

01161
20



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO**

PROGRAMA DE POSGRADO EN INGENIERÍA

**APLICACIÓN DE ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME EN EL
DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS BASADO EN DESEMPEÑO**

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)**

**PRESENTA
MAURO P. NIÑO LÁZARO
POMPEYO**

**DIRIGIDA POR
DR. GUSTAVO AYALA MILIÁN**

**CIUDAD UNIVERSITARIA
México 2003**



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.

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo (especialidad).

NOMBRE: Marcos P.

N.º: 6220

FECHA: 16/Octubre/2003

FIRMA: [Firma]

En efecto, el más perfecto de entre los hombres, si le falta la sabiduría que viene de Dios, no merece ninguna consideración.

Sab. 9,6.

A mis padres.

Mauro Niño Torres
Por enseñarme el significado de saber, saber hacer y saber ser.

y

Carmen Lázaro Hernández

Quién con su vida me ha mostrado que luchando es como se ganan las batallas.

A mis hermanas.

Alejandra y Dulce
Por mantener mis sueños en el cielo y mis pies en el suelo.

A mi tía

Águeda Lázaro Hernández
Por su apoyo total.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología el apoyo económico recibido durante mis estudios de maestría y en la realización de mi tesis como parte del proyecto “Desarrollo y evaluación experimental de un método de diseño sísmico por desempeño”.

Agradezco al Dr. Mario Ordaz Schroeder, Dr. Oscar López Bátiz, Dr. Amador Terán Guilmore, Dr. Carlos Reyes Salinas, por la revisión minuciosa y los invaluable comentarios que enriquecieron el contenido de este trabajo, al profesor Ing. Rafael Torres Belandria, por el trabajo desarrollado en conjunto, y en especial, al Dr. Gustavo Ayala Milián, director de esta tesis, por compartir su tiempo y conocimientos conmigo.

ÍNDICE

RESUMEN.....	i
Capítulo 1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Objetivo.....	3
1.3 Contenido del trabajo.....	4
Capítulo 2 DISEÑO SISMICO BASADO EN DESEMPEÑO.....	5
2.1 Antecedentes.....	5
2.2 Trabajos Realizados en Diseño por Desempeño.....	10
Capítulo 3 PROCEDIMIENTO PARA ESTIMAR ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO BASADOS EN DESEMPEÑO.....	18
3.1 Antecedentes.....	18
3.2 Espectros de diseño sísmico basados en desempeño con ductilidad constante.....	18
3.3 Espectros de diseño sísmico basados en desempeño con índice de daño constante... ..	22
3.3.1 Índice de Daño.....	22
3.3.2 Índice de Daño de Bozorgnia y Bertero.....	26
3.3.3 Comportamiento estructural.....	27
3.3.4 Calibración del modelo.....	29
3.3.5 Etapas de diseño.....	29
3.3.6 Espectro elástico de diseño.....	31
Capítulo 4 OBTENCIÓN DE ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME DE DISEÑO SÍSMICO BASADOS EN DESEMPEÑO.....	32
4.1 Cálculo de espectros con índice de daño constante.....	32
4.1.1 Comportamiento estructural.....	32
4.2 Peligro sísmico.....	38
4.3 Cálculo de espectros de peligro uniforme.....	40
4.4 Curvas de excedencia.....	47
4.5 Análisis comparativo.....	48
Capítulo 5 APLICACIÓN DE ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME DE DISEÑO SÍSMICO BASADOS EN DESEMPEÑO.....	50
5.1 Descripción del edificio.....	50
5.2 Determinación de las resistencias asociadas al modo fundamental.....	52
5.3 Obtención de la curva de capacidad.....	57
5.4 Análisis de resultados.....	58
Capítulo 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	62
6.1 Conclusiones.....	62
6.2 Recomendaciones.....	63
REFERENCIAS.....	65

RESUMEN

Actualmente, los procedimientos de diseño sísmico basados en desempeño utilizan un método racional que busca controlar el daño en las estructuras empleando varios objetivos de diseño, los cuales están formados por un nivel de desempeño, conocido también como estado límite de la estructura, asociado a un nivel de diseño o de demanda., aunque no han aparecido guías de diseño explícitas y transparentes, ni los medios para lograr los objetivos de diseño deseados en las estructuras.

Debido a que los criterios utilizados para el diseño de estructuras resistentes a sismos permiten que se disipe parte de la energía inducida por estos aprovechando el comportamiento no lineal de la estructura, además de que la ductilidad no es el índice más adecuado para caracterizar el desempeño de estructuras en la zona del lago de la Ciudad de México. La respuesta estructural se estudia basándose en la cantidad de energía histerética disipada por deformaciones inelásticas y desplazamientos máximos experimentados durante el movimiento sísmico a través de la definición y calibración de un índice de daño para las condiciones de la Ciudad de México.

En este trabajo se desarrolla un procedimiento para determinar espectros de peligro uniforme basado en desempeño, para niveles de diseño y desempeño específicos, aplicables a estructuras ubicadas en la Ciudad de México. Los espectros que se obtienen en este trabajo corresponden a un nivel de desempeño dado por un índice de daño de 0.5 y un nivel de diseño que corresponde a un sismo de magnitud extraordinaria de acuerdo a la sismicidad de la República Mexicana.

Los espectros de peligro uniforme propuestos en este trabajo se aplican y tienen su origen en el procedimiento de diseño sísmico basado en desempeño, propuesto por Ayala y Sandoval (1999) y mejorado por Ayala y Basilio (2002).

En consistencia con el procedimiento de diseño sísmico por desempeño en que se fundamenta este trabajo, se determinan espectros de peligro uniforme correspondientes a las dos etapas de diseño y además, un espectro elástico, con el cual se obtienen los elementos mecánicos de diseño para los elementos estructurales.

La aplicación de los espectros obtenidos se ilustra con el diseño de un marco plano de concreto reforzado de ocho niveles, diseñado preliminarmente con el reglamento de construcciones para el Distrito Federal (RCDF-93).

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

En la filosofía de reglamentos actuales se establece que bajo la acción de sismos moderados, los cuales pueden afectar varias veces a las estructuras durante su vida útil, pueden ocurrir daños reparables en las estructuras, y bajo la acción de sismos fuertes, puedan ocasionar daños considerables sin que la estructura llegue a colapsar. Resultados de la evaluación del desempeño de estructuras durante sismos destructivos recientes en diferentes partes del mundo han mostrado que los reglamento de diseño sísmico actuales no siempre proporcionan un nivel de seguridad adecuado debido a que las recomendaciones de diseño no garantizan los niveles de desempeño que una estructura debería desarrollar cuando se encuentra sujeta a las demandas de diseño. En muchos casos, los daños que se presentan exceden y aparecen en lugares diferentes a los esperados y las reparaciones resultan ser muy costosas, generando grandes pérdidas económicas a los propietarios.

Reglamentos como el de la ciudad de México se basan en un único espectro de demanda, el cual corresponde a un evento de magnitud extraordinaria. Con este espectro se revisan, al mismo tiempo, distorsiones máximas de entrepiso para verificar que la estructura cumpla con los estados límites de servicio y prevención del colapso. De esta forma no están claras las consideraciones implícitas que se hacen al revisar los estados límite para los cuales se está diseñando, ya que hasta recientemente no se contaba con un espectro de diseño para cada uno de los estados límite que se está evaluando, y ahora que se tienen estos no han sido suficientemente estudiados, dado que faltan pruebas experimentales que comprueben los resultados obtenidos analíticamente.

Actualmente, los procedimientos de diseño sísmico basados en desempeño utilizan un método racional que busca controlar el daño en las estructuras empleando varios objetivos de diseño, los cuales están formados por un nivel de desempeño, conocido también como estado límite de la estructura, asociado a un nivel de diseño o de demanda. El diseño sísmico basado en desempeño y todo el diseño que ha existido en la humanidad, presentan objetivos de diseño específicos para niveles de diseño y desempeño estructural, aunque no han aparecido en México guías de diseño explícitas y

transparentes para el ingeniero diseñador, así como tampoco, los medios para lograr los objetivos de diseño deseados en las estructuras.

Desafortunadamente, hasta el momento, en los diferentes reglamentos que empiezan a utilizar la filosofía del diseño basado en desempeño, sólo se emplean como parámetros de diseño un nivel de desempeño y la probabilidad de que se exceda cierta intensidad sísmica, pero no existe información respecto a la probabilidad de que se exceda el nivel de desempeño considerado. Esto se debe a que únicamente se emplea la frecuencia con que ocurren las intensidades sísmicas de un sitio específico, pero no se toman en cuenta las propiedades de la estructura que se diseña.

Los criterios actuales utilizados para el diseño de estructuras resistentes a sismos, permiten que se disipe parte de la energía inducida por estos aprovechando el comportamiento no lineal de los elementos estructurales, es decir, se acepta que las estructuras puedan experimentar algún tipo de daño debido a la acción de sismos intensos. Sin embargo, las normas de diseño sísmico se basan en espectros de respuesta elástica, reduciendo las ordenadas de estos espectros de tal manera que, a partir de un espectro elástico se obtienen un espectro inelástico de diseño. Actualmente existen diferentes maneras de obtener espectros inelásticos derivados de espectros elásticos, estos procedimientos se basan en métodos numéricos y resultados experimentales, lo cual nos permite obtener las demandas reales de resistencia que una estructura requiere para lograr cierto nivel de desempeño. En tal sentido, para definir una demanda real de resistencia debido a un movimiento sísmico en una estructura, es importante estudiar la respuesta basándose en la cantidad de energía disipada en la estructura por deformaciones inelásticas, desplazamientos máximos y número de reversiones de carga experimentadas durante el movimiento sísmico.

Cuando las estructuras están sujetas a cargas sísmicas, generalmente se dañan por una combinación de deformaciones máximas inelásticas y ciclos de carga; un índice comúnmente utilizado para cuantificar el daño en edificios, que toma en cuenta ambos efectos, fue propuesto por Park, Ang y Wen (1984), denominado índice de daño ID_{PA} . Este índice fue definido sobre la base de información recopilada hasta el momento del estudio, del daño observado en estructuras de concreto reforzado y originado por los sismos de 1968 en Tokachi-Oki, 1971 en San Fernando, 1978 en Miyagiken-Oki y 1979

en Imperial Valley. Este índice es de particular interés ya que toma en cuenta la energía histerética y los máximos desplazamientos que desarrolla la estructura durante sismos destructivos con grandes amplitudes y de larga duración. Sin embargo, la expresión de índice de daño propuesta por Park *et al*, presenta dos inconvenientes: se presenta un $ID_{PA} > 1$ para condiciones que no provocan la falla en la estructura y en caso de que la respuesta estructural permanezca elástica, resultan $ID_{PA} > 0$, valores que tienen poco sentido debido a que el índice de daño se define entre 0 y 1 correspondientes a una estructura no deteriorada y a una en el comienzo del colapso. Por esta razón han surgido versiones modificadas o mejoradas del ID_{PA} que pretenden corregir estas deficiencias que pueden aparecer al evaluar el daño.

Los espectros de índice de daño constante pueden ser utilizados en el diseño convencional de estructuras; los mismos consideran el daño en función del comportamiento inelástico estructural a través de la energía disipada en la estructura por número de ciclos de carga, de los desplazamientos máximos experimentados durante los movimientos sísmicos y de la rigidez de posfluencia de la estructura. De esta manera, se puede tomar en cuenta el deterioro estructural como consecuencia del daño acumulado.

En este trabajo se presentan conceptos de peligro sísmico, puesto que para la obtención de los niveles de diseño sísmico por desempeño, es necesario conocer qué fuentes sísmicas afectan la región donde se pretende ubicar a las estructuras y con qué tasa de excedencia se presentan sismos de determinadas magnitudes. Procediendo de esta forma se hacen consideraciones más cercanas a las cuales estará sometida una estructura y alcanzando, de una forma cuantitativa, los objetivos de desempeño que se requieren.

Para obtener los espectros de peligro uniforme que se proponen en esta tesis, se considera que la única fuente sísmica que influye en el peligro de la ciudad de México es la brecha de Guerrero.

1.2 Objetivo

El objetivo de este trabajo consiste en definir un mejor índice de daño y calibrarlo para las condiciones del Valle de México; además, desarrollar y aplicar un procedimiento que permita obtener espectros de diseño sísmico basado en desempeño, de peligro

uniforme, con índice de daño constante, con una tasa uniforme de exceder un nivel de diseño y desempeño específicos, para estructuras ubicadas en la Zona del Lago de la ciudad de México. Los espectros se emplean en el procedimiento de diseño sísmico basado en desempeño previamente desarrollado por Ayala y Basilio (2002).

1.3 Contenido del trabajo

Este documento consta de 6 capítulos incluyendo esta introducción. En el segundo se presenta un panorama del estado actual del diseño por desempeño. En el tercero se muestra el trabajo realizado hasta el momento sobre espectros con peligro uniforme, se presenta el desarrollo que ha experimentado el concepto de índice de daño, se plantea el desarrollo de los espectros de peligro uniforme con índice de daño constante propuesto por Bozorgnia y Bertero y la necesidad de tener espectros elásticos de diseño de peligro uniforme. En el cuarto se obtienen espectros de peligro uniforme para un índice de daño constante; además, se obtienen espectros elásticos de diseño de peligro uniforme. En el quinto se muestra una aplicación de dichos espectros sobre un edificio de concreto reforzado de 8 niveles. Por último, en el sexto se presentan las conclusiones y recomendaciones como resultado de este trabajo de investigación.

2 DISEÑO SISMICO BASADO EN DESEMPEÑO

2.1 Antecedentes

El comportamiento inadecuado que han mostrado las estructuras en sismos recientes, las cuales fueron diseñadas según los reglamentos sísmicos actuales, han demostrado que es necesaria una revisión de estos reglamentos, así como también, la forma en la que se obtienen las fuerzas de diseño para que la estructura tenga un comportamiento adecuado ante un evento sísmico, es decir, se debe de revisar la filosofía de diseño y pasar de un reglamento prescriptivo a uno de diseño por desempeño.

Un concepto que puede ayudar a formular un procedimiento de diseño sísmico transparente y racional es el de diseño sísmico basado en desempeño (*DSBD*). En el *DSBD*, se establece el comportamiento de un edificio durante un evento sísmico, primero de una forma cualitativa antes de que se inicie una etapa numérica del diseño. Es por esto que la etapa cualitativa del diseño debería ser cuantificada y de esta forma, usarse como información durante la etapa numérica.

La finalidad del diseño sísmico basado en desempeño es que el diseñador pueda seleccionar los objetivos de comportamiento de una estructura de acuerdo a su uso e importancia basándose en la predicción del comportamiento sísmico de la misma.

La característica relevante en el diseño por desempeño es que el diseño inicia con la definición del desempeño esperado, considerando el daño que tendrá la estructura después de la demanda sísmica para la cual fue diseñada.

El diseño por desempeño, aunque no es un concepto novedoso, se encuentra en proceso de desarrollo por diferentes grupos de investigación, con la intención de que a corto plazo, se implemente una nueva generación de reglamentos de diseño sísmico.

El diseño sísmico por desempeño se define como la selección de criterios de diseño, sistemas estructurales apropiados, configuración, proporcionamientos y detallado para sus componentes estructurales y no estructurales, y el aseguramiento y control de la

calidad de la construcción y mantenimiento a largo plazo, tal que, para un nivel de movimiento del terreno dado con niveles definidos de confiabilidad, la estructura no se dañará más allá de ciertos estados límites u otros estados de utilidad, Vision 2000 (SEAO, 1995)

La diferencia del diseño basado en desempeño con el diseño actual, está en la forma en que se definen varios niveles de desempeño estructural asociados a niveles de diseño sísmico específicos. A pesar de este cambio, en los procedimientos de diseño sísmico actuales, existe una amplia variedad de puntos de vista en el significado de los niveles de desempeño asociados al DSBD y sus métodos de implementación.

A pesar de que la filosofía de diseño por desempeño se ha adoptado por una gran cantidad de documentos como es el Vision 2000 o el FEMA-273,1997, desafortunadamente, estos documentos no proporcionan de manera completa, métodos ni procedimientos, necesarios para el proceso de diseño basado en desempeño. Existen otros documentos que contienen objetivos de desempeño, pero están descritos de una forma que no puede ser cuantificada, lo cual se convierte en un gran problema para el diseñador al momento de la toma de decisiones sobre los parámetros de diseño a utilizar.

La figura 2.1 muestra los conceptos involucrados en el diseño sísmico por desempeño propuestos para su inclusión en los reglamentos de Estados Unidos por la SEAO (1995).

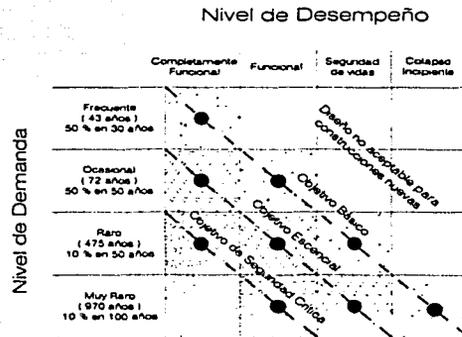


Figura 2.1. Objetivos de diseño sísmico basados en desempeño (Vision 2000, SEAO 1995)

Nivel de desempeño o estado límite. Es una expresión del daño máximo aceptable en una estructura en particular, dado que se presenta un determinado sismo de diseño. Para edificios, representa el grado de deterioro y degradación permisible en elementos estructurales o no estructurales.

Desde 1988 en el reglamento japonés (AIJ), se han planteado y definido cuatro niveles de desempeño entre la gran cantidad de estados de daño que una estructura puede experimentar cuando se ve sujeta a un movimiento sísmico intenso, estos niveles de desempeño los plantea posteriormente el comité de Vision 2000 (SEAO, 1995).

Completamente funcional. Establece que la estructura permanece con su resistencia y rigidez originales, aunque puede presentarse algún agrietamiento en muros divisorios, fachadas o en plafones. Las instalaciones y equipos no deben dañarse.

Funcional. La resistencia e integridad del ciclo histerético de las estructuras sufren un deterioro de poca consideración, aunque vale la pena mencionar que en el caso de las estructuras de concreto reforzado puede presentarse una pérdida de la rigidez importante debido al agrietamiento de los elementos estructurales. Se acepta un mayor daño en fachadas, muros divisorios, plafones, y pueden existir fallas menores en equipo y contenido que no es esencial para el funcionamiento de la estructura.

Seguridad de vida. Se garantiza la seguridad de vida del público usuario. Implica que la estructura se comporte inelásticamente perdiendo un porcentaje importante de su rigidez, resistencia y capacidad de disipación de energía (se aprecia una degradación importante de su comportamiento histerético). Se acepta que parte de los muros divisorios, fachadas y plafones sufran daño de consideración y tengan que ser repuestos en su totalidad. El equipo y contenido de los edificios puede presentar daños importantes.

Colapso incipiente. Se satisface si se mantiene la estabilidad global de la estructura, aún cuando el daño estructural y no estructural sea muy grave, de tal manera que no se garantice la integridad física de los ocupantes.

Nivel de diseño sísmico. Es el conjunto de temblores asociados a una probabilidad específica de ocurrencia, en términos de un intervalo de ocurrencia media o una probabilidad de excedencia.

Para muchos sitios existe una variedad de sismos los cuales pueden verse clasificados dependiendo de la distancia de origen. eventos de pequeña magnitud que producen riesgos despreciables o eventos de gran magnitud que tienen el potencial de ser altamente peligrosos. Es por eso que la filosofía del diseño por desempeño busca controlar los niveles de daño experimentados en el sistema estructural, sobre el conjunto de eventos que puedan ocurrir. Para permitir una aplicación práctica de estas consideraciones es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos de entre todo el conjunto de sismos que pueda llegar a ocurrir.

De esta forma, el Comité Visión 2000 (SEAOC, 1995) establece los siguientes niveles de diseño sísmico:

Sismo Frecuente. Periodo de retorno: 43 años.

Sismo Ocasional. Periodo de retorno: 72 años.

Sismo Raro. Periodo de retorno: 475 años.

Sismo muy Raro. Periodo de retorno: 970 años.

Es necesario comentar que estos periodos de retorno corresponden a la sismicidad del estado de California, es por esto que si se quisiera utilizar este concepto en la República Mexicana, se debería hacer un estudio detallado de su sismicidad, y de esta forma obtener los valores particulares de los periodos de retorno de cada zona.

Así mismo, en la figura 2.1 se muestran los objetivos de desempeño, definidos como el nivel de desempeño deseado de una estructura ante cierta actividad sísmica. Los objetivos de desempeño se deben seleccionar basándose en la ocupación del edificio, la importancia de las actividades que se realizan dentro del edificio, las consideraciones económicas incluyendo los costos relacionados a la reparación de los daños del edificio y a la interrupción de los negocios o servicios, y las consideraciones de importancia potencial del edificio como un recurso cultural o histórico.

Objetivo básico. Es el objetivo de desempeño para edificios de ocupación y uso normal. Las estructuras deberán resistir diferentes sismos de diseño, expresados por su periodo de retorno.

Objetivo esencial. Es el objetivo mínimo aceptable para dos clases de estructuras, clasificadas como: *indispensables*, aquellas cuya operación es crítica después de un evento sísmico, como lo son: hospitales, estaciones de bomberos, estaciones de policía, centros de control de emergencias o centros de comunicaciones.

Objetivo de seguridad crítica. Es el objetivo de desempeño para estructuras que contienen grandes cantidades de material peligroso, la liberación de los cuales resultaría en un riesgo inaceptable para un amplio grupo de la población.

El problema principal del diseño sísmico, es la incapacidad de predecir confiablemente el desempeño de una estructura bajo varios escenarios de movimientos.

Una de las formas en la cual se pueden introducir los objetivos de diseño en el diseño sísmico basado en desempeño, es considerando dentro del proceso de diseño total, una metodología de diseño que incorpore conceptos de energía a través de un índice de daño.

2.2 Trabajos realizados en Diseño Basado en Desempeño

Desde que se ha utilizado el concepto de diseño por desempeño, se han desarrollado varias metodologías tratando de poner en práctica la filosofía del desempeño, aunque esta ya se empezaba a plantear en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1966) y en el Reglamento de la SEAO (1966).

Park y Paulay (1976), incorporaron una metodología del diseño por desempeño en el reglamento de Nueva Zelanda a través del diseño por capacidad. El objetivo del procedimiento consiste en distribuir las resistencias necesarias entre los elementos estructurales con la finalidad de que los elementos cumplan con un comportamiento determinado al ser solicitados en un evento sísmico.

Moehle (1992), propuso un procedimiento para el cálculo de la capacidad de edificios. Este procedimiento se basa en la capacidad de deformación última y en la longitud de las articulaciones plásticas. En este procedimiento se reconocen las deficiencias que se tienen al considerar solamente el diseño basado en fuerzas, por lo tanto, se requiere el cálculo de la capacidad de desplazamiento de la estructura y se compara con la capacidad de desplazamientos demandada por un sismo de diseño.

Fajfar (1997), propone un procedimiento donde se estima la demanda de desplazamiento generada por un sismo a través de espectros de respuesta de desplazamiento de un sistema equivalente de un grado de libertad (IGDL) modelado con comportamiento bilineal, con lo que se pretende tener un control de la respuesta estructural desde su concepción. La demanda de desplazamiento que se obtiene se compara con el resultado de un análisis del empujón de la estructura de múltiples grados de libertad (MGDL). Con este planteamiento se tiene una generación del control de la respuesta

En la actualidad existen diferentes propuestas de cuantificar el daño ocurrido en una estructura ante acciones sísmicas, algunas de ellas se basan en la ductilidad, las

distorsiones de entrepiso, la energía histerética disipada, los índices de daño o estados límite. Con esta finalidad se han construido espectros de demanda de resistencia con ductilidad constante como una base para determinar las fuerzas de diseño. Este concepto es utilizado en muchos de los reglamentos vigentes. Estos espectros grafican la resistencia requerida de un sistema de un grado de libertad contra el periodo natural de la estructura en estudio para limitar el desplazamiento máximo dado por el producto del desplazamiento de fluencia de la estructura (δ_y) por la ductilidad de desplazamiento esperada (μ).

Sin embargo, estos espectros no representan una idea confiable del verdadero estado de la estructura, ya que el desplazamiento máximo por sí mismo no es un criterio suficiente para determinar la demanda de resistencia sobre la estructura, y por lo tanto, no es un parámetro que indique completamente el estado de daño de la estructura. Existe la posibilidad de que una estructura diseñada con este criterio no tenga el suficiente margen de seguridad contra el colapso, lo cual se debe a que el daño acumulado ocasionado por numerosos ciclos inelásticos no es sensible solamente a la demanda de ductilidad. Un criterio más confiable puede ser aquél que considere simultáneamente la ductilidad y otro parámetro inelástico como la energía histerética disipada por la estructura o el número de reversiones de carga.

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 un grado de libertad (1GDL), que se consideró equivalente a uno de múltiples grados de libertad (MGDL) y que responde dinámicamente en su modo fundamental de manera dominante. La curva de comportamiento cuenta con dos ramas, la elástica y la inelástica, correspondiente al nivel de desempeño considerado.

Debido a que, los resultados obtenidos por Ayala y Sandoval (1999) eran aplicables solamente a estructuras de baja y mediana altura, Ayala y Basilio (2002) mejoran el método al plantear el desempeño de edificios altos, donde se incluye de manera explícita en las fuerzas de diseño la contribución de los modos superiores de vibrar. Además, en este procedimiento se puede tomar en cuenta simultáneamente, la ductilidad

y la energía histerética disipada por la estructura, a través de la obtención de espectros de resistencias que se emplean en este método de diseño.

Este procedimiento de diseño basado en desempeño se describe de la siguiente forma:

- 1) Se obtiene un diseño preliminar de la estructura, figura 2.2; empleando por ejemplo, un análisis elástico tradicional, utilizando cargas vivas, muertas y fuerzas laterales obtenidas de un análisis sísmico estático, como el que indica el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-DDF-1993), obteniendo un predimensionamiento de las secciones del marco estructural. Aunque también existen varias propuestas para hacer un prediseño basado en desempeño, como las propuestas por Krawinkler, Bertero o Priestley, donde conocido un desplazamiento máximo generado por un evento sísmico de diseño, se obtienen las características dinámicas que debe de tener el sistema estructural en estudio.

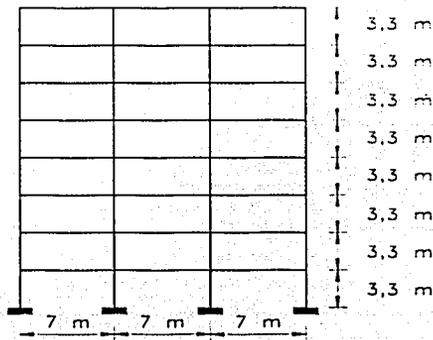


Figura 2.2. Estructura prediseñada.

- 2) Se realiza un análisis de valores característicos del marco anteriormente predimensionado, con la finalidad de obtener su periodo fundamental en el rango elástico (T_1). Este define la rama inicial de la curva de comportamiento de un sistema equivalente de 1GDL. Utilizando la ec. (2.1), se representa esta curva por una línea radial en el espacio de pseudoaceleraciones espectrales contra desplazamientos espectrales (S_d), fig. 2.3, se hace en este espacio dado que la

Resistencia / masa (R/m) tiene las mismas unidades que una aceleración espectral.

$$S_a = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 S_d \quad (2.1)$$

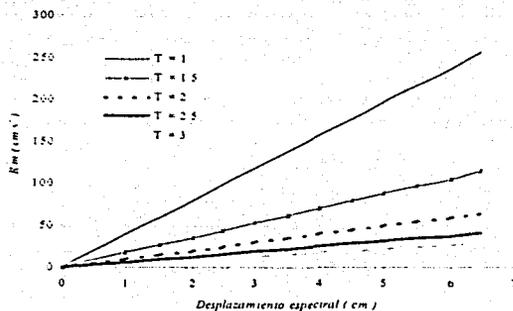


Figura 2.3. Pendientes correspondientes a estructuras con diferentes períodos de vibración.

- 3) Se define la segunda rama de la curva de comportamiento proponiendo una configuración de daño en la estructura, es decir, se seleccionan los elementos estructurales en los cuales se acepta se genere daño. Esta configuración debe ser representativa del nivel de desempeño considerado, lo cual se logra introduciendo articulaciones plásticas en el modelo estructural en los extremos de las vigas y/o columnas, como en la configuración mostrada en la fig. 2.4. La configuración de daño propuesta debe basarse en un comportamiento aceptable de la estructura al aparecer las articulaciones plásticas y en los recursos económicos con los que disponga el propietario para la construcción de la misma.

De igual manera, se realiza un análisis de valores característicos del modelo estructural, con la finalidad de obtener su período fundamental, pero ahora en la etapa inelástica (T_2). Con este nuevo valor, se obtiene la segunda rama de la curva de comportamiento, la cual caracteriza el comportamiento de la estructura en el intervalo no lineal.

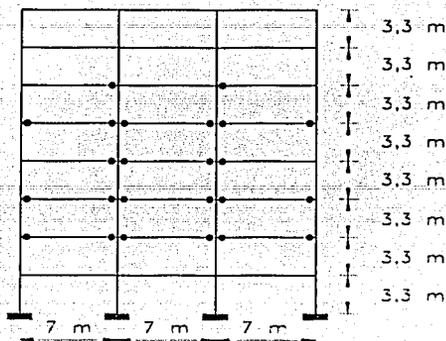


Figura 2.4. Configuración de daño propuesta.

Con este procedimiento, se está fomentando la aparición de un mecanismo de control de daño global de la estructura al considerar el daño en elementos específicos.

- 4) Se calcula la relación de la rigidez de posfluencia a la rigidez inicial mediante la ecuación (2.2), que se obtiene de los conceptos de la dinámica estructural. Con estos datos y una fracción del amortiguamiento crítico dada, se construye un espectro de resistencias, el cual considera un comportamiento histerético bilineal para el objetivo de diseño sísmico por desempeño que se está considerando, fig. 2.5.

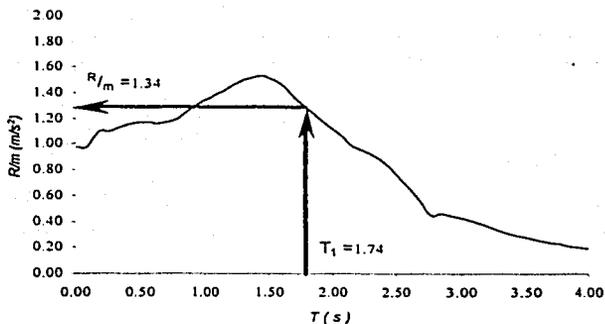


Figura 2.5. Obtención de la resistencia por unidad de masa para la etapa elástica.

En estos espectros se representa la resistencia de diseño (R_1 / m) como función del periodo fundamental elástico de la estructura. Conociendo este espectro, es posible conocer directamente la resistencia de diseño utilizando el periodo fundamental T_1 ; con estos datos se puede definir el punto de quiebre de la curva bilineal de comportamiento del sistema equivalente de 1GDL.

$$\alpha = \frac{m \left(\frac{2\pi}{T_2} \right)^2}{m \left(\frac{2\pi}{T_1} \right)^2} = \left(\frac{T_1}{T_2} \right)^2 \quad (2.2)$$

α = Razón de rigidez de posfluencia a rigidez inicial.

m = Masa de la estructura de 1 GDL.

T_1 = Período de la estructura sin daño (elástico).

T_2 = Período de la estructura con daño (inelástico).

- 5) Como se muestra en la fig. 2.6, la resistencia por unidad de masa de diseño máxima (R_2 / m), se obtiene al completar la curva de comportamiento para el sistema de 1GDL, que será distribuida entre los elementos que no admiten daño. Esto se basa en el hecho de que, para este caso en particular, la resistencia se encuentra relacionada con la ductilidad objetivo a través de la ecuación (2.3), Sandoval (2000).

$$\left(\frac{R_2}{m} \right) = \left(\frac{R_1}{m} \right) [1 + \alpha (\mu - 1)] \quad (2.3)$$

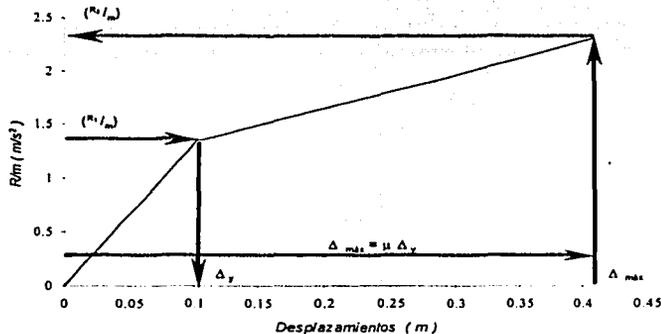


Figura 2.6. Pendientes que definen la curva de comportamiento.

- 6) Para obtener las fuerzas de diseño en los elementos que admiten daño, se lleva a cabo un análisis modal espectral (*etapa elástica*) considerando todos los modos. Se utiliza un espectro de respuesta elástico escalado, de tal forma que la pseudoaceleración que corresponde al periodo fundamental de la estructura en estado elástico coincida con (R_1 / m) de la curva de comportamiento, fig. 2.7.

El espectro elástico se escala debido a que, de un análisis modal espectral, considerando un solo modo, se obtiene un desplazamiento elástico, el cual debería ser igual al de la curva de comportamiento correspondiente a la resistencia de diseño (R_1 / m) . Dado que estos desplazamientos son diferentes, es necesario escalar el espectro elástico de respuesta para que se obtengan los mismos desplazamientos.

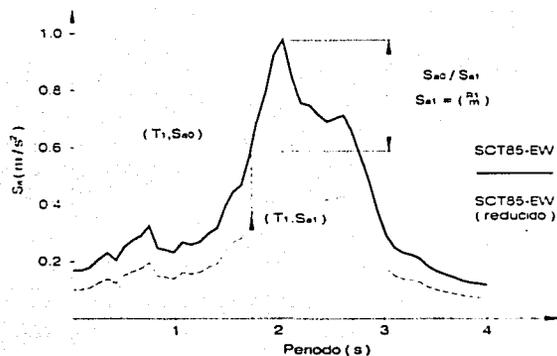


Figura 2.7. Espectro elástico escalado para obtener fuerzas de diseño en elementos que aceptan daño.

Las fuerzas de diseño para los elementos que no admiten daño se obtienen de realizar un segundo análisis modal espectral (*etapa inelástica*) considerando todos los modos. Para este análisis se escala el espectro elástico de tal forma que coincida con la diferencia de resistencias obtenida de la curva de comportamiento $(R_2/m) - (R_1/m)$ obtenidas de la curva de comportamiento. Este análisis sirve para obtener el complemento de las fuerzas de diseño de los elementos que no admiten daño.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Las fuerzas de diseño totales, tanto de los elementos que aceptan daño, como de los que no, se obtienen de la superposición de tres análisis: uno de cargas gravitacionales y los correspondientes a los análisis modales de las etapas elástica e inelástica.

Los espectros de DSBD que se obtienen en este trabajo, espectros de peligro uniforme, se emplearán en lugar de los espectros que se han utilizado hasta el momento para el procedimiento descrito anteriormente (espectro de resistencias y elástico). La ventaja que presentan dichos espectros es que corresponderán a una tasa de excedencia específica, donde dicha tasa de excedencia se establecerá de acuerdo al tipo de estructura a diseñar. Además, se utilizará un espectro para obtener de manera directa la (R_2 / m) ya que el índice de desempeño que se utiliza, no permite aplicar la relación dada por la ec. 2.3., debido a que en esta ecuación, solo está involucrada la ductilidad de desplazamientos y no la energía histerética disipada por el sistema estructural.

Un inconveniente que presentan muchos de los métodos basados en desempeño, es que se basan en la utilización de un índice de desempeño como lo es la ductilidad, pero Pennung y Phaiboon (1999) demostraron que en sitios de suelo blando como lo es la zona del lago del valle de México, el diseño convencional por ductilidad constante no es válido, debido a que el daño ocasionado por fatiga, el cual no puede ser medido por una demanda de ductilidad, es excesivamente alto. Es por eso que se decidió estudiar el comportamiento de las estructuras bajo el concepto de índice de daño, el cual involucra los desplazamientos máximos que sufre la estructura y la energía histerética disipada por la estructura durante un evento sísmico, ya que combinados definen el deterioro estructural como consecuencia del daño por fatiga.

3 PROCEDIMIENTO PARA ESTIMAR ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO BASADOS EN DESEMPEÑO

3.1 Antecedentes

Los espectros de diseño propuestos en este trabajo son aplicables y tienen su origen en el procedimiento de diseño sísmico por desempeño, propuesto por (Ayala y Basilio, 2002). Dicho procedimiento, que involucra implícitamente en su formulación el comportamiento no lineal de las estructuras y es aplicable al diseño de edificios, se basa en el uso de la curva de comportamiento de un sistema de un grado de libertad (1GDL), considerado equivalente al de múltiples grados de libertad (MGDL).

Para obtener los espectros de diseño basados en el método anterior, se emplean conceptos de peligro sísmico para conocer qué fuentes sísmicas afectan la región donde se pretende ubicar las estructuras y, además, con qué tasa de excedencia se presentan sismos de determinadas magnitudes; esto es con la finalidad de obtener de manera cuantitativa los objetivos de diseño sísmico por desempeño (SEAOC, 1995). Desafortunadamente, al diseñar con estos parámetros, no se tiene ningún tipo de control sobre la excedencia del nivel de desempeño considerado, que es lo que finalmente interesa al diseñador. Es por esto que el procedimiento que se describe a continuación propone objetivos de diseño sísmico consistentes en parejas de nivel de desempeño contra niveles de diseño correspondientes a una tasa de excedencia de nivel de desempeño, en donde se toma en cuenta de manera directa, el desempeño esperado de la estructura.

3.2 Espectros de diseño sísmico basados en desempeño con ductilidad constante.

Para la obtención de los espectros de peligro uniforme basados en desempeño, se hace una evaluación del peligro sísmico que afecta a la ciudad de México considerando un modelo de temblores característicos. Para el nivel de diseño (peligro sísmico), se propone un sismo de magnitud extraordinaria de acuerdo a la sismicidad de la

República Mexicana y se estipula un nivel de desempeño (estado límite), en este caso una ductilidad deseada.

Para llevar a cabo una evaluación del peligro sísmico, es necesario identificar las zonas donde se generan los temblores; estas zonas son llamadas *provincias tectónicas*.

Dado que los tiempos entre eventos sísmicos generados en la fuente sísmica que influye en el peligro de la ciudad de México (fuente de Guerrero) no presentan una distribución exponencial, ya que solo se generan temblores de ciertas magnitudes en tiempos de ocurrencia constantes, es por esto que se utiliza el modelo del temblor característico para evaluar el peligro sísmico.

Para la obtención de espectros de peligro uniforme, Ordaz *et al.* (1999) proponen la siguiente secuencia de pasos:

- 1) Utilizando el modelo del temblor característico, se determina el valor esperado de la magnitud del próximo evento sísmico; por ello, la magnitud esperada se define como una función del tiempo de la siguiente manera (Jara y Rosenblueth, 1988).

$$E(M|T00) = \max(M_0, D + F * Ln(T00)) \quad (3.1)$$

donde:

$E(M|T00)$ es el valor esperado de la magnitud del próximo evento, dado que han transcurrido $T00$ años desde la última ocurrencia de un temblor característico de magnitud $M > M_0$, M_0 es la magnitud umbral, D y F son parámetros que definen la variación de la magnitud esperada con el tiempo.

- 2) Posteriormente, se calcula una tasa de excedencia para las magnitudes de los sismos que son característicos de la zona que se estudia. En el temblor característico, la tasa de excedencia de la magnitud cambia en función del tiempo, y está dada por:

$$\lambda(M) = \lambda_0 \left[1 - \Phi \left(\frac{M - E(M|T00)}{\sigma_M} \right) \right]^k \quad M_U > M > M_0 \quad (3.2)$$

$$\lambda(M) = 0 \quad M \geq M_U$$

donde:

M_U = Máxima magnitud que puede generarse en una provincia tectónica.

k = Factor de normalización tal que la integral bajo la curva de la distribución normal estándar sea igual a la unidad

Φ = Denota la distribución normal estándar.

σ_M = Desviación estándar de las magnitudes.

donde λ_0 queda definida como la inversa de la mediana del tiempo entre eventos con magnitud $M > M_0$:

por lo que el factor de normalización se expresa de la siguiente manera:

$$k = \frac{1}{\left[\Phi \left(\frac{M_U - E(M|T00)}{\sigma_M} \right) - \Phi \left(\frac{M_0 - E(M|T00)}{\sigma_M} \right) \right]} \quad (3.3)$$

Finalmente, para calcular la tasa de excedencia de la magnitud, la expresión utilizada es:

$$\lambda(M) = \lambda_0 \frac{\left[1 - \Phi \left(\frac{M - E(M|T00)}{\sigma_M} \right) \right]}{\left[\Phi \left(\frac{M_U - E(M|T00)}{\sigma_M} \right) - \Phi \left(\frac{M_0 - E(M|T00)}{\sigma_M} \right) \right]} \quad (3.4)$$

- 3) Con el valor de la tasa de excedencia de la magnitud, se calcula la función de densidad de probabilidades dada por:

$$f_M(M) = -\frac{1}{\lambda_0} \frac{d\lambda(M)}{dM} \quad (3.5)$$

- 4) Se cuantifica la tasa de excedencia de niveles de desempeño expresado como el número de veces por unidad de tiempo en que la respuesta de una estructura excede

cierto nivel de desempeño cuando se le somete a sismos de distintas magnitudes y fuentes que definen el peligro sísmico de un sitio.

La tasa de excedencia de los niveles de desempeño se establece en términos de la suma, sobre todas las fuentes sísmicas y magnitudes consideradas, del producto de la derivada de la tasa de excedencia de magnitudes de la *i*-ésima fuente sísmica, por la probabilidad condicional de que la estructura exceda el nivel de desempeño establecido dado que ocurre un sismo de cierta magnitud *M* a una determinada distancia *L_i*; lo que se expresa de la siguiente manera:

$$v(r) = \sum_{i=1}^N \int_{M_i}^{M_{U_i}} -\frac{d\lambda(M)}{dM} P_{r,i}(r > r_{lim} | M, L_i) dM \quad (3.6)$$

N = Número de fuentes sísmicas relevantes.

M_{U_i} = Magnitud máxima que puede generarse en cada fuente.

L_i = Distancia entre la *i*-ésima fuente sísmica y el sitio de estudio.

r_{lim} = Nivel de desempeño considerado para la estructura en estudio.

P_{r,i} (*r* > *r_{lim}* | *M*, *L_i*) = Probabilidad de que la respuesta *r* exceda el nivel de desempeño considerado, dada una magnitud *M*.

Para obtener las tasas de excedencia de los niveles de desempeño, se realizaron simulaciones de sismos empleando funciones de Green empíricas, utilizando como semilla un terremoto de magnitud inferior a la de los sismos simulados, así como también, se consideró que las propiedades estructurales son deterministas.

Con los resultados obtenidos con la ec. (3.6), es posible construir una superficie formada por una familia de curvas de *periodo vs resistencia/masa*, con tasa uniforme de exceder el nivel de desempeño correspondiente.

3.3 Espectros de diseño sísmico basados en desempeño con un índice de daño constante.

3.3.1 Índice de daño

Una de las primeras formas como se cuantificó el daño en las estructuras fue a través de la medida de la ductilidad, pero esta medida no toma en cuenta el efecto que pueden causar ciclos repetidos de deformación. Para corregir esta deficiencia, algunos investigadores han propuesto índices de daño (*ID*) que toman en cuenta, además de la ductilidad, efectos acumulativos, por ejemplo: la energía histerética disipada.

Un índice de daño *ID*, está basado sobre un conjunto de parámetros de respuesta estructural tales como, fuerza, deformación o energía histerética. La finalidad para la cual se calcula el *ID* es poder comparar los parámetros de la respuesta demandada por el sismo con la capacidad de la estructura (Powell y Allahabadi, 1988).

El objetivo de los índices de daño es proporcionar un medio para cuantificar numéricamente el daño en las estructuras ocasionado por deformaciones sísmicas. Los índices de daño pueden ser definidos localmente, para una sección o un elemento, o globalmente, para una estructura completa.

En la generalidad de los casos, los parámetros utilizados para cuantificar el índice de daño como medida del daño generado en una estructura varía en un rango entre 0 y 1, asumiendo un valor 0 para estructuras no dañadas y un valor de 1 para estructuras colapsadas, con valores intermedios los cuales dan una medida del grado de daño en la estructura.

Es importante mencionar que no existe un índice de daño único que proporcione la información suficiente sobre el daño total ocurrido en una estructura, ya que los diversos estados límite que se presentan en ella corresponden a distintos tipos de daño, esto es, el índice de daño que mejor refleja el estado límite a flexión no corresponde con el agrietamiento ocasionado por la fuerza cortante o con las rotaciones debidas a la falta de confinamiento.

Se han propuesto muchos índices de daño para cuantificar el estado en una estructura, siendo los más utilizados los índices de daño combinados.

Índices de daño combinados.

El índice de daño combinado más conocido y empleado es el propuesto por Park y Ang (1985). Este consiste de una combinación lineal de la deformación y de la energía histerética absorbida, ambas normalizadas.

$$ID_{PA} = \left(\frac{\delta_m}{\delta_u} \right) + \beta \frac{E_H}{(F_y \delta_u)} \quad (3.10)$$

donde :

E_H = Energía histerética acumulada.

δ_u = Deformación última bajo desplazamiento monotónico.

F_y = Fuerza de fluencia.

β = Parámetro que indica la estabilidad del ciclo histerético.

El primer término es una medida del desplazamiento máximo. Pero este no toma en cuenta el daño acumulado, es por eso que se considera el segundo término, el cual considera el daño acumulado a través de la cantidad de energía absorbida. Cosenza, *et al.* (1993) reportaron valores de pruebas experimentales para el coeficiente β con una media de 0.15. El término $\int dE / (F_y \cdot \delta_u)$ se conoce como energía histerética normalizada. Se puede observar que el denominador $(F_y \cdot \delta_u)$ corresponde a la energía histerética bajo carga monotónica disipada en un cuarto de ciclo considerando una relación fuerza-desplazamiento elasto-plástica. Las ventajas que presenta este modelo de índice de daño son su simplicidad y el hecho de que se calibró contra una gran cantidad de daños generados por sismos en las estructuras. Park, *et al.* (1985) sugirieron que un índice de daño igual a 0.4 es el valor máximo entre el daño reparable e irreparable. Algunos autores sugieren la siguiente clasificación de los valores de este índice de daño:

$ID < 0.1$

Sin daño o poco agrietamiento.

$0.1 < ID < 0.25$

Daño menor.

0.25 < ID < 0.4	Daño moderado. Agrietamiento severo.
0.4 < ID < 1.0	Daño severo. Aplastamiento del concreto, refuerzo expuesto.
ID = 1.0	Colapso.

El modelo de índice de daño propuesto por Park y Ang (ID_{PA}), presenta dos desventajas, la primera es que para estructuras que permanecen elásticas, cuando $E_{H1} = 0$, el ID_{PA} debería ser cero, pero el inconveniente es que existen casos en que esto no se cumple, es decir, se presentan valores mayores a cero. La segunda desventaja del ID_{PA} es que no proporciona resultados correctos cuando el sistema está sujeto a deformaciones monotónicas, ya que para que se logre una deformación máxima, el ID_{PA} debe ser uno, indicando de esta forma un colapso potencial. En estudios posteriores, Ang, *et al.* (1993) proponen un valor de ID igual a 0.8 para representar el colapso. Sin embargo, el ID_{PA} resultará mayor que 0.8, lo cual no es congruente con el límite que se establece para representar el colapso. A pesar de las desventajas mencionadas, el ID_{PA} se ha utilizado extensamente.

Kunnath (1992) usó una versión modificada del modelo de Park y Ang, en el cual se utilizó el momento y la curvatura en lugar de la fuerza y del desplazamiento.

$$ID = \frac{\phi_m - \phi_s}{\phi_u - \phi_s} + \beta_c \frac{\int dE}{M_y \phi_u} \quad \phi_m > \phi_s \quad (3.11)$$

donde:

ϕ_u = Rotación última del elemento debida a una carga monotónica.

ϕ_m = Rotación máxima presentada durante un evento sísmico.

ϕ_s = Rotación de fluencia.

M_y = Momento de fluencia.

Este modelo de ID fue aplicado por Stone y Taylor (1993) en 82 columnas circulares, con lo cual propusieron la siguiente clasificación de daño.

ID < 0.11	Sin daño o poco agrietamiento.
0.11 < ID < 0.4	Reparable.

$0.4 < ID < 0.77$

Irreparable. Todavía en pie, pero el colapso es inminente.

$ID > 0.77$

Estructura colapsada.

Se han presentado grandes problemas con la utilización de las ec. (3.10) y (3.11), sobre todo en el cálculo de la deformación última (δ_u y ϕ_u) y del parámetro β_r . Park y Ang (1985) propusieron una regresión para los dos parámetros en términos de numerosas variables, incluyendo la relación de cortante, carga axial, relaciones de refuerzo de confinamiento y longitudinal. Sin embargo, la ecuación para β_r arroja valores muy pequeños, lo que hace que la participación de la energía histerética sea despreciable. Ciampoli *et al.* (1989) usaron un método probabilista, en el cual consideró a β_r como un valor aleatorio con una media de 0.27 y un coeficiente de variación de 0.6. Kunnath *et al.* (1992) usó un valor definido de 0.1 y recomendó que el valor de β_r no debería exceder de 0.5. Los valores seleccionados deben proporcionar una representación razonable de la degradación de la resistencia en el modelo histerético.

Un problema principal es que la escala del daño no es lineal, esto es, valores de ID mayores de 0.4 implican un daño muy severo. Es por esto que es difícil diferenciar entre los niveles de daño inferiores de la escala. Ya que el número de ciclos de carga tienen un efecto importante en el nivel de daño generado en las estructuras, los ID acumulados son solamente una medida aproximada del nivel de daño ocurrido en una estructura durante un evento sísmico.

Los ID que más se acercan al comportamiento real de las estructuras son aquellos en los cuales los ciclos repetidos de carga hacen que se incremente el daño estructural. Sin embargo, no se ha hecho la investigación suficiente para calibrar los valores obtenidos con el daño observado en estructuras, ya sea el generado por sismos, o el generado en pruebas de laboratorio.

Como se observa, existe una gran variedad de propuestas para calcular el ID , como aquellas donde el ID se calcula basándose solamente en la ductilidad por desplazamiento, pero este parámetro solo, no proporciona la suficiente información sobre el comportamiento de la estructura, es decir, no muestra la información generada por ciclos repetidos de deformaciones inelásticas y de la disipación de energía que se

demanda. La energía histerética (E_H) incluye efectos acumulados de los ciclos repetidos de la respuesta inelástica y se asocia usualmente con el daño estructural. Por definición, si la respuesta estructural permanece elástica, E_H será cero.

Muchos de los índices de daño acumulado incluyen características que reflejan los mecanismos a través de los cuales ocurre el daño por sismo, como son: las ecuaciones para tomar en cuenta la absorción de energía o la fatiga debido a cargas cíclicas.

Para usar cualquier índice de daño en un problema real se debe tener en cuenta la relación entre el daño que se genera en la estructura y el daño que se cuantifica. Es decir, si las consecuencias están relacionadas al costo de reparación después de un sismo, entonces el tamaño de las grietas, el grado de aplastamiento y los efectos de las deformaciones acumuladas serán parámetros importantes que habrá que tomar en cuenta en el cálculo del ID . Sin embargo, si lo que se quiere cuidar es la seguridad de vidas o el riesgo de que la estructura se colapse, entonces el ID deberá reflejar no solamente la cantidad, sino también el tipo de agrietamiento.

3.3.2 Índice de Daño de Bozorgnia y Bertero

Para corregir las deficiencias que presenta el índice de daño propuesto por Park y Ang. Bozorgnia y Bertero (2001), proponen una expresión para calcular un índice de daño ID_{BB} y determinar el daño en edificaciones. Con esta expresión, teóricamente el índice de daño toma el valor de cero para estructuras que se mantienen elásticas y valor de uno para estructuras que bajo la acción de un sismo alcancen deformaciones similares a la deformación máxima monotónica. En general, $ID_{BB} = 0$ indica ausencia de daño. $ID_{BB}=1$ indica comienzo del colapso. Sin embargo, se puede demostrar que para valores altos de energía histerética, ductilidades monotónicas bajas, o desplazamientos máximos altos, estos índices pueden resultar en valores superiores a la unidad, por lo que la expresión no tiene control por el límite superior que se pretende sea la unidad.

La expresión propuesta es la siguiente:

$$ID_{BB} = (1 - \alpha_2) \left(\frac{\mu - \mu_e}{\mu_{mon} - 1} \right) + \alpha_2 \left(\frac{E_H}{E_{Hmon}} \right)^{1/2} \quad (3.12)$$

α_2 = Constante que varía entre cero y uno.

μ_e = $\delta_{elast} / \delta_y$ = Máxima porción de la deformación elástica / δ_y

μ_e = 1 para comportamiento inelástico e igual a μ para comportamiento elástico

$E_{H\ mon}$ = Capacidad de Energía Histerética bajo carga monotónica

Basados en análisis de los registros del terremoto de Northridge, considerando la relación fuerza-desplazamiento elasto-plástica, Bozorgnia y Bertero (2001) proponen valores de:

$$\alpha_2 = 0.302, \quad \mu_{\text{mon}} = 10$$

Se debe tener en cuenta que estos datos son para distintas condiciones de suelo y distinta fuente sísmica, es por esto que, para poder aplicarlo a las condiciones de otro sitio, es necesario calibrar el modelo de daño obteniendo un α_2 que refleje las condiciones a las que van a estar sujetas las estructuras que se diseñan.

En los procedimientos de diseño sísmico basado en desempeño, para la obtención de los objetivos de diseño sísmico se requiere establecer un nivel de diseño (peligro sísmico) y un nivel de desempeño (estado límite). En la matriz de objetivos de *DSBD* publicada por Vision 2000 (SEAOC 1995), los niveles de diseño se definen por un grupo de eventos sísmicos que representan el peligro en particular de una región, clasificándose por el período de retorno o por la probabilidad de excedencia de un sismo, y los niveles de desempeño, dependen del daño máximo esperado en una estructura para un determinado sismo.

Los espectros de diseño basados en índices de daño constante, representan la variación de la resistencia contra el período de una serie de sistemas de un grado de libertad (1GDL) sujetos a un registro sísmico, con un índice de daño constante. Estos espectros se determinarán para estructuras ubicadas en la zona del lago de la ciudad de México, fundamentándose en el ID_{BH} .

3.3.3 Comportamiento estructural

Para el cálculo de índice de daño, Bozorgnia y Bertero consideran un comportamiento elasto-plástico en las estructuras analizadas. Esta consideración no coincide con la realidad, ya que en una estructura, todos sus elementos estructurales no alcanzan su

máxima capacidad de carga en el mismo instante, siendo esto lo que menos se desea del comportamiento estructural.

En este trabajo, para el cálculo de los espectros con índice de daño constante, se consideró un comportamiento bilineal de la estructura basado en una relación de rigidez de posfluencia a rigidez inicial α , calculada con la ec. (2.2), obtenida de la curva de comportamiento de sistemas equivalentes de un grado de libertad (1GDL) fig. 3.1. El valor de α depende de la distribución de daño que se asigna a través de articulaciones plásticas en los extremos de los elementos estructurales (vigas y columnas); diferentes configuraciones de daño nos llevarán a diferentes pendientes de la segunda rama de la curva de comportamiento, y como consecuencia, a diferentes espectros de diseño. En la fig. 3.2 se muestra el diagrama de comportamiento histerético considerado, correspondiente a la respuesta de un sistema de 1GDL ante un registro sísmico.

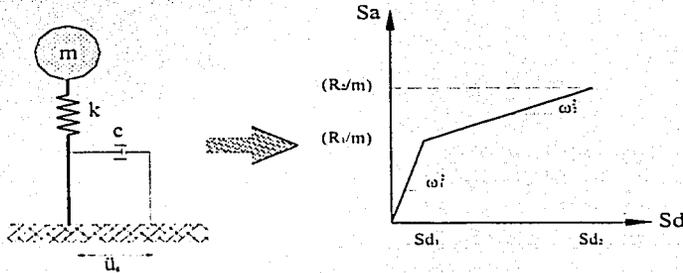


Figura 3.1. Curva de comportamiento de un sistema de 1GDL.

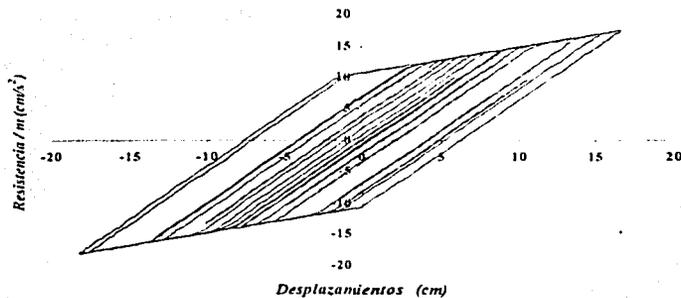


Figura 3.2. Comportamiento histerético considerado para el cálculo del ID_{BB}

3.3.4 Calibración del modelo

La obtención de α_2 se lleva a cabo mediante una calibración con el ID_{PA} , pero debido a que este índice es poco confiable en los valores extremos, solo se toman valores de ID_{PA} entre 0.2 y 0.8. El procedimiento se inicia obteniendo valores de ID_{PA} para un evento determinado, posteriormente el ID_{PA} se sustituye en la ec. (3.12) en donde se despeja el valor de α_2 . Como se comentó anteriormente, es necesario que el evento sísmico que se utilice para la calibración, corresponda a la zona de estudio, de lo contrario, se estarían obteniendo valores de α_2 para condiciones de sitio equivocadas.

3.3.5 Etapas de diseño

El método de diseño por desempeño propuesto por Ayala y Basilio (2002), comprende dos etapas de diseño; en la primera etapa se obtienen las resistencias para los elementos que se acepta se van a dañar bajo una acción sísmica, en la segunda etapa se obtienen de manera indirecta, con el valor del nivel de desempeño (ductilidad), las resistencias para los elementos que no se van a dañar, para un nivel de desempeño esperado.

Para la aplicación de este método, solo se han utilizado espectros de resistencia que se han obtenido para un solo evento sísmico y una etapa de diseño. En este trabajo, se propone el cálculo de espectros de resistencias de peligro uniforme, con los cuales se obtendrán directamente las resistencias en cada una de las etapas del diseño.

En la fig. 3.3 se pueden observar dos espectros correspondientes a las diferentes etapas del diseño basado en desempeño, como puede verse en la fig. 3.4, las dos etapas del diseño son paralelas, es decir, no se necesita conocer el valor de la resistencia en la etapa elástica para poder obtener el valor de la resistencia en la etapa inelástica.

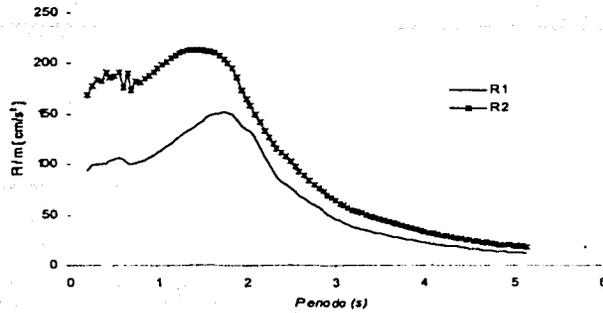


Figura 3.3. Espectros de resistencias máximas y de fluencia.

En la fig. 3.4, se muestra el proceso de diseño a seguir con los espectros que se proponen en este trabajo, donde los desplazamientos están en función de la resistencia.

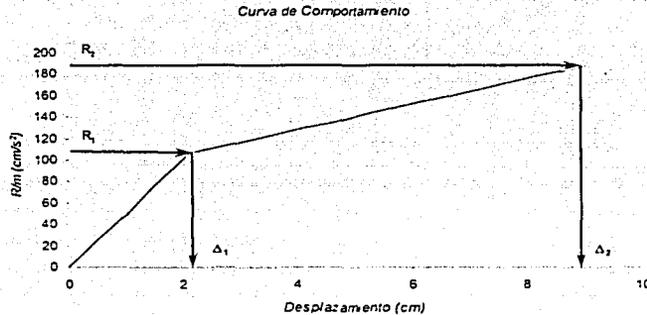


Figura 3.4. Procedimiento a utilizar con espectros de peligro uniforme.

Como se observa en la figura anterior, la ductilidad no es un parámetro que se utilice de forma directa para obtener la resistencia máxima, ahora es un resultado proveniente de las resistencias necesarias para un determinado comportamiento de la estructura.

3.3.6 Espectro Elástico de Diseño.

De acuerdo con el procedimiento desarrollado por Ayala y Basilio (2002), las estructuras se diseñan con espectros elásticos reducidos, estos espectros generalmente provienen de un solo evento sísmico, por lo cual, el espectro no es representativo del peligro sísmico existente en la región ni del comportamiento que podría tener la estructura ante distintos eventos sísmicos. Es por esto que se proponen espectros elásticos de peligro uniforme que considera de manera directa las propiedades de la estructura. Estos espectros se obtendrán con $\mu = 1$, ya que este valor representa un comportamiento elástico en la estructura.

4 OBTENCIÓN DE ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME DE DISEÑO SÍSMICO BASADOS EN DESEMPEÑO

Para la obtención de espectros de peligro uniforme con un índice de daño constante, se estudia como ejemplo, el nivel de desempeño correspondiente a un índice de daño, considerando que un $ID_{BB} = 0.5$, representa un nivel de desempeño del tipo de incipiente al colapso (VISION 2000, SEAOC 1995), y un nivel de diseño correspondiente a un sismo extraordinario para la sismicidad que se presenta en el Valle de México, llamado “evento muy raro”. Los niveles de diseño y desempeño que se mencionan se ubican en una casilla de la matriz de objetivos de diseño sísmico de la fig. 2.1; en su intersección se obtiene un espectro con tasa uniforme de exceder el nivel de desempeño seleccionado. Este espectro es el correspondiente a un evento de gran magnitud para el cual las estructuras experimentan daño que puede ser poco segura para su ocupación y la reparación puede ser técnicamente o económicamente no factible (Vision 2000, SEAOC 1995).

4.1 Cálculo de espectros con índice de daño constante.

4.1.1 Comportamiento estructural

Si se considera que la estructura tiene un comportamiento bilineal ante cargas laterales, debido a que se acepta que ocurre daño para un nivel de fuerza y no vuelve a ocurrir daño hasta el colapso, es necesario, por la definición de este modelo, calcular la pendiente de la segunda rama de la curva de comportamiento. α , es la razón de rigidez de posfluencia a rigidez inicial, debido a que es necesario considerar el estado de las estructuras en su etapa elástica y en la etapa en la que el daño aparece.

De manera ilustrativa; para la obtención de α se considera el siguiente marco plano de ocho niveles y tres crujías, fig. 4.1.

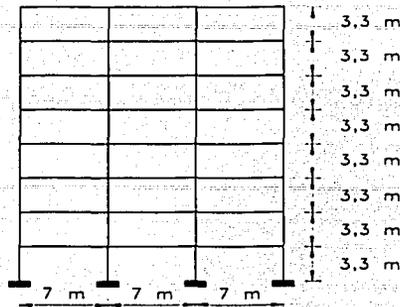


Figura 4.1. Marco plano de 8 niveles en etapa inicial elástica.

Al realizar un análisis de valores característicos, se obtiene el siguiente periodo fundamental:

$$T_1 = 0.89 \text{ s}$$

Debido a que se acepta para la estructura un daño ocasionado por eventos sísmicos intensos, se considera para la estructura una curva de comportamiento bilineal.

En el procedimiento de DSBD desarrollado por Ayala y Sandoval (1999), se tiene la ventaja de que el ingeniero puede proponer los lugares en los cuales se acepta se formen las articulaciones plásticas. En este ejemplo, siguiendo la filosofía de columna fuerte-viga débil, se propone la siguiente configuración de daño:

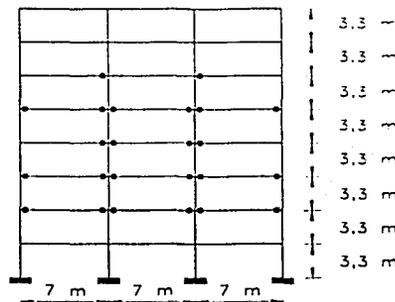


Figura 4.2. Marco plano de 8 niveles con daño propuesto.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Para esta configuración de daño originada en la estructura, y realizando nuevamente un análisis de valores característicos, se obtiene el siguiente período fundamental.

$$T_2 = 1.83 \text{ s}$$

Aplicando la ecuación (2.2) resulta que

$$\alpha = \left(\frac{T_1}{T_2} \right)^2 = \left(\frac{0.89}{1.83} \right)^2 = 0.24$$

$$\alpha = 24\%$$

Dado que para la obtención del índice de daño se considera un comportamiento bilineal, el valor de α obtenido se utilizará para el cálculo de la energía histerética y de la resistencia última, necesarias para el cálculo de ID_{BB} . En caso de que se consideren efectos P- Δ , el comportamiento del ciclo histerético cambiaría apareciendo ramas con pendiente negativa, es decir, la estructura se estaría comportando de forma inestable.

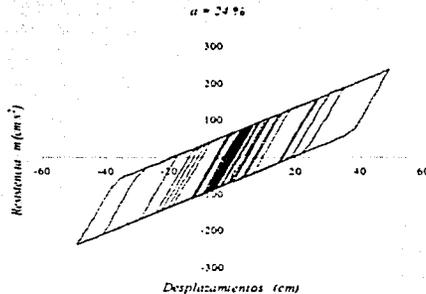


Figura 4.3. Comportamiento histerético con un valor de $\alpha = 24\%$

Calibración del modelo de índice de daño

Originalmente, el valor del coeficiente α_2 utilizado en el modelo de índice de daño presentado por Bozorgnia y Bertero fue calibrado basado en análisis de registros del terremoto de Northridge, además, para esa calibración se consideró una relación fuerza-desplazamiento elasto-plástica, es por eso que para utilizar este modelo de índice de daño,

es necesario calibrarlo para las condiciones del sitio en estudio y para un comportamiento de material del tipo bilineal.

El coeficiente α_2 de la ec. (3.12) se calibró para suelos blandos de la ciudad de México, utilizando la componente este-oeste del registro del sismo de Michoacán del 19 de septiembre de 1985, obtenido de la estación acelerográfica ubicada en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT85). Para diferentes periodos y resistencias, se calcularon los ID_{PA} con $\beta = 0.15$ y comparados estos resultados con los ID_{BB} ; el coeficiente α_2 se determinó descartando valores de $ID_{PA} < 0.20$ e $ID_{PA} > 0.80$, por considerar que el ID_{PA} en esos rangos presenta deficiencias. Las inconsistencias presentadas en los rangos de índices de daño mencionados anteriormente, no solo se presentan para registros obtenidos en suelos blandos como el del Valle de México, sino en cualquier tipo de suelo, esto es debido a la forma como está planteado el ID_{PA} .

Evaluando la ec. (3.11) se obtienen los valores de ID_{PA} que se muestran en la fig. 4.4.

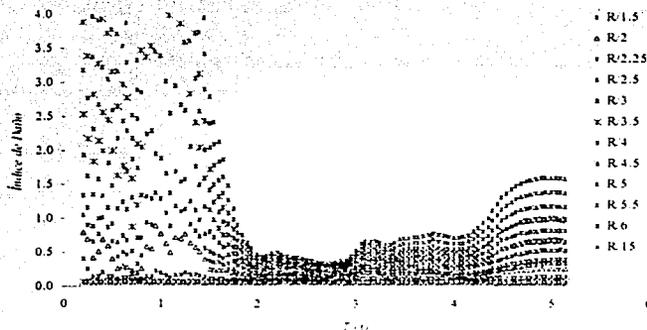


Figura 4.4. Índices de daño según Park y Ang

Con los índices de daño obtenidos con la ec. (3.11) y sustituyendo estos valores en la ec.(3.12), se obtienen distintos valores de α_2 de donde se obtiene un promedio, el cual será el valor de α_2 que se utilizará para el cálculo de los espectros de índice de daño constante, fig. 4.5. El valor medio de este coeficiente resultó ser: $\alpha_2 = 0.266$.

Así, la ecuación utilizada para determinar el índice de daño en suelos blandos de la ciudad de México es:

$$ID_{BB} = 0.734 \left[\frac{(\mu - 1)}{(\mu_{mon} - 1)} \right] + 0.266 \left(\frac{E_H}{E_{Hmon}} \right)^{1/2} \quad (4.1)$$

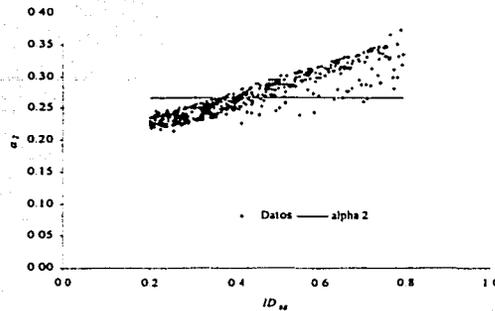


Figura 4.5. Obtención de α_2

En la fig. 4.6, se muestran tres espectros de resistencia para índices de daño constantes, determinados con el registro *SCT85* para diferentes ductilidades monótonicas ($\mu_{mon}=10, 15$ y 20). Estos espectros fueron comparados con un espectro de resistencias de ductilidad constante ($\mu = 4$) del mismo sismo, el cual fue determinado con el programa *DEGTRA 2000*, todos los espectros fueron hechos para una rigidez de post-fluencia ($\alpha=0.24$), con un porcentaje del amortiguamiento crítico del 5%. Se puede observar que a medida que aumenta la ductilidad monótonica μ_{mon} disminuye el índice de daño ID_{BB} . Los resultados se resumen en la tabla 1.

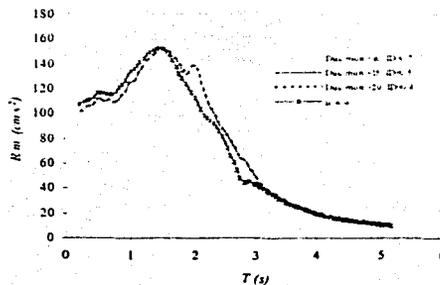


Figura 4.6. Comparación de espectros de resistencia basados en índice de daño y ductilidad constante para *SCT85*

Tabla 4.1. Índices de daño ID_{BB} equivalentes a ductilidad $\mu = 4$ para diferentes μ_{mon}

μ_{mon}	Espectros inelásticos de Índice de Daño constante ID_{BB} semejantes a espectros inelásticos de ductilidad constante $\mu=4$
10	$ID_{BB} = 0.700$
15	$ID_{BB} = 0.485$
20	$ID_{BB} = 0.368$

En este trabajo, el ID_{BB} considerado fue 0.5, con una ductilidad monótonica $\mu_{mon} = 15$, todos los espectros obtenidos corresponden a una razón de rigidez de posfluencia $\alpha=0.24$, obtenida de la curva de comportamiento con un porcentaje del amortiguamiento crítico del 5%. Diferentes configuraciones del daño supuesto en la estructura, corresponden a diferentes pendientes de la segunda rama de la curva de comportamiento, en consecuencia, diferentes espectros de diseño, ya que, en caso de que α incremente, el comportamiento de la estructura se asemeja a su comportamiento en estado elástico y por lo tanto, el índice de daño tiende a disminuir, en consecuencia, las ordenadas espectrales aumentarían. En caso de ser otro el nivel de desempeño considerado, se debe realizar nuevamente el procedimiento para ese nivel de desempeño, con este procedimiento la consideración del daño en elementos particulares es un mecanismo de control del daño global de la estructura.

Ordaz, Arboleda y Singh (1995) establecen que el registro de un temblor pequeño puede considerarse como una función de Green del medio, es decir, la aceleración que se produce en el sitio de registro cuando en la fuente se produce una dislocación puntual. Para simular un acelerograma asociado a un temblor de diferente magnitud bastaría conocer la historia de las dislocaciones elementales en la fuente correspondiente y efectuar la convolución de esa función de la fuente con la función de Green. Basándose en esta consideración, se emplearon funciones de Green empíricas para simular 11 mil sismos, los cuales fueron obtenidos por Avelar (2002) y se utilizaron para determinar los espectros de este trabajo.

4.2 Peligro sísmico

Para llevar a cabo la evaluación del peligro sísmico de una región, es necesario identificar las zonas donde se generan temblores, las cuales son llamadas provincias tectónicas. El peligro sísmico es una medida de la exposición que un sitio tiene a los movimientos sísmicos.

Evaluar el peligro sísmico es necesario, ya que este cuantifica la tasa de excedencia de las intensidades sísmicas. La tasa de excedencia, cuyo inverso es el periodo de retorno, indica la frecuencia con que se exceden en un sitio de interés, intensidades sísmicas de cierto valor.

Es muy importante realizar la correcta estimación del peligro sísmico en los procedimientos de diseño, ya que para la obtención de los objetivos de diseño sísmico, se requiere establecer un nivel de diseño (peligro sísmico) y un nivel de desempeño (estado límite).

Empleando como parámetros de diseño únicamente un nivel de desempeño y la probabilidad de excedencia de cierta intensidad sísmica, no se tiene información sobre la excedencia del nivel de desempeño considerado; debido a que se emplea la frecuencia de ocurrencia de intensidades sísmicas en un sitio en particular, esto, sin tomar en cuenta las propiedades de la estructura que se diseña. Es por esto, que con el procedimiento desarrollado en esta tesis para la obtención de espectros de diseño sísmico basados en desempeño, se obtendrá, para un objetivo de diseño establecido, un espectro de tasa uniforme de exceder un nivel de desempeño específico

Modelo del temblor característico

Como se ha observado, en la zona de subducción del pacífico mexicano solo se generan temblores de ciertas magnitudes en tiempos de ocurrencia constantes (Singh 1983, Youngs 1985). Es por esto que el modelo del temblor característico es de gran utilidad en el desarrollo de este procedimiento.

Cálculo de tasa de excedencia de magnitudes

Ya que el modelo de generación de temblores para la zona de subducción de Guerrero se considera de tipo característico, se requiere determinar el valor esperado de la magnitud del próximo evento sísmico $E(M|T00)$, ec. 3.1.

Para la zona de subducción de Guerrero, con un modelo de generación de temblores característicos, tenemos que: $T00 = 80$ años, $M_0 = 7.0$, $M_U = 8.4$, $D = 7.5$, $F = 0.0$, $\sigma_M = 0.027$, $T_0 = 39.7$ años, Ordaz (2002).

Sustituyendo los valores anteriores en la ec. (3.1), encontramos que el valor esperado de magnitud para un sismo característico de la zona de subducción de Guerrero, con un intervalo de tiempo $T00 = 80$ años entre eventos, será de:

$$E(M|T00) = 7.5$$

Esto indica que se espera ocurran temblores con una magnitud de 7.5 o mayor, con un intervalo de tiempo de 80 años desde que ocurrió el último evento sísmico.

Para obtener la tasa de excedencia de magnitudes, es necesario obtener los valores de las constantes k y λ_0 . Siendo el último el inverso de la mediana del tiempo entre eventos con magnitud $M > M_0$, por lo tanto:

$$\lambda_0 = \frac{1}{39.7} = 0.02519$$

utilizando la ec. (3.3) se obtiene el siguiente valor de k :

$$k = 1.118$$

Finalmente, con la ec. (3.4), se calcula la tasa de excedencia de magnitudes $\lambda(M)$ para un rango de magnitudes de 7.0 a 8.4, esta se muestra en la fig. 4.7. De igual forma, en la fig. 4.8, se muestra el periodo de retorno de las magnitudes.

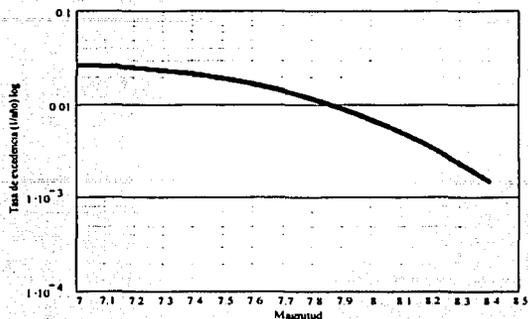


Figura 4.7. Tasa de excedencia de un sismo de magnitud M ó mayor.

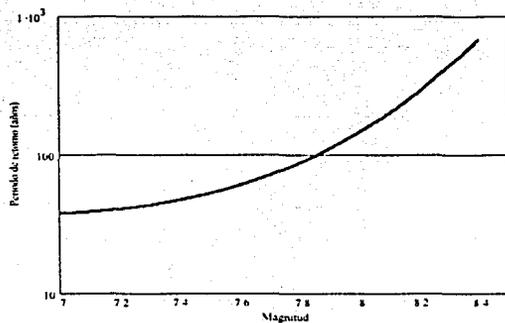


Figura 4.8. Período de retorno de un sismo de magnitud M ó mayor.

4.3 Cálculo de espectros de peligro uniforme

Cálculo de tasa de excedencia de nivel de desempeño

Para cuantificar la tasa de excedencia de un nivel de desempeño $\nu(r)$ específico, que se expresa como el número esperado de veces por unidad de tiempo en que la respuesta de una estructura excede cierto nivel de desempeño cuando se le somete a sismos de distintas magnitudes y fuentes que definen el peligro sísmico del sitio en donde esta se ubica, es necesario calcular la suma de todas las fuentes sísmicas y magnitudes consideradas, del producto de la derivada de la tasa de excedencia de la magnitud de la

i-ésima fuente sísmica, por la probabilidad condicional de que la estructura exceda el nivel de desempeño establecido dado que ocurre un sismo de cierta magnitud M a determinada distancia L_i ; ec (3.6).

En la ec (3.6), N es el número de fuentes sísmicas, en este trabajo se consideró que la única fuente sísmica que contribuye con el peligro sísmico a la Ciudad de México es la fuente de Guerrero, por lo que la sumatoria de la ec. (3.6) solo contempla un término. En caso de considerarse otras fuentes sísmicas, la sumatoria abarcaría la totalidad de las fuentes involucradas.

Así, la ec. (3.6) queda expresada de la siguiente manera:

$$v(0.5) = \int_{M_0}^{M_r} -\frac{d\lambda(M)}{dM} P_r(ID > 0.5 M) dM \quad (4.2)$$

Considerando que la probabilidad de que el sistema estructural tenga un $ID_{BB} > 0.5$ es igual a la probabilidad de que el sistema tenga una resistencia menor a la requerida para alcanzar dicho índice de daño, la ec. (4.2) se expresa de la siguiente forma:

$$v(R) = \int_{M_0}^{M_r} -\frac{d\lambda(M)}{dM} P_r(Re > R M) dM \quad (4.3)$$

donde Re es la resistencia necesaria que se debe proporcionar a la estructura para que esta desarrolle el nivel de desempeño establecido, $ID_{BB} = 0.5$.

Para el cálculo de los espectros de peligro uniforme, se utilizaron sismos simulados, obtenidos por Avelar (2002), quién utilizó como semilla un terremoto de magnitud 6.9, inferior a la magnitud de los sismos simulados, proveniente de la brecha sísmica que se encuentra en las costas de Guerrero, en el Pacífico mexicano, registrado en la estación SCT de la ciudad de México el día 25 de abril de 1989. Las simulaciones fueron realizadas para el rango de magnitudes 7.2 a 8.2, con incrementos de magnitud de 0.1. Se obtuvieron mil sismos para cada magnitud considerada (un total de once mil sismos). Los espectros de resistencia para un índice de daño constante, fueron calculados para cada uno de los sismos obtenidos para las magnitudes consideradas.

Los espectros de resistencia se obtuvieron con el programa INECALBIL, donde el análisis se realiza para un comportamiento bilineal de la estructura considerando la rigidez de posfluencia, tomando en consideración el ID_{BB} , con un porcentaje del amortiguamiento crítico del 5%. Para cada periodo de vibración, el programa proporciona la resistencia Re que se debe asignar a la estructura para desarrollar un índice de daño preestablecido para el acelerograma analizado. El cálculo de los espectros de resistencia se realizó para el rango de periodos de vibración de 0.2 a 5.15 s, un total de cien periodos con intervalos de 0.05 s. Este rango contempla casi la mayoría de los periodos de vibración de las estructuras que se presentan en la práctica.

Con los datos obtenidos de la ec. (4.2) se obtuvo una superficie formada por una familia de curvas de *periodo vs. Resistencia / masa (R/m)*, con tasa uniforme de exceder el nivel de desempeño correspondiente $ID_{BB} = 0.5$, que se presenta en la fig. 4.9.

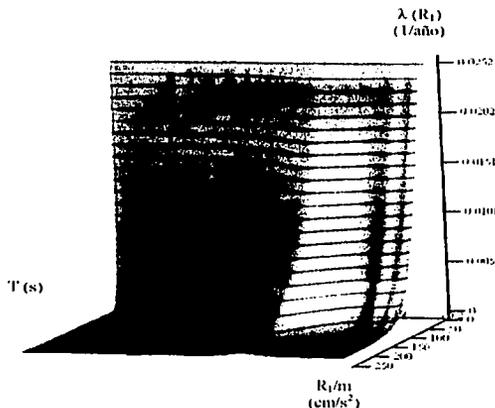


Figura 4.9. Superficie de curvas de tasa de excedencia de $ID_{BB} = 0.5$ en función de la resistencia de fluencia.

En la figura 4.10, se muestra en forma de curvas de nivel los diferentes espectros de resistencia de diseño, cada uno de ellos corresponde a una tasa de excedencia dada, se observa que las ordenadas espectrales aumentan a medida que la tasa de excedencia del nivel de desempeño disminuye.

$R_1 / m \text{ (cm/s}^2\text{)}$

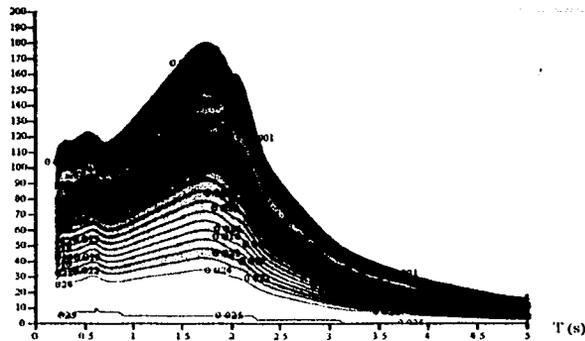


Figura 4.10. Espectros de peligro uniforme de R_1/m para diferentes tasas de excedencia

En la fig. 4.11, se muestran espectros de peligro uniforme correspondientes a diferentes tasas de excedencia para un mismo nivel de desempeño $ID_{BH} = 0.5$. Las características de los espectros de peligro uniforme consisten en que sus ordenadas tienen la misma probabilidad de ser excedidas en un lapso de tiempo dado. No existe ningún sismo cuyo espectro sea igual a uno de peligro uniforme ya que éste corresponde a diferentes sismos en distintas regiones espectrales. Los espectros de diseño por sismo deben ser representativos de las demandas sísmicas máximas que se pueden presentar y deben tomar en cuenta los efectos de sobrerresistencia y concentración de demandas de ductilidad.

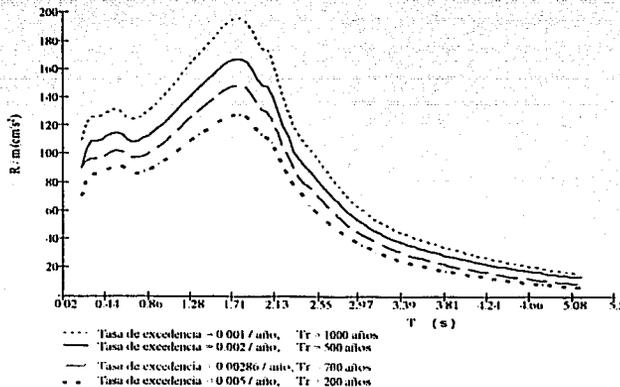


Figura 4.11. Espectros de peligro uniforme.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Etapas de diseño

Como se comentó en el capítulo 3, actualmente, bajo el concepto de diseño basado en desempeño, los espectros de diseño sísmico solo se han obtenido para una sola etapa de diseño. En este trabajo se calculan también espectros de peligro uniforme para la segunda etapa del diseño, es decir, ya se tienen las condiciones necesarias para obtener directamente tanto las resistencias de los elementos que se dañan, como de aquellos que permanecen elásticos.

Dado que se considera un comportamiento histerético bilineal, se puede obtener la máxima resistencia demandada por un sismo para cada uno de los diferentes sistemas estructurales representados a través de los periodos.

Aplicando el mismo procedimiento que el desarrollado para obtener los espectros correspondientes a la primera etapa, se calculan ahora los espectros de peligro uniforme para la resistencia de los elementos que no se dañan R_2 , de un comportamiento estructural.

Evaluando nuevamente la ec. (4.2), se obtiene una superficie formada por una familia de curvas de *periodo vs. Resistencia / masa* (R/m), con tasa uniforme de exceder el nivel de desempeño correspondiente $ID_{BB} = 0.5$, que se presenta en la figura 4.12.

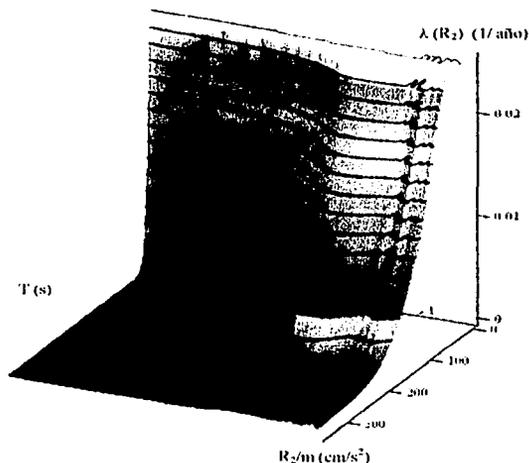


Figura 4.12. Superficie de curvas de tasa de excedencia de $ID_{BB} = 0.5$ en función de la resistencia máxima

De igual forma, en la fig. 4.13 se presentan en forma de curvas de nivel los diferentes espectros de resistencia de diseño, cada uno de ellos corresponde a una tasa de excedencia uniforme.

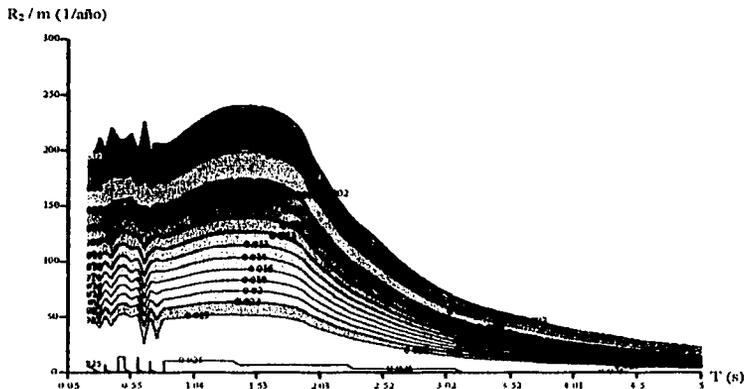


Figura 4.13. Espectros de peligro uniforme de R_2/m para diferentes tasas de excedencia

En la fig. 4.14, se muestran dos espectros de peligro uniforme con un periodo de retorno de 700 años correspondientes a cada una de las etapas de diseño, es decir, para los elementos que se acepta se dañen y para los que no se dañen.

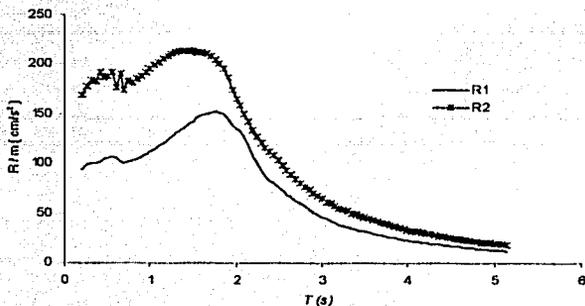


Figura 4.14. Comparación de espectros de resistencia R_1 y R_2 para un periodo de retorno de 700 años.

En el procedimiento propuesto por Ayala y Basilio (2002), para cada una de las etapas del diseño, se escala un espectro elástico de tal forma que la ordenada del espectro de resistencias coincida con la del espectro de respuesta elástico. El espectro elástico utilizado

fue el correspondiente al registro de *SCT85*, lo cual no necesariamente debe usarse como espectro de diseño, además de que no se sabe qué tasa de excedencia de nivel de desempeño corresponde a ese espectro de respuesta, ya que solo se obtuvo con base en un registro sísmico, lo cual no es representativo de peligro sísmico del sitio en estudio, además, es necesario ser congruente con las consideraciones hechas para el diseño, es decir, si se ha seleccionado determinada tasa de excedencia para la obtención de los espectros de resistencia, se necesita utilizar la misma tasa de excedencia para el espectro elástico.

En este trabajo, se generan espectros elásticos que corresponden a diferentes tasas de excedencia.

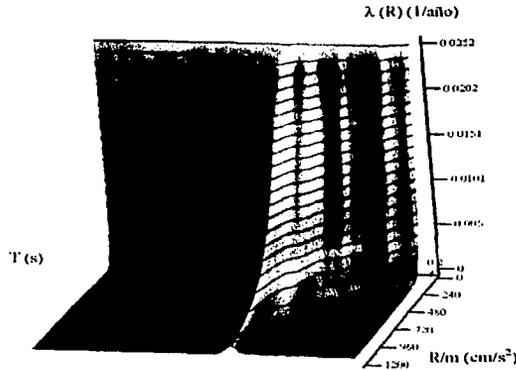


Figura 4.15. Superficie de curvas de tasa de excedencia en función de la resistencia elástica.

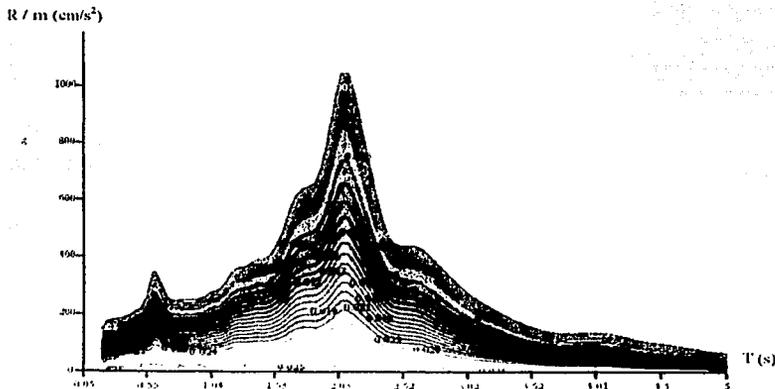


Figura 4.16. Espectros de peligro uniforme de R/m para diferentes tasas de excedencia

ESTUDIO CON
FALLA DE ORIGEN

En la fig. 4.17 se muestra una comparación entre un espectro elástico con periodo de retorno correspondiente a 500 años y el obtenido con el registro de *SCT85*, donde se nota que existen periodos para los cuales se sobrediseña si se utiliza el espectro de *SCT85*.

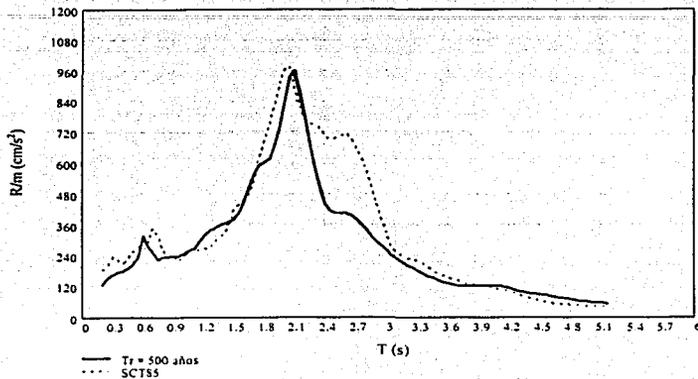


Figura 4.17. Comparación entre el espectro de respuesta elástica de *SCT85* y uno con un periodo de retorno de 500 años.

Como se observa en la figura 4.17, para periodos de 2.2 a 3 s., las diferencias en las ordenadas son importantes, es por eso que si se quiere un diseño óptimo, es necesario considerar en los próximos reglamentos de diseño, espectros que representen adecuadamente las condiciones a las que van a estar sujetas las estructuras y las características de respuesta de las mismas.

4.4 Curvas de excedencia

Con el procedimiento descrito, es posible obtener curvas con tasa de excedencia para el nivel de desempeño propuesto para el periodo de vibración deseado, las cuales se obtienen realizando un corte perpendicular al eje de periodos de la superficie como la mostrada en la figura 4.18, obteniendo así, una curva de tasas de excedencia vs. resistencia/masa.

Estas curvas son de gran utilidad en el procedimiento de DSBD propuesto por Ayala y Sandoval (1999), ya que permite al propietario de la estructura decidir con qué tasa de excedencia de nivel de desempeño quiere se construya su estructura. En el procedimiento modal espectral propuesto por Basilio (2002), son de gran utilidad, ya que con el empleo de estas curvas de excedencia se obtiene la resistencia requerida para escalar los espectros de respuesta elásticos, como se mencionó anteriormente. Para poder utilizar las curvas de excedencia, se necesita conocer el periodo de vibración fundamental de la estructura, ya que cada curva de excedencia es obtenida para un periodo en particular; posteriormente se entra a la curva de excedencia con el valor deseado de tasa de excedencia en el eje de las ordenadas y se interseca la curva de excedencia, obteniendo en el eje de las abscisas la resistencia requerida por el sistema equivalente de 1 GDL.

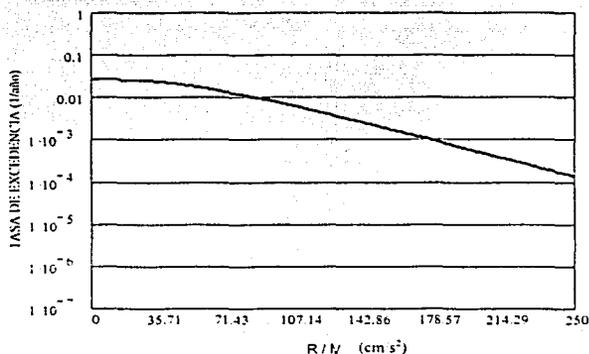


Figura 4.18. Curva de excedencia de resistencias para un $T = 2$ s.

4.5 Análisis comparativo

A continuación, se comparan espectros de peligro uniforme obtenidos para dos tipos de índices de desempeño diferentes, uno es la ductilidad y el otro es un índice de daño, el cual se utilizó en este trabajo.

Se compararon las resistencias obtenidas para un periodo de retorno específico, correspondientes a un espectro de peligro uniforme con una ductilidad constante $\mu = 4$ y

un espectro, también de peligro uniforme, con un índice de daño $ID_{BB} = 0.5$. Como se muestra en la fig. 4.19, el espectro construido para una ductilidad constante igual a 4 proporciona resistencias menores en estructuras con periodo fundamental mayor a 1.5 segundos y resistencias mayores en estructuras con periodo fundamental menor a 1.5 segundos. Además, se observa que los valores máximos de cada espectro se obtienen para diferentes periodos, este es un punto de discusión que queda fuera de los alcances de esta tesis.

Lo anterior implica que no todas las estructuras se deben diseñar con un mismo criterio, es decir, para estructuras con periodo fundamental menor a 1.5 segundos, es mejor diseñar con el concepto de ductilidad, pero para estructuras con periodo fundamental mayor de 1.5 segundos, las estructuras se deben diseñar con el concepto de índice de daño, puesto que las ordenadas de un espectro con índice de daño constante son mayores en este rango de periodos.

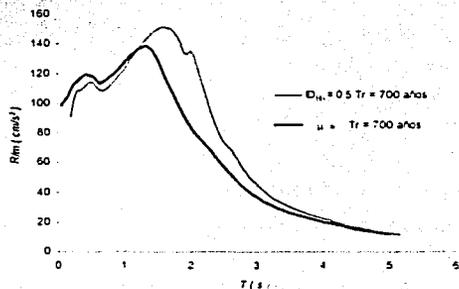


Figura 4.19. Espectros de resistencia (R/m) para un periodo de retorno de 700 años.

5 APLICACIÓN DE ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME DE DISEÑO SÍSMICO BASADOS EN DESEMPEÑO

5.1 Descripción del edificio.

Para ilustrar la implementación práctica de los espectros de peligro uniforme obtenidos en el método de diseño por desempeño propuesto por Ayala y Sandoval (2000) y mejorado por Ayala y Basilio (2002), se tomó como ejemplo el desarrollado por Sandoval (2000), que es un edificio regular de concreto reforzado de ocho niveles; mostrado en la figura 5.1, su configuración en altura se muestra en la figura 5.2.

El diseño preliminar se desarrolló conforme al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 1993) y sus Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Concreto (NTC, 1993). Los análisis se realizaron con el programa SAP2000, (CSI, 1997). En él, se propusieron columnas de sección constante en toda la altura de 80 x 80 cm., y trabes principales de 40 x 80 cm.

Las características de los materiales utilizados fueron las siguientes:

a) Concreto:

Resistencia a la compresión:	$f_c = 250 \text{ kg / cm}^2$
Módulo de elasticidad:	$E_c = 221,360 \text{ kg / cm}^2$
Peso volumétrico:	$\gamma_c = 2400 \text{ kg / m}^3$

b) Acero de refuerzo:

Esfuerzo nominal de fluencia:	$f_y = 4200 \text{ kg / cm}^2$
Módulo de elasticidad:	$E_s = 2,000,000 \text{ kg / cm}^2$

Para el análisis y diseño, se emplearon las cargas normativas establecidas para el tipo de construcción tratada, las cuales se muestran a continuación.

a) Cargas muertas:

Losa de 10 cm. de espesor:	240 kg / cm ²
Acabado de piso:	180 kg / cm ²
Muros divisorios:	150 kg / cm ²
Sobrecarga:	40 kg / cm ²

b) Cargas vivas :

	Verticales	Accidentales
Entrepiso:	250 kg / cm ²	180 kg / cm ²
Azotea:	100 kg / cm ²	70 kg / cm ²

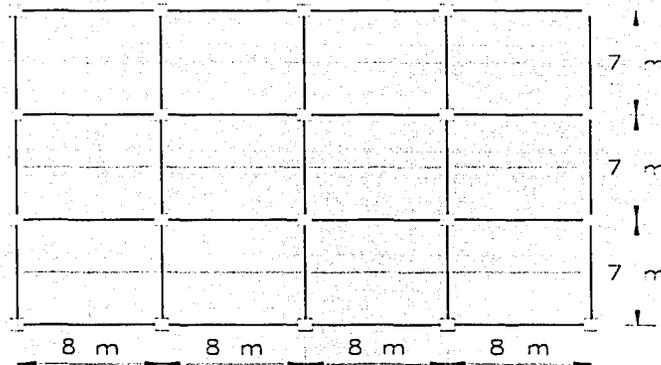


Figura 5.1. Planta del marco estudiado.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

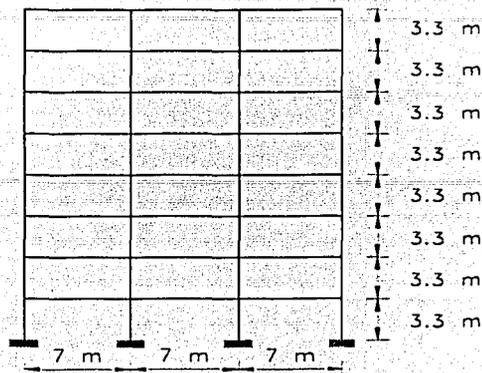


Figura 5.2. Elevación del marco estudiado.

5.2 Determinación de las resistencias asociadas al modo fundamental.

Para encontrar la resistencia asociada al modo fundamental de la estructura, derivada de un espectro de resistencias, es necesario definir las características de la curva de comportamiento correspondiente.

La pendiente de la rama inicial de la curva de comportamiento dibujada en el espacio R/m vs desplazamiento espectral, se define a partir del periodo fundamental elástico de la estructura predimensionada, por lo que, al realizar un análisis de valores característicos, el periodo obtenido fue $T_1 = 0.89$ s.

Una vez definida esta rama, es necesario definir una distribución de daño esperada en el marco. En este ejemplo, para poder calcular las propiedades dinámicas inelásticas de la estructura se eligió un solo estado límite. En la definición de distribución de daño, se contemplaron criterios que proveen a la estructura de una redundancia adecuada, en cuanto al número y lugares de aparición de articulaciones plásticas. En particular, se buscó un estado límite congruente con el criterio de columna fuerte – viga débil, por lo tanto, las articulaciones se distribuyeron únicamente en la mayoría de las vigas para

lograr una disipación más uniforme de energía a lo largo de todo el marco, y poder obtener demandas de elementos mecánicos y ductilidades locales mejor distribuidas, Sandoval (2000). Se aceptó que las articulaciones aparecieran más o menos en forma simultánea, para que las demandas de ductilidad local en los elementos no fuesen excesivas, y que no se llegaran a formar mecanismos de colapso, fig. 5.3.

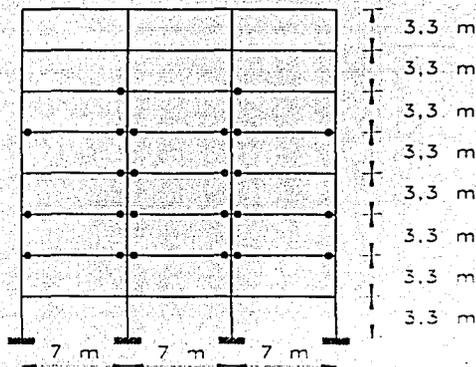


Figura 5.3. Distribución de daño propuesta.

La pendiente de la segunda rama de la curva de comportamiento se obtuvo directamente del periodo fundamental de la estructura dañada, este periodo se obtuvo realizando un análisis de valores característicos con las propiedades de la estructura en la cual se aceptó el daño, siendo el periodo igual a $T_2 = 1.83$ s.

La curva de comportamiento del sistema equivalente de 1GDL, se obtiene a partir de los periodos obtenidos para cada una de las dos etapas del diseño, los cuales se grafican en un espacio de pseudoaceleraciones contra desplazamientos espectrales, fig.5.4.

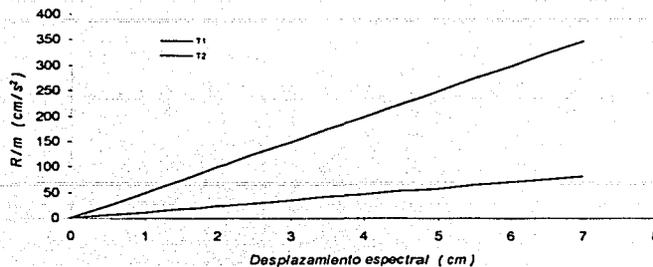


Figura 5.4. Ramas de la curva de comportamiento

Una vez obtenido el periodo fundamental correspondiente al estado elástico e inelástico, la razón de rigidez de posfluencia a rigidez inicial (α) se calcula a través de la ec. (2.2)

$$\alpha = \frac{k_2}{k_1} = \frac{m \left(\frac{2\pi}{T_2} \right)^2}{m \left(\frac{2\pi}{T_1} \right)^2} = \left(\frac{0.89}{1.83} \right)^2$$

$$\alpha = 0.24 \%$$

Considerando un comportamiento bilineal, una fracción del amortiguamiento crítico del 5%, y como nivel de desempeño dado por $ID_{BB} = 0.4$, se calcula el espectro de resistencias. En este caso, con los resultados obtenidos de la ec. (3.12), se obtuvo un espectro de resistencias con peligro uniforme. Para cumplir con esta condición, la tasa de excedencia del nivel de desempeño deseado fue de 0.0028 por año equivalente a un periodo de retorno de 350 años

Una vez calculado el espectro de resistencias con el ID que se acepta ocurra en la estructura, el valor de la resistencia por unidad de masa correspondiente al sistema de 1GDL se obtiene de la ordenada del espectro de resistencias. Entrando con el periodo fundamental de la estructura sin daño, se obtiene el valor de la resistencia por unidad de masa $R_1/m = 105.92 \text{ cm/s}^2$ y $R_2/m = 187.71 \text{ cm/s}^2$, respectivamente, fig. 5.5.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

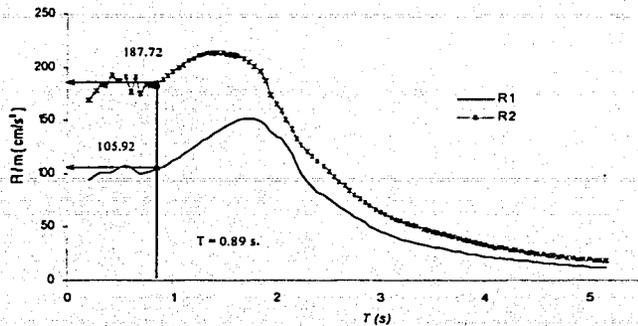


Figura 5.5. Espectros de resistencias para las dos etapas del diseño.

Una vez definidos estos valores, el cambio de pendiente de la curva de comportamiento y la resistencia máxima del sistema de IGDL quedan definidos, fig. 5.6.

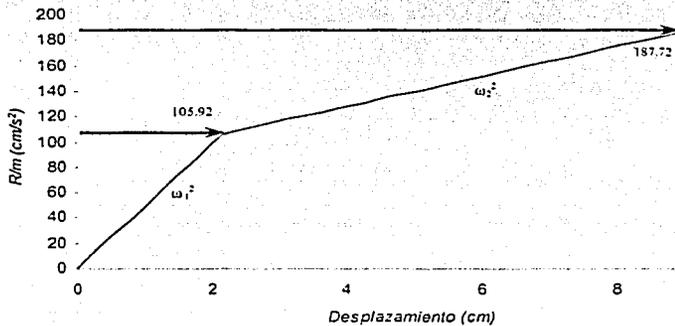


Figura 5.6. Obtención de la curva de comportamiento.

Aplicando el procedimiento desarrollado por Basilio (2002) para encontrar las fuerzas de diseño de los elementos que admiten daño; se realizó un análisis modal espectral para la etapa 1 con el espectro de respuesta elástico, escalado de tal forma que la resistencia del periodo fundamental de la estructura sin daño ($R_1/m = 105.92 \text{ cm/s}^2$) coincidiera con la pseudoaceleración (originalmente $S_{a1} = 218.87 \text{ cm/s}^2$), fig. 5.7. Para que las consideraciones tomadas sobre la tasa de excedencia de las resistencias sean congruentes, es necesario utilizar un espectro elástico que cumpla con esa misma

consideración; es por esto que se tomó un espectro elástico con $\nu(r) = 0.0028$ por año, calculado según el procedimiento descrito en el capítulo 3. Por lo tanto, el factor utilizado para reducir el espectro de respuesta elástico fue de 0.484.

Para el diseño de los elementos en los cuales no se consideró daño, se realiza un segundo análisis modal espectral considerando todos los modos para la segunda etapa, volviendo a escalar el espectro de respuesta elástico utilizado en la etapa 1. Se hace coincidir la pseudoaceleración ($S_{a2} = 554.34 \text{ cm/s}^2$) del espectro de diseño elástico correspondiente al periodo fundamental de la estructura dañada ($T_2 = 1.83 \text{ s.}$) con la diferencia entre resistencias por unidad de masa $R_2/m - R_1/m = 81.79 \text{ cm/s}^2$. Por lo tanto, para el análisis modal espectral para la etapa 2, el factor de escala fue de 0.147, fig 5.8. Debe señalarse que este análisis arroja una parte de las fuerzas de diseño de los elementos que no admiten daño. Para encontrar las fuerzas de diseño finales, se deben sumar los resultados de los análisis de carga gravitacional y de los análisis modales espectrales de las etapas 1 y 2.

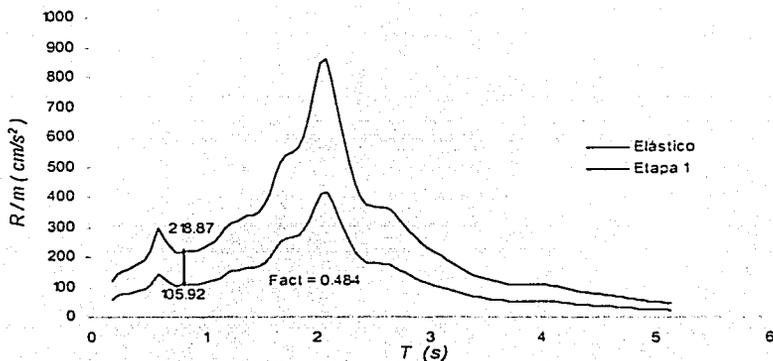


Figura 5.7. Reducción del espectro elástico para la primera etapa del análisis con el factor de escala=0.484

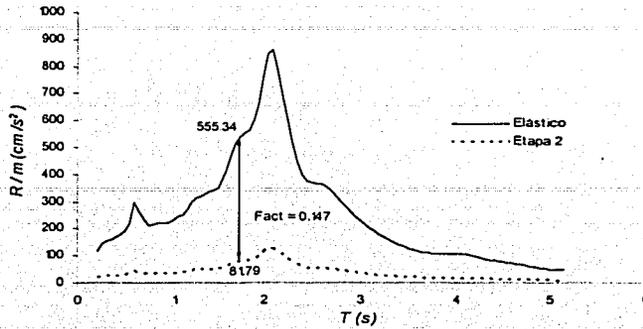


Figura 5.8. Reducción del espectro elástico para la segunda etapa del análisis con el factor de escala=0.147

5.3 Obtención de la curva de capacidad.

Con los datos de la resistencia, los desplazamientos espectrales, la masa de la estructura, y los factores de participación, se obtienen los desplazamientos y los cortantes basales para cada una de las etapas de diseño. Finalmente con los valores encontrados de desplazamientos y cortantes basales, se construye la curva de capacidad representativa del sistema de MGDL, como se muestra en la fig. 5.9, donde se representa la curva de capacidad involucrando todos los modos de vibrar.

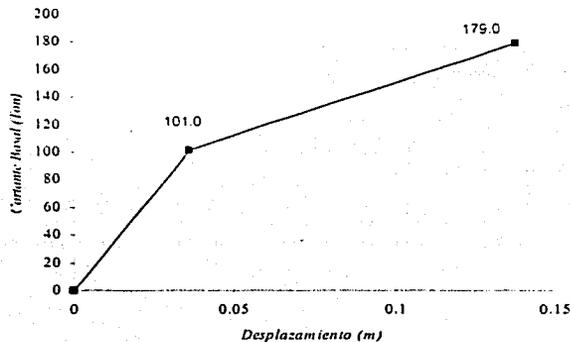


Figura 5.9. Curva de capacidad para un $ID_{BB} = 0.4$.

5.4 Análisis de resultados.

Los elementos mecánicos con los cuales se diseñarán los elementos estructurales, se obtienen de la superposición de los resultados obtenidos de los análisis modales espectrales y del análisis gravitacional.

De estos análisis se puede obtener la combinación más desfavorable con el fin de encontrar los elementos mecánicos para los cuales tendrán que diseñarse los elementos donde no se consideró daño. Es así como estas demandas serán las resistencias totales que deberán asignarse para que el comportamiento estructural cumpla con la distribución de daño que se acepta ocurra en la estructura.

En la fig. 5.10 se muestra la identificación de los elementos estructurales y en las tablas 5.1 y 5.2 se muestran los elementos mecánicos de estos análisis y el resultado de la superposición de los mismos que serían las resistencias para las cuales se tiene que diseñar la estructura.

	54	55	56		
8	16	24	53	32	
7	15	23	50	31	
6	14	22	47	30	
5	13	21	44	29	
4	12	20	41	28	
3	11	19	38	27	
2	10	18	35	26	
1	9	17		25	

Figura 5.10. Numeración de elementos utilizada.

Tabla 5.1. Elementos mecánicos de diseño en columnas.

Momentos flexionantes en columnas											
Elemento No.	Grav.	Modal espectral Elást.	Modal espectral Inel.	Min.	Máx.	Elemento No.	Grav.	Modal espectral Elást.	Modal espectral Inel.	Min.	Máx.
1	-4.59	63.96	66.06	-135.41	126.23	17	0.01	70.68	82.28	-152.95	152.98
	10.45	2.60	34.30	-26.45	47.35		-0.03	45.31	4.87	-20.21	20.15
2	-14.34	26.91	100.88	-142.13	113.45	18	0.32	46.74	125.56	-172.98	173.62
	13.45	17.92	67.30	-71.78	98.68		-0.67	36.76	66.26	-103.69	102.34
3	-13.10	19.96	55.08	-88.14	61.94	19	1.08	38.05	49.04	-88.01	86.17
	13.54	22.24	12.37	-21.07	48.15		-1.24	40.44	2.99	-44.07	41.59
4	-13.99	14.68	5.02	-33.69	5.71	20	1.51	32.22	9.29	-40.01	43.03
	14.13	22.43	67.06	-75.37	103.63		-1.68	39.20	29.01	-69.89	66.53
5	-14.31	10.36	14.31	-38.98	10.36	21	1.92	25.44	27.41	-50.93	54.77
	14.40	21.14	47.46	-54.20	83.00		-2.05	35.32	35.75	-73.11	69.01
6	-14.76	5.81	59.15	-79.72	50.20	22	2.23	18.04	43.90	-59.71	64.17
	15.12	18.55	70.64	-74.07	104.31		-2.32	29.95	86.52	-118.79	114.15
7	-14.42	1.78	32.89	-49.09	20.25	23	2.40	10.02	18.84	-26.46	31.26
	13.17	15.42	38.08	-40.33	66.67		-2.42	22.39	49.46	-74.27	69.43
8	-17.34	2.89	11.34	-31.57	-3.11	24	2.95	3.59	2.82	-3.46	9.36
	23.92	7.52	11.25	5.15	42.69		-3.62	14.80	19.31	-37.73	30.49
9	-0.01	70.68	82.28	-152.98	152.95	25	4.59	63.96	66.66	-126.23	135.41
	0.03	15.31	4.87	-20.15	20.21		-10.45	2.60	34.30	-47.35	26.45
10	-0.32	46.74	126.56	-173.62	172.98	26	14.34	26.91	100.88	-113.45	142.13
	0.67	36.76	66.26	-102.34	103.69		-13.45	17.92	67.30	-98.68	71.78
11	-1.08	38.05	49.04	-88.17	86.01	27	13.10	19.96	55.08	-61.94	86.14
	1.24	40.44	2.99	-41.59	44.07		-13.54	22.24	12.37	-48.15	21.07
12	-1.51	32.22	9.29	-43.03	40.01	28	13.99	14.68	5.02	-5.71	33.69
	1.68	39.20	29.01	-56.53	59.89		-14.13	22.43	67.06	-103.63	75.37
13	-1.92	25.44	27.41	-54.77	50.93	29	14.31	10.36	14.31	-10.36	38.98
	2.23	18.04	43.90	-69.01	73.11		-14.40	21.14	47.46	-83.00	54.20
14	-2.32	29.95	86.52	-114.15	118.79	30	14.76	5.81	56.15	-50.20	79.72
	2.32	29.95	86.52	-114.15	118.79		-15.12	18.56	70.64	-104.31	74.07
15	-2.40	10.02	18.84	-31.26	26.46	31	14.42	1.78	32.89	-20.25	49.09
	2.42	22.39	49.46	-69.43	74.27		-13.17	15.42	38.08	-66.67	40.33
16	-2.95	3.59	2.82	-3.46	3.46	32	17.34	2.89	11.34	3.11	31.57
	3.62	14.80	19.31	-30.49	37.73		-23.92	7.52	11.25	-42.69	5.15

Tabla 5.2. Elementos mecánicos de diseño en vigas.

Momentos flexionantes en vigas											
Elemento No.	Grav.	Modal espectral Elást.	Modal espectral Inel.	Min.	Máx.	Elemento No.	Grav.	Modal espectral Elást.	Modal espectral Inel.	Min.	Máx.
33	-24.78	40.51	67.92	-133.22	105.81	45	-29.15	31.39	0.00	-60.54	91.93
	-25.45	38.95	64.33	-129.74	103.35		-21.33	30.38	0.00	-51.71	82.10
34	-25.80	38.20	61.30	-125.30	102.21	46	-25.61	32.01	0.00	-57.62	85.64
	-25.80	38.20	61.30	-125.30	102.21		-25.61	32.01	0.00	-57.62	85.64
35	-25.45	38.95	64.33	-129.74	103.35	47	-21.33	30.38	0.00	-51.71	82.10
	-24.78	40.51	67.92	-133.22	105.81		-29.15	31.39	0.00	-60.54	91.93
36	-26.55	45.72	0.00	-72.33	114.97	48	-29.55	23.10	37.97	-90.52	75.75
	-23.97	44.43	0.00	-68.40	112.82		-20.87	22.31	0.00	-43.18	65.49
37	-25.72	44.59	0.00	-70.31	114.91	49	-25.59	24.26	68.18	-118.03	74.10
	-25.72	44.59	0.00	-70.31	114.91		-25.59	24.26	68.18	-118.03	74.10
38	-23.97	44.43	0.00	-68.40	112.82	50	-20.87	22.31	0.00	-43.18	65.49
	-26.55	45.72	0.00	-72.33	114.97		-29.55	23.10	37.97	-90.52	75.75
39	-27.53	43.72	0.00	-71.25	114.97	51	-30.50	14.23	24.45	-69.18	58.95
	-22.93	42.34	0.00	-65.27	107.61		-20.22	13.83	23.77	-57.82	47.87
40	-25.68	43.01	0.00	-68.69	111.65	52	-25.58	16.20	24.23	-66.01	57.99
	-25.68	43.01	0.00	-68.69	111.65		-25.58	16.20	24.23	-66.01	57.99
41	-22.93	42.34	0.00	-65.27	107.61	53	-20.22	13.83	23.77	-57.82	47.87
	-27.53	43.72	0.00	-71.25	114.97		-30.50	14.23	24.45	-69.18	58.95
42	-28.43	38.46	94.92	-161.81	105.35	54	-23.92	7.38	9.99	-41.28	38.67
	-22.04	37.25	0.00	-59.29	96.54		-18.22	6.76	9.41	-34.39	31.74
43	-25.64	38.45	0.00	-64.09	102.54	55	-21.83	8.91	10.01	-40.74	39.64
	-25.64	38.45	0.00	-64.09	102.54		-21.83	8.91	10.01	-40.74	39.64
44	-22.04	37.25	0.00	-59.29	96.54	56	-18.22	6.76	9.41	-34.39	31.74
	-28.43	38.46	94.92	-161.81	105.35		-23.92	7.38	9.99	-41.28	38.67

TRABAJO CON
FALLA DE ORIGEN

Las gráficas que se muestran en las figs. 5.11 a la 5.15 indican la suma de los elementos mecánicos a los cuales estarán sujetos los elementos estructurales por nivel.

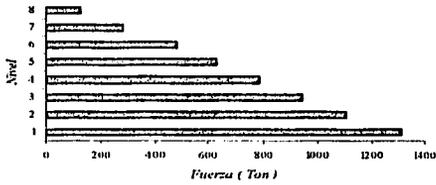


Figura 5.11. Fuerza axial demandada en columnas.

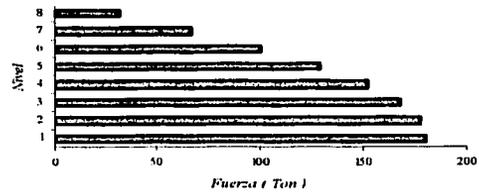


Figura 5.12. Fuerza cortante demandada en columnas.

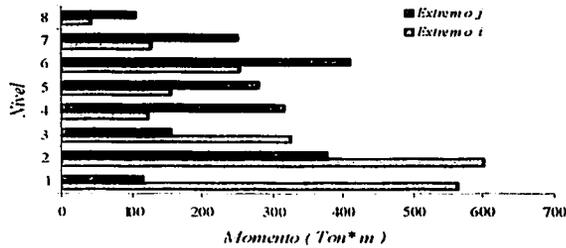


Figura 5.13. Momento flexionante demandado en columnas.

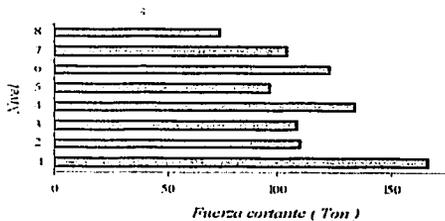


Figura 5.14. Fuerza cortante demandada en vigas.

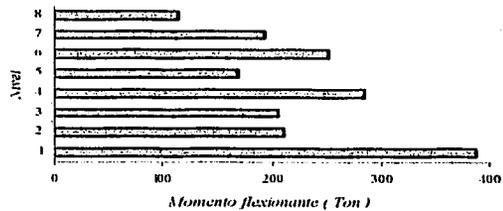


Figura 5.15. Momento flexionante demandada en vigas.

Los resultados de los desplazamientos y distorsiones de entrepiso se muestran en las figs. 5.16 y 5.17, que se obtuvieron de la superposición de los resultados obtenidos con los análisis gravitacional y modales espectrales respectivamente.

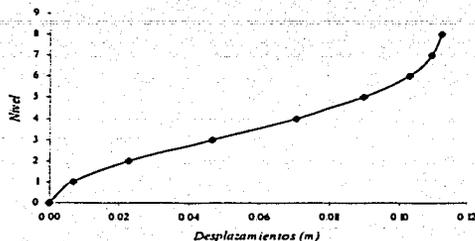


Figura 5.16. Desplazamientos laterales ocurridos en la estructura.

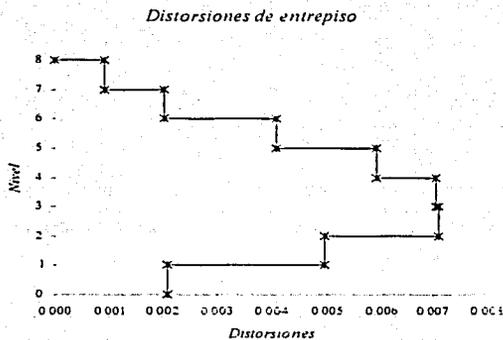


Figura 5.17. Distorsiones de entrepiso obtenidos de análisis gravitacional y modales espectrales.

Una forma de evaluar que el comportamiento global de la estructura será el mismo que el de diseño, es decir, que los objetivos de diseño se cumplan, es mediante el cotejo de las curvas de capacidad calculadas mediante distintas opciones, en este trabajo, dicha evaluación no se llevará a cabo, ya que el método en el cual se basa éste trabajo, ya fue evaluado por Basilio (2002), por lo que solamente se obtendrán los elementos mecánicos de diseño de los elementos estructurales.

6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

6.1 Conclusiones

La investigación que se presenta en este trabajo desarrolla un procedimiento que permite determinar espectros de peligro uniforme, aplicables al diseño sísmico basado en desempeño. Los espectros resultantes corresponden a objetivos de diseño sísmico correspondientes a parejas de nivel de desempeño y nivel de diseño específicos, con una tasa de excedencia del índice que define el nivel de desempeño sísmico conocida. En esta tesis el índice de desempeño considerado es, el índice de daño propuesto por Bozorgnia y Bertero, calibrado para la Zona del Lago del Valle de México. Este procedimiento toma en cuenta de manera directa las propiedades estructurales y una distribución de daño esperado. Los espectros propuestos en este trabajo, tienen su aplicación en el método de diseño basado en desempeño propuesto por Ayala y Basilio (2002).

El modelo de índice de daño de Bozorgnia y Bertero mejora y corrige los resultados que proporciona el modelo de índice de daño de Park y Ang en los casos donde el valor del índice de daño es mayor que cero siendo la estructura elástica. sin embargo, se siguen presentando casos, generalmente de poco interés práctico, en los que el índice de daño resulta ser mayor que uno, esto ocurre cuando existe energía histerética alta, ductilidades monotónicas bajas o desplazamientos máximos altos.

Los espectros obtenidos en esta tesis, representan un avance sobre los espectros existentes y sobre los que pueden resultar de aplicar los criterios de Vision 2000, al garantizar que los niveles de desempeño esperados se cumplan cuando las estructuras son sometidas a las acciones de diseño.

En consistencia con el método desarrollado por Ayala y Basilio (2002), se presentan espectros de peligro uniforme para las dos etapas de diseño, de manera que la resistencia del primer punto de quiebre de la curva de comportamiento (correspondiente a las resistencias de los elementos en los que se admite daño) y la resistencia última (correspondiente a las resistencias de los elementos en los que no se admite daño), se obtienen directamente de los espectros propuestos en este trabajo.

El utilizar el espectro de respuesta elástico obtenido a partir de un número limitado de registros de un temblor de diseño, en este caso el registro de *SCT85*, en el método de diseño propuesto por Ayala y Basilio (2002), lleva a sobrediseñar una estructura que tenga un periodo fundamental superior a 2.5 segundos, ya que para las estructuras que se encuentren en un rango de periodos entre 2.5 y 3.5 segundos, el espectro de *SCT85* muestra una demanda de resistencias superior a la que se obtiene con un espectro elástico de peligro uniforme. Además, con los espectros elásticos de peligro uniforme que se obtienen, se conserva la congruencia en la tasa de excedencia que se utiliza en la aplicación del método de diseño basado en desempeño.

No todas las estructuras se deben de diseñar con un mismo criterio de diseño sísmico, ya que, como se mostró en esta tesis, existen casos donde las ordenadas espectrales para un mismo periodo, son mayores en espectros de ductilidad constante que en espectros para un índice de daño y casos donde, al utilizar espectros de índice de daño constante, resultan ordenadas mayores. Es por esto que resulta necesario identificar y diseñar cada tipo de estructuras de acuerdo al índice de desempeño que mejor represente su comportamiento estructural ante eventos sísmicos.

6.2 Recomendaciones

Debido a que el límite superior del índice de daño propuesto por Bozorgnia y Bertero no está bien calibrado, es necesario realizar nuevas investigaciones para afinar este aspecto, de tal forma que no se obtengan índices de daño mayores que uno para condiciones de la estructura que no son necesariamente el colapso.

Es necesario evaluar resultados de pruebas experimentales y estadísticas de daño observado en estructuras reales, con el propósito de calibrar los valores obtenidos con el modelo analítico del índice de daño usado en esta tesis, con el daño observado en las estructuras al estar sujetas a sismos intensos, esto es con la finalidad de asignar índices de daño específicos a los nivel de desempeño alcanzados en estas estructuras.

Es importante que en futuras investigaciones se obtengan espectros de peligro uniforme para el diseño sísmico, que sean utilizados como referencia para qué, a través de

factores donde intervengan de manera directa la relación de rigidez de posfluencia a rigidez inicial (α) y un índice de desempeño deseado, se obtengan espectros de peligro uniforme para la rigidez de posfluencia y el nivel de desempeño deseados.

Es necesario que en nuevas investigaciones se consideren las posibles reducciones a los espectros de peligro uniforme basados en desempeño que se presentan en este trabajo, por factores de sobre-resistencia y por el efecto de sistemas de los múltiples grados de libertad de estructuras reales, ya que estos factores modifican las ordenadas espectrales de manera notable, alterando el comportamiento de lo que se considera en el diseño. Así también, se debe considerar una degradación en el ciclo histerético con la finalidad de una mejor aproximación al comportamiento que tiene el concreto, o el material con el cual se vaya a diseñar.

REFERENCIAS

Ang, A. y Tang, W. (1975). "Probability concepts in engineering planning and design", volumen I, John Wiley and Sons, Nueva York, EUA.

Allahabadi, R. y Powell, G.H. (1988). "DRAIN-2DX: user guide", Reporte UCB/EERC-88/06, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Cal., Vol. 1.

Avelar, C. (2002). "Determinación de espectros de diseño de utilidad en el diseño sísmico basado en desempeño", Tesis presentada en la DEPFI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), México.

Avelar, C., Ayala, G. y Díaz de León, A. (2003). "Design spectra determination for performance based seismic design", Proceedings of The Ninth International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, San Francisco, Cal., EUA., pp. 899-906.

Ayala, G. (2001). "Evaluación del desempeño sísmico de estructuras, un nuevo enfoque", Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, Vol. 17, pp. 285-303.

Ayala, G. y Sandoval, P. (1999). "Procedimiento de diseño sísmico por desempeño", Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Morelia, Michoacán, pp.1136-1145.

Ayala, G. y Basilio, I. (2002). "Diseño sísmico por desempeño de marcos de edificios altos", Memorias del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guadalajara, Jalisco, en CD.

Ayala, G. (2002). "Criterios cuantitativos para plantear el desempeño de una estructura y herramientas existentes". Memorias del VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Cuernavaca, Morelos, México, en CD

Basilio, I. (2002). "Diseño sísmico por desempeño de marcos de edificios altos", Tesis presentada en la DEPFI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), México.

Bertero, V. (2002). "Perspectivas actuales y futuras en cuanto al uso del diseño por desempeño en los Estados Unidos", Memorias del VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Cuernavaca, Morelos, México, en CD

Bozorgnia, Y. y Bertero, V. (2001). "Improved shaking and damage parameters for post-earthquake applications", Proceedings of the SMIP01 Seminar on Utilization of Strong-Motion Data, Los Angeles, Cal., pp. 1-22.

Calvi, G. M., Ciampoli, M. y Pinto, P. E. (1989). "Guidelines for design of bridges: background studies: Part I", European earthquake Engineering, Vol. III, No. 2, pp.3-16.

Chopra, A. (1995). "Dynamics of structures: theory and applications to Earthquake engineering", Prentice-Hall, Inc., Upper Saddle River, Nueva Jersey.

Cosenza, E., Manfredi, G. y Ramasco R. (1993). "The use of de damage functionals in Earthquake Engineering: a comparison between different methods", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 22, pp. 855-868.

Cornell, A. y Yarnmarcke, E.H. (1969). "The Major influences on Seismic Risk", Proceedings of the IV World Conference on Earthquake Engineering, Santiago de Chile, Vol. A-1, pp.69-93.

CSI (2001). "SAP2000 Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures", Computers and Structures, Inc. Berkeley, Cal.

Darwin, D y Nmai, C.K. (1986), "Energy dissipation in RC beams under cyclic load", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 112, No. 8

Decanini, L. y Mollaioli, F. (1998). "Formulation of elastic Earthquake input energy spectra", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 27, pp. 1503-1522.

Fajfar, P. (1992). "Equivalent ductility factors, taking into account low-cycle fatigue", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 21, pp. 837-848.

Fajfar, P., Gaspersic, P. y Drobnic, D. (1997). "A simplified nonlinear method for seismic damage analysis of structures", en Fajfar, P. y Krawinkler, H. (1997). "Seismic design methodologies for the next generation of codes", Proceedings of International Conference at Bled, Slovenia. A. A. Balkema, Rotterdam/Brookfield, pp 183 – 194.

Fajfar, P. y Gaspersic, P. (1994). "A method for prediction of seismic damage in RC buildings", Proceedings of the X European Conference Earthquake Engineering, Vienna.

Fajfar, P. y Krawinkler, H. (1997). "Seismic design methodologies for the next generation of codes", Proceedings of International Conference at Bled, Slovenia. A. A. Balkema, Rotterdam/Brookfield.

FEMA 273. (1997). "NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

Hadjian, A. (2002). "A general framework for risk - consistent design", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31, No. 3, marzo 2002, pp. 601 - 626.

Hong, L. y Hwang, W. (2000). "Empirical formula for fundamental vibrations periods of reinforced concrete buildings in Taiwan", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 29, pp. 327-337.

Iwan, W. y Gates, N. (1979). "Estimating earthquake response of simple hysteretic structures", Journal of the Engineering Mechanics División, Proceedings of the American Society of Civil Engineerings, Vol. 105 No. EM3, pp. 391-405.

Kratzig, Meyer, I.F. y Meskauris, K. (1989). "Damage evaluation in reinforced concrete member under cyclic loading", Structural Safety and Reliability. Ed. A.H. Ang, M. Shinozok y G.I. Schuller, Vol. 1, pp. 795-802, ASCE, New York.

Kunnath, S. K., Reinhorn, A.M. y Lobo, R.F. (1993). "IDARC version 3.0: a program for inelastic damage analysis of reinforced concrete structures". NCEER-92-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, Vol. 1, Buffalo, N.Y.

Miranda, E. (1997). "Strength reduction factors in performance - based design", Proceedings of the symposium to honor Vitelmo V. Bertero, Report No. UCB/EERC-97/05, PP. 125 - 132.

Miranda, E., Ordaz, M. y Reinoso, E. (1999). "Algunas consideraciones sobre los nuevos reglamentos mexicanos de construcción de diseño por sismo", Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Morelia, Michoacán, pp. 1061-1070.

Ordaz, M. (1997). "Sismicidad y riesgo sísmico", Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Ver., México., Vol. 1, pp. 143 - 163.

Ordaz, M. (2002). "Estado actual y futuro de la normatividad", Memorias del VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Cuernavaca, Morelos, México, en CD

Ordaz, M., Arboleda, J. y Singh, S. K. (1995). "A scheme of random summation of an empirical Green's function to estimate ground motions from future large earthquakes", Boletín de la Seismological Society of America, Vol. 85, No. 6, pp. 1635-1647.

Ordaz, M., Miranda E., Reinoso E. y Mendoza C. (1999). "Sistema experto para la evaluación de pérdidas por sismo en México", Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Morelia, Michoacán, México. Vol. ", pp.982-991.

Ordaz, M. y Pérez-Rocha, E. (1998). "Estimation of strength-reduction factors for elastoplastic systems: a new approach", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 27, pp. 889-901.

Park, Y., Ang, A. y Wen, Y. (1985). "Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 4, pp. 740-757.

Park, Y., Ang, A. y Wen, Y. (1985). "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 4, pp. 722-739.

Park, Y., Ang, A. y Wen, Y. (1987). "Damage-Limiting aseismic design of buildings", Earthquake Spectra, Vol. 3, No. 1, pp. 1-25.

Pemung, W. y Phaiboon, P. (1999). "Constant-Damage design spectra.", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 3, No. 3, pp. 329-347.

Reyes, C., Miranda, E., Ordaz, M. y Meli, R. (2002). "Estimación de espectros de aceleraciones correspondientes a diferentes periodos de retorno para las distintas zonas sísmicas de la ciudad de México", Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS, No. 66, pp. 95-121.

Rosenblueth, E., Ordaz, M., Sánchez - Sesma, F. y Singh, S. (1989). "Design spectra for Mexico's Federal District", Earthquake Spectra, Vol. 5, No. 1. pp. 273-291.

Sandoval, P. (2000). "Procedimiento de diseño sísmico por desempeño, basado en un método simplificado de análisis no lineal". Tesis presentada en la DEPEFI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), México.

Santa Ana, P. y Miranda, E. (2000). "Strength reduction factors for multi - degree - of freedom systems", Proceedings of the XII World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, Nueva Zelanda.

SEAOC. (1995). Vision 2000, "Performance based seismic engineering of buildings", Structural Engineers Association of California, Sacramento, Cal.

Smith, R. y Tso, W. (2002), "Inconsistency of force-based design procedure", Journal of Seismology and Earthquake Engineering, Vol. 4, No. 1, pp. 47-54.

Singh S. K., Rodriguez M. y Esteva L. (1983). "Statistics of small earthquakes and frequency of occurrence of large earthquakes along the Mexican subduction zone", Boletín de la Seismological Society of America, Vol. 73, pp. 1779 – 1796.

Taylor, A. W. y Stone, William C. (1993). "A summary of cyclic lateral load tests on spiral reinforced concrete columns", NISTIR 5285, Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.

Terán, A. (1997). "Energy concepts and damage indices", EERC-CUREe Symposium in Honor of Vitelmo V. Bertero, Berkeley, California.

Terán, A. (2002). "Diseño por desempeño: Antecedentes, conceptos generales y perspectivas", Memorias del VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Cuernavaca, Morelos, México, en CD

Vidic, T., Fajfar, P. y Fischinger, M. (1991). "On the hysteretic to input energy ratio", proceedings of the VI Canadian Conference Earthquake Engineering, Toronto, Canadá, pp. 69-76.

Wang, M.L. y Shah, S.P., (1987). "Reinforced concrete hysteresis model based on the damage concept", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 15, No. 8. pp. 993-1003.

Williams, M. y Sexsmith, R. (1995). " Seismic damage indices for concrete structures: A state-of-the-Art review", Earthquake Spectra, Vol. 11, No. 2, pp. 319-345.

Youngs, R. R. y Coppersmith, K. J. (1985). "Implications of fault slip rates and earthquake recurrence models to probabilistic seismic hazard estimates", Boletín de la Seismological Society of America, Vol. 75, No. 4. pp. 939-964.

TA TESIS NO SALL
LA BIBLIOTECA