X2,X3,X4 con Y1,Y3,Y5,Y7	8#10+8#8	@0.10m
C ₃	5-8	X1,X2,X3,X4,X5 con Y1,Y3,Y5,Y7	4#10+8#8	@0.10m

Tabla 4.3 Refuerzo de vigas principales

Nivel	Refuerzo (+)	Refuerzo (-)	Estribos No.3	Refuerzo (+)	Refuerzo (-)	Estribos No.3
	Ejes Y1-Y7			Ejes Y3-Y5		
1-4	2#8+2#6	4#8+1#6	@0.15m	2#8+1#6	4#8+1#6	@0.15m
5-6	2#8+1#5	3#8+1#6	@0.15m	2#8	3#8+2#5	@0.15m
7	3#6	2#8+1#5	@0.15m	3#6	2#8+1#6	@0.15m
8	3#6	3#6	@0.15m	3#6	2#8	@0.15m

Tabla 4.4 Refuerzo de vigas auxiliares

Nivel	Refuerzo (+)	Refuerzo (-)	Estribos No.3	Refuerzo (+)	Refuerzo (-)	Estribos No.3
	Ejes X1-X5			Ejes Y2-Y4-Y6		
1-4	4#8+1#5	4#8+4#6	@0.10m	2#8+2#6	4#8+4#6	@0.12m
5-6	3#8	4#8+2#5	@0.13m	2#8+1#6	5#8	@0.15m
7	2#8	3#8	@0.14m	2#8	2#8+3#6	@0.15m
8	2#6+2#5	2#6+2#5	@0.13m	3#6	2#8+1#5	@0.15m

4.2 EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Con el objetivo de evaluar el potencial del método de evaluación, se estudió la estructura de dos maneras diferentes: en la primera se estudió el comportamiento del *marco longitudinal sobre el eje YI (8SF)* y en la segunda el comportamiento de la estructura tridimensional (*8SB*). Debido a que la curva de capacidad es una propiedad estructural que caracteriza el desempeño sísmico de una estructura, en la presentación y análisis de resultados se realizan comparaciones entre las curvas de capacidad obtenidas con el método propuesto (EMSA) y las correspondientes curvas de capacidad dinámicas obtenidas de un análisis dinámico incremental.

Como primer paso en este estudio, se aplicó el EMSA sin considerar la influencia de la disipación de energía por histéresis, para evidenciar la *no correspondencia* de resultados con los del IDA, *i.e.*, diferencias entre desplazamientos asociados a una misma intensidad de demanda sísmica. En la figura 4.2 se presenta una comparativa entre las curvas de capacidad obtenidas con el EMSA y el IDA, correspondientes al modelo 8SF; y en las figuras 4.3 y 4.4 se muestran las curvas correspondientes al modelo 8SB en las direcciones X y Y respectivamente. En ambos casos se observa la falta de correspondencia de los desplazamientos asociados a una misma intensidad de demanda sísmica calculados con los dos procedimientos y el efecto acumulativo de esas diferencias en cada paso del análisis, llegándose a presentar diferencias mayores del 50%.

Para corregir esta limitante y minimizar el error acumulado, los análisis EMSA introducen las tasas de amortiguamiento equivalente propuestas que consideran de manera aproximada la disipación de energía por histéresis en cada rama de la curva de capacidad, con lo que se pretende representar de manera más aproximada el comportamiento inelástico de la estructura. El resultado de esta consideración se observa en las figuras 4.5, 4.7, 4.8 y 4.9 dónde si existe correspondencia entre los desplazamientos del EMSA y el IDA asociados a una misma intensidad de demanda sísmica.

Como se mencionó en el *paso 9* del método de evaluación, al existir correlación entre niveles de intensidad y desempeño, es suficiente con definir la intensidad de demanda sísmica para realizar la evaluación de una estructura. Con la finalidad de realizar una comparativa de los resultados de los

EMSA con los de los análisis dinámicos incrementales y excluir la incertidumbre que tiene en los resultados al usar una regla de combinación modal, en la aplicación de los EMSAs se utilizaron análisis modales en el tiempo. A continuación se describe el proceso de evaluación de los modelos 8SF y 8SB.

En la *evaluación del modelo 8SF* cada punto de la curva de capacidad (figura 4.5) corresponde a la aparición de daño en un conjunto de elementos que aproximadamente fluyó bajo un mismo nivel de demanda sísmica. Resultado del análisis de cargas verticales y el primer análisis modal en el tiempo, se encontró que el nivel de demanda necesario para que aparecieran las primeras fluencias en éste modelo era igual a $Sf_i=1.21$; éste primer factor de escala definió el punto de fluencia de la curva de capacidad, caracterizado por un desplazamiento de azotea de 0.036m y un cortante basal de 1739.53kN.

En el intervalo de desempeño definido por las intensidades de demanda 1.21 a 1.50, se presentó una evolución de daño del 50% de los elementos estructurales aproximadamente (figura 4.6); en este intervalo se observó una excelente aproximación, ya que las diferencias punto a punto entre los desplazamientos obtenidos con el EMSA y el IDA no superaron el 1%. Para intensidades de demanda sísmica mayores de 1.5 veces la original, se presentaron mecanismos locales de inestabilidad (figura 4.7); y al llegar a una intensidad de demanda 2.1 veces mayor, los elementos estructurales dañados superaron el 50% de la totalidad. En este intervalo de desempeño existió un error promedio del 5.9% en la correspondencia punto a punto entre los desplazamientos asociados a iguales intensidades de demanda sísmica obtenidas con el EMSA y el IDA.

En la figura 4.7 se muestran las distorsiones de entrepiso y desplazamientos laterales para las intensidades límite de los intervalos de desempeño antes mencionados ($i=1.21$, $i=1.50$; $i=2.10$), en tres escenarios distintos: distorsiones y desplazamientos *estimados*, que corresponden a un EMSA que no consideró la disipación de energía por histéresis; distorsiones y desplazamientos *corregidos*, correspondientes a un EMSA que consideró la disipación de energía por histéresis; y, distorsiones y desplazamientos “exactos” que resultaron de un análisis dinámico incremental. Aquí se destaca la diferencia de magnitud entre los desplazamientos estimados y corregidos; y como estos últimos fueron comparables tanto en magnitud y forma con los obtenidos de un análisis dinámico incremental.

Para *evaluar el comportamiento del modelo 8SB* y tener una mejor representación de las no linealidades del problema, se utilizó el método predictor-corrector para definir el nivel de daño a incluir en cada análisis modal en el tiempo. Debido a que el objetivo del estudio es validar el potencial del EMSA, para eliminar la incertidumbre a la correlación entre registros en dos direcciones ortogonales, es justificable el aplicar la misma componente de demanda sísmica en la dirección longitudinal y transversal, con porcentajes de intensidades iguales. Al ser el modelo 8SB una estructura tridimensional, con un comportamiento acoplado y al realizar las correcciones de las demandas de desplazamientos y rotaciones de la estructura en un sistema equivalente de un grado de libertad, se debe elegir una curva de capacidad que rijas el cálculo de las tazas de amortiguamiento equivalente, en este caso se utilizó la correspondiente a la dirección X.

Analizando las resistencias de ambas evaluaciones (8SF y 8SB) se observa que son menores a las obtenidas con el IDA. Esto se debe a la consideración simplista para modelar la aparición de daño, que ocasiona que una vez que el elemento estructural ha alcanzado su capacidad elástica deje de contribuir a la resistencia global de la estructura.

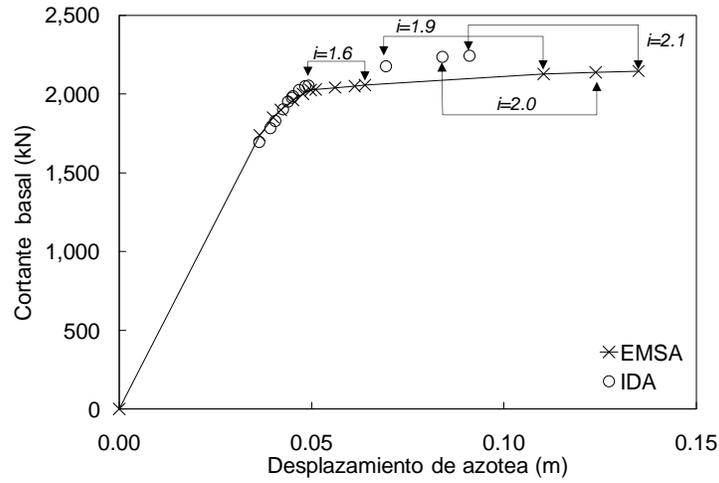


Figura 4.2 Curva de capacidad sin corrección (8SF)

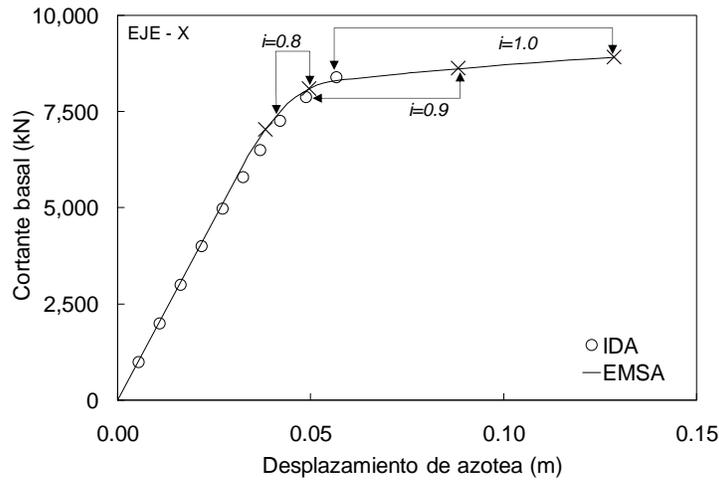


Figura 4.3 Curva de capacidad sin corrección (8SB, dirección X)

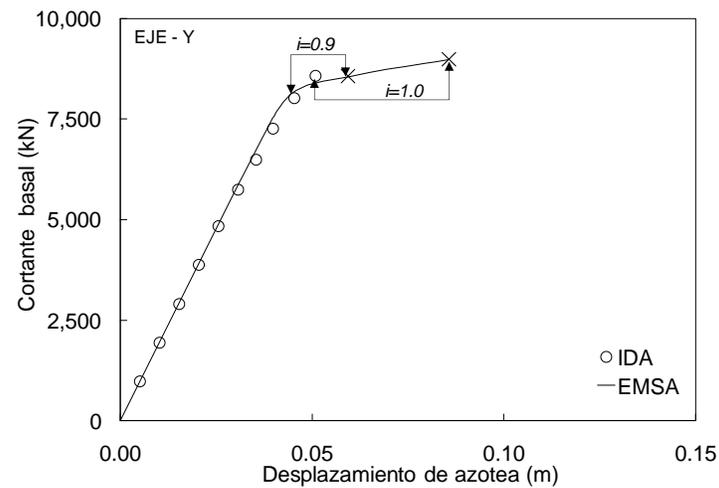


Figura 4.4 Curva de capacidad sin corrección (8SB, dirección Y)

También se destaca que a medida que la intensidad de la demanda sísmica aumenta y el daño en la estructura evoluciona produciéndose cambios en la configuración modal, se pierde precisión en el EMSA y se presentan diferencias con los resultados de los análisis dinámicos incrementales.

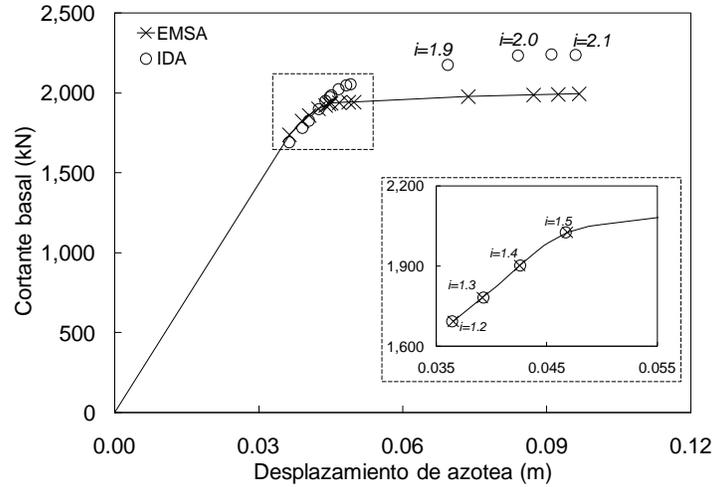


Figura 4.5 Curva de capacidad del modelo 8SF

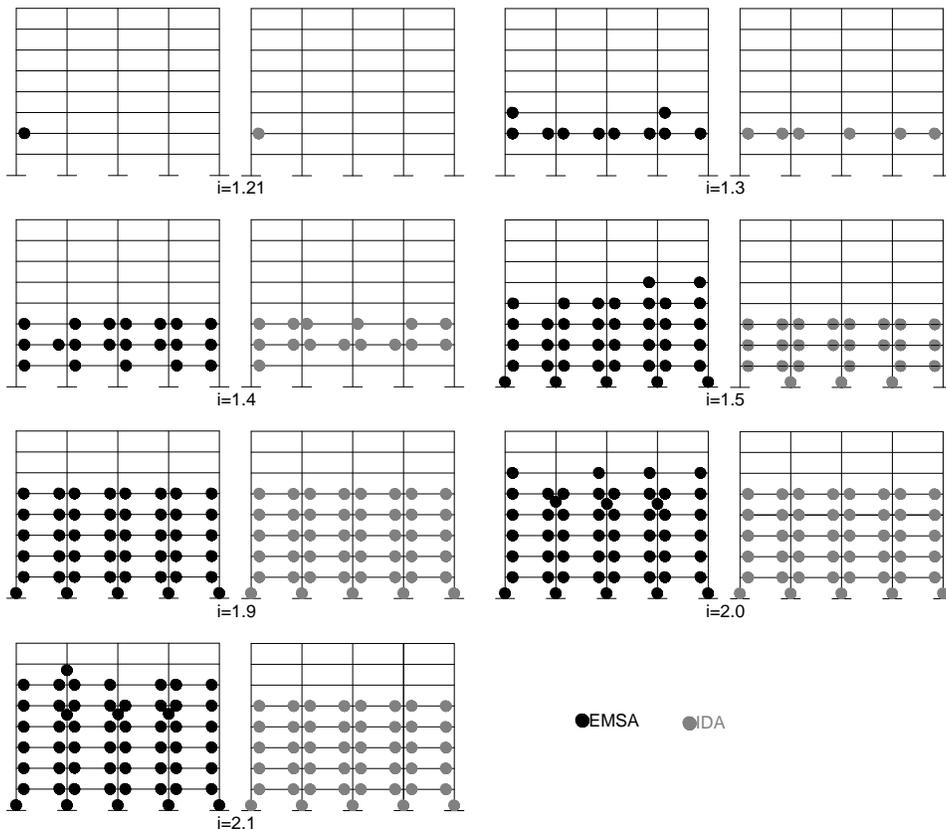


Figura 4.6 Daño del modelo 8SF a diferentes intensidades de demanda sísmica

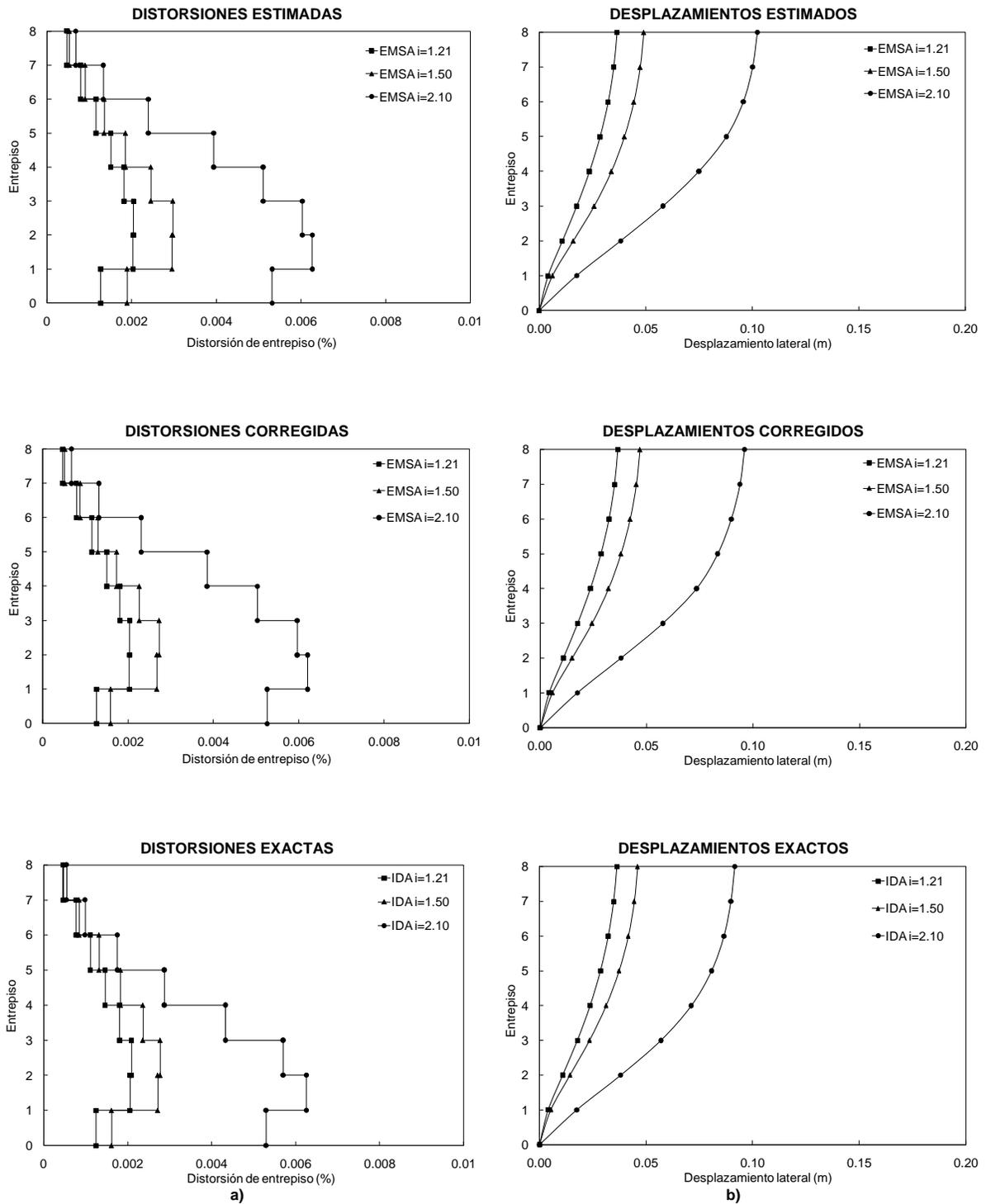


Figura 4.7 Indicadores de desempeño global del modelo 8SF:
(a) Distorsiones de entrepiso y **(b)** Desplazamientos laterales

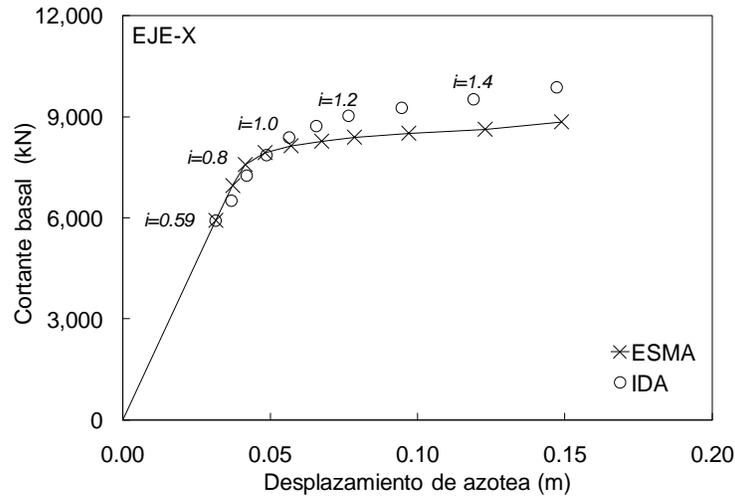


Figura 4.8 Curva de capacidad del modelo 8SB (dirección X)

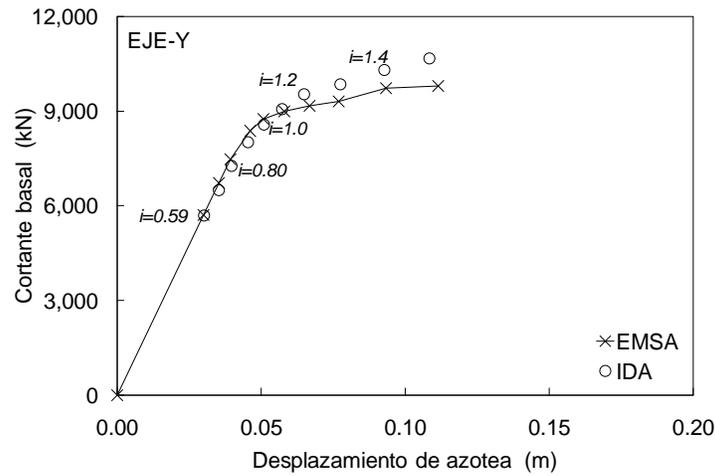


Figura 4.9 Curva de capacidad del modelo 8SB (dirección Y)

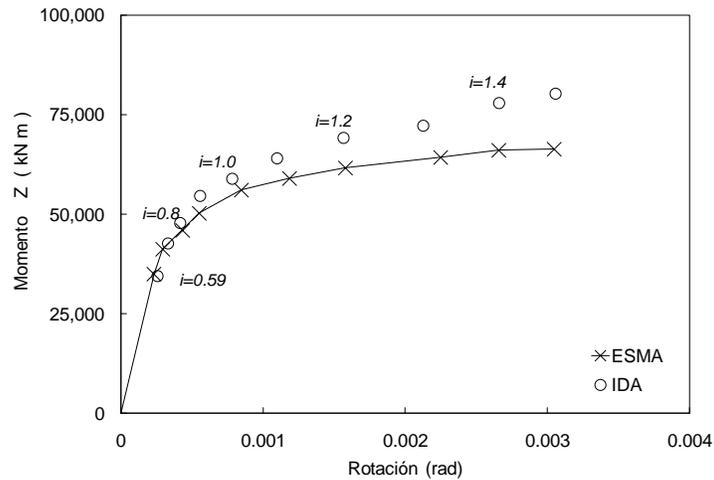


Figura 4.10 Curva de capacidad del modelo 8SB (dirección Rz)

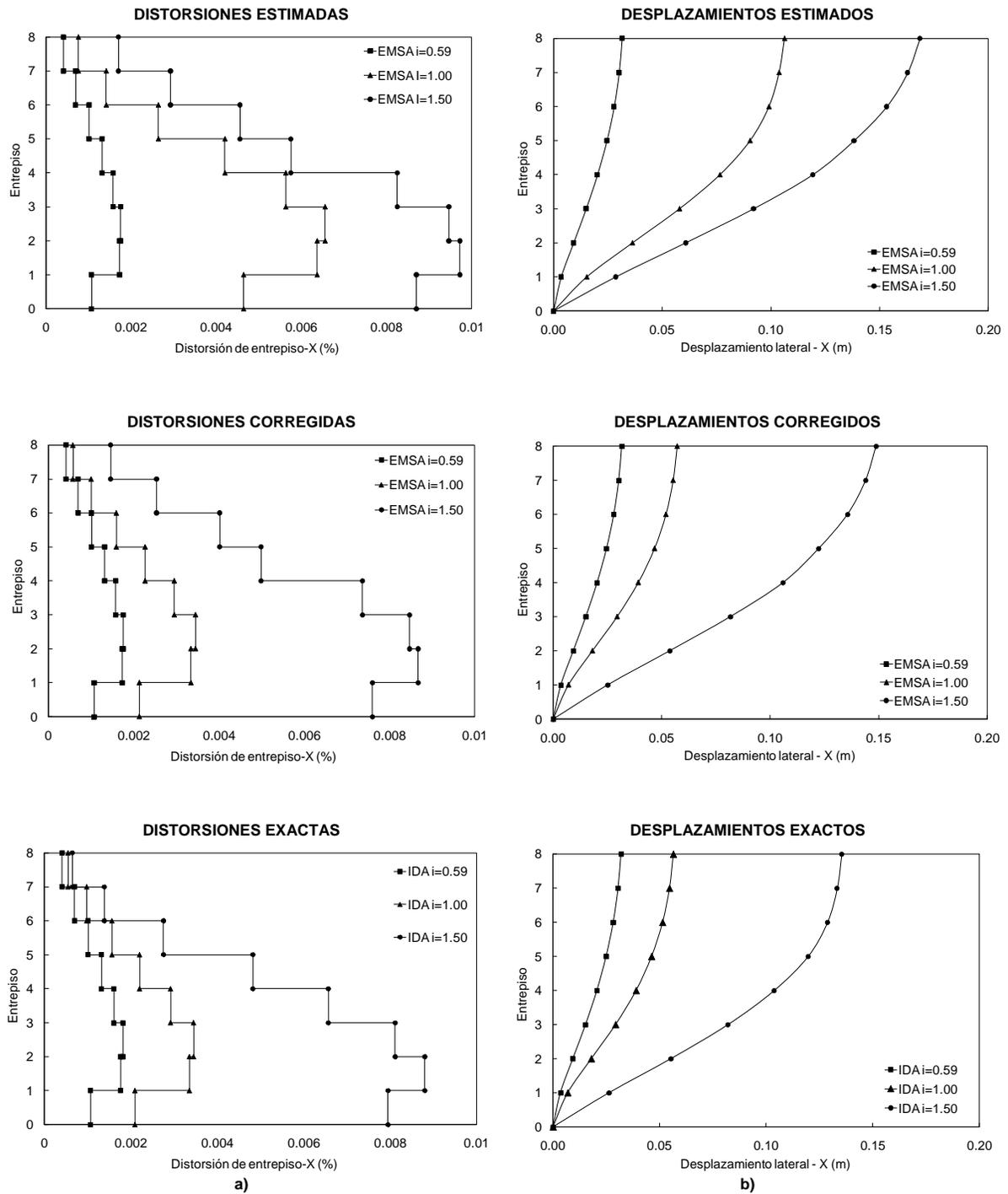


Figura 4.11 Indicadores de desempeño global del modelo 8SB (Dirección-X):
 (a) Distorsiones de entrepiso y (b) Desplazamientos laterales

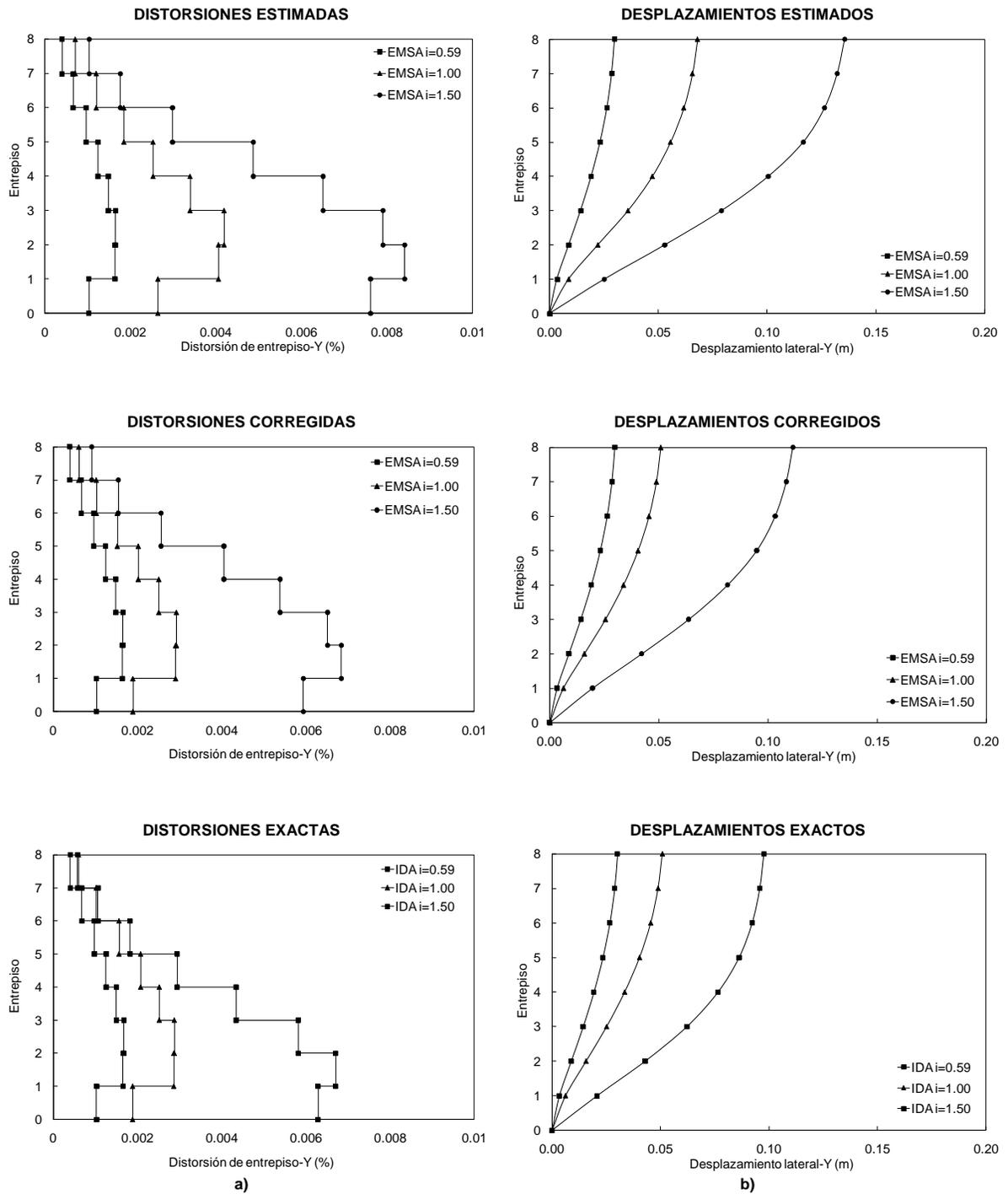


Figura 4.12 Indicadores de desempeño global del modelo 8SB (Dirección-Y):
(a) Distorsiones de entrepiso y **(b)** Desplazamientos laterales

4.3 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

Para ejemplificar el método de diseño se utilizó la geometría del edificio 8SB para definir la *estructura de prediseño*; este modelo cuenta con las consideraciones del RCDF de 1993, sus características se describen en la sección 4.1 de este documento. Con este prediseño se construyó el *modelo sin daño* (8SB_e) de donde se obtuvo la rama elástica de la curva de comportamiento del sistema de referencia de 1GDL.

Se consideró que la estructura a diseñar es de uso estándar, por lo que se determinó como *nivel de desempeño* el asociado a la seguridad de vida, definido por un *índice de desempeño* correspondiente a una ductilidad modal de valor 4 ($\mu=4$). El *objetivo de desempeño* se definió por un espectro de resistencias de peligro uniforme correspondiente a un evento sísmico de gran magnitud (sismo extraordinario) característico del peligro sísmico de la Ciudad de México; en el desarrollo de este ejemplo se utilizó una tasa de excedencia del nivel de desempeño $\nu=0.001$, ductilidad modal $\mu=4$, y β el correspondiente a la relación de la rigidez de posfluencia a la rigidez inicial de la curva de comportamiento del sistema de referencia de 1GDL.

Para construir el modelo de la *estructura con una propuesta de daño* (8SB_i) se supuso daño en las vigas de los marcos longitudinales (dirección X) hasta el quinto nivel y en los marcos transversales (dirección Y) hasta el cuarto nivel en mayor concentración en la sección delimitada por los ejes Y4 a Y7 donde está concentrada la masa del edificio y se esperaba daño ocasionado por el efecto de torsión (figura 4.13), no se permitió daño en la base de las columnas de la planta baja.

Mediante análisis de valores característicos se calcularon los periodos fundamentales de vibrar de los modelos 8SB_e y 8SB_i; en cada caso se tomó el período de mayor contribución a la respuesta de la estructura, que corresponden a $T_e=1.01s$ y $T_i=2.84s$ respectivamente; en la figura 4.14 y 4.15 se muestran las tres primeras formas modales de cada modelo.

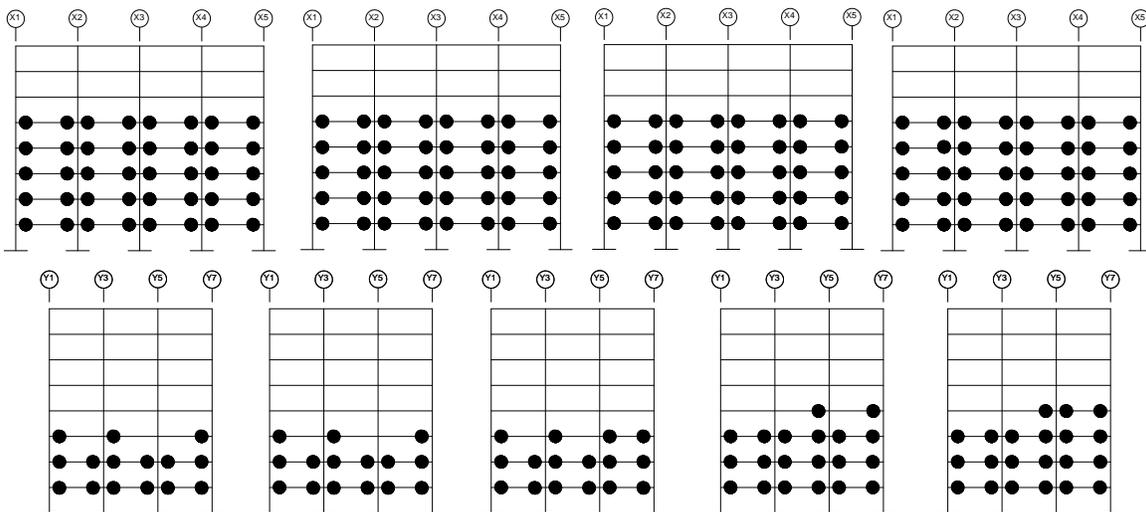
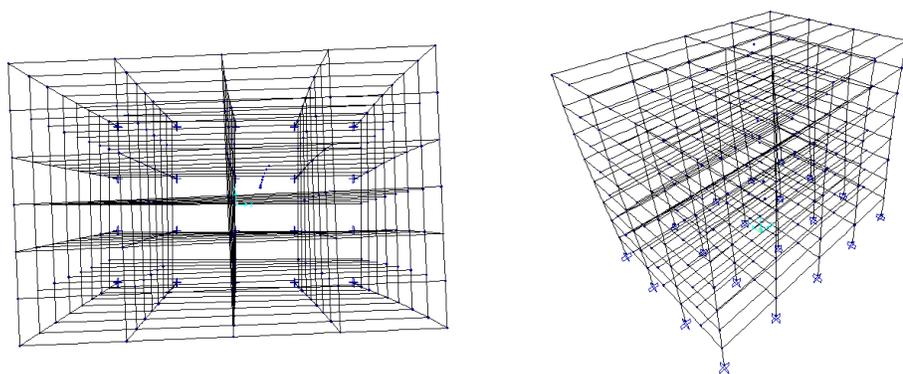
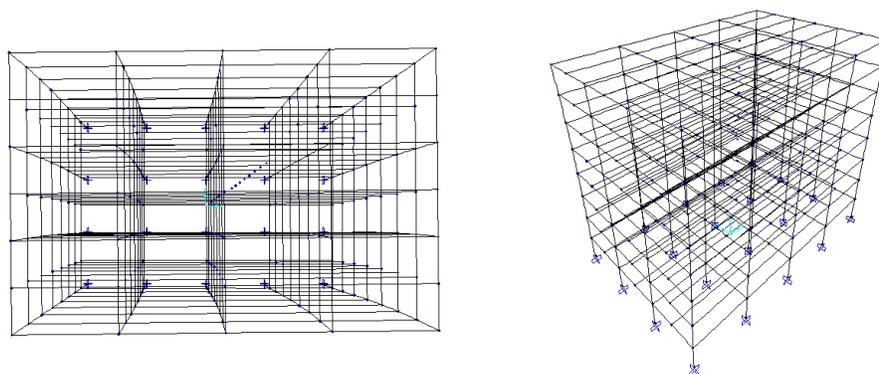


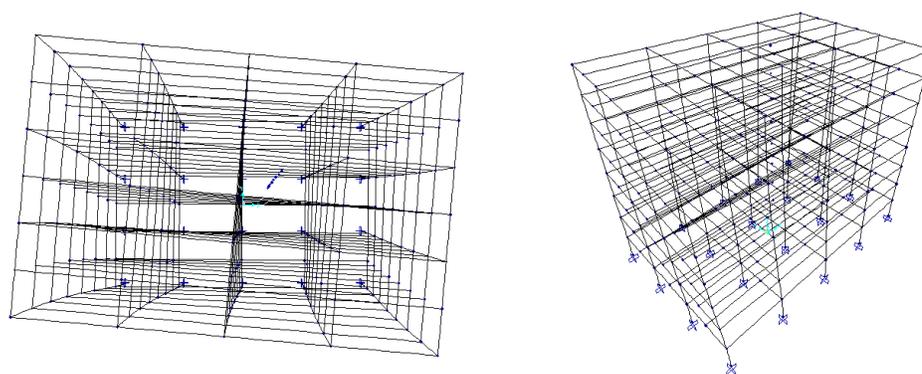
Figura 4.13 Daño propuesto para la estructura a diseñar



$Te_1=1.018$ s

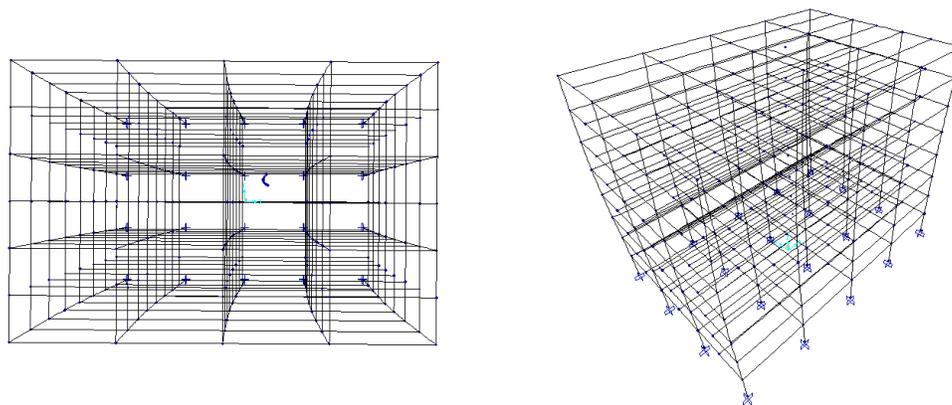


$Te_2=0.943$ s

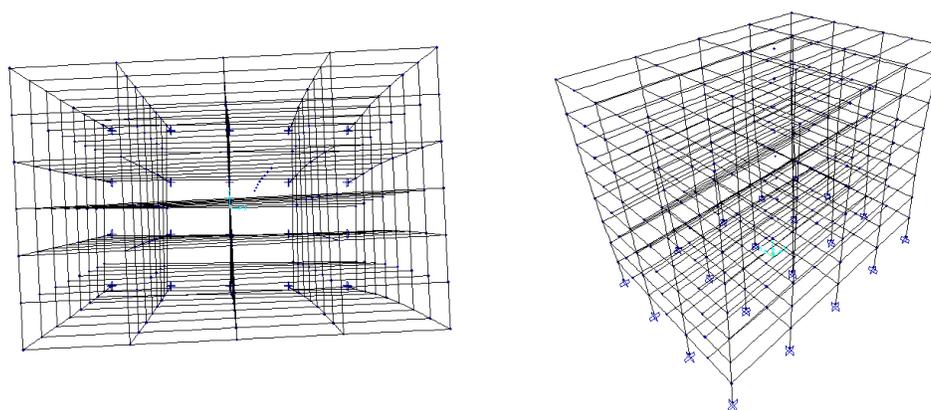


$Te_3=0.718$ s

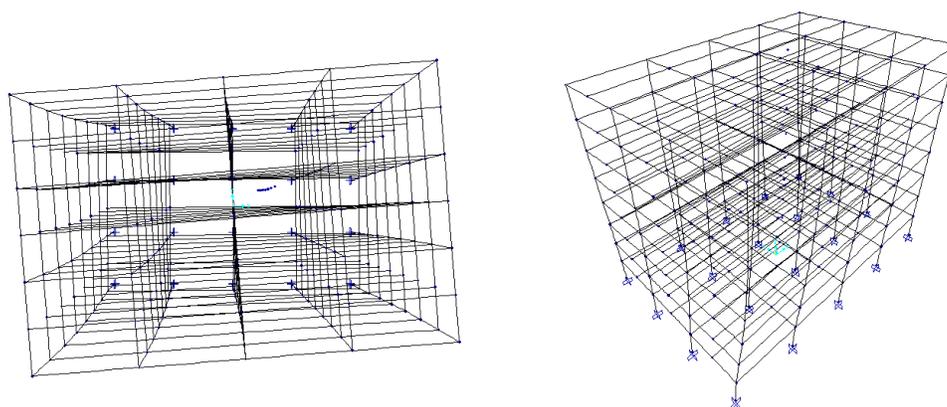
Figura 4.14 Tres primeras formas modales del modelo 8SB_e



$T_{i_1}=2.846$ s



$T_{i_2}=1.816$ s



$T_{i_3}=0.889$ s

Figura 4.15 Tres primeras formas modales del modelo 8SB_i

Al determinar los modos de vibrar de la estructura se verificó la variación de la razón de rigidez de posfluencia a la rigidez inicial (β); en la figura 4.16 se observa que la configuración de daño propuesta afectó de forma parecida a los tres primeros modos de vibrar del edificio, que son los de mayor contribución a la respuesta de la estructura con un valor promedio $\beta=0.25$; en cambio ésta, no afectó de manera importante a los modos superiores, que presentaron un valor promedio a partir del cuarto modo de $\beta=0.84$ y prácticamente no contribuyeron en la respuesta de la estructura.

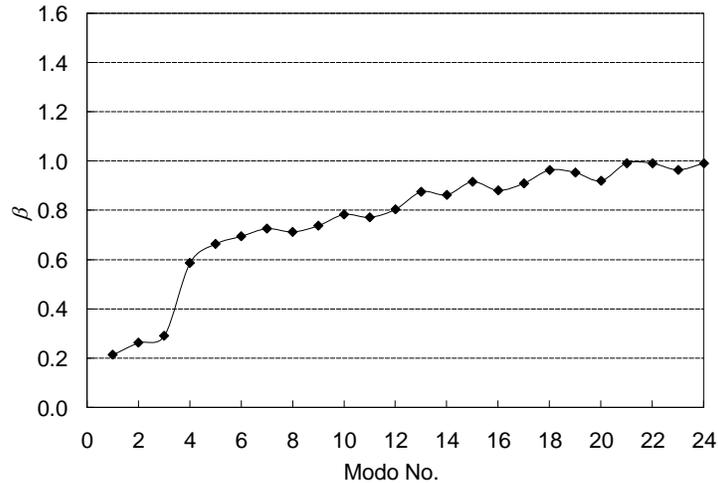


Figura 4.16 Variación de la razón de rigidez inicial a la rigidez de posfluencia

A partir de los periodos fundamentales de vibrar de mayor contribución (T_e y T_i) en la respuesta de cada modelo se obtuvieron las ramas de la curva de comportamiento (figura 4.17) del sistema de referencia de 1GDL en el espacio S_a vs. S_d

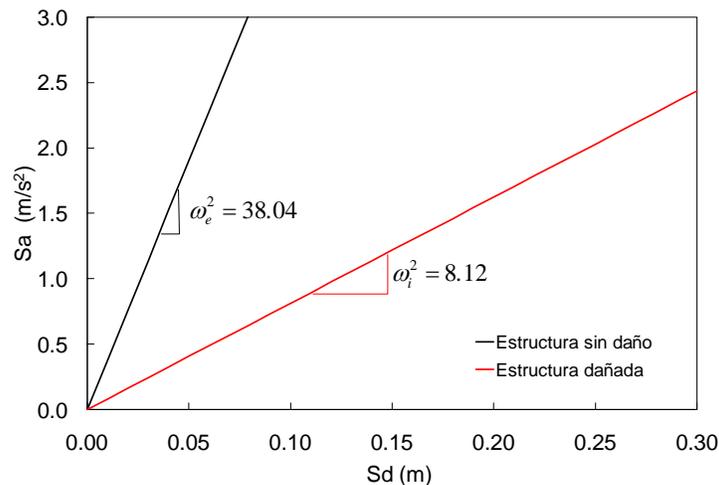


Figura 4.17 Ramas de la curva de comportamiento del sistema de 1GDL

Para el desarrollo del ejemplo se definió el nivel de demanda sísmica (figura 4.18) a partir de la función espectral para los parámetros de ductilidad y relación de rigideces característicos del objetivo de diseño R/m (T , $\beta=0.20$, $\mu=4$, $\nu=0.001$). Una vez definido este espectro, se obtuvo el punto de fluencia (figura 4.18) en función del periodo fundamental del modelo $8SB_e$ (T_e), que tomó el valor de $R_y/m=1.437\text{m/s}^2$; mientras el valor del desplazamiento de fluencia fue $Sd_y=0.038\text{m}$.

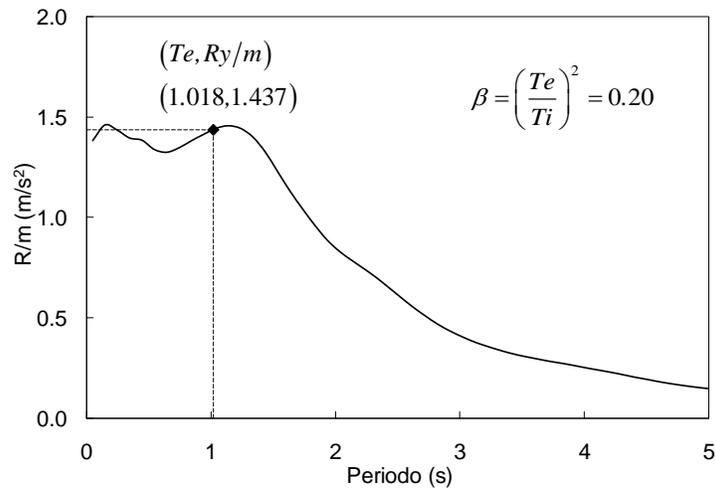


Figura 4.18 Demanda sísmica

La curva de comportamiento del sistema de referencia se formó al trasladar la rama de comportamiento del modelo 8SB_i al punto $Sd_y, R_y/m$; y definir la resistencia y desplazamiento últimos (figura 4.19).

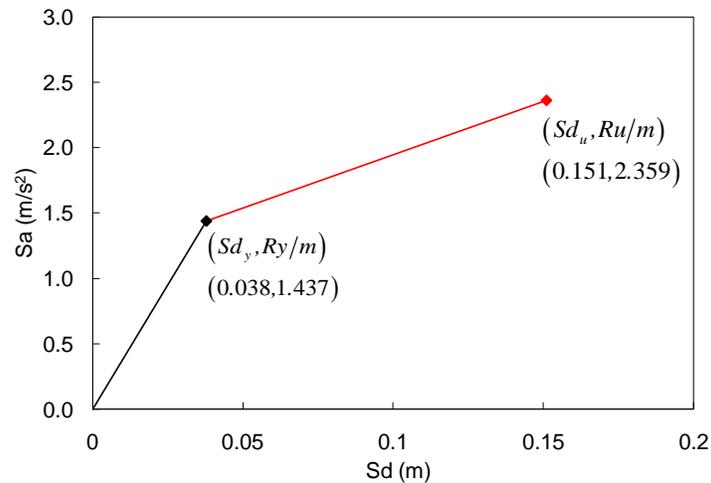


Figura 4.19 Curva de comportamiento del sistema de referencia

Para distribuir las demandas globales de resistencia en los elementos estructurales se realizaron análisis modales espectrales a los modelos 8SB_e y 8SB_i. En la primera la primera etapa (8SB_e) de comportamiento, la estructura demandó a nivel global la resistencia de fluencia (R_y/m), lo que significa que localmente tuvo elementos estructurales cuyas secciones alcanzaron simultáneamente, su capacidad elástica. El nivel de resistencia de fluencia del edificio se definió por la reducción del espectro elástico mediante el factor $F_e=0.5$ (figura 4.20); mientras que para la segunda etapa (8SB_i) de comportamiento elástico se definió por la reducción del espectro elástico mediante el factor $F_i=0.09$ (figura 4.21).

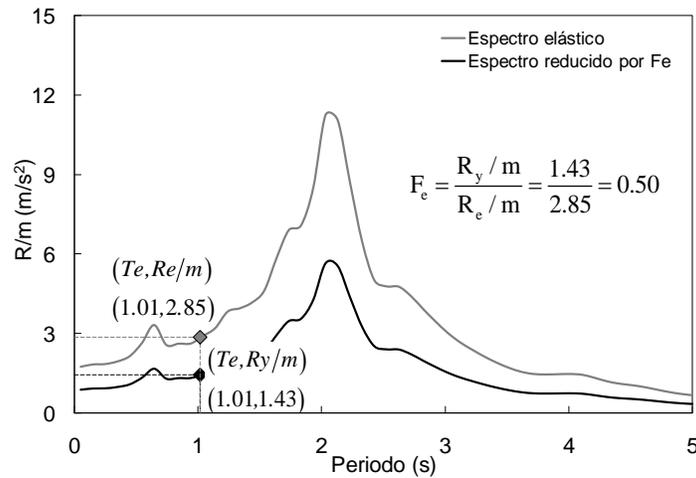


Figura 4.20 Demanda reducida por F_e

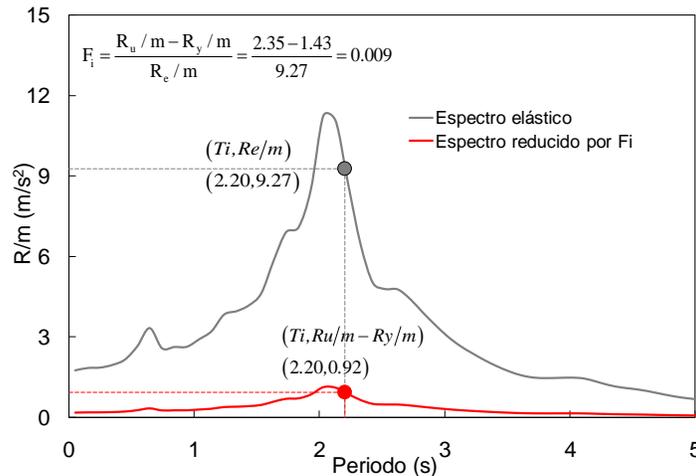


Figura 4.21 Demanda reducida por F_i

Los elementos mecánicos producto de la acción sísmica para las direcciones X y Y resultaron de sumar los elementos mecánicos de los análisis modales espectrales con el espectro elástico reducido por F_e y F_i en sus respectivas direcciones; para obtener los elementos mecánicos bajo cargas verticales se utilizó el modelo 8SB_e. Lo anterior se ilustra en la tabla 4.5, donde se presenta los resultados (momentos flexionante) de una viga del sexto entrepiso, acotada por los ejes X4-X5 y B

Tabla 4.5 Elementos mecánicos de la viga X4-X5

	Elementos mecánicos del modelo 8SB _e		Elementos mecánicos del modelo 8SB _i		Sumatoria de elementos mecánicos		
	Carga vertical	Análisis modal espectral (F_e)		Análisis modal espectral (F_i)			
		Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Izquierda	7.60	26.99	12.51	55.63	3.43	82.62	15.94
Centro	7.52	0.44	0.20	1.27	0.08	1.71	0.28
Derecha	20.80	27.88	12.93	58.17	3.60	86.05	16.53

Los elementos mecánicos de diseño finales se tomaron como la sumatoria de los elementos mecánicos producto de la carga vertical y de la acción sísmica; en esta última se consideró la envolvente de la combinación de efectos bidireccionales de acuerdo al RCDF vigente, a la regla de combinación SRSS y la regla de combinación propuesta por Valdés (2004).

Los elementos mecánicos de diseño por nivel en vigas y columnas no se uniformizaron como se acostumbra en la práctica, debido a que al realizarlo, cambiaría la distribución de resistencias y por tanto la curva de comportamiento global de la estructura, modificándose el objetivo de desempeño propuesto. Realizar alguna recomendación de estandarización se encuentra fuera del alcance de este trabajo.

Tabla 4.6 Diferentes combinaciones de fuerzas sísmicas

	CV	Sumatoria de elementos mecánicos		Combinación de acuerdo al RCDF-2004		SRSS	Valdés (2004)	Envolvente
		Dirección X (Sx)	Dirección Y (Sy)	CV+Sx+0.3Sy	CV+0.3Sx+Sy	$CV+\sqrt{(Sx^2+Sy^2)}$	$CV+\max(Sx,Sy)\gamma$	
Izquierda	7.60	82.62	15.94	95.00	48.32	91.74	97.79	97.79
Centro	7.52	1.71	0.28	9.31	8.31	9.25	9.36	9.36
Derecha	20.80	86.05	16.53	111.80	63.14	108.42	114.69	114.69

Teniendo en consideración que para realizar el diseño del edificio se empleó un método aproximado, basado en la curva de respuesta de un sistema de referencia de 1GDL, el desempeño esperado se evaluó en base de la ductilidad global de la estructura. Otros parámetros que pueden utilizarse son: desplazamientos de azotea (a nivel global) y distorsiones de entrepiso y ductilidades locales.

La ductilidad global del edificio se obtuvo como la relación entre el *desplazamiento último*, (definido como el desplazamiento máximo obtenido de un análisis no lineal paso a paso) y el desplazamiento de fluencia, considerado como el desplazamiento máximo del centro de masa del nivel de azotea, obtenido del análisis modal espectral del modelo sin daño utilizando el espectro elástico de diseño de peligro uniforme reducido por F_e . La ductilidad promedio resultante fue de $\mu\Delta=4.80$, aunque esta última es mayor al valor de ductilidad definido como índice de desempeño ($\mu\Delta=4$).

4.4 DIAGNÓSTICO DE LA IRREGULARIDAD MODAL

Como se mencionó en el capítulo de antecedentes, los métodos simplificados tanto de evaluación como de diseño pierden precisión cuando la estructura presenta una irregularidad modal. Por tanto se analizó el modelo 8SB con el método de Karhunen-Loève (*análisis KL*) para determinar si presentaba esta condición y garantizar la precisión del método propuesto.

Como primer paso se obtuvo las historias de respuestas (*desplazamientos y aceleraciones*) que caracterizan el comportamiento sísmico de la estructura, esto se realizó mediante un análisis dinámico lineal y uno no lineal, para estudiar el comportamiento en la etapa elástica e inelástica de la estructura. La información que resultó de los análisis KL está ordenada de acuerdo a la *magnitud* y *orden* de su participación en la respuesta total de la estructura, para fines prácticos la información que se presenta a continuación destaca los tres primeros modos de vibrar de la estructura.

4.4.1 Análisis de las respuestas elásticas

Para estudiar la respuesta elástica de la estructura, se delimitó el registro sísmico de demanda en cuanto a la duración del movimiento intenso del terreno de las etapas inicial y final. Para ello se calculó la intensidad de Arias (I_a) y se seleccionó como duración de la fase intensa el intervalo de tiempo correspondiente al 5% y 95% del área bajo la curva definida en la ecuación 4.1 (Xianguo, 1996).

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_d} V_g^2(t) dt \quad 4.1$$

Previamente se realizó un análisis modal para obtener los periodos de la estructura (figura 4.24) y tener un punto de comparación con el análisis KL.

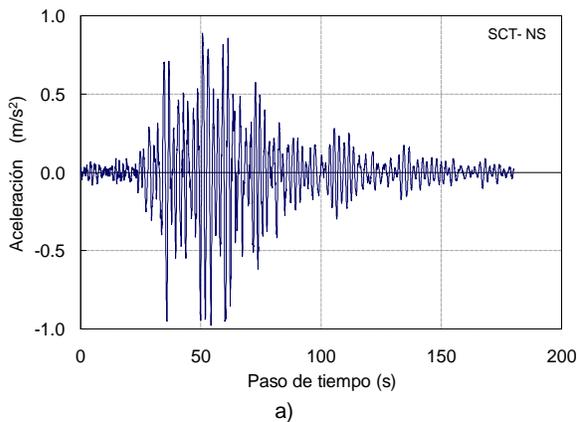


Figura 4.22 Registro sísmico SCT-NS

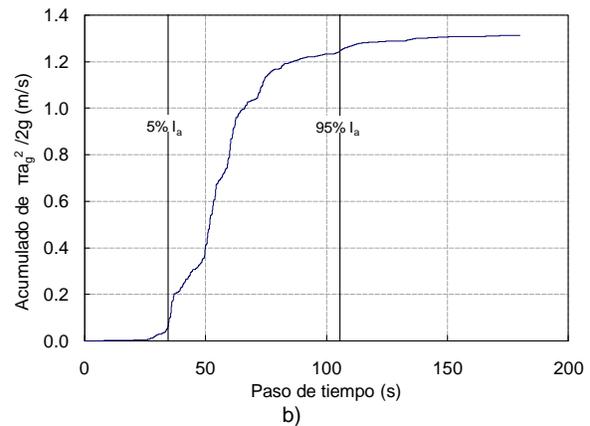


Figura 4.23 Intensidad de Arias (SCT-NS)

Después de aplicar el análisis KL se observó que el periodo del modo 1KL (figura 4.25) corresponde al periodo del segundo modo (análisis modal) observado en la figura 4.24 debido a que su contribución en la respuesta de la estructura es mayor; de manera similar el periodo del modo 2KL corresponde al periodo del primer modo (análisis modal), ya que por orden de participación es el de segunda importancia. La figura 4.27 corresponde a las fuerzas modales y la figura 4.28 a los desplazamientos modales, donde se aprecia que el modo 1KL es el de mayor contribución a la

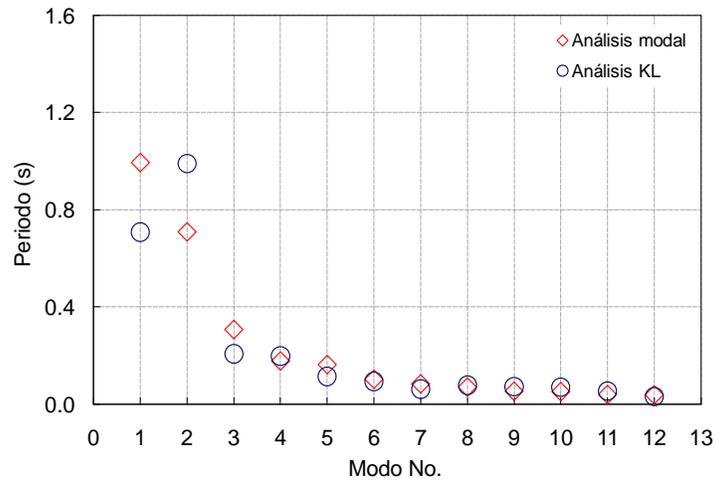


Figura 4.24 Periodos (análisis modal vs. análisis KL)

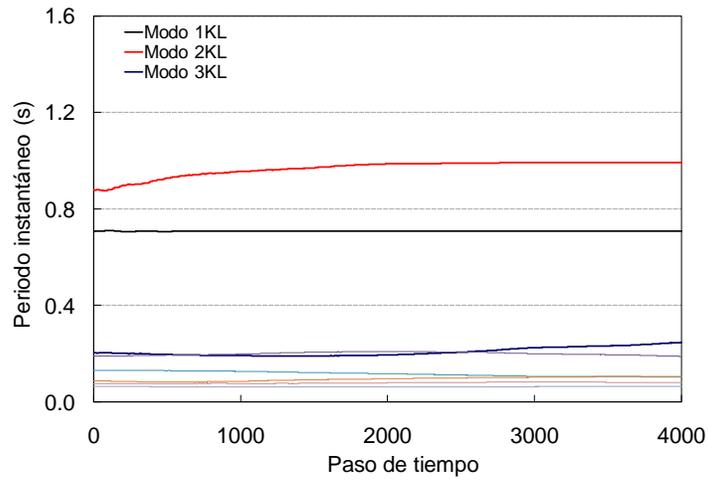


Figura 4.25 Periodos instantáneos

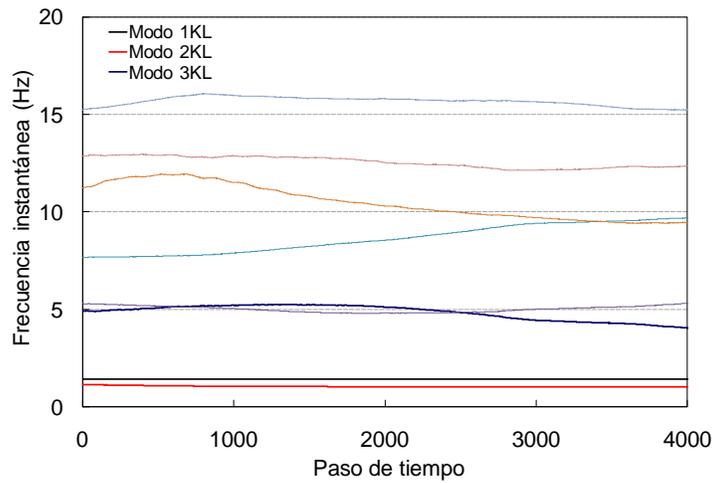


Figura 4.26 Frecuencias instantáneas

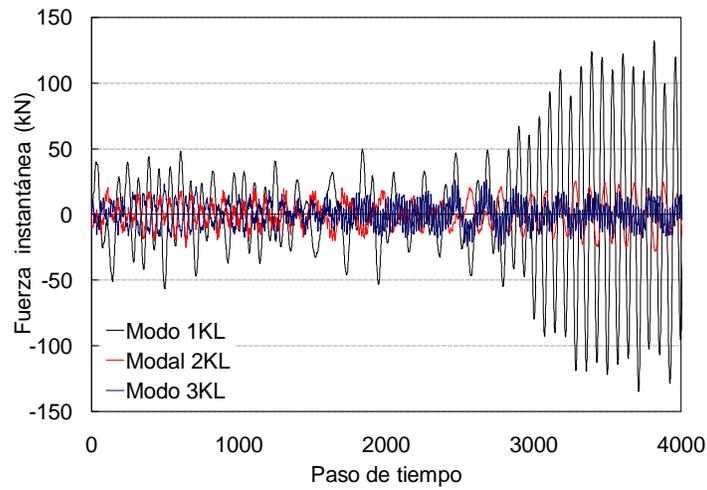


Figura 4.27 Fuerzas modales

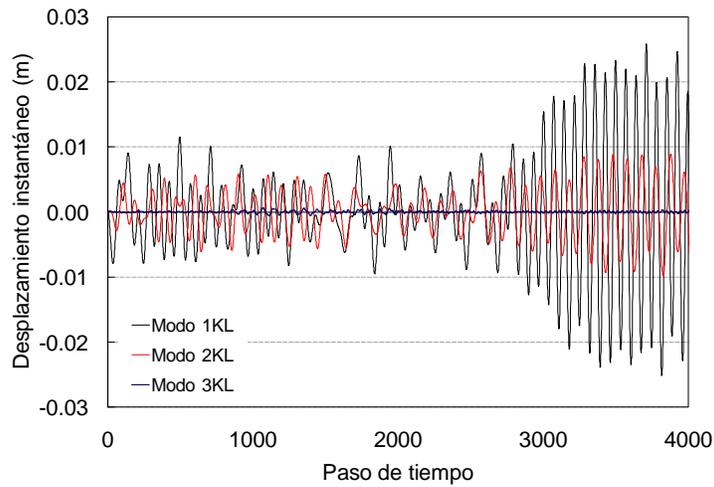


Figura 4.28 Desplazamientos modales

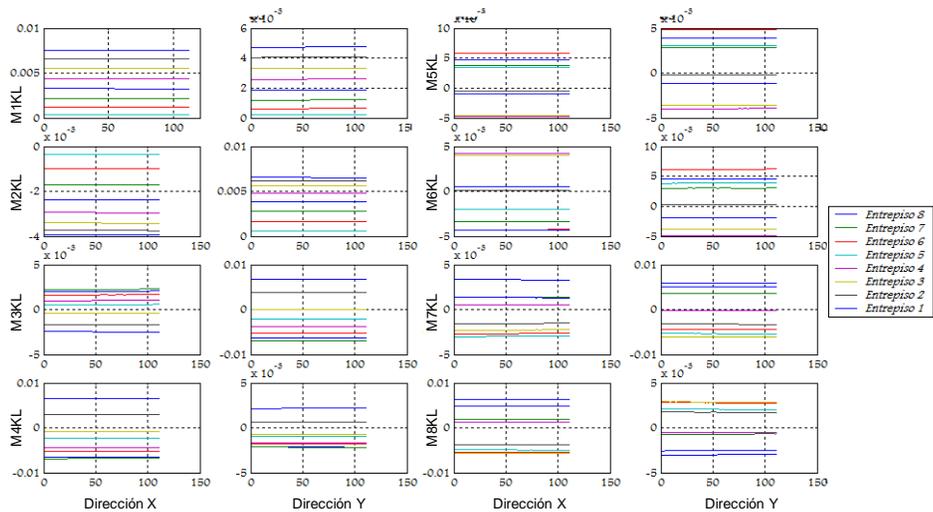


Figura 4.29 Proyecciones modales de desplazamiento

respuesta total de la estructura. Es importante hacer notar que, como el análisis se realizó con base en una respuesta no amortiguada, las respuestas modales de desplazamiento y fuerzas no decrecen en el tiempo. En la figura 4.29 se muestra las proyecciones modales de desplazamientos asociadas a los valores característicos obtenidos de la matriz de covarianzas de la respuesta de desplazamiento. Con estos resultados podemos decir que cuando el sistema estudiado se encuentra en el rango de comportamiento elástico-lineal las respuestas que se obtuvieron al aplicar el análisis KL (*periodos, frecuencias, rigideces, proyecciones modales de fuerza y desplazamiento*) permanecen constantes en el transcurso del tiempo en contraste a lo que se espera encontrar en el rango no lineal.

4.4.2 Análisis de las respuestas inelásticas

Las historias de respuestas inelásticas se obtuvieron de un análisis no lineal paso a paso con la totalidad del registro sísmico para observar la diferencia existente cuando la estructura se encuentra en la etapa lineal y cuando entra en el rango no lineal. A este respecto se observa que la respuesta de los modos KL en cuanto a periodos y frecuencias instantáneas en la etapa elástica (figura 4.30 y figura 4.32) del análisis fue sensiblemente constante en contraste con lo que se observa en la etapa no lineal, donde se muestra una marcada variación en el transcurso del tiempo (figura 4.31 y figura 4.33). En las gráficas que muestran la evolución de los desplazamientos y fuerzas modales de esta etapa (figura 4.34 y figura 4.35), se observa que el modo 1KL es el de mayor participación. En la figura 4.36 se observa que los cambios presentados en las proyecciones modales asociadas a las respuestas de desplazamiento pueden ser debidos a que la señal fue no estacionaria o porque reflejó la no linealidad del material.

De lo anterior, y teniendo en cuenta que la importancia de participación de los modos a través de la historia del tiempo no cambia, se concluyó que el modelo 8SB no presentó una condición de irregularidad modal.

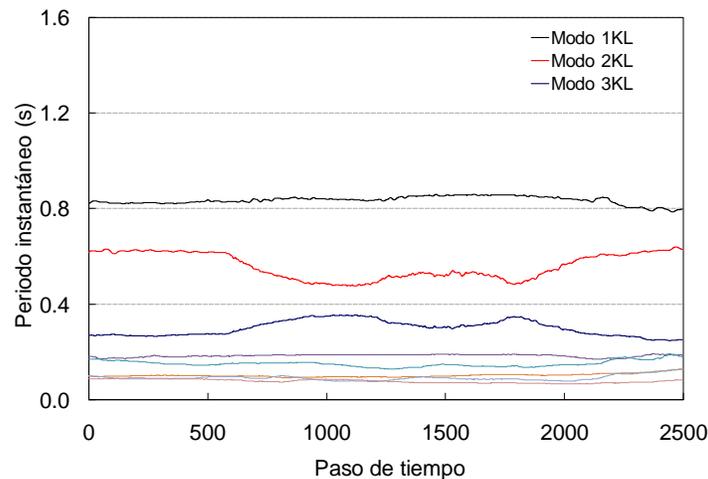


Figura 4.30 Periodos modales instantáneos (fase elástica)

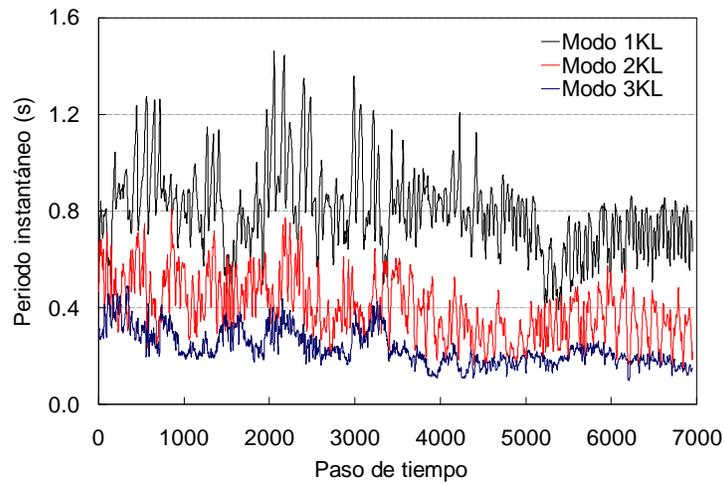


Figura 4.31 Periodos modales instantáneos (fase inelástica)

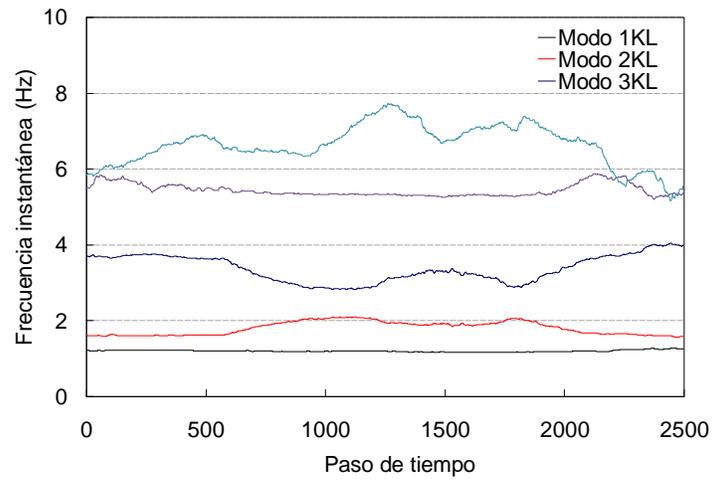


Figura 4.32 Frecuencias instantáneas (fase elástica)

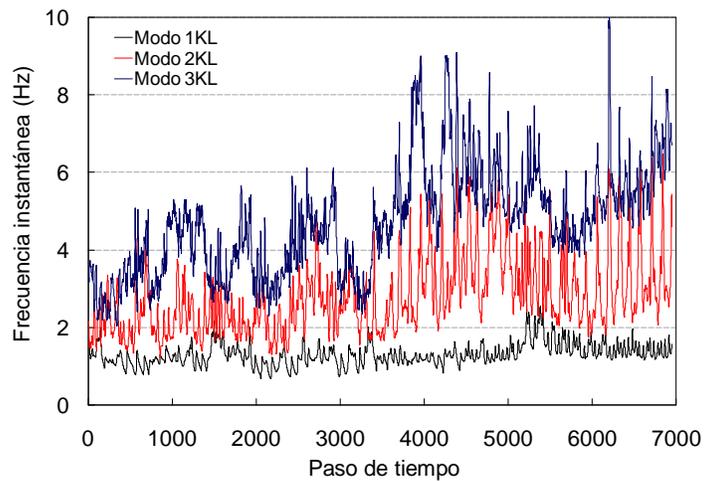


Figura 4.33 Frecuencias instantáneas (fase inelástica)

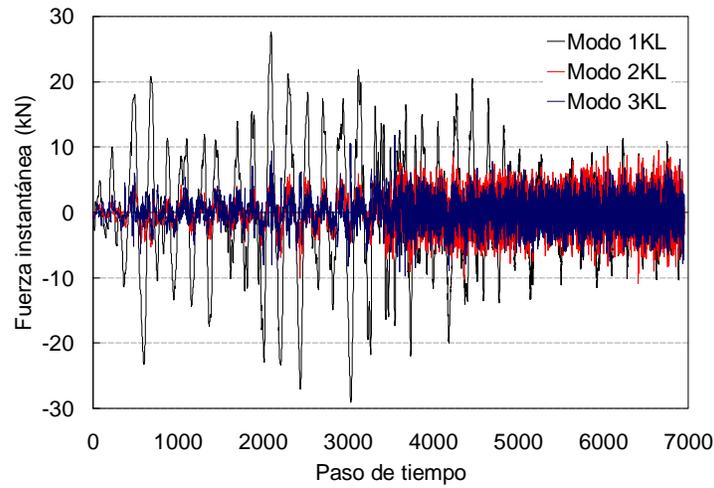


Figura 4.34 Fuerzas modales (fase inelástica)

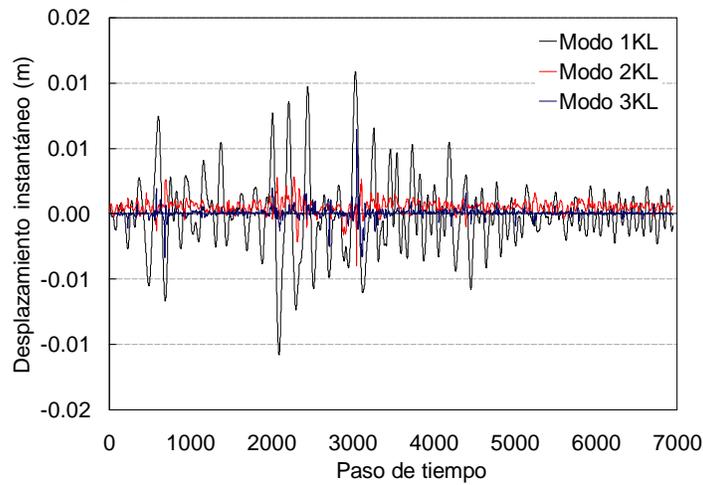


Figura 4.35 Desplazamientos modales (fase inelástica)

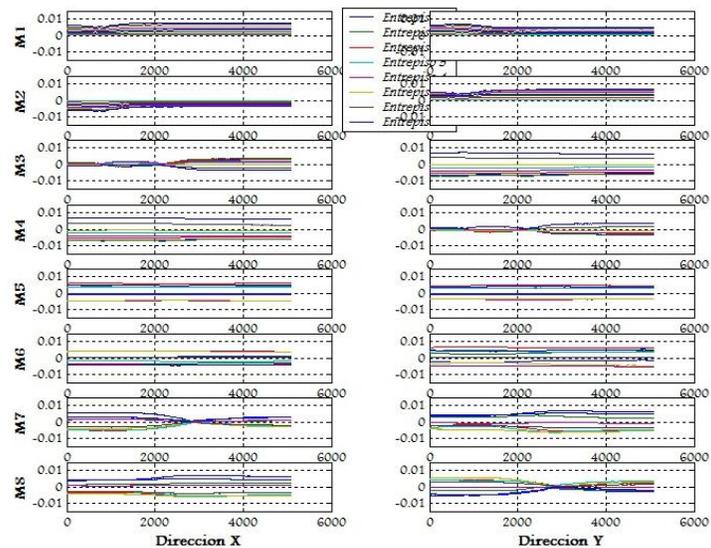


Figura 4.36 Proyecciones modales de desplazamiento (fase inelástica)

Capítulo 5

Conclusiones y recomendaciones

5.1 CONCLUSIONES

En este trabajo se presentó un método para la evaluación y diseño sísmico aproximado de edificios de concreto reforzado, fundamentado en conceptos avanzados de ingeniería del desempeño sísmico.

La *fase de evaluación* considera como una propiedad del sistema estructural a la curva de capacidad e incluye tasas de amortiguamiento equivalente como alternativa aproximada para considerar los efectos de disipación de energía por histéresis; para ejemplificar su potencial, se presentaron resultados de evaluaciones de un marco y un edificio, ambos de concreto reforzado.

Del análisis de resultados se concluye que el método de evaluación presentado es una *alternativa eficiente* para estimar el desempeño global (cortante basal vs. máximo desplazamiento de azotea) de estructuras de concreto reforzado.

Su *principal ventaja* es producir curvas de capacidad (traslacionales y rotacional) que para una demanda sísmica de intensidad creciente, reflejen correctamente los desempeños globales de la estructura, correspondientes a cada una de las intensidades sísmicas consideradas.

Debido a esta característica, para obtener el desempeño ante una demanda sísmica particular, no es necesario realizar acciones complementarias, como sería las que involucra la aplicación de métodos como el espectro de capacidad o sus derivados; y basta con rescatar de los resultados de los análisis con los que se construyó la curva de capacidad el desempeño sísmico de la estructura.

El uso de tasas de amortiguamiento equivalente en un sistema de un grado de libertad como única opción práctica para considerar los efectos de disipación de energía por histéresis, permite comparar los desplazamientos máximos de azotea y rotaciones asociados a una intensidad de demanda sísmica determinada, con los “exactos” calculados mediante IDAs.

La aplicación del método de evaluación requiere de la ejecución de tantos análisis como articulaciones plásticas ocurran antes que la estructura alcance su capacidad máxima, sin embargo, se ha demostrado que no es necesario realizar un nuevo análisis cada vez que un elemento alcanza su capacidad elástica, siendo posible definir un nivel de daño con un conjunto de secciones de elementos en las que aproximadamente ocurra la fluencia bajo un mismo nivel de demanda sin afectar significativamente la precisión de la curva de capacidad.

Se demuestra que la rapidez de aplicación y la precisión del procedimiento mejora significativamente al incorporar un algoritmo predictor-corrector en el que se utiliza una configuración de daño intermedia, lo que es equivalente a usar una rigidez secante en cada incremento de intensidad de la demanda sísmica.

La *fase de diseño* se fundamenta en la hipótesis de que la curva de capacidad de la estructura puede reducirse mediante conceptos elementales de dinámica estructural, a la curva de comportamiento de un sistema de referencia de un grado de libertad. Para mostrar su potencial se diseñó un edificio de ocho niveles, el cual tuvo como objetivo de desempeño una $\mu=4$.

Del análisis de resultados se concluye que el método de diseño genera una estructura que *cumple satisfactoriamente* el objetivo de diseño establecido y puede considerarse como el inverso de un método de diseño sísmico basado en desempeño.

Toma en cuenta la contribución de los modos superiores de vibrar en la respuesta de la estructura para determinar los elementos mecánicos de diseño. Es aplicable a estructuras regulares e irregulares, aunque estrictamente, las estructuras regulares presentan problemas de torsión accidental, convirtiéndolas en estructuras irregulares.

Una ventaja del método es ser aplicable por medio de programas de análisis comerciales, utilizando análisis modales espectrales en la obtención de resultados, que es un análisis conocido y comúnmente aplicado.

Finalmente no se debe olvidar que la validez de este método y de la mayoría de los procedimientos simplificados existentes para la evaluación y el diseño sísmico de estructuras que se basan en resultados de análisis estáticos equivalentes de sistemas simplificados de un grado de libertad, pierden precisión a medida que la demanda sísmica produce en la estructura cambios en su configuración modal. Esta característica hace evidente en todos los casos usar estos procedimientos de análisis simplificados con las reservas correspondientes.

5.2 RECOMENDACIONES

En esta tesis se ha descrito y validado el potencial de un método de evaluación y diseño de edificios de concreto reforzado, que se basa en conceptos de ingeniería del desempeño. Para llegar a ser

implementada en un código de diseño es necesario continuar con la validación del método, por lo que se recomienda:

- Realizar un estudio donde se incluyan edificios de diferentes características (*e.g.* en elevación, en planta y distribución geométrica) además de incluir diferentes niveles de desempeño sísmico.
- Incluir el efecto la interacción suelo estructura.
- Implementar al método una forma menos simplista de modelar el daño en la estructura, de la que actualmente se emplea (liberación del momento flexionante alrededor de los ejes transversales del elemento).
- Implementar en la *fase de evaluación* una consideración distinta en cuanto al cálculo de amortiguamiento equivalente, como pudiera ser la consideración de Takeda, para considerar un comportamiento distinto al elastoplástico.
- En la *fase de diseño* es importante desarrollar criterios para uniformizar los elementos mecánicos de diseño sin modificar las condiciones de desempeño iniciales.
- Desarrollar consideraciones que conduzcan a un diseño que satisfaga varios niveles de desempeño sísmico (diseño multinivel).
- Implementar el uso de una rigidez equivalente al construir la curva de comportamiento del sistema de referencia de 1GDL que representa el comportamiento global del edificio a diseñar.

Capítulo 6

REFERENCIAS

- Alba, F. (2005). Método para la evaluación del desempeño sísmico de marcos planos. Tesis de maestría, *Facultad de Ingeniería-UNAM*, México.
- Antoniou, S., y Pinho, R. (2004). Development and verification of a displacement based adaptative pushover procedure. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(5), 643-661.
- Applied Technology Council, ATC. (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. *Reporte No. ATC-40*, Redwood, California, Estados Unidos.
- Applied Technology Council, ATC (2005). Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, *Reporte No. FEMA-440*, Washington, D.C., Estados Unidos.
- Aschheim, M. A. y Black, E. F. (2000). Yield point spectra for seismic design and rehabilitation. *Earthquake Spectra*, 16(2), 317-336.
- Ayala, G. (2001). Evaluación del desempeño sísmico de estructuras, un nuevo enfoque. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 17, 285-303.
- Ayala, G., y Sandoval, P. (1999). Procedimiento de diseño sísmico por desempeño. *XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Morelia, México.
- Ayala, G, Paulotto, C, Niño, M, y Taucer, F. (2006). Evaluation of iterative DBD procedures for bridges. *Deliverable EUR, European Laboratory for Structural Assessment, IPSC*. Comisión Europea, Italia.

- Aydinoglu, M. (2003). An incremental response spectrum analysis based on inelastic spectral displacements for multi-mode seismic performance evaluation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Holland. 1(1), 3-36.
- Barradas, J., Ayala, G., y Niño, M. (2007). Método simplificado de evaluación sísmica del desempeño estructural en puentes de concreto reforzado basado en desplazamientos. *XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Veracruz, México.
- Basilio, I. (2002). Diseño sísmico por desempeño de marcos de edificios altos, Tesis de maestría, *Facultad de Ingeniería-UNAM*, México.
- Browning, J.P. (2001). Proportioning of earthquake-resistant RC building structures. *Journal Structure Div. ASCE*. 127(2), 145-151.
- Chopra A. y Goel R.K. (2001). Direct Displacement-Based Design: Use of Inelastic Design Spectra vs. Elastic Design Spectra. *Earthquake Spectra*, 17(1), 47-64.
- CSI (2000). SAP2000, Integrate finite element analysis and design of structures. *Computer and Structures Inc.*, Berkeley, CA.
- Der Kiureghian, A., Sackman, J. y Nour-Omid, B. (1981). Dynamic Response of Ligth Equipment in Structures. Report No. UBC/EERC-81/05, *Earthquake Engineering Research Center, University of California*.
- Fajfar, P. y Gaspersic, P. (1996). The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 25(1), 31-46.
- Fajfar, P. (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*. 16(3), 573-592.
- Federal Emergency Management Agency, FEMA (1997). FEMA-273, Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Washington, Estados Unidos.
- Freeman, S. (1978). Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motions. *American Concrete Institute (ACI)*, 55, 589-606.
- Gutiérrez, E., y Zaldivar, J. (2000). The application of Karhunen-Loève, or principal component analysis method, to study the non-linear seismic response of structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29(9), 1261-1286.
- Gulkan P. y Sozen M. (1974). Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquake motions. *American Concrete Institute*, 71, 604-610.
- Kappos, A.J. y Manafpour, A. (2001). Seismic Design of R/C Buildings with the Aid of Advanced Analytical Techniques. *Engineering Structures*, 23(4), 319-332.
- Kappos, A. J. y Panagopoulos G. (2004). Performance-based seismic design of 3D R/C buildings using inelastic static and dynamic analysis procedures. *ISET Journal of Earthquake Technology*. 41(1), 141-158.
- Karhunen, K. (1947). Ann. Acad. Sci. Fenn., Serie A1: Matemáticas y Física, 37.
- Kowalsky, M., Priestley, M. y G.A. Macrae (1995). Displacement-based design of RC bridge columns in seismic regions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, 24, 1623-1643.

- Kowalsky, M. J. (2001). A displacement-based approach for the seismic design of continuous concrete bridges. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 719-747.
- Li, K.N. (1996). CANNY-E, Three-dimensional nonlinear dynamic structural analysis computer program package. *Consultants PTE. LTD.* Singapur.
- Loève, M. (1960). Probability theory. *Van Nostrand, Princeton*, 478.
- Medhekar M. y Kennedy D. (2000). Displacement-based seismic design of buildings (theory and application). *Engineering Structures*, 22, 201–221.
- Moehle, J.P. (1992). Displacement based design of RC structures subjected to earthquakes. *Earthquake Spectra*, 8(3), 403-428.
- Mola, E. (2007). Criteria for the seismic vulnerability reduction of existing irregular reinforced concrete structures. Tesis de doctorado, *Instituto Nacional Politécnico*. Grenoble, Francia.
- Newmark, N.M. (1975). Seismic Design Criteria for Structures and Facilities, trans-Alaska Pipeline System. *Proceedings of the U.S. National Conference on Earthquake Engineering, EER.I*, 94-103.
- Niño Lázaro M.P. (2003). Aplicación de espectros de peligro uniforme en el diseño sísmico de edificios basado en desempeño. Tesis de maestría, *Facultad de Ingeniería-UNAM*, México.
- Ortega, J. (2001). Efecto de la variación del periodo fundamental en la respuesta sísmica inelástica de edificios torsionalmente acoplados. Tesis de maestría, *Facultad de Ingeniería- UNAM*. México.
- Panagiotakos, T. B. y Fardis, M. N. (1999). Deformation-controlled earthquake-resistant design of RC buildings. *Journal Earthquake Engineering*, 3(4), 495-518.
- Park, Y.J., y Ang, A. (1985). Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 111(4), 722-739.
- Park, R., y Paulay, T. (1976). Reinforced concrete structures. *John Wiley & Sons*. New York, Estados Unidos. 769.
- Peña, D. (2002). Análisis de datos multivariantes. *McGraw-Hill Interamericana de España*. España.
- Priestley, M., y Park, R. (1987). Strength and ductility of RC bridge columns under seismic loading. *Structural Journal ACI*, 84(1), 285-336.
- Priestley, M.J.N. (1993). Myths and Fallacies in Earthquake Engineering—Conflicts between Design and Reality. *Tom Paulay Symposium: Recent Developments in Lateral Force Transfer in Buildings*, La Jolla, CA.
- Priestley, M. y Calvi G. (2003). Direct displacement-based seismic design of concrete bridges. *International Conference American Concrete Institute, Seismic Bridges Design and Retrofit for Earthquake Resistance*, California, Estados Unidos.
- Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. y Kowalsky, M.J. (2007). Displacement- Based Seismic Design of Structures, *Instituto Universitario de Estudios Superiores de Pavia*, Italia.

- Requena, M., y Ayala, G. (2000). Evaluation of a simplified method for the determination of the nonlinear seismic response of RC frames. *Proceedings of the Twelfth World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand.
- Rosenblueth, E. y Contreras, H. (1977). Approximate Design for Multicomponent Earthquakes. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 103(5), 881-893.
- Rosenblueth, E., y Herrera, I. (1964). On a kind of hysteretic damping. *Journal of Engineering Mechanics Division (ASCE)*, 90, 37-48.
- Structural Engineers Association of California, SEAOC (1995). Visión 2000-A Framework for Performance Based Design, Volumes I, II, III., Sacramento, California, Estados Unidos.
- Valdés, J. (2004). Análisis de efectos sísmicos ortogonales horizontales en terreno blando de la ciudad de México. Tesis Doctoral, *Facultad de Ingeniería- UNAM*. México.
- Vamvatsikos, D., y Cornell, C.A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.
- Wilson, E.L., Der Kiuregian, A. y Bayo E.R. (1981). Characteristics of 3-D Earthquake Ground Motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, 3, 365-373.
- Wilson, E.L., Suharwardy, I. y Habibullah, A. (1995). A Clarification of the Orthogonal Effects in a Three-Dimensional Seismic Analysis. *Earthquake Spectra*, 11 (4), 659-666.
- Xianguo, Y. (1996). Evaluación de daño estructural en edificios de concreto reforzado sujeto a sismos, Tesis doctoral, *Facultad de Ingeniería-UNAM*, México.
- Yu-Yuan, L., Kuo-Chun, C., y Meng Hao, T. (2002). Displacement-based seismic design for buildings. *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 25(1), 89-98.

APENDICE A

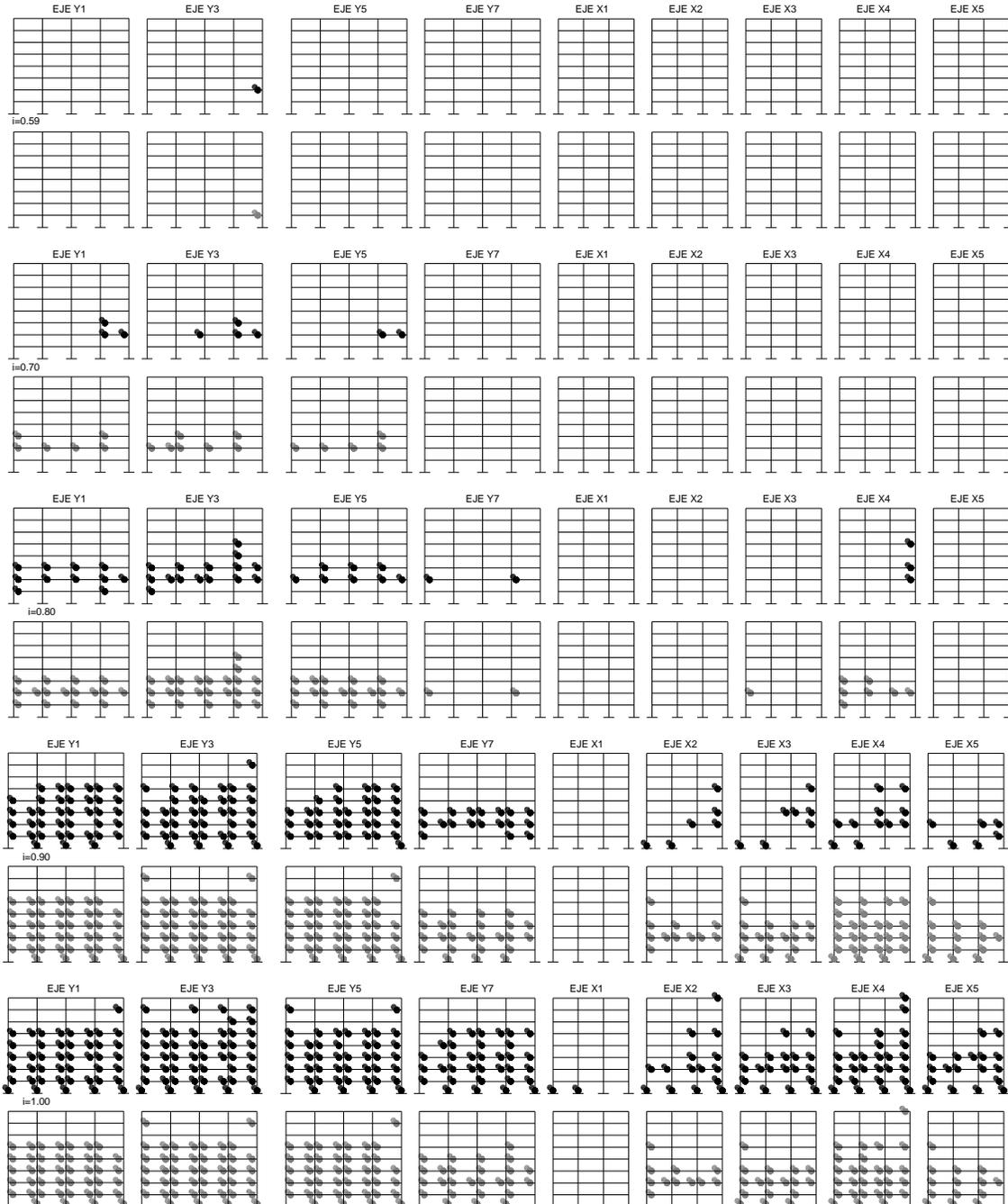


Figura A.1 Daño del modelo 8SB a diferentes intensidades de demanda

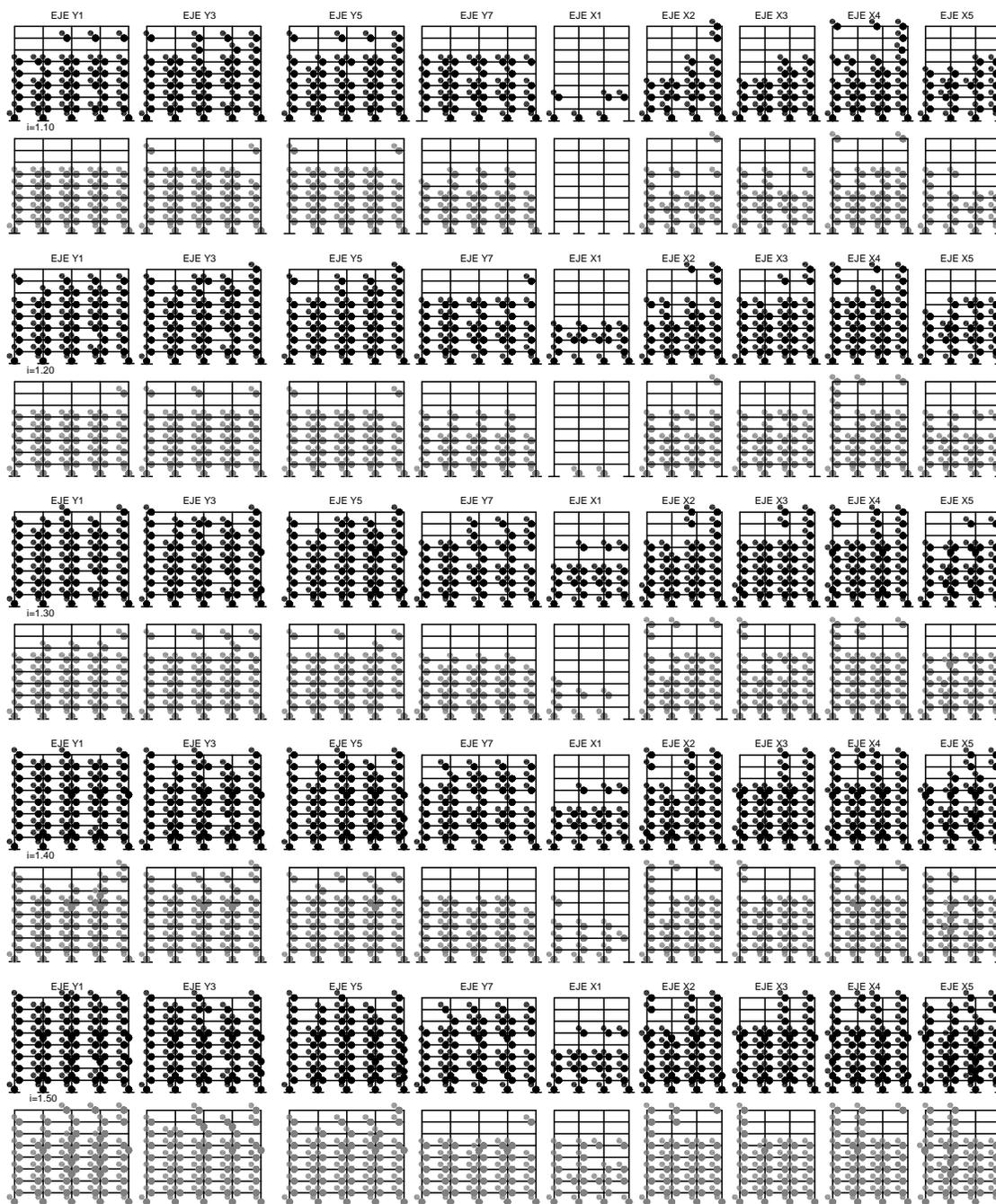


Figura A.2 Daño del modelo 8SB a diferentes intensidades de demanda