

01161
12



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

TESIS

**FUNCIONES DE VULNERABILIDAD
SÍSMICA PARA EL DISEÑO ÓPTIMO DE
SISTEMAS MARCO-MURO**

PRESENTADA POR:

EDUARDO ISMAEL HERNÁNDEZ

PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)**

DIRECTOR DE TESIS: DR. LUIS ESTEVA MARABOTO

CIUDAD UNIVERSITARIA, OCTUBRE DE 2003





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**DEDICO ESTE TRABAJO CON GRAN CARIÑO A TODA MI FAMILIA
EN FORMA ESPECIAL A MI HIJO Y ESPOSA,
EINAR JAIR Y LORENA...**

**A MIS PADRES, PEDRO ISMAEL Y MA. NAZAREA HERNÁNDEZ,
MOTIVOS DE ADMIRACIÓN Y EJEMPLO...**

**A TODAS LAS PERSONAS QUE HAN PUESTO SU CONFIANZA EN MÍ,
PUES SON LA FUERZA QUE NECESITO PARA CONTINUAR
CON MI CAMINO...**

Asesoría y la Dirección General de Bibliotecas de la
UNAM a través de formato electrónico e internet e
categoría de los trabajos profesionales.
NOMBRE: Edwardo Ismael
Hernández
FECHA: 19/Nov/2008
FIRMA: [Signature]

RECONOCIMIENTOS

Agradezco a Dios por todo lo que me ha proporcionado, salud, inteligencia y fortaleza, pues sin ello, creo que no estaría escribiendo esto.

Al Dr. Luis Esteva Maraboto, por su valiosa ayuda y apoyo en la realización de este trabajo; por mostrarme el camino a seguir para lograr mis objetivos profesionales y por su dedicación y tiempo invertidos en mí.

A los doctores que revisaron el manuscrito y cuyos comentarios fueron de gran ayuda para mejorarlo: Dra. Sonia Ruiz Gómez, Dr. Orlando Díaz López, Dr. Jaime García Pérez y Dr. Amador Terán Gilmore.

Al Dr. Jorge L. Alamilla López, por su valiosa e incondicional ayuda, principalmente en los inicios de este trabajo.

Al Ing. Francisco J. Izquierdo Soberanis, por su puntual apoyo en lo que se refiere al tema de algoritmos genéticos.

A mis amigos del ITA, Ing. Cándido Zamora, Ing. Oscar Cruz y Miguel A. Fernández, por estar presentes en todo momento.

A mis amigos y compañeros del Instituto de Ingeniería, cuyos nombres prefiero omitir para no cometer errores si me faltase alguno, por sus consejos de diversa índole y amistad.

A las siguientes instituciones, por el apoyo económico y patrocinio para concluir este trabajo: Instituto de Ingeniería de la UNAM mediante el PBII, Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) y Dirección General de Estudios de Posgrado de la UNAM.

A la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, por permitirme utilizar sus instalaciones durante mis actividades académicas.

Al personal administrativo de la Coordinación de Mecánica Aplicada del Instituto de Ingeniería.

CONTENIDO

RESUMEN	1
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	
1.1 Antecedentes	2
1.2 Objetivo general	3
1.3 Objetivo específico	3
1.4 Alcances y limitaciones	4
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO	
2.1 Diseño sísmico basado en desempeño	5
2.2 Sistemas duales	6
2.2.1 Factores que influyen en la respuesta estructural de sistemas duales	7
2.2.2 Criterios de diseño dúctil para muros de rigidez según el RCDF	8
2.2.2.a Muros sujetos a cargas verticales axiales o excéntricas	8
2.2.2.b Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano	8
2.3 Propiedades estructurales que definen el comportamiento de edificios de múltiples niveles	9
2.3.1 Incertidumbre asociada a las propiedades estructurales	9
2.3.1.1 Cargas vivas	9
2.3.1.2 Cargas muertas en edificios	11
2.3.1.3. Incertidumbre en características geométricas de elementos estructurales de concreto reforzado	12
2.3.1.4 Incertidumbre en la resistencia a compresión del concreto en la estructura	13
2.3.1.5 Incertidumbre en la resistencia a tensión del concreto en la estructura	14
2.3.1.6 Incertidumbre en el módulo tangente del concreto, E_c	15
2.3.1.7 Incertidumbre en el comportamiento mecánico del acero de refuerzo	16
2.3.1.8 Incertidumbre en el porcentaje de acero longitudinal	18
2.3.2 Caracterización de la rigidez en elementos de concreto reforzado	19
2.3.3 Criterios para determinar las relaciones momento rotación en los elementos de concreto reforzado	19
2.3.4 Criterio para determinar la capacidad última de deformación global en la estructura	20
2.3.5 Modelo de comportamiento hysterético de los elementos de concreto reforzado	20
2.4 Excitación sísmica	21
2.5 Análisis de incertidumbre para la estimación de la respuesta dinámica a partir de sistemas simplificados de referencia, SSR	22
2.5.1 Uso de los SSR	22
2.5.2 Caracterización del SSR	23
2.5.3 Factores que toman en cuenta la incertidumbre asociada al emplear sistemas simplificados de referencia	23
2.5.4 Estimación de la respuesta no lineal de SMGL con la ayuda de SSR	24

2.6 Funciones de daño para el SMGL	25
2.6.1 <i>Determinación del valor esperado de las funciones de daño en términos de SSR</i>	27
2.7 Costo esperado por daños como función de la intensidad	28
2.8 Funciones de confiabilidad	29
2.8.1 <i>Criterio 1: Función de confiabilidad en términos del índice de reducción de rigidez secante, IRRS</i>	29
2.8.2 <i>Criterio 2: Función de confiabilidad en términos del margen de seguridad de la distorsión global del sistema</i>	31
2.9 Criterios de optimación	32
CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA Y CASOS ESTUDIADOS	
3.1 Planteamiento general	34
3.2 Casos estudiados	35
3.2.1 <i>Procedimiento para la selección del modelo detallado</i>	36
3.2.1.1 <i>Selección del sistema de partida para el estudio de optimación</i>	36
3.2.1.2 <i>Selección de otros sistemas detallados a partir del sistema de partida</i>	37
3.2.2 <i>Análisis de la respuesta no lineal</i>	37
3.2.2.1 <i>Modelo empleado para el análisis de la respuesta no lineal del SMGL</i>	37
3.2.2.2 <i>Determinación paso a paso de la respuesta no lineal para el SMGL para el caso de partida</i>	38
3.2.3 <i>Sistemas simplificados de referencia</i>	39
3.2.3.1 <i>Análisis paso a paso de los SSR</i>	40
3.2.4 <i>Determinación de los factores de transformación de las respuestas</i>	41
3.2.4.1 <i>Determinación del factor α</i>	41
3.2.4.2 <i>Determinación de los factores ρ y ρ</i>	42
3.2.5 <i>Determinación del valor esperado y coeficiente de variación de las respuestas máximas para la familia de estructuras, a partir de los SSR</i>	42
3.2.6 <i>Funciones de daño</i>	43
3.2.6.1 <i>Determinación de los parámetros que describen a las funciones de daño</i>	43
3.2.6.2 <i>Determinación de las funciones de daño en términos de los SSR</i>	44
3.2.7 <i>Costos esperados por daño como función de la intensidad</i>	44
3.2.8 <i>Funciones de confiabilidad</i>	45
3.2.8.1 <i>Estimación de las funciones de confiabilidad utilizando el criterio 1</i>	45
3.2.8.2 <i>Estimación de las funciones de confiabilidad utilizando el criterio 2</i>	46
3.2.9 <i>Determinación del valor de la función de utilidad</i>	47
3.3 Criterios para la selección del sistema óptimo	48
3.3.1 <i>Criterio A</i>	48
3.3.2 <i>Criterio B</i>	49
3.4 Transformación de los resultados del estudio de optimación en parámetros de diseño	50
CAPÍTULO 4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	51
REFERENCIAS	54
TABLAS	58

FIGURAS	64
Apéndice A	83
Apéndice B	85
Apéndice C	86
Apéndice D	88
Apéndice E	89

RESUMEN

La ocurrencia de temblores recientes en algunas ciudades del mundo y sus efectos sobre las estructuras, ha mostrado que los criterios de diseño sísmico que se utilizan actualmente distan de las expectativas esperadas por la sociedad. Esto ha conducido al replanteamiento de las filosofías de diseño, mismo que ha dado origen a la filosofía de diseño basado en desempeño. Bajo este concepto, la aceptación de diferentes niveles de daño se determina con base en la frecuencia con que éste pueda presentarse, y las expectativas que la sociedad tenga del comportamiento de la estructura.

El objetivo del diseño sísmico de obras de ingeniería busca establecer un equilibrio adecuado entre los costos de construcción y mantenimiento con los montos esperados por daño y falla durante la vida útil de cada obra. Para ello, es necesario minimizar el riesgo de colapso o falla ante temblores de intensidades muy grandes, y controlar las pérdidas económicas asociadas con posibles daños materiales, costos de reparación y con la interrupción de las actividades o funciones que en ella deban desarrollarse ante intensidades moderadas. Estos objetivos conducen a varias metas específicas: evitar daños físicos, tanto en elementos estructurales como en miembros no estructurales ante intensidades sísmicas frecuentes; limitar los daños estructurales ante temblores de intensidades moderadas y, por último, garantizar la seguridad contra colapso ante intensidades sísmicas excepcionales. De esta forma, los criterios que se adopten para tratar el problema de diseño deben cumplir con el equilibrio entre los costos antes citados.

En este trabajo se propone una metodología sencilla para identificar la influencia que tienen algunas variables significativas sobre los costos mencionados en el párrafo anterior, mismos que sirven de base en el establecimiento de criterios para diseño óptimo de sistemas estructurales. Se emplea una función de utilidad que considera dos variables de control: la rigidez y resistencia. Para determinar el costo esperado por daño y falla, se desarrollan funciones de vulnerabilidad sísmica en términos de la intensidad utilizando sistemas simplificados de referencia, SSR; la incertidumbre asociada con el empleo de los SSR es tomada en cuenta mediante factores de transformación de la respuesta. Se considera el daño en los diversos elementos de la edificación. Las funciones de confiabilidad se determinan a partir de un índice de daño, adoptando un planteamiento basado en SSR. La metodología se aplica a estructuras típicas desplantadas en la zona de lago del Distrito Federal. Se estudian marcos de concreto reforzado que incluyen muros de rigidez (sistemas duales). Finalmente, los resultados obtenidos del estudio de optimación se transforman en criterios de diseño que pueden ser fácilmente aplicados en condiciones de la práctica.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

En las últimas tres décadas se han realizado trabajos para plantear el diseño óptimo de sistemas, cuando estos se someten a solicitaciones inciertas, (Esteva *et al.*, 2001; Rackwitz, 2000; Reyes, 1999; Rosenblueth, 1976). En los párrafos siguientes se describen algunos de ellos.

Rosenblueth (1976) describe la forma en que puede llevarse a cabo un análisis de optimación. De acuerdo con este autor, el análisis de optimación en ciclo de vida de una estructura se basa en adoptar a priori una estrategia de reparación y reconstrucción de acuerdo con la cual el sistema se repara o reconstruye inmediatamente después de cada daño ocasionado por el temblor, usando las mismas especificaciones del sistema original; el sistema es caracterizado por un vector de parámetros $\bar{\alpha}$, en donde se incluyen las propiedades mecánicas relevantes del mismo. También, considera que las incertidumbres asociadas a las propiedades del sistema después de cada restauración son pequeñas comparadas con las que resultan de las intensidades y las características de los eventos sísmicos. De esta forma, los valores óptimos de $\bar{\alpha}$ son los que minimizan una función objetivo que se define como la suma de la función de costo inicial de la estructura y los costos esperados daño y falla; estos últimos, normalizados respecto a una tasa de descuento.

Rackwitz (2000) realiza un planteamiento de optimación basado en las ideas presentadas por Rosenblueth (1976). Dicho planteamiento extiende los conceptos propuestos por el autor anterior de tal manera que, las fallas pueden incluir las asociadas al estado límite último para condiciones normales y extremas, las que se presentan por fatiga y deterioro, así como las asociadas al colapso. El análisis de optimación se hace utilizando una función objetivo general.

Esteva *et al.* (2001) utilizan el planteamiento propuesto por Rosenblueth (1976) y lo aplican a sistemas estructurales conformados por marcos de concreto reforzado. En el trabajo citado se toma como variable de control, dentro del proceso de optimación, a la rigidez de la

estructura, pues se considera que los niveles de daño corresponden a intensidades bajas y moderadas, donde la falla es poco probable de ocurrir. Para determinar los costos esperados por daño se emplean sistemas simplificados de referencia, así como los correspondientes factores de transformación.

Reyes (1999) desarrolla un procedimiento que permite el cálculo de los periodos óptimos de diseño asociados al estado límite de servicio; estos periodos se determinan a partir del valor asociado al periodo fundamental en traslación de la estructura, que minimiza el valor esperado del costo total de la misma. El valor esperado del costo total de la estructura se considera como la suma del costo inicial más el valor esperado del costo por reparación de los daños. En este último se considera el daño en elementos estructurales y no estructurales y también se da un criterio aproximado para tomar en cuenta el daño en el contenido e instalaciones.

En los trabajos citados en los párrafos anteriores se busca el valor óptimo de las propiedades mecánicas de la estructura; en los dos últimos sólo se emplea una variable de control, la rigidez del sistema. No obstante, para realizar un análisis de optimación más riguroso, se deben considerar simultáneamente dos variables de control, la rigidez y la resistencia del sistema estructural. La primera controla los daños y la segunda la falla o colapso.

1.2 Objetivo general

El presente trabajo tiene la finalidad de explorar la influencia que tienen algunas propiedades mecánicas relevantes sobre la determinación de las funciones de utilidad. Estas funciones se emplean para realizar el estudio de optimación en ciclo de vida de una estructura de concreto reforzado que incluye muros de rigidez. De esta forma, se busca transformar los resultados del estudio de optimación en parámetros cuantitativos, útiles para el desarrollo de formatos de diseño basados en desempeño y confiabilidad, que puedan ser aplicados en la práctica del diseño sísmico.

1.3 Objetivo específico

El objetivo específico de esta disertación es desarrollar una metodología sencilla que sirva como punto de partida para el logro del objetivo general, descrito con anterioridad. Esta metodología debe incluir en su planteamiento las principales fuentes de incertidumbre que afectan la estimación de la respuesta estructural, de los daños y de la probabilidad de falla. Para lo anterior se requiere hacer un planteamiento probabilístico que conduzca a la determinación de las respuestas de interés, las funciones de daño y probabilidad de falla en términos de la intensidad sísmica. Estas funciones de vulnerabilidad deben proporcionar la información necesaria para estimar los costos esperados por daño y falla, y con ello poder determinar el valor presente de esos costos. Con lo anterior se podrá evaluar la función de utilidad que es definida como la suma del costo inicial de construcción más el valor presente de los costos esperados por daño y falla.

1.4 Alcances y limitaciones

De acuerdo con la filosofía de diseño basado en desempeño, en el presente trabajo se proponen criterios para determinar parámetros cuantitativos que permitan evaluar el desempeño esperado de sistemas estructurales de concreto reforzado que incluyen muros de rigidez, en el marco de su ciclo de vida. Para ello se proponen indicadores de desempeño basados en los valores presentes de los costos esperados por daño y falla, en los que intervienen dos variables significativas (de control): la rigidez y resistencia del sistema.

Se propone un criterio que considera en forma aproximada el daño físico que puede presentarse en los elementos de la construcción, estructurales y no estructurales, mediante funciones teóricas derivadas esencialmente de pruebas experimentales (Reyes, 1999).

Se considera una alternativa simple para evaluar las funciones de vulnerabilidad en términos de sistemas simplificados de referencia (SSR). Se toman en cuenta los factores de incertidumbre asociados al empleo de los SSR.

Para estimar la probabilidad de falla se propone un criterio basado en un índice de daño, asociado a la reducción de rigidez secante (Esteva, 2003), estimado por medio del SSR. Este índice es un indicador adecuado para estimar la capacidad de deformación y probabilidad de falla de los sistemas duales en estudio.

Este estudio es preliminar, por lo que aquí se consideran casos en los que las estructuras son regulares y se idealizan como perfectamente empotradas en su base, es decir, se desprecian los efectos de torsión y la interacción suelo-estructura. Se emplean casos de estructuras convencionales de concreto reforzado que incluyen muros de rigidez que son típicas en la ciudad de México, por lo que los resultados numéricos no son válidos para otros casos, aunque el planteamiento general sí lo sea.

El método que se propone en este trabajo emplea como medida de la respuesta estructural a la distorsión lateral de entrepiso. La aceleración y velocidad de entrepiso no se consideran, por lo que los daños asociados a los elementos que son vulnerables (contenido e instalaciones) a estas respuestas no son considerados.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

En el presente capítulo se hace una descripción de los aspectos teóricos que intervienen en la aplicación de la metodología presentada en este trabajo.

2.1 Diseño sísmico basado en desempeño

Las tendencias actuales de diseño sísmico se fundamentan en el desempeño estructural, pues es éste el que nos permite tener un control más directo sobre el comportamiento esperado del sistema ante diversas intensidades sísmicas.

El formato de diseño por desempeño propuesto por el comité Visión 2000 (SEAOC, 1995), se plantea en tres fases: conceptual, numérica e implementación. Estas se describen como “ *la selección de los objetivos de diseño, sistemas estructurales y configuración apropiados (fase conceptual); el dimensionado y detallado de la estructura, así como de sus elementos estructurales y contenido (fase numérica); y la garantía del control de la calidad durante la construcción y el mantenimiento a largo plazo (implementación), de manera que a niveles específicos de movimiento sísmico y, con niveles predefinidos de confiabilidad, la estructura no se dañe más allá de ciertos estados límite de daño u otros estados de utilidad*”.

Las ideas fundamentales de la filosofía de diseño sísmico basado en desempeño, DSBD, son las siguientes: las estructuras deben presentar niveles de daño bajos ante sismos de baja a moderada intensidad con periodos de retorno cortos, y para sismos de gran intensidad con periodos de retorno largos, se debe asegurar la integridad propia de la estructura, la de su contenido y ocupantes. Se considera que para lograr los objetivos anteriores se debe tomar en cuenta la combinación óptima entre las propiedades mecánicas de la estructura. Estas propiedades tienen una gran influencia sobre la respuesta, y por lo tanto, también influyen sobre los niveles de daño y la seguridad estructural, dada una intensidad.

Los objetivos y planteamientos del diseño sísmico basado en criterios de desempeño se expresan en términos de los niveles esperados de daño y de sus consecuencias sobre los requisitos de funcionalidad de las estructuras, tras la acción de eventos sísmicos con intensidades dadas, las cuales se pueden asociar, en forma más precisa, a periodos de

retorno especificados en el sitio de interés (donde se construirá la estructura). Tales intensidades pueden describirse mediante los términos: "frecuente", "ocasional", "rara" o "muy rara", que corresponden a periodos de retorno de 43, 72, 475 y 970 años, respectivamente (SEAOC, 1995). Dentro de los planteamientos del diseño por desempeño, se establecen metas asociadas a dichas intensidades; estas metas se describen en términos del nivel de desempeño y son respectivamente designadas como: "plenamente operacional", "operacional", "protección de vidas" o "cercano al colapso" (SEAOC, 1995).

Para las aplicaciones en la práctica de la ingeniería, los niveles de desempeño mencionados en el párrafo anterior necesitan expresarse en términos de indicadores cuantitativos de la relación entre la amplitud probable de la respuesta estructural y la correspondiente capacidad del sistema para evitar la ocurrencia de cada modo de falla (Esteva, 2002). Los más simples de estos indicadores son los desplazamientos relativos y las distorsiones laterales de entrepiso (Qi y Moehle, 1991). Sin embargo existen otros indicadores que toman en cuenta el comportamiento no lineal. Estos pueden ser las demandas de ductilidades global y local. Las primeras pueden estar dadas en términos de la relación existente entre la fuerza cortante en la base del sistema y el desplazamiento relativo de su extremo superior con respecto a dicha base; para las segundas, se pueden considerar las relaciones entre el momento y curvatura en secciones críticas de elementos sujetos a flexión o a las relaciones entre la fuerza cortante y el desplazamiento relativo de entrepiso. De igual forma, se han planteado modelos y criterios más refinados, que emplean índices de daño acumulado, que dependen de las amplitudes máximas de la respuesta, así como de la energía disipada por histéresis o de números de ciclos de deformación, para describir el desempeño o la seguridad con respecto a la falla (Esteva et al, 2001; Park y Ang, 1984; Wang y Shah, 1987).

2.2 Sistemas duales

Los sistemas marco-muro son conocidos en la literatura como sistemas duales o estructuras híbridas. La resistencia del sistema dual está dada por la contribución combinada de la resistencia en marcos y muros rigidizantes. Se ha observado que este tipo de sistemas presenta ventajas para resistir fuerzas sísmicas. Por ejemplo, la interacción entre marcos y muros proporciona una cantidad significativa de energía disipada durante un evento sísmico; así mismo, la considerable rigidez de los muros proporciona un buen control de las distorsiones de entrepiso.

En años recientes se han desarrollado estudios para conocer el comportamiento inelástico, la interacción entre marcos y muros, así como la influencia de estos factores en la estimación de la respuesta estructural (Paulay, 2002).

Bajo la acción de fuerzas laterales, un marco (trabes y columnas) de concreto reforzado se deforma en un modo de cortante, mientras que un muro aislado lo hace como una viga en voladizo (modo de flexión). De esta forma, se requiere que exista una compatibilidad de deformaciones para que el marco y el muro, en conjunto, tengan el mismo nivel de desplazamiento lateral. De acuerdo con lo anterior, la distribución de la resistencia en la altura del sistema presenta una coincidencia, tanto en muros como en marcos, para los entrepisos inferiores; mientras que para los superiores, el efecto de la deformación del muro

genera fuerzas que hacen que tal distribución no necesariamente coincida. El modo en que se distribuye la resistencia, entre marcos y muros de un sistema dual, es afectado en forma considerable por las características de respuesta dinámica del sistema y el desarrollo de articulaciones plásticas en los extremos de los elementos cuando ocurre un evento sísmico importante.

2.2.1 Factores que influyen en la respuesta estructural de sistemas duales

Además de la rigidez y de la resistencia, la respuesta estructural de un sistema dual depende de varios factores más: la excitación externa, la interacción entre sus elementos, el nivel de rigidez rotacional en la base, la localización y distribución en planta y altura de los muros, son solo algunos. En los párrafos siguientes se presentan las principales características de estructuración que afectan la respuesta estructural de estos sistemas.

En la literatura se manejan diversas categorías de interacción entre marcos y muros estructurales (Paulay y Priestley, 1992). Estas categorías están asociadas a la forma en que se unen dichos elementos, a la localización de los muros en planta y elevación, así como a los apoyos en la base.

En una estructura real, es común ubicar muros en zonas específicas; por ejemplo, en el área de elevadores, o en las zonas donde arquitectónicamente sean eficientes para un mayor uso en los espacios interiores. En estructuras con forma rectangular y relación de planta mayor que uno, generalmente se colocan en dirección paralela al eje que presenta menor rigidez.

La localización en planta y elevación de los muros de rigidez dentro de un sistema dual determina la forma en que interactúan estos con los marcos. Esta interacción se ve reflejada en los niveles de respuesta asociados. Por ejemplo, para la idealización de una estructura tridimensional, la localización en planta de los muros de rigidez es importante, ya que los efectos de torsión dependen de ello. Por lo anterior es recomendable que al utilizar muros su distribución sea regular y simétrica.

Otro factor fundamental que se debe considerar al utilizar muros de rigidez en una estructura es el modelado del sistema de piso, pues es común considerarlo como un diafragma infinitamente rígido. Esto no siempre es válido, principalmente en plantas rectangulares alargadas.

El modelo que se emplea aquí para caracterizar al sistema dual corresponde a un modelo simétrico en planta y altura, cuya distribución de muros es igualmente simétrica respecto al eje en que se supone actúa el sismo, por lo que los efectos de torsión se desprecian. La rigidez rotacional en la base de la estructura se considera infinita; es decir, se supone un empotramiento perfecto. El sistema de piso es considerado como infinitamente rígido.

2.2.2 Criterios de diseño dúctil para muros de rigidez según el RCDF

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal vigente (RCDF, 1993) establece en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC, 1996), los siguientes criterios de diseño para muros sujetos a cargas verticales axiales o excéntricas y fuerzas horizontales en su plano:

2.2.2.a Muros sujetos a cargas verticales axiales o excéntricas

Las NTCC establecen que los muros sujetos a cargas verticales axiales o excéntricas deben dimensionarse por flexocompresión como si fueran columnas, pero deben cumplir ciertos requisitos geométricos para evitar el pandeo lateral. Dichos requisitos están asociados con la relación H/L , donde H es la altura del muro y L su longitud. También se establecen los requisitos que se deben cumplir para proporcionar los refuerzos mínimos horizontal y vertical.

2.2.2.b Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

Aquí se define la relación L/t , donde L es la longitud del muro y t es su espesor, misma que depende del nivel de carga axial que actúa en el muro. Se acepta un valor no mayor a 70 si el nivel de carga axial no es muy grande; si ocurre lo contrario el valor de la relación L/t se limita a 40. Por otro lado, se establece que el espesor de los muros no debe ser menor que 13cm, ni menor que 0.06 veces la altura no restringida lateralmente.

Las normas establecen que para el diseño por sismo de los muros de concreto reforzado se utilizará $Q=3$, si éstos resisten la totalidad de las fuerzas horizontales; se usará $Q=2$ si no existen elementos extremos (cabezales) en el muro; y si parte de las fuerzas laterales es resistida por otras formas estructurales, como marcos dúctiles o losas planas, se usará el valor de Q prescrito en las normas técnicas complementarias para diseño por sismo. En lo anterior, Q se define como el factor de comportamiento sísmico establecido en el RCDF (1993).

También se establecen los requisitos para el diseño considerando los efectos de flexión, flexocompresión y cortante; se dan los lineamientos para suministrar el acero mínimo y para utilizar elementos extremos.

2.3 Propiedades estructurales que definen el comportamiento de edificios de múltiples niveles

2.3.1 Incertidumbre asociada a las propiedades estructurales

En la estimación de la respuesta sísmica de estructuras, se presentan dos tipos principales de incertidumbre: la asociada a las propiedades mecánicas de la estructura y la que se relaciona con la excitación externa que actúa sobre la misma. En los siguientes tópicos se describen brevemente los modelos probabilísticos empleados para tomar en cuenta la incertidumbre en las propiedades estructurales.

Los modelos probabilísticos que aquí se presentan se emplean para generar estructuras simuladas mediante el método de Monte Carlo.

2.3.1.1 Cargas vivas

Para caracterizar la incertidumbre en la intensidad de la carga viva se emplea el modelo de Pier y Cornell (1973), que corresponde a un modelo probabilístico lineal dado por la siguiente expresión:

$$w(x, y) = m + \gamma_b + \gamma_f + \varepsilon(x, y) \quad (2.1)$$

En ella, $w(x, y)$, es la intensidad de la carga viva sostenida sobre un punto cualquiera con localización horizontal (x, y) de un nivel en particular y para una estructura dada; m es el valor medio de la carga viva para la población de estructuras con el mismo tipo de ocupación: oficinas, departamentos, y otros; γ_b es una variable aleatoria independiente con media cero que toma en cuenta la variabilidad de la carga media de una estructura a otra; γ_f se define de la misma manera que γ_b , pero ésta toma en cuenta la variabilidad de la carga de un piso a otro en un mismo edificio; $\varepsilon(x, y)$ es una variable aleatoria independiente de γ_b y γ_f , que representa la variación espacial de la intensidad de la carga sobre un piso dado de una estructura determinada.

Las propiedades estadísticas para $w(x, y)$ en dos puntos distintos (x_0, y_0) y (x_1, y_1) sobre un mismo piso están dadas por las siguientes ecuaciones:

$$E[w(x, y)] = m \quad (2.2)$$

$$\text{cov}[w(x_0, y_0), w(x_1, y_1)] = \sigma_b^2 + \sigma_f^2 + \text{cov}[\varepsilon(x_0, y_0), \varepsilon(x_1, y_1)] \quad (2.3)$$

En la Ecuación 2.3 σ representa la desviación estándar y el último término es la función de covarianza entre $\varepsilon(x_0, y_0)$ y $\varepsilon(x_1, y_1)$. Esta función adopta la forma siguiente:

$$\text{cov}[\varepsilon(x_0, y_0), \varepsilon(x_1, y_1)] = \sigma_{\varepsilon}^2 e^{-r^2/d} \quad (2.4)$$

En la cual σ_{sp}^2 es la varianza espacial de $\varepsilon(x,y)$, r es la distancia horizontal entre los dos puntos (x_0,y_0) y (x_1,y_1) y d es un parámetro estimado. Cuando dos puntos (x_0,y_0) y (x_2,y_2) están localizados en diferentes pisos, la Ecuación 2.4 se transforma en la siguiente:

$$\text{cov}[\varepsilon(x_0, y_0), \varepsilon(x_2, y_2)] = \rho_c \sigma_{sp}^2 e^{-r^2/d} \quad (2.5)$$

Aquí ρ_c , es la correlación entre la variación espacial de la intensidad de las cargas en dos puntos, uno en un piso y otro directamente sobre el superior. Esta correlación se presenta cuando los ocupantes que habitan un edificio tienden a cargar de la misma forma los pisos. ρ_c depende del número de pisos entre los dos puntos y por simplicidad se asume que es constante para un edificio dado.

Para fines prácticos, es necesario expresar el modelo descrito en párrafos anteriores en términos de cargas unitarias por unidad de área, $U(A)$. Para ello se requiere integrar la función $w(x,y)$ sobre un área dada y posteriormente dividirla entre el área de integración. De esta forma, para un área rectangular de un piso determinado las propiedades estadísticas de $U(A)$ se expresan como:

$$E[U(A)] = m \quad (2.6)$$

y

$$\text{var}[U(A)] = \sigma_b^2 + \sigma_f^2 + \sigma_u^2 \frac{K(A)}{A} \quad (2.7)$$

En esta última ecuación:

$$\sigma_u^2 = \pi d \sigma_{sp}^2 \quad (2.8)$$

$$K(A) = \left[\text{erf} \left(\sqrt{\frac{A}{d}} \right) - \sqrt{\frac{d}{A\pi}} (1 - e^{-A/d}) \right]^2 \quad (2.9)$$

$$\text{erf}(z) = \frac{2}{\pi} \int_0^z e^{-t^2} dt \quad (2.10)$$

Para el caso de que existan n pisos con área rectangular común de un edificio dado, las Ecuaciones 2.6 y 2.7, se pueden escribir como:

$$E[U(A_n)] = m \quad (2.11)$$

$$\text{var}[U(A_n)] = \sigma_b^2 + \frac{\sigma_f^2}{n} + \frac{\sigma_u^2 K(A)}{nA} + \rho_c \left(\frac{n-1}{n} \right) \frac{\sigma_{sp}^2 K(A)}{A} \quad (2.12)$$

Se hace necesario calibrar el modelo mediante el ajuste a casos reales de los coeficientes de variación de la carga unitaria $\sqrt{\text{var}[U(A)]}/m$, contra A , y $\sqrt{\text{var}[U(A)]}/m$, contra n . De esta calibración se obtienen los valores de los parámetros que intervienen en la Ecuación 2.12.

Basados en trabajos de Mitchel y Woodgate, Pier y Cornell (1973) observaron que la función de densidad de probabilidades de $U(A)$ es una función tipo Gamma, $G(k,\lambda)$, con parámetros k y λ , definidos por las siguientes expresiones:

$$k = \frac{E[U(A)]^2}{\text{var}[U(A)]} = \frac{m^2}{\sigma_h^2 + \sigma_f^2 + \sigma_u^2 \frac{K(A)}{A}} \quad (2.13)$$

$$\lambda = \frac{E[U(A)]}{\text{var}[U(A)]} = \frac{m}{\sigma_h^2 + \sigma_f^2 + \sigma_u^2 \frac{K(A)}{A}} \quad (2.14)$$

Alamilla (2001) toma como referencia el modelo de Pier y Cornell (1973) para hacer la simulación de las cargas vivas. Además reconoce que los parámetros determinados para el modelo corresponden a edificios construidos en otros países.

Por lo anterior, este autor hace una transformación de los valores de dichos parámetros con el propósito de representar los valores de éstos para condiciones de edificación en el Distrito Federal. Así, toma el valor medio de la carga viva en edificios de oficinas obtenido por Ruiz y Soriano (1997), $m_0=75.1\text{kg/m}^2$. La transformación consiste en expresar la incertidumbre en el modelo citado en términos de coeficientes de variación. Esto se justifica ya que los datos estadísticos expresados en términos de los coeficientes de variación de cargas vivas en edificios desplantados en la ciudad de México se ajustan adecuadamente al modelo ajustado por Pier y Cornell. La metodología anterior se puede ver con detalle en el trabajo de Alamilla (2001).

Para la simulación de las cargas gravitacionales que actúan sobre edificios, en este trabajo se emplean técnicas de Monte Carlo, para lo cual se utilizan el modelo de cargas propuesto por Pier y Cornell (1973) y la metodología propuesta por Alamilla (2001), para tomar en cuenta los datos obtenidos en edificaciones construidas en la ciudad de México.

2.3.1.2 Cargas muertas en edificios

La variación en la intensidad de las cargas muertas en edificios está determinada por las variaciones en las dimensiones de los elementos y por las variaciones de los pesos específicos de los materiales empleados, principalmente.

A diferencia de la estimación de las cargas vivas, para cargas muertas aún no se cuenta con datos estadísticos suficientes que nos permitan describir la variabilidad espacial de éstas en las construcciones. La única información disponible es la asociada a la variabilidad de los pesos específicos de los materiales, de la cual es posible estimar, en forma aproximada, la intensidad de las cargas muertas que actúan sobre los edificios.

En el reglamento de construcciones del Distrito Federal vigente, se establece, para fines de diseño, un valor nominal para la carga muerta. Este valor corresponde a una probabilidad

de ser excedida que en general varía entre 2 y 5%. De acuerdo con Meli (1976), la relación entre el valor nominal de carga muerta w_n y su valor medio, m_{cm} , se puede expresar como sigue:

$$m_{cm} = \frac{w_n}{1 + 2Cv} \quad (2.15)$$

En ésta expresión, Cv , corresponde al coeficiente de variación de la carga muerta, al que generalmente se asigna un valor igual a 0.08.

Debido a que no existe un modelo probabilístico que permita caracterizar la variación en la intensidad de la carga muerta que actúa sobre las estructuras, en este trabajo se emplea una metodología desarrollada por Alamilla (2001). En ésta, las intensidades de las cargas se consideran como variables aleatorias correlacionadas de piso a piso. Para cada entrepiso se adopta una variable aleatoria que es caracterizada por una función de distribución marginal tipo gamma, con media dada por la Ecuación 2.15 y coeficiente de variación igual a 0.08.

Este autor considera que la correlación entre cargas que provienen de diferentes pisos se puede obtener en forma subjetiva por medio de la distribución del cociente entre cargas en pisos diferentes. La correlación se evalúa de manera que la probabilidad de que dicho cociente tome valores entre 0.8 y 1.25 sea de 0.90; de esta forma se obtiene un coeficiente de correlación igual a 0.5.

De acuerdo con esto, en el presente trabajo se aplican el método de Monte Carlo y la metodología propuesta por Alamilla (2001) para obtener simulaciones del valor de la carga muerta sobre los casos a estudiar.

2.3.1.3. Incertidumbre en características geométricas de elementos estructurales de concreto reforzado

Las características geométricas de los elementos estructurales influyen en la estimación de la rigidez, la resistencia y la capacidad de deformación de los mismos. Por ello, es importante tomar en cuenta la variación en las dimensiones de dichos elementos.

Las imperfecciones geométricas en los elementos de concreto reforzado se deben a varias causas, entre las que encontramos desviaciones de los valores de diseño de la forma de la sección transversal y de las dimensiones respecto a los valores reales construidos. Estas desviaciones se asocian al tamaño y forma del elemento, al tipo de molde empleado, a la calidad de la mano de obra y el control de la misma, entre otros. Por lo tanto, es evidente que el procedimiento que se emplea para la construcción de estructuras de concreto reforzado determina el grado de desviación o error entre los valores de diseño y los reales. De acuerdo con el párrafo anterior, se acepta que existe incertidumbre en las dimensiones de los elementos de concreto reforzado, por lo que es necesario considerarla si se pretende realizar cualquier estudio de vulnerabilidad sísmica.

En este trabajo se consideran las variaciones en las propiedades geométricas de la sección transversal de trabes, columnas y muros, siendo estas propiedades, la profundidad o altura,

ancho, recubrimientos de concreto y espesores de losa. Los datos estadísticos, media y desviación estándar, de los errores en las propiedades geométricas en cuestión, se toman del trabajo de Mirza y MacGregor (1979a). Dichos errores se consideran como variables aleatorias correlacionadas con distribución de probabilidad normal (Alamilla, 2001), y se calculan de acuerdo con la metodología propuesta por este autor, en donde la correlación se determina a partir de los primeros momentos estadísticos de las variables en estudio y bajo la suposición de que los valores de las propiedades estadísticas provienen de la misma muestra de secciones transversales; además, se considera que las variabilidades de los errores son estadísticamente independientes en secciones de diferentes elementos.

De esta forma, para obtener valores representativos de las variaciones que experimentan las características geométricas de las secciones durante el proceso de construcción respecto a su valor de diseño, se aplica el método de Monte Carlo. Y para llevar a cabo esto, se obtienen simulaciones de los errores de las variables descritas y, posteriormente, estos valores simulados se suman a las dimensiones proyectadas (nominales) de diseño.

2.3.1.4 Incertidumbre en la resistencia a compresión del concreto en la estructura

La resistencia a compresión del concreto es afectada por diversos factores: la edad, la técnica de curado, el tipo y calidad del agregado, método de colocación, relación agua-cemento, temperatura, humedad, son los más importantes.

Para conocer la resistencia a compresión del concreto utilizado para la fabricación de elementos estructurales se realizan pruebas de laboratorio. Estas consisten en ensayos (pruebas destructivas) sobre cilindros con 28 días de edad y con ciertas condiciones de prueba (curado, humedad, etc) o, en su caso, pruebas destructivas sobre muestras extraídas de la estructura ya construida.

Es evidente que existe incertidumbre en la estimación de la resistencia a compresión del concreto. Esta incertidumbre puede ser expresada en forma cuantitativa por las variaciones existentes entre la resistencia nominal a compresión del concreto, f'_c , y la resistencia real del cilindro o muestra.

Por otra parte, la resistencia del concreto en una estructura real difiere de la de los cilindros; en general, la primera tiende a ser menor, esto debido a que no existe un control adecuado sobre algunas de las condiciones mencionadas en el primer párrafo.

Ha sido posible estimar las propiedades estadísticas de la resistencia a compresión del concreto en la estructura, como función de la resistencia media obtenida de ensayos experimentales de cilindros de concreto (Mendoza, 1991). Este autor obtiene las siguientes relaciones:

$$\bar{f}_{co} = 0.95 \bar{f}'_c \quad (2.16)$$

$$V_{co} = 1.15 V_c \quad (2.17)$$

Aquí, f_{cu} es la resistencia media del concreto a compresión en la estructura, f'_c , es la resistencia media de ensayos de cilindros de concreto sometidos a compresión, V_{cu} es el coeficiente de variación de la resistencia a compresión del concreto en la estructura y V_c es el coeficiente de variación de la resistencia a compresión que proviene de ensayos de cilindros de concreto.

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

Por otro lado, existe una elevada correlación entre las resistencias de un mismo elemento, de diferentes elementos en un mismo entrepiso, así como de los elementos de concreto en todo el edificio (Alamilla, 2001). Para tomar en cuenta esta correlación, este autor estima en forma subjetiva los coeficientes de correlación de la resistencia a compresión del concreto entre elementos de un mismo nivel, y entre los elementos de diferentes entrepisos. Estos coeficientes son calculados a partir de los coeficientes de las resistencias de los elementos en cuestión y de aplicar la metodología que él propone.

En el presente trabajo se emplea el procedimiento descrito en el párrafo anterior para obtener los valores simulados de la resistencia a compresión del concreto en elementos estructurales, y además se considera que dicha resistencia se comporta de acuerdo con una función de distribución lognormal, ya que los valores de las resistencias del concreto solo pueden tomar valores positivos.

2.3.1.5 Incertidumbre en la resistencia a tensión del concreto en la estructura

La resistencia a tensión del concreto, f_t , al igual que la de compresión, es afectada por diversos factores, ya mencionados.

Es importante caracterizar y cuantificar la incertidumbre asociada a la resistencia a tensión del concreto, ya que esta influye en el nivel de agrietamiento de los elementos de concreto cuando estos se someten a esfuerzos de tensión originados por flexión, principalmente. El valor de f_t puede ser caracterizado en forma adecuada en función de la raíz cuadrada de la resistencia nominal a compresión del concreto, f'_c (Mendoza, 1984), como sigue:

$$f_t = \phi_t \sqrt{f'_c} \quad (2.18)$$

Aquí ϕ_t es una variable con media $\bar{\phi}_t = 1.935$ y coeficiente de variación $V_{\phi_t} = 0.20$. En esta ecuación se muestra que existe una correlación importante entre la resistencia a tensión del concreto y la resistencia a compresión del mismo. La correlación no ha podido ser evaluada

en términos cuantitativos, debido principalmente a que las resistencias a compresión y tensión de los cilindros provienen de muestras distintas.

En Alamilla (2001) se propone una metodología para estimar la correlación entre dichas variables. De acuerdo con esta metodología, se asume que la resistencia a tensión y compresión del concreto son variables aleatorias representadas por F_t y F_c , respectivamente, y que se relacionan como sigue:

$$F_t = \beta \cdot \overline{F_c} \quad (2.19)$$

Aquí, β representa a una variable aleatoria independiente, con media β , y coeficiente de variación V_β , dados por las siguientes ecuaciones:

$$\beta = E \left[\frac{F_t}{\sqrt{F_c}} \right] = \frac{\overline{\phi_t} \cdot \overline{f'_c}}{\sqrt{\overline{f'_c} (1 - V_c^2 + 8)}} \quad (2.20a)$$

$$V_\beta^2 = \frac{V_\mu^2 (8 - V_c^2)^2 - 16V_c^2}{64 + V_c^4} \quad (2.20b)$$

En las ecuaciones anteriores, $E[\cdot]$ denota al operador esperanza y V_c es el coeficiente de variación de la resistencia a compresión del concreto. La Ecuación 2.20b es válida para todo $V_\mu^2 > V_{\overline{f'_c}}^2 = (16V_c^2 / (8 - V_c^2)^2)$.

β y F_c se suponen con distribución lognormal. Para determinar los valores simulados de resistencias de concreto se simulan los valores de β en forma independiente de los valores dados de F_c , como opción práctica, debido a que no es necesario evaluar el coeficiente de correlación entre las variables, y además, los valores de F_t se obtienen a partir de distribuciones marginales de probabilidad, las cuales presentan ventajas al simular respecto a las distribuciones conjuntas. La dependencia estadística de las resistencias a compresión del concreto en diferentes elementos se toma en cuenta implícitamente en los valores que resultan de F_t .

2.3.1.6 Incertidumbre en el módulo tangente del concreto, E_c

Es de importancia evaluar la incertidumbre en el valor del módulo tangente del concreto, ya que éste caracteriza el comportamiento de los elementos estructurales sujetos a esfuerzos axiales y/o cortantes. Esta propiedad, al igual que la resistencia a tensión del concreto, está correlacionada con la resistencia nominal a compresión. De esta forma, se puede escribir:

$$E_c = \phi_E \sqrt{f'_c} \quad (2.21)$$

en donde ϕ_E es una variable aleatoria con propiedades estadísticas dadas y f_c es la resistencia a compresión del concreto dada en kg/cm². De acuerdo con estudios realizados por Mendoza (1984), se encontró que tales propiedades, media y coeficiente de variación son: 8500 y 0.12, respectivamente. Este autor determina las propiedades estadísticas a partir de mediciones de valores experimentales de E_c que resultan de evaluar la pendiente de la recta que intercepta a la curva esfuerzo-deformación en cuestión, en el punto en que el esfuerzo asociado a dicha curva es igual al 40% del esfuerzo máximo de la resistencia a compresión del concreto. Esto implica que el módulo tangente y la resistencia a compresión estén correlacionados. Esta correlación no ha sido evaluada en forma cuantitativa; por ello, en el presente trabajo se procede a utilizar la metodología propuesta en Alamilla (2001), análoga a la utilizada para la resistencia a tensión.

Para llevar a cabo lo anterior, E_c y f_c se consideran variables aleatorias independientes representadas por M_E y F_c , respectivamente, y cuya relación está dada por la siguiente expresión:

$$M_E = \gamma \cdot \sqrt{F_c} \quad (2.22)$$

Aquí γ , representa a una variable aleatoria independiente, con media γ , y coeficiente de variación V_γ , dados por las siguientes ecuaciones:

$$\gamma = E \left[\frac{M_E}{\sqrt{F_c}} \right] = \frac{\phi_E \cdot \sqrt{f_c}}{\sqrt{f_c} (1 - V_c^2/8)} \quad (2.23a)$$

$$V_\gamma^2 = \frac{V_{\phi_E}^2 (8 - V_c^2)^2 - 16V_c^2}{64 + V_c^4} \quad (2.23b)$$

La Ecuación 2.23b es válida para todo $V_{\phi_E}^2 > V_{f_c}^2 = (16V_c^2 / (8 - V_c^2)^2)$.

De acuerdo con la Ecuación 2.22, dada la resistencia a compresión del concreto y obteniendo por simulación de Monte Carlo el valor de la variable γ , es posible obtener el valor de E_c asociado con dicha resistencia (Alamilla, 2001).

2.3.1.7 Incertidumbre en el comportamiento mecánico del acero de refuerzo

Existen muchos trabajos encaminados a conocer la respuesta sísmica de estructuras de concreto reforzado ante acciones sísmicas, mismos que pueden provenir de estudios analíticos o experimentales. Los modelos analíticos para estimar la respuesta deben representar en forma adecuada los resultados observados en pruebas experimentales. En el caso de estructuras de concreto reforzado, es de interés conocer la variabilidad en las propiedades mecánicas de los aceros de refuerzo producidos en México, con el fin de tomar en cuenta la influencia que tienen estas propiedades en los aspectos más importantes de la respuesta sísmica de las estructuras mencionadas. De aquí la importancia de estimar los

parámetros estadísticos de las funciones que definen las relaciones constitutivas del acero de refuerzo.

De acuerdo con pruebas experimentales de probetas de acero ensayadas a tensión y con un régimen de carga monotónico, Rodríguez y Botero (1996) determinan el comportamiento esfuerzo-deformación de barras de acero fabricadas en México, utilizando un modelo como el mostrado en la figura 2.1. Las zonas de la curva esfuerzo-deformación representadas en esta figura se describen en seguida.

i) Zona elástica

Esta ocurre en el intervalo $0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y$, donde ε_s y ε_y son, respectivamente, la deformación de la barra de refuerzo y la deformación de fluencia de la misma, ésta última considerada igual a 0.002. Si E_s es el módulo de elasticidad del acero, el esfuerzo en este intervalo de deformaciones se puede evaluar de la siguiente manera:

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad (2.24)$$

ii) Zona de fluencia

Ocurre en el intervalo $\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$, en el que ε_{sh} es la deformación del acero asociada al inicio de la zona de endurecimiento por deformación. El esfuerzo se evalúa como:

$$f_s = f_y \quad (2.25)$$

iii) Zona de endurecimiento por deformación

Esta zona se ubica en el intervalo $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$, donde ε_{su} es la deformación última del acero asociada al esfuerzo máximo en la barra, f_{su} . En esta zona el esfuerzo puede ser caracterizado en forma adecuada por la expresión propuesta por Mander (1984), que se representa por la siguiente ecuación:

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^p \quad (2.26)$$

Esta ecuación es válida para $f_y \leq f_s \leq f_{su}$. P es un parámetro adimensional que controla la forma de dicha ecuación. Después de que esta función alcanza el esfuerzo máximo, se presenta una disminución gradual de esfuerzos, así como un aumento continuo de deformaciones hasta alcanzar la ruptura del acero, misma que ocurre a una deformación ε_{suu} .

Con base en los resultados experimentales obtenidos de las probetas ensayadas, Alamilla (2001) define un conjunto de variables aleatorias con el fin de representar las características observadas en cada una de las zonas descritas arriba. Dichas variables caracterizan a las propiedades estadísticas (media y desviación estándar) de los parámetros que controlan la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.

$$f_y = f_y \quad (2.27a)$$

$$\xi_0 = f_{su} - f_y \quad (2.27b)$$

$$\xi_1 = \varepsilon_{sh} - \varepsilon_y \quad (2.27c)$$

$$\xi_2 = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (2.27d)$$

$$\xi_3 = \varepsilon_{suu} - \varepsilon_{su} \quad (2.27e)$$

Para estas variables se obtiene la matriz de covarianzas y se ajusta una función de distribución de probabilidad logarítmico normal. El coeficiente de variación de la resistencia se toma del trabajo realizado por Mirza y MacGregor (1979b) y es asociado al obtenido para una sola fuente de procedencia del acero. Por otro lado, se considera a la resistencia de un lecho de acero R , como una variable aleatoria definida como $R=R_0R_L$, donde R_0 es una variable aleatoria independiente que representa la variabilidad dentro del lote y R_L representa la variabilidad de lote a lote (Alamilla, 2001). Los coeficientes de variación de R_0 y R_L son iguales y están descritos por la ecuación siguiente:

$$V = \sqrt{\left(\frac{1}{1 - V_{FY}^2} - 1 \right)} \quad (2.28)$$

Aquí, V_{FY} es el coeficiente de variación de f_y , definida en la Ecuación 2.27a.

El procedimiento utilizado para obtener los valores simulados de la curva de comportamiento del acero para cada lecho de las estructuras aquí estudiadas está basado en lo descrito en el párrafo anterior. El procedimiento es el siguiente: a) se simula un valor de R_L ; b) para cada lecho de acero en la estructura se simula un valor de R_0 ; y c) dado un valor de la resistencia de fluencia del acero en cada lecho y con base en las Ecuaciones 2.27a,b,c,d y e, se simulan los parámetros que definen la curva esfuerzo-deformación del acero en cada lecho (Alamilla, 2001).

2.3.1.8 Incertidumbre en el porcentaje de acero longitudinal

El área de acero real de refuerzo longitudinal en elementos de concreto reforzado, difiere de la cantidad de acero que se obtiene de los cálculos de diseño, lo cual es debido al proceso de detallado del elemento y a la variación entre el diámetro nominal y el producido en las siderúrgicas.

El área de acero real en cada sección transversal de elementos de concreto reforzado se puede representar mediante la variable aleatoria $A_R = \phi A_D$ (Mirza y MacGregor, 1979b), donde ϕ es una variable aleatoria independiente con media igual a 1.01 y coeficiente de variación de 0.04 y A_D es el área de acero que resulta del diseño convencional, por lo que es una variable determinista. En el presente trabajo, se obtienen valores de A_R simulando

independientemente valores de ϕ para cada lecho de acero con base en la distribución de probabilidad logarítmico normal propuesta por los autores mencionados (Alamilla, 2001).

2.3.2 Caracterización de la rigidez en elementos de concreto reforzado

En la práctica de ingeniería es importante caracterizar en forma adecuada a la rigidez de los elementos de concreto reforzado, pues de ésta depende la estimación del periodo de la estructura. El periodo de la estructura es una variable que afecta significativamente el comportamiento estructural y el nivel de fuerzas laterales de diseño. En general, se utiliza a la sección bruta para determinar la rigidez y periodo estructural. Lo anterior no siempre es válido, ya que los niveles de intensidad sísmica afectan el nivel de agrietamiento de los elementos y con ello se disminuye la sección transversal efectiva.

En este trabajo, los coeficientes de rigidez de cada elemento se calculan de acuerdo con el planteamiento propuesto por Alamilla (2001). Este planteamiento utiliza el método del trabajo virtual para obtener los coeficientes de rigidez a partir de las rigideces a flexión, $EI = M_y / \phi_y$, donde M_y y ϕ_y son, respectivamente, el momento y curvatura de fluencia en una sección transversal. Además, se considera que la longitud del elemento se discretiza en siete segmentos contiguos, dos de ellos de rigidez infinita cuyas longitudes dependen de las características geométricas de los elementos en los extremos. Estos dos segmentos representan la zona rígida en las uniones viga-columna. La rigidez de cada segmento restante se considera invariable a lo largo del mismo y se obtiene del diagrama momento-curvatura de una sección transversal típica en el segmento, cuyas propiedades geométricas y mecánicas se consideran como variables inciertas.

El modelo de comportamiento esfuerzo-deformación del concreto utilizado en el cálculo de los diagramas momento-curvatura, es el propuesto por Mander *et al.* (1988), y para caracterizar el comportamiento del acero se toma el modelo de Rodríguez y Botero (1996). Se considera que cada lecho de acero posee una curva esfuerzo-deformación, la cual se obtiene por simulación de Monte Carlo.

En traves se considera la influencia de la losa por medio del ancho equivalente, que es del orden de un cuarto de las longitudes de los claros adyacentes a la sección transversal de interés (Paulay y Priestley, 1992). La participación de la losa se toma en cuenta tanto a tensión como a compresión.

2.3.3 Criterios para determinar las relaciones momento rotación en los elementos de concreto reforzado

Con el propósito de estimar la respuesta no lineal y la capacidad de deformación de una estructura es necesario determinar las curvas que relacionan el momento y la rotación de los elementos de concreto reforzado. En este trabajo, dichas curvas son obtenidas a partir de los diagramas momento curvatura para cada una de las secciones que se seleccionan a lo largo de la longitud del elemento. Para conocer los diagramas momento curvatura anteriores, se supone que por el efecto del sismo cada elemento estructural presenta un

diagrama de momentos que varía en forma lineal en su longitud, y que este diagrama es antisimétrico con respecto al punto de inflexión localizado al centro del claro del elemento. De esta forma, se calcula la curvatura en cada sección y se determina por equilibrio el momento asociado. Posteriormente se determina la rotación en el extremo del elemento, integrando las curvaturas correspondientes.

Para caracterizar el modelo de comportamiento histerético, mismo que se describe más adelante, se requieren conocer los valores del momento y la rotación asociados a la fluencia, M_y y θ_y , así como los asociados a la falla, M_F y θ_F , respectivamente. Estos valores se calculan utilizando el criterio descrito en el párrafo anterior y haciendo un ajuste bilineal de la curva momento-rotación obtenida.

2.3.4 Criterio para determinar la capacidad última de deformación global en la estructura

Para determinar la capacidad última del sistema estructural, en este trabajo se toma a la distorsión global del sistema ψ_c , como indicador de la respuesta que describe la capacidad del sistema. Esta variable se define como la relación entre el desplazamiento máximo en la azotea y la altura del sistema. Este desplazamiento es el asociado al cortante basal máximo, ambos obtenidos de la curva de empuje lateral del sistema detallado con propiedades medias.

Los niveles de rotación de un elemento de concreto reforzado son dependientes, de igual forma, de los niveles de deformación del acero y el concreto. La capacidad de rotación a la fluencia se asocia por lo general a la deformación de fluencia del acero de refuerzo, mientras que la capacidad de rotación última es asociada a la deformación última del concreto. En este trabajo se caracteriza el comportamiento del acero de acuerdo con el modelo propuesto por Rodríguez y Botero (1996), y para el concreto se utiliza el modelo de Mander *et al.* (1988). En el modelo de comportamiento del concreto se hace énfasis en la forma en que debe determinarse el valor de la deformación última del concreto a compresión, la cual corresponde a la primera fractura que ocurre en alguno de los estribos que confinan el núcleo de concreto, Scott *et al.* (1982); con esta idea, Mander *et al.* (1988), proponen un método teórico basado en una aproximación de equilibrio de energía para calcular la deformación longitudinal última del concreto.

2.3.5 Modelo de comportamiento histerético de los elementos de concreto reforzado

Se han realizado varios esfuerzos para tratar de caracterizar en forma adecuada el comportamiento histerético de los elementos de concreto reforzado atendiendo su rigidez, resistencia y capacidad de deformación, entre ellos se encuentra el modelo de Wang y Shah (1987), que considera la degradación de rigidez y resistencia de los elementos, las cuales dependen de la amplitud máxima y del número de ciclos experimentados por el miembro.

En este trabajo se utiliza el modelo propuesto por Campos y Esteva (1997), que considera el deterioro de la rigidez y la resistencia con base en un índice de daño, ϵ , que a su vez depende de la acumulación de amplitudes en curvatura o rotación alcanzadas en cada ciclo

de carga para el elemento en cuestión. Las amplitudes acumuladas se toman en cuenta con un parámetro de daño acumulado, D . Las expresiones que describen a ε y D son las siguientes:

$$D = \sum \frac{\theta}{\theta_F} \quad (2.29)$$

$$\varepsilon = 1 - e^{-\alpha D} \quad (2.30)$$

Aquí, α es una constante de ajuste que toma un valor igual a 0.0671 y ε varía de 0 a 1. θ y θ_F , se definen más adelante.

En el modelo descrito con anterioridad, se considera que el deterioro y el daño se concentran en los extremos del elemento, siendo el daño máximo el que corresponde a la formación de una articulación plástica.

En la Figura 2.2 se muestra el modelo utilizado, el cual corresponde a un diagrama momento-rotación plástica, que a su vez se obtiene de una curva envolvente que relaciona el momento y la curvatura, dada una carga monotónica creciente. Se han observado ciertos patrones que presentan los elementos de concreto reforzado ante la acción de carga cíclica; por ejemplo, en ningún ciclo se supera el diagrama momento-curvatura antes citado.

Por otro lado, en el desarrollo del modelo se supone que el diagrama momento-curvatura se caracteriza por una curva bilineal, donde aparecen solamente los puntos de fluencia, punto A y de falla, punto B , es decir, el punto de agrietamiento no es tomado en cuenta, ya que se considera que el daño en el intervalo lineal de deformaciones es nulo. De esta forma, es fácil pasar de un diagrama momento-curvatura a uno de momento rotación plástica si se utilizan las siguientes relaciones (Campos y Esteva, 1997):

$$\theta = lp(\phi - \phi_y), \text{ para } \phi_y \leq \phi \leq \phi_F \quad (2.31)$$

$$\theta_F = lp(\phi_F - \phi_y) \quad (2.32)$$

Aquí, θ es la rotación plástica; θ_F , es la rotación asociada a la falla; lp , es la longitud de articulación plástica que se considera constante, y ϕ_y , ϕ y ϕ_F , son las curvaturas de fluencia, post-fluencia y de falla, respectivamente.

2.4 Excitación sísmica

En el análisis de vulnerabilidad sísmica es necesario contar con aproximaciones de las historias en el tiempo de la aceleración del terreno, que posiblemente se puedan presentar en el sitio donde se construirá la estructura. La correlación que existe entre la respuesta estructural y la excitación sísmica hace ver que se requiere estimar en forma razonable las características detalladas del movimiento del terreno ante un evento sísmico. Los modelos

basados en procesos estocásticos y los datos estadísticos son herramientas útiles que nos permiten estimar, en forma aproximada, tales características.

En este trabajo se utilizan familias de acelerogramas artificiales generados de acuerdo con los criterios propuestos por Alamilla *et al.* (2001a y b), en los cuales las historias en el tiempo de las aceleraciones se consideran como realizaciones de un proceso estocástico gaussiano con densidad espectral evolutiva en amplitud y contenido de frecuencias. El movimiento del terreno se especifica por varios parámetros y se representa por procesos aleatorios modulados en amplitud y frecuencia. Se utilizan funciones de atenuación generalizadas que relacionan los parámetros anteriores con la magnitud y la distancia a la cual se originan los temblores.

Las familias de temblores utilizadas corresponden a las presentadas por Esteva y Díaz (2000), las cuales tienen características similares a los temblores registrados en el sitio SCT, en la zona blanda del Distrito Federal. Para estos fines, la intensidad, y , de cada temblor artificial se expresa por el valor de la ordenada máxima del espectro de pseudoaceleraciones para un amortiguamiento igual a 0.05 del crítico.

Las intensidades elegidas y los valores de M y R que se toman para los sismos simulados se muestran en la Tabla 2.1. Para cada una de esas intensidades se tiene una familia de veinte registros simulados.

2.5 Análisis de incertidumbre para la estimación de la respuesta dinámica a partir de sistemas simplificados de referencia, SSR

2.5.1 Uso de los SSR

Dentro del análisis de optimización que se desarrolla en este trabajo, el número de variables que afecta los valores máximos de las respuestas locales de interés (y por tanto, de las contribuciones esperadas a los costos de daños totales) es muy grande, lo que genera la necesidad de realizar estudios de la respuesta dinámica y las funciones de daño de un gran número de sistemas complejos. Lo anterior puede evitarse si se recurre al uso de sistemas simplificados de referencia, SSR, los cuales son sistemas de un grado de libertad con funciones de cortante-desplazamiento similares a aquellos que relacionan el cortante en la base del sistema original con el desplazamiento en la azotea (V_b, u_N).

Para un sistema dado, esta función se obtiene por medio de un análisis de empuje lateral, el que también provee un conjunto de configuraciones de respuestas laterales que sirven para estimar valores máximos de respuestas locales con base en el valor máximo del desplazamiento en la azotea.

Es evidente que al utilizar los SSR se está incluyendo, para fines de estimar las respuestas locales, una incertidumbre asociada con las simplificaciones introducidas en el modelo estructural. Estas últimas incluyen las asociadas con la reducción en el número de grados de libertad, las resultantes de la representación inadecuada de las funciones constitutivas de los

miembros estructurales sujetos a ciclos de carga de gran amplitud, y las que resultan de no hacer la representación explícita de la interacción entre los diversos elementos estructurales.

La metodología basada en el empleo de sistemas simples de un grado de libertad busca representar las propiedades globales más significativas de los sistemas detallados. Con ello es posible establecer relaciones entre las respuestas más significativas del modelo detallado con las estimadas mediante los sistemas simples, por medio de factores de transformación inciertos, cuyas propiedades estadísticas se determinan a partir de estudios de calibración para los modelos detallados estudiados (Esteva *et al.*, 2002b).

2.5.2 Caracterización del SSR

En este trabajo se emplea un modelo sencillo de un grado de libertad (Figura 3.3) que caracteriza al sistema de referencia (Esteva *et al* 2001). Este sistema se define por su rigidez inicial, k , rigidez posterior a la fluencia, k_2 , masa, m , amortiguamiento, c , cortante y desplazamiento de fluencia, v_y y u_y , respectivamente. Estos parámetros son obtenidos de la curva que relaciona al cortante basal con el desplazamiento de azotea, ambos obtenidos del análisis de empuje lateral del sistema detallado con propiedades medias. En este trabajo dicho análisis se realiza en forma dinámica, aplicando en la base de la estructura una aceleración del terreno que crece monótonicamente en forma lineal, lo que permite que la estructura se deforme únicamente por los efectos inerciales. El comportamiento histerético del SSR es caracterizado por un modelo bilineal.

En el empleo de los SSR para estimar respuestas no lineales de sistemas de múltiples grados de libertad, es conveniente establecer las relaciones existentes tanto en sus propiedades estructurales como de respuesta (Esteva, 2000). Estas relaciones se toman del trabajo anterior y se describen en el Apéndice A.

2.5.3 Factores que toman en cuenta la incertidumbre asociada al emplear sistemas simplificados de referencia

Se tiene claro que para establecer formatos de diseño que puedan ser aplicados por los ingenieros de la práctica se debe cumplir con que tales formatos sean sencillos y modelen explícitamente el comportamiento estructural. Por ello se debe buscar que las metodologías desarrolladas para establecer dichos formatos también sean sencillas. No obstante, se debe tener un equilibrio adecuado entre la simplicidad del método y el grado de aproximación que se obtiene al utilizarlo. Es por ello que al emplear los SSR para estimar la respuesta de sistemas de múltiples grados de libertad se requiere tomar en cuenta la incertidumbre inherente que se presenta.

La incertidumbre, que se cuantifica por medio de factores de transformación de la respuesta, se asocia al error posible que se origina al hacer la simplificación de un sistema de varios grados de libertad a uno de un solo grado. En este último no se puede representar en forma adecuada la respuesta local de los elementos, y mas aún, no se toman en cuenta los efectos de los modos superiores sobre la respuesta estructural, que en ocasiones son significativos.

Las expresiones y criterios para determinar los factores de transformación asociados son descritos en los párrafos siguientes (Esteve *et al.*, 2002a y b):

$$\rho = \frac{\psi}{\psi_o} \quad (2.33)$$

$$\alpha_s = \frac{S_d(Q)}{\bar{S}_d(Q)}, \quad \alpha_s = \frac{\mu_o(Q)}{\mu_o(Q)} \quad (2.34a,b)$$

$$\rho_i = \frac{\varepsilon_i}{\alpha_i \psi} \quad (2.35)$$

$$\alpha_i = \frac{\varepsilon_{oi}}{\psi_o} \quad (2.36)$$

En las ecuaciones anteriores, ρ es el factor definido como la relación entre la distorsión global, ψ , obtenida del análisis paso a paso del SMGL y la distorsión, ψ_o , obtenida del análisis paso a paso del SSR. α_s se define como el cociente de la respuesta no lineal del SSR entre su correspondiente valor esperado, ambas como función de Q , que a su vez se define como la relación entre la amplitud del desplazamiento correspondiente a la respuesta lineal, S_{dL} , y el desplazamiento de fluencia, u_y , estos últimos obtenidos de análisis del SSR; o en forma alternativa, si la respuesta no lineal está normalizada respecto a u_y , los parámetros para determinar α_s se transforman en medidas de la demanda de ductilidad, μ_{Li} , del SSR. ρ_i se define como la relación entre la respuesta local de interés, ε_i , obtenida del análisis paso a paso del SMGL y la distorsión global del mismo multiplicada por un factor determinístico α_i , que representa la relación entre la respuesta local de interés, ε_{oi} , obtenida a partir del SSR y la distorsión global, ψ_o .

El factor ρ mide la incertidumbre de la respuesta global del sistema, α_s toma en cuenta la variación e incertidumbre en la respuesta no lineal del sistema simplificado de referencia y ρ_i considera la variación e incertidumbre asociada a la respuesta local del sistema estimada a partir de las configuraciones de deformación y del empleo del SSR para obtener las mismas.

Lo que interesa conocer de los factores de incertidumbre citados es su valor esperado y su coeficiente de variación. Esteve *et al* (2002a y b) proponen formas sencillas para conocer estos parámetros estadísticos de sistemas estructurados con marcos dúctiles de concreto reforzado.

2.5.4 Estimación de la respuesta no lineal de SMGL con la ayuda de SSR

Para estimar la respuesta no lineal de los sistemas en estudio se requiere determinar, como ya se dijo en el tópico precedente, el valor de los dos primeros momentos estadísticos de los factores de transformación. Para tal efecto se emplean las siguientes expresiones (Esteve *et al*, 2002b):

$$V_{\alpha_s}^2 = a(Q-1) + b(1 - \exp(-c(Q-1))) \quad (2.37a)$$

$$v(Q) = a + b(Q-1) + c(1 - \exp(-d(Q-1))) \text{ para } Q > 1 \quad (2.37b)$$

$$v(Q) = a \text{ para } Q \leq 1 \quad (2.37c)$$

Por definición, el valor esperado de α_s es la unidad y el cuadrado de su coeficiente de variación está dado por la Ecuación 2.37a. Para los factores aleatorios ρ y ρ_i se emplean las Ecuaciones 2.37b y c, en las cuales $v(Q)$ es una variable genérica que se emplea para representar las esperanzas de dichos factores. Conocidas estas esperanzas, se grafican los valores de $(v/\bar{v}-1)^2$ como función de Q , el cual se toma como medida de la intensidad. Los valores esperados de esta función son iguales al cuadrado del coeficiente de variación de v , V_{ρ}^2 y $V_{\rho_i}^2$, que se ajusta mediante las Ecuaciones 2.37b y c.

Una vez que se estimen los valores esperados y coeficientes de variación de los factores, es posible obtener estimaciones de los valores máximos de las respuestas de interés, x_i , tanto las globales como las locales, en la siguiente forma:

$$x_i = \rho \rho_i \alpha_s \eta_i \quad (2.38)$$

en donde $\eta_i = \alpha_i \lambda \bar{S}_d / H$ y λ es el factor de participación obtenido al determinar el SSR. Se supone que los factores ρ , ρ_i y α_s son variables aleatorias independientes; de esta forma, la esperanza de la respuesta será el producto de las esperanzas de dichas variables:

$$\bar{x}_i = \bar{\rho} \bar{\rho}_i \bar{\alpha}_s \eta_i \quad (2.39)$$

El coeficiente de variación de la respuesta se obtiene mediante:

$$V_{x_i}^2 = (1 + V_{\rho}^2)(1 + V_{\rho_i}^2)(1 + V_{\alpha_s}^2) - 1 \quad (2.40)$$

2.6 Funciones de daño para el SMGL

Se tiene pleno conocimiento de que los daños (estructural, no estructural y en contenido), están correlacionados con el nivel de respuesta del sistema, asociado éste último a una intensidad sísmica determinada. De esta forma, si se busca tener un control más razonable sobre los niveles de daño que se puedan presentar en una obra de ingeniería, se deben considerar planteamientos que estén ligados directamente con la respuesta estructural y la intensidad asociada. En la práctica del diseño sismorresistente se han buscado sistemas estructurales que permitan la reducción de la respuesta estructural y el buen comportamiento sísmico. El empleo de muros de rigidez en una estructura constituye un medio eficiente para tratar de lograr tales objetivos.

Cuantitativamente, el daño se puede expresar como un concepto físico, descrito por medidas adecuadas de las respuestas estructurales, tanto locales como globales; es decir, en sub-arreglos de miembros estructurales o en secciones críticas de ellos. Ejemplos de tales indicadores son los valores máximos de las distorsiones de entrepiso, o de las rotaciones locales en los extremos de los elementos sujetos a flexión. En forma alternativa, el daño también puede ser expresado en términos económicos por medio de los valores esperados de los costos de los daños.

De una u otra forma, para conocer el valor esperado de los costos de daño se debe conocer primero el daño físico utilizando los indicadores pertinentes. En este trabajo, se plantea una metodología en la que se desarrollan funciones de daño en términos de la distorsión angular que se presenta en los diversos sub-arreglos.

Para determinar las funciones de daño de los sistemas estructurales que se analizan aquí, el daño total por entrepiso se puede obtener como la suma de tres componentes: daño en el muro de rigidez, en el marco, excluyendo las vigas que lo conectan con el muro, y el daño en las trabes de conexión. Para describir la función de daño en el marco, trabes de conexión, muros de rigidez y divisorios, se emplea la Ecuación 2.41 (Esteva *et al*, 2002a).

$$d(u) = 1 - \exp(-au^m) \quad (2.41)$$

En esta ecuación, a y m son parámetros por determinar y $u = \varepsilon/\varepsilon_u$, es la variable de interés normalizada respecto a su valor máximo (daño total). Para calcular los parámetros mencionados, en forma alternativa, se emplea la variable normalizada u_1 , que se define como sigue: $u_1 = \varepsilon_0/\varepsilon_u$. Aquí, ε_0 y ε_u corresponden al valor de la variable de interés cuando se inicia el daño y se alcanza su valor máximo, respectivamente; se observa que $u_1=1$ cuando $\varepsilon_0=\varepsilon_u$. ε_0 y ε_u tienen diferentes valores, según el sub-arreglo que se esté evaluando. Para los marcos y trabes de conexión, dichos valores son: 0.005 y 0.04, respectivamente (Reyes, 1999); Para los muros de rigidez, $\varepsilon_0=0.00167$ y $\varepsilon_u=0.01178$ (Lefas *et al*, 1990). Se supone también que el valor de $d(u)$ es de 0.01 cuando se inicia el daño y toma un valor de 0.99 cuando este es total.

La función de daño para el marco, las trabes de conexión y los muros divisorios, se calcula en términos de una distorsión angular (distorsión de entrepiso para el marco y muros divisorios).

Para las trabes de conexión, la función de daño se expresa en términos de la distorsión angular que se presenta en esos elementos debido a la acción del sismo. En este trabajo, esta distorsión se obtiene en forma indirecta; es decir, se emplean algunos parámetros de respuesta obtenidos del análisis paso a paso y se considera un planteamiento basado en equilibrio, mismo que se presenta en el Apéndice B.

En lo que respecta a los muros divisorios, en este trabajo se consideran muros de tablarroca sujetos con canales de metal; se supone que el daño que pueda presentarse en dichos muros está asociado a la distorsión de entrepiso en los marcos. Se toman valores de distorsión que

inician y provocan daño total en los muros iguales a 0.004 y 0.008, respectivamente (Reyes, 1999).

Para el muro de rigidez, la forma en que se determina la función de daño es diferente, pues la variable indicativa se calcula en términos de dos componentes: la distorsión debida a cortante y la curvatura debida a flexión. De acuerdo con esto, el daño en un entrepiso del muro se calcula como la superposición de ambos efectos:

$$d_{w_i}(u) = d_V(\psi_i - \bar{\theta}_i) + d_M\left(\frac{(\theta_i - \theta_{i-1})}{h_i}\right) \quad (2.42)$$

En la Ecuación 2.42, $d_V(\cdot)$ y $d_M(\cdot)$ son las funciones de daño asociadas con deformaciones por cortante y flexión, respectivamente, mismas que son descritas por la Ecuación 2.41; ψ_i es la distorsión angular en el entrepiso i , θ_i y θ_{i-1} son los giros por flexión del muro en los niveles i e $i-1$, respectivamente; $\bar{\theta}_i = 0.5(\theta_i + \theta_{i-1})$ es el valor promedio de las distorsiones angulares por flexión entre dos entrepisos consecutivos, y h_i es la altura del entrepiso i . La función de daño por flexión está dada en términos de curvatura. Para calcular ésta última, se considera el nivel de carga axial que actúa sobre el muro.

El criterio de superposición para evaluar la función de daño en el muro, $d_W(\cdot)$, debe ser tal que cumpla con las condiciones requeridas para el indicador de daño; es decir, $0 \leq d_W(\cdot) \leq 1.0$. De esta forma, la función se puede expresar como sigue:

$$d_w(\mu) = 1 - 0.25(2 - \mu)^2 \quad (2.43)$$

donde μ es la suma de las funciones de daño (indicadores de daño físico) obtenidas para cortante y flexión, $\mu = d_V(\cdot) + d_M(\cdot)$

2.6.1 Determinación del valor esperado de las funciones de daño en términos de SSR

Para caracterizar el daño esperado en términos de sistemas simplificados de referencia, se pueden emplear funciones de daño esperado, cuya forma debe corresponder a la de la Ecuación 2.41. En esta ecuación, u es una variable que representa la respuesta de interés para cada elemento que se daña y debe estar normalizada respecto a un valor umbral donde se considere daño total para el elemento.

Para determinar el valor esperado de las funciones de daño en términos de sistemas simplificados de referencia se emplea un estimador bipuntual (Rosenblueth, 1983), el cual tiene la forma siguiente:

$$\bar{g}_i(x_i | y) = \frac{1}{2} [g_i(\bar{x}_i(1 + V_x)) + g_i(\bar{x}_i(1 - V_x))] \quad (2.44)$$

De la Ecuación 2.44 se observa que el valor esperado de la función de daño depende de los dos primeros momentos estadísticos de la respuesta x , dado que ésta se presenta ante una intensidad y . Entonces, x , y y V_x , corresponden al valor esperado y coeficiente de variación de la respuesta de interés, respectivamente, y son calculados con las Ecuaciones 2.39 y 2.40; el subíndice i indica el entrepiso en el cual se está evaluando la función. Para el caso en que se trate de marcos y muros divisorios, x corresponde a una distorsión de entrepiso; x es una distorsión angular para el caso de las trabes de conexión y una deformación angular debida a cortante y flexión para los muros de rigidez.

2.7 Costo esperado por daños como función de la intensidad

Es conveniente que los daños se expresen en términos de su costo esperado, pues es éste el que proporciona la información requerida para realizar estudios costo/beneficio. En forma general, el valor esperado de los costos de los daños debe incluir tanto los costos directos (costos de reparación y mantenimiento) como los indirectos (suspensión de actividades, deficiencias de funcionamiento).

Aquí, el costo esperado por daños como función de la intensidad dado que el sistema sobrevive se calcula como sigue:

$$\delta(y|S) = \frac{1}{C_0} \left(1 + \frac{r_I}{c} \right) c [\delta_{TA} C_{0TA} + \delta_{MA} C_{0MA} + \delta_{MR} C_{0MR} + \delta_{MD} C_{0MD}] \quad (2.45)$$

En esta ecuación se incluye la contribución de los elementos que sufren algún daño bajo la condición de que se presente un sismo con intensidad y . De esta forma, los subíndices identifican al elemento al que corresponde dicha contribución, TA corresponde a la trabe de conexión que une al muro con el marco, MA, al marco (trabes y columnas), MR está asociado al muro de rigidez y MD a los muros de relleno. La variable δ_{XX} corresponde al indicador de daño esperado para cada elemento, según los subíndices antes mencionados. C_{0XX} es el costo inicial del elemento correspondiente. En la misma ecuación, r_I se define como el cociente de los costos indirectos entre los directos (definidos con anterioridad); tal cociente puede tomar distintos valores según sea el uso de la construcción. En este trabajo se toma un valor igual 1.5. c es un factor que se calcula con la Ecuación 2.46 y depende de la suma de los indicadores de daño esperado, δ_{XX} , y de un factor α , el cual es mayor que la unidad y toma en cuenta el hecho de que los costos de reparación incluyen la contribución de una cantidad fija, que refleja los costos de los arreglos logísticos que deben hacerse antes de que el verdadero trabajo de reparación comience. Aquí se toma un valor de α igual a 1.5. El valor de c tiende al valor de α cuando la suma de los indicadores δ_{XX} toma valores infinitamente pequeños, por otro lado, si esos valores aumentan el valor de c disminuye y tiende a la unidad.

$$c = \alpha - \frac{\alpha - 1.2}{4} [\delta_{TA} + \delta_{MA} + \delta_{MR} + \delta_{MD}] \quad (2.46)$$

El costo inicial, C_0 , se calcula en forma aproximada, pues se toma como base del cálculo a la cantidad de material o volumen de obra que arroja un diseño preliminar del sistema con propiedades nominales. El desarrollo detallado para determinar el costo inicial se presenta en el Apéndice C.

2.8 Funciones de confiabilidad

La teoría de la confiabilidad estructural parte de que toda obra de ingeniería está sujeta al riesgo de experimentar el colapso parcial o total, o de ser incapaz de cumplir con alguna de sus funciones. De lo anterior se desprende el concepto de modo de falla, el cual corresponde a la forma en que el sistema puede alcanzar una condición crítica que conduce a pérdidas excesivas o le impide seguir cumpliendo con sus funciones. A cada modo de falla corresponden ciertas consecuencias, las que pueden ser de diversos tipos y pueden incluir, entre otros conceptos, daños a personas o pérdidas de vidas, daños materiales, costos de reparación e interrupción de actividades. Por otro lado, a cada modo de falla se le puede asociar una correspondiente probabilidad de ocurrencia. El complemento de la probabilidad de que ocurra un cierto modo posible de falla se denomina confiabilidad, y ésta es la probabilidad correspondiente a que dicho modo de falla no se presente. La confiabilidad y su complemento, se pueden referir a la ocurrencia de una perturbación dada o a las que puedan ocurrir durante un lapso determinado.

La importancia de estimar tanto la confiabilidad como la probabilidad de falla radica en que éstas proporcionan información para realizar estudios de optimación, en términos de funciones que relacionan costos iniciales con riesgos y beneficios esperados; además de establecer criterios de diseño sísmico basados en niveles aceptables de riesgo.

En los siguientes párrafos se describen dos criterios utilizados para la determinación de la confiabilidad de los sistemas que se emplean en este trabajo.

2.8.1 Criterio 1: *Función de confiabilidad en términos del índice de reducción de rigidez secante, IRRS*

Este criterio se basa en adoptar una condición de falla en términos de un índice de daño, I_D , mismo que considera que la confiabilidad del sistema está referida al colapso del mismo. Este índice tiene la virtud de ser aplicable en planteamientos donde se utilizan SSR. Específicamente, en tales planteamientos, se determinan relaciones probabilísticas entre los índices de daño de los sistemas de múltiples grados de libertad (sistemas detallados) y las respuestas de los correspondientes sistemas simplificados de referencia. El objetivo principal es proporcionar información que permita estimar funciones de confiabilidad para diversos miembros de una familia de sistemas estructurales de múltiples grados de libertad, sin tener que realizar análisis de respuesta dinámica para modelos detallados de cada uno de ellos (Esteva, 2003).

El valor de I_D se puede determinar si se aplica la siguiente ecuación:

$$I_D = \frac{(K_0 - K)}{K_0} \quad (2.47)$$

Aquí, $K=V_b/\psi H$ y se define como el valor de la rigidez secante reducida de un sistema no lineal en el instante en que su distorsión global, ψ , adquiere su máximo valor absoluto durante su respuesta a una excitación sísmica; V_b es el cortante en la base en el mismo instante que ocurre la máxima respuesta y H es la altura total del sistema con respecto a la base. K_0 es el valor que adquiere K cuando la respuesta es lineal y se obtiene de la curva cortante en la base contra desplazamiento en el extremo superior de un SMGL (pendiente de la tangente inicial de dicha curva).

De acuerdo con lo anterior, el colapso ocurre cuando la respuesta del sistema se vuelve excesivamente grande, específicamente cuando $K=0$. Ante esta condición se tiene que $I_D=1$. Por simplicidad se emplea una variable Z , que se define como el logaritmo natural de I_D ; en este caso la condición de falla corresponde a $Z=0$. También se introduce una variable auxiliar U , para poder escribir lo siguiente: $Z=U$ para $Z<0$ y $Z=0$ para $U\geq 0$. En la Figura 2.3a,b, se muestran las funciones de densidad de probabilidades para Z y U , respectivamente. Cabe mencionar que la función de densidad de probabilidad de Z es igual a la de U , para $z<0$.

Por otro lado, la función de densidad de probabilidad de U se considera como normal con media m_U y desviación estándar σ_U . Estos parámetros son tratados como funciones de la demanda de ductilidad máxima, μ_0 , obtenida a partir de un SSR. Las formas que adoptan tales funciones (por simplicidad) son las siguientes:

$$m_U(\mu_0) = a + b \ln \mu_0, \quad \sigma_U(\mu_0) = c + d \ln \mu_0, \quad (2.48a,b)$$

En estas ecuaciones, a , b , c y d son un conjunto de parámetros por determinar. Dicho conjunto se puede caracterizar por un vector α . El criterio que se emplea para determinar tales parámetros es el de máxima verosimilitud. Este criterio consiste en definir una función que se debe maximizar, y en la que los argumentos son las funciones descritas por las Ecuaciones 2.48a, b. La descripción del método de máxima verosimilitud se discute en el Apéndice D.

Para el caso en estudio, la función de verosimilitud adopta la forma siguiente:

$$L(\alpha) = \prod_{i=1}^{n_s} \varphi\left(\frac{z_i - m_U(\mu_{0i}|\alpha)}{\sigma_U(\mu_{0i}|\alpha)}\right) \prod_{j=n_s+1}^n \left[1 - \Phi\left(-\frac{m_U(\mu_{0j}|\alpha)}{\sigma_U(\mu_{0j}|\alpha)}\right)\right] \quad (2.49)$$

En la ecuación anterior, $\varphi(\cdot)$ y $\Phi(\cdot)$ representan respectivamente la función de densidad de probabilidades y la función de distribución de probabilidades normal estándar.

Para poder evaluar la Ecuación 2.49, se debe contar con un conjunto de n pares de valores de μ_{0i} y del correspondiente valor de $Z=z_i$; este último se obtiene por medio de un análisis dinámico paso a paso de la respuesta estructural del SMGL. Además, se debe tener el arreglo de los pares, tal que para valores de $Z < 0$ (condición de supervivencia del sistema) se tengan los primeros n_1 casos y para valores de $Z = 0$ los $n - n_1$ casos restantes.

Existen en la literatura numerosas técnicas y herramientas para determinar el valor máximo de una función. En el presente trabajo se emplea la técnica basada en algoritmos genéticos (Ver apéndice E). Para hallar el vector α de parámetros que maximizan la función $L(\alpha)$, se utiliza el programa de cómputo GENESIS versión 5.0 (Grefenstette, 1990).

Una vez que se hayan determinado los parámetros $\alpha = (a, b, c, d)$ mediante el criterio antes referido, la confiabilidad de un sistema que pertenece a la misma familia ante un temblor de intensidad y puede calcularse como $\Phi(-m_U(y)/\sigma_U(y))$ en donde $m_U(y)$ y $\sigma_U(y)$ se obtienen por medio de las siguientes ecuaciones, que se basan en las propiedades de las probabilidades condicionales (Parzen, 1962):

$$m_U(y) = a + b m_{L,\mu}(y) \quad (2.50a)$$

$$\sigma_U^2(y) = c^2 + 2cd m_{L,\mu}(y) + d^2 E[\ln^2 \mu_0(y)] + b^2 \sigma_{L,\mu}^2(y) \quad (2.50b)$$

El operador $E[\cdot]$ que aparece en las Ecuaciones 2.50a y b denota la esperanza o valor esperado. Para evaluar las ecuaciones anteriores, se requiere contar con los parámetros $m_{L,\mu}(y)$ y $\sigma_{L,\mu}^2(y)$, los cuales resultan del análisis de respuesta de los sistemas simples de referencia ante temblores de diversas intensidades y se definen como el valor esperado y la varianza del $\ln \mu_0$ como función de la intensidad y , respectivamente. Dichos parámetros se determinan por medio de un ajuste de mínimos cuadrados. Las ecuaciones que caracterizan a $m_{L,\mu}(y)$ y $\sigma_{L,\mu}^2(y)$, son:

$$m_{L,\mu}(y) = a_1 + b_1 y - c_1 y^{-n} \quad (2.51a)$$

$$\sigma_{L,\mu}^2(y) = a_2 + b_2 y \quad (2.51b)$$

En estas ecuaciones, a_1 , a_2 , b_1 , b_2 , c_1 y n son parámetros de ajuste y se requiere cumplir con las siguientes condiciones: a_2 y $b_2 > 0$ y $n > 1$.

2.8.2 Criterio 2: Función de confiabilidad en términos del margen de seguridad de la distorsión global del sistema

Este criterio considera que la probabilidad de falla es aquella en la cual la distorsión global del sistema, ψ , excede la capacidad de deformación del sistema, ψ_c . Para calcular esta probabilidad, se necesita estimar la distribución de probabilidades de ψ , para cada valor de intensidad y . De esta forma, se puede definir una variable auxiliar $\rho = \psi / \psi_0$, que es el

cociente de la distorsión global del sistema detallado entre el valor esperado de la distorsión global del SSR, cuando éste responde a un temblor de intensidad y (Esteva *et al*, 2002a).

A partir de simulaciones de respuesta, que se obtienen del análisis paso a paso del SMGL con propiedades simuladas, se determinan los valores de ψ , y por lo tanto de ρ , para diversos valores de y . De esta forma, si se define una variable $Z_\rho = \ln \rho$, se pueden obtener sus dos primeros momentos estadísticos, utilizando las siguientes ecuaciones:

$$m_{z_\rho} = E[\ln \rho], \quad \sigma^2_{z_\rho} = \text{var}[\ln \rho] \quad (2.52a,b)$$

Los operadores $E[.]$ y $\text{var}[.]$, representan valor esperado y varianza, respectivamente.

Por otro lado, si se supone, por simplicidad, que la capacidad de deformación es determinística, el índice de confiabilidad β (Cornell, 1969), como función de la intensidad, es:

$$\beta(y) = \frac{\bar{Z}(y)}{\sigma_z(y)} \quad (2.53)$$

en donde:

$$\bar{Z}(y) = \ln \left(\frac{\psi_c}{\psi_0(y)} \right) - m_{z_\rho}(y) \quad (2.54a)$$

y

$$\sigma^2_z(y) = \sigma^2_{z_\rho}(y) \quad (2.54b)$$

Dado $\beta(y)$, el valor de $p_F(y)$ se puede estimar como sigue, (Rosenblueth y Esteva, 1972):

$$p_F(y) = 460e^{(-4.3\beta(y))} \quad (2.55)$$

Cabe mencionar que la ecuación anterior es válida sólo para el intervalo $2 < \beta < 6$. Para otros valores de β , conviene utilizar expresiones aproximadas para el cálculo de p_F , (Abramowitz, 1965).

2.9 Criterios de optimación

Para realizar el estudio de optimación, en este trabajo se adoptan las siguientes variables de control: la intensidad de diseño por resistencia, y_R , que se expresa en términos de la ordenada del espectro lineal de aceleraciones para el valor nominal del periodo fundamental del sistema, y la distorsión lateral máxima de entrepiso, ψ_{max} , asociada a la intensidad y_S para la cual se establecen los requisitos de diseño para el estado límite de servicio.

El criterio propuesto considera la determinación de las combinaciones de valores de y_R y $\psi_{max}(y_s)$, que minimizan la función objetivo que se expresa de la siguiente forma (Esteve *et al*, 2002a).

$$U = C_0 + \frac{D}{\gamma} \quad (2.56)$$

Aquí, C_0 es el costo inicial de construcción (que depende tanto de y_R como de ψ_{max}); γ es una tasa de interés que actualiza los costos a valor presente; D es el valor presente de los costos esperados por daño y falla. Dicho valor se calcula como sigue:

$$D = \Delta C_0 = (\Delta_S + \Delta_F)C_0 \quad (2.57)$$

en donde:

$$\Delta_S = \int \left| \frac{dv_y(y)}{dy} \right| \delta(y|S)(1 - p_F(y)) dy \quad (2.58)$$

y

$$\Delta_F = \int \left| \frac{dv_y(y)}{dy} \right| \delta_F p_F(y) dy \quad (2.59)$$

En estas expresiones, $\delta(y|S)C_0$, es el costo esperado de daños como función de la intensidad, condicional a que la estructura no falle (ante la condición de capacidad última, S =supervivencia); $\delta_F C_0$, es el costo esperado de las consecuencias de la falla, δ_F es la tasa de costo de falla; $p_F(y)$ es la probabilidad de falla última ante un temblor con intensidad igual a y ; Δ_S y Δ_F representan las aportaciones de los daños en condiciones de supervivencia y falla, respectivamente, a la función objetivo normalizada, D/C_0 ; $v_y(y)$ es la tasa de ocurrencia anual de temblores con intensidades mayores que y en el sitio de interés.

CAPÍTULO 3

METODOLOGÍA

Y CASOS ESTUDIADOS

Los criterios y modelos descritos en el capítulo precedente sirven como marco de referencia para el desarrollo de la metodología que se propone en este trabajo. Para mostrar dicha metodología, se emplea una familia de estructuras de concreto reforzado en cuya estructuración se incluyen muros de rigidez. El procedimiento a seguir se describe en los siguientes subcapítulos.

3.1 Planteamiento general

Para determinar los valores óptimos de las propiedades mecánicas de un sistema estructural expuesto a las acciones sísmicas, se presentan varias alternativas; una de ellas es realizar el estudio costo-beneficio en términos de variables de control, mismas que pueden representar a las propiedades mecánicas más relevantes del sistema (Esteva, 2000).

En la Sección 2.9 se dan los criterios generales para realizar el estudio de optimación. La función objetivo, descrita por la Ecuación 2.56, contiene dos términos: el costo inicial de la construcción y el costo esperado por daño y falla normalizado por una tasa de descuento. Ambos términos dependen de las propiedades mecánicas del sistema estructural. El parámetro o conjunto de parámetros que describen las propiedades mecánicas más relevantes de la estructura deben ser tales que presenten una relación directa con los daños y la falla del sistema (considerando a estos últimos como estados límite especificados). De esta forma, en el presente trabajo la variable de control asociada a la intensidad de diseño por resistencia es el coeficiente sísmico de diseño, c ; y la asociada a la distorsión lateral máxima de entrepiso es el periodo estructural T asociado a las propiedades nominales del sistema. Estas variables no son independientes, por lo que en el presente trabajo se estudia la influencia de cada combinación de ellas en la función de utilidad.

Aquí se supone que una familia de estructuras se compone de varios sistemas similares, en donde cada sistema está descrito por una combinación de las variables de control. La combinación óptima de dichas variables es aquella en donde se obtiene el valor mínimo que resulta al evaluar la función de utilidad.

Para determinar las combinaciones necesarias para el estudio se requiere especificar un caso de partida (sistema de partida). Este sirve, entre otras cosas, para determinar y calibrar los factores de transformación de la respuesta y para obtener los valores de los parámetros que intervienen en la función de verosimilitud (Ecuación 2.49). La forma como se determinan dichas combinaciones se presenta en el subcapítulo 3.2.

Para cada uno de los casos que resultan de establecer las combinaciones respectivas, se calculan los costos iniciales, la probabilidad de falla y los costos esperados por daño, ambos como función de la intensidad, de acuerdo con los criterios dados en el Capítulo 2. Además, se debe evaluar la tasa de excedencia de intensidades asociada al periodo del sistema. De esta forma se calculan Δ_S y Δ_F , con las Ecuaciones 2.58 y 2.59, respectivamente. Con estos valores se está en condición de calcular el valor presente de los costos esperados por daño y falla, dado por la Ecuación 2.57. Finalmente es posible determinar el valor de la función de utilidad por medio de la Ecuación 2.56.

El estudio de optimación termina cuando se determina el valor mínimo de la función de utilidad; para ello se pueden emplear dos criterios alternativos (ver subcapítulo 3.3). De esta forma se obtiene la combinación de propiedades óptima. Con dicha combinación se realiza la transformación de las variables de control a parámetros más útiles en la práctica de diseño, mismos que pueden servir como base para establecer criterios de diseño.

3.2 Casos estudiados

Los casos estudiados en este trabajo corresponden a una familia de estructuras en las que se tiene una distribución regular en planta y elevación como lo muestra la Figura 3.1; las dimensiones totales en planta y elevación se mantienen constantes en todos los casos. Su uso es destinado para oficinas y se desplantan en la zona de lago de la ciudad de México. Además, por simplicidad se desprecian los efectos de torsión y la interacción suelo-estructura.

El diseño de los modelos detallados se hace considerando los criterios vigentes en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 1993) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTCC, 1996; NTCS, 1995). Además, se considera que el sismo actúa sólo en una dirección, esto permite que el sistema se pueda idealizar como un marco plano.

3.2.1 Procedimiento para la selección del modelo detallado

En forma general, el procedimiento para establecer la familia de estructuras sobre las cuales se realiza el estudio de optimación es el siguiente:

1. Seleccionar los valores de c (y_R) que sean de interés para el estudio.
2. Para cada valor de c , determinar:
 - a. Diseño preliminar:
 - i. Se estima la fuerza cortante en la base, para lo cual es necesario tener una idea preliminar del valor del periodo fundamental del sistema.
 - ii. Estimar fuerzas internas en secciones críticas
 - iii. Determinar las secciones mínimas aceptables que satisfagan los criterios de resistencia. En elementos de concreto reforzado, tales secciones mínimas están determinadas por los máximos valores aceptables del porcentaje de acero de refuerzo. En vigas, también deben tomarse en cuenta las restricciones asociadas con los límites tolerables para las deflexiones máximas por cargas gravitacionales.
 - iv. Seleccionar otras dimensiones de los elementos estructurales mayores que las seleccionadas según el punto anterior (Con esto se logran otros valores para T).
 - b. Diseños detallados:

Para cada caso que resulte del diseño preliminar se realiza un diseño detallado. Para ello se adopta el espectro asociado al valor de c elegido. Contando con el diseño por resistencia se determinan las distorsiones de entrepiso asociadas con la intensidad de diseño para condiciones de servicio (y_s).

3.2.1.1 Selección del sistema de partida para el estudio de optimación

Para la selección y determinación de los casos a estudiar se hace necesario adoptar un caso de partida. Este sistema (de partida) se escoge de tal manera que las variables de control, mencionadas en la Sección 3.1, puedan tomar valores dentro de intervalos que son utilizados en la práctica. Para tener una estimación gruesa del valor de dichas variables se pueden emplear reglas aproximadas. Partiremos de la hipótesis de que la solución óptima está próxima a la que se obtendría al aplicar las normas de diseño sísmico vigentes.

De acuerdo con lo anterior, para obtener el sistema de partida en este trabajo se procede como sigue. Se toma un valor de 0.4 para el coeficiente sísmico de diseño. Este valor es el que se propone en el RCDF para el grupo al cual pertenece la estructura y la zona donde se considera construida (Grupo B y zona III, respectivamente). Además, se considera un valor de 4 para el factor de comportamiento sísmico Q ; esto con el fin de poder evaluar en forma más adecuada el comportamiento no lineal del sistema. Este factor aplica para todos los casos de la familia de estructuras.

Por otro lado, se establece un límite superior para el periodo estructural; para esto se supone que tal periodo es más sensible a la longitud de los muros que a la dimensión de las secciones transversales de las trabes y las columnas. Por lo tanto, las variaciones en el periodo están dadas por la variación en la longitud del muro, L_m . De esta forma, la longitud mínima que se supone para el muro es de 3.00m; con esta longitud se obtiene un periodo igual a 1.081 seg.

Se adopta el criterio anterior debido a que es razonable considerar, en estructuras reales, una longitud mínima de 3.00 m para muros dispuestos como lo muestra la Figura 3.1.

Mediante un proceso iterativo de diseño se determinan los espesores mínimos del muro y las dimensiones, también mínimas, de las trabes y columnas que cumplan con los requisitos de rigidez y resistencia propuestos en los códigos de diseño. Tanto los espesores como las secciones transversales varían con la altura. Las dimensiones obtenidas para el caso de partida se dan en la Tabla 3.1. Es importante mencionar que para los otros casos en estudio todas las secciones son las mismas; es decir, lo que hace diferente a cada sistema es el valor de c y L_m .

3.2.1.2 Selección de otros sistemas detallados a partir del sistema de partida

Como ya se dijo, los casos a estudiar se escogen de acuerdo con la variación de c y de T . El sistema de partida tiene como valores de las variables de control a $c=0.40$ y $T=1.081$ seg. Para c se proponen valores cercanos al antes referido; estos pueden ser mayores o menores. Para T se deben tener sólo valores más pequeños, que se logran aumentando la longitud del muro y manteniendo las mismas dimensiones en las secciones transversales de los demás elementos estructurales.

Inicialmente, en el presente trabajo se considera que el coeficiente sísmico toma valores de 0.3, 0.4 y 0.5; para el periodo se considera aquel asociado a los siguientes valores de L_m , 3.0 y 5.0 m. Este último valor se toma porque se considera que en condiciones prácticas es un valor razonable. De esta forma se inicia con seis combinaciones diferentes de las variables de interés. Para cada una de estas combinaciones se requiere hacer un diseño detallado, el cuál sirve como base para obtener el modelo que se emplea para el análisis de la respuesta paso a paso y el correspondiente SSR.

3.2.2 Análisis de la respuesta no lineal

3.2.2.1 Modelo empleado para el análisis de la respuesta no lineal del SMGL

El modelo que se utiliza para el análisis de la respuesta no lineal se muestra en la Figura 3.2. Dicho modelo corresponde a una idealización de dos marcos planos en serie acoplados por vigas biarticuladas en sus extremos. Esto es posible debido a que se está considerando un sistema en que los efectos de torsión no son significativos. Esta idealización se hace para tomar en cuenta de manera más representativa el efecto que tienen los muros sobre la respuesta global (del sistema idealizado en tres dimensiones) (Paulay y Priestley, 1992). Para

idealizar el modelo de esta forma, se considera que el sistema de piso tiene una rigidez infinita y que las vigas de acoplamiento no generan momentos flexionantes y sólo transmiten el desplazamiento lateral; es decir, tienen rigidez axial muy grande y rigidez a flexión nula

Por otro lado, se desprecia el efecto que tienen las vigas perpendiculares al eje de los muros sobre la deformación de estos. No obstante, algunas pruebas experimentales (US/J JTCC, 1984) han mostrado que el efecto que tienen dichas vigas sobre la capacidad resistente de la estructura puede ser significativo, por lo que hay que considerarlo en estudios futuros.

El marco que contiene al muro se idealiza como un marco con dos crujiás, en el cual se toma al muro como una columna ancha; esto tiene por objeto simplificar el análisis dinámico del modelo.

Una vez que se tiene la idealización del modelo con propiedades nominales se determinan los sistemas con propiedades medias y simuladas. Para tal efecto se emplea un programa de cómputo (Alamilla, 2001). Dicho programa determina las propiedades esperadas y simuladas (cargas gravitacionales y propiedades geométricas) de acuerdo con los criterios referidos en la Sección 2.3.1. Además, se pueden obtener algunos parámetros de interés necesarios para determinar los sistemas simplificados de referencia, tales como el periodo estructural, factor de participación y otros.

El programa tiene como entrada datos generales de la estructura, tales como: el número de niveles, número de crujiás, alturas de entrepiso, distancias entre crujiás, intensidad de carga muerta, intensidad de carga viva media, entre otros. Además, requiere de archivos complementarios en los cuales se dan las propiedades geométricas y de refuerzo tanto para columnas como para trabes. Requiere un archivo especial que contiene a los identificadores de los registros sísmicos que se emplean en el análisis paso a paso. Como salida, el programa obtiene los modelos estructurales con formatos de archivos de datos que se emplean para el análisis paso a paso.

Fue necesario realizar una modificación al programa referido con anterioridad. Esto se hizo con el propósito de tomar en cuenta la idealización de los marcos acoplados y considerar que las respuestas fueran dadas en la columna de interés (muro).

3.2.2.2 Determinación paso a paso de la respuesta no lineal para el SMGL para el caso de partida

Para realizar el análisis paso a paso se emplea el programa de cómputo DRAIN-2D (Powel, 1973). Para representar el comportamiento histerético de los elementos estructurales se emplea el modelo propuesto por Campos y Esteva (1997). Dicho modelo se describe en la Sección 2.3.5.

Para considerar las respuestas de interés se supone que en cada piso el modelo tiene el mismo nivel de desplazamiento lateral y que las deformaciones angulares en el muro, debidas a cortante y flexión, se evalúan en el eje que representa a dicho muro (columna ancha). Por otro lado, cabe mencionar que la matriz de rigideces de la estructura se

construyó a partir de la idealización antes referida, considerando que cada elemento estructural aporta su propia rigidez, la cual se evalúa con el criterio descrito en la Sección 2.3.2.

Para el análisis paso a paso del sistema de partida se emplean 60 registros sísmicos simulados, de acuerdo con los criterios descritos en la Sección 2.4. Dichos acelerogramas están conformados por tres grupos; cada grupo corresponde a una intensidad sísmica medida en términos de la ordenada máxima del espectro de pseudoaceleraciones para un amortiguamiento igual al 5% del valor crítico. Las respuestas obtenidas del análisis paso a paso corresponden a los desplazamientos relativos máximos de entrepiso y las rotaciones en el muro (deformaciones de flexión) asociadas a cada piso. Las máximas distorsiones de entrepiso no ocurren simultáneamente con las máximas deformaciones de flexión; sin embargo, con el fin de aplicar la Ecuación 2.42, se toman la máxima distorsión de entrepiso combinada con la deformación en flexión que se presenta en el mismo instante que la primera. Con dichas respuestas se está en condiciones para determinar las deformaciones angulares que son útiles para caracterizar las funciones de daño descritas en la Sección 2.6. También se obtienen las respuestas que intervienen para calcular los correspondientes factores de transformación descritos por las Ecuaciones 2.33y 2.35.

3.2.3 *Sistemas simplificados de referencia*

Para caracterizar a los SSR utilizados, en este trabajo se emplean los criterios descritos en el capítulo anterior, además de lo dispuesto en el Apéndice A.

Se trata de un modelo de un grado de libertad descrito por sus propiedades mas relevantes. En la Figura 3.3 se muestra esquemáticamente el modelo empleado. Para poder determinar el SSR, se requiere primero realizar un análisis pseudo-estático de respuesta no lineal al sistema de múltiples grados de libertad. En este estudio, el análisis de empuje lateral (push-over) considera al SMGL sometido en su base a una aceleración monotónica que crece linealmente con el tiempo. La tasa de crecimiento de la aceleración se toma suficientemente baja, de manera que se evite la ocurrencia de vibraciones. Con ello se logra que la estructura se deforme solamente por efectos inerciales. Los valores de las cargas gravitacionales y propiedades geométricas del SMGL corresponden a sus valores esperados.

De este análisis se obtiene una curva que relaciona al cortante basal, V_b , con el desplazamiento en el extremo superior del sistema, δ_N , medido a partir del nivel de desplante. Las curvas obtenidas para algunos casos se pueden ver en las Figuras 3.4a y b. Además de dichas curvas, el análisis de empuje lateral proporciona una serie de configuraciones de la deformación lateral en los diversos entrepisos, así como valores de las respuestas de interés en cada instante. Estas configuraciones son útiles para determinar el SSR (Ver apéndice A). La Figura 3.5 muestra las configuraciones para los casos estudiados; en ella se puede observar el efecto que tienen los muros sobre el desplazamiento lateral relativo, pues mientras que en los niveles inferiores el muro controla la respuesta, en los superiores tal respuesta es influenciada por los marcos. En los entrepisos intermedios se observa una zona de transición en los niveles de desplazamiento: Es aquí donde se

presentan los niveles mayores de dicha respuesta; esto se puede observar en la Figura 3.6, la cual representa a la distorsión de entrepiso.

En la Figura 3.4 se observa que las curvas reales obtenidas no presentan un punto definido para caracterizar la fluencia. Por ello se hace necesario hacer un ajuste a dicha curva con el objeto de poder determinar el punto mencionado. Para tal efecto, aquí se emplea un criterio que considera que las áreas bajo las curvas real y ajustada deben ser las mismas.

En la misma figura se observa el comportamiento poco dúctil que presentan los SMGL. Esto es aceptable si se considera como deformación última δ_u , aquella asociada a la falla del muro, misma que ocurre cuando se forma una articulación plástica en su base y se tiene un decremento brusco en la capacidad del sistema.

De las curvas presentadas en la Figura 3.4 se observa que para un sistema con el mismo coeficiente sísmico (misma resistencia), el efecto que tiene la longitud del muro L_m en el comportamiento no lineal del sistema es muy significativo. Así, la capacidad de deformación (definida como en la Sección 2.3.4) y la cantidad de energía disipada, son los parámetros más sobresalientes. En forma general, para los casos en que se tiene $L_m=3.00$ m se observa una baja cantidad de energía disipada, medida como el área bajo la curva, respecto a los sistemas con $L_m=5.00$ m. Sin embargo, la capacidad de deformación es mayor para los casos con $L_m=3.00$ m respecto a los casos con $L_m=5.00$ m. Esto puede explicarse si se considera el efecto que tiene la rigidez sobre la capacidad de deformación. A mayor rigidez se presentan deformaciones menores y el área bajo la curva se mantiene mas estable

Por otro lado, una vez definidos los parámetros que intervienen en la determinación de los SSR, se procede a calcular sus propiedades dinámicas. En la Tabla 3.2 se presentan los valores de los parámetros obtenidos para cada caso estudiado. En la Tabla 3.3 se resumen los valores de las propiedades y características obtenidas para los ajustes de las curvas resultantes del análisis de empuje lateral.

3.2.3.1 Análisis paso a paso de los SSR

Para conocer la respuesta no lineal de los SSR se realiza un análisis paso a paso con los mismos registros sísmicos simulados empleados para el análisis del SMGL.

Las respuestas obtenidas corresponden al valor de los desplazamientos en el extremo superior del sistema, mismos que pueden transformarse en las distorsiones ψ_0 si se normalizan respecto a la altura H del sistema detallado.

Para el caso de partida, el valor del desplazamiento se multiplica por el correspondiente factor de participación. Con este producto se tiene la amplitud máxima del desplazamiento del SSR, y con ella se puede entrar a la configuración de desplazamientos correspondiente obtenida en el análisis de empuje lateral. De esta forma, se cuenta con los valores de las respuestas locales (distorsiones de entrepiso, rotaciones y curvaturas en el muro) obtenidas a partir del SSR sin tener que realizar el análisis paso a paso en SMGL.

3.2.4 Determinación de los factores de transformación de las respuestas

En la presente sección son determinados los factores que toman en cuenta la incertidumbre asociada al emplear SSR para estimar las respuestas de los SMGL. También se calculan los correspondientes momentos estadísticos, media y coeficiente de variación, de dichos factores.

Estos factores son obtenidos a partir de un estudio de calibración en donde se emplean los criterios citados en la Sección 2.5.3. En estos se requiere contar con las respuestas locales y globales del SMGL y las respuestas del SSR, ambos para el caso de partida. La forma de determinar dichas respuestas se presentó en la secciones anteriores.

Se supone que dichos factores son aplicables para una misma familia de estructuras, por lo tanto, son empleados para estimar las respuestas en los demás casos.

3.2.4.1 Determinación del factor α_s

El factor α_s toma en cuenta la incertidumbre asociada a la estimación de la respuesta no lineal obtenida a partir del SSR. Se calcula a partir de una muestra de valores de la respuesta en términos del desplazamiento lateral del SSR y su correspondiente valor esperado, o en forma alternativa, en términos de las demandas de ductilidad del SSR. A su vez, dichos indicadores pueden determinarse si se tiene un conjunto de espectros de respuesta no lineales de desplazamiento asociados a los mismos registros sísmicos simulados, empleados para el análisis paso a paso de los SMGL, y cuya ordenada, S_{dl} , es la asociada al periodo del SSR. O en su caso, se puede proceder a realizar el análisis paso a paso del SSR utilizando los mismos registros sísmicos simulados y obtener las respuestas en términos del desplazamiento lateral máximo.

En el presente trabajo se considera este último criterio. Para tal efecto, se realiza un análisis paso a paso del SSR, del cual se conoce el periodo T_{sr} , y el desplazamiento de fluencia u_y . Si se cuenta con el SSR, es fácil determinar su respuesta lineal S_{dl} , ya sea por medio de los espectros de respuesta lineales o mediante análisis paso a paso dando una resistencia muy grande a sus elementos resistentes. Hay que tomar en cuenta que todas las respuestas obtenidas a partir del SSR se deben multiplicar por su respectivo factor de participación.

Con la finalidad de aprovechar mejor la información estadística que se pueda tener para temblores de distintas intensidades y sistemas de distintas resistencias laterales, conviene representar a dichas intensidades y a los espectros de respuesta inelástica en forma normalizada. Así, la intensidad puede representarse en forma normalizada mediante la variable $Q=S_{dl}/u_y$ y el espectro de respuesta inelástica mediante la relación $\mu_0=S_{dl}/u_y$. Esta última relación es igual a la demanda de ductilidad del SSR. Las relaciones entre Q y μ_0 son las siguientes: para $Q \leq 1$, μ_0 es determinísticamente igual a Q . Para $Q > 1$, μ_0 es incierto. De esta forma, el valor esperado de α_s es igual a 1. Su coeficiente de variación como función de Q es nulo para $Q \leq 1$.

En este trabajo α_s se calcula de acuerdo con la Ecuación 2.34b. Para ello, el valor esperado de $\mu_0(Q)$ se representa mediante una expresión de la forma dada por la Ecuación 3.1 (Esteve *et al.*, 2001), mientras que para el coeficiente de variación se utiliza la Ecuación 2.37a, que representa el ajuste del valor esperado de $[(\mu_0 - \bar{\mu}_0) - 1]^2$

$$\bar{\mu}_0(Q) = Q + bc(1 - Q) + b(1 - e^{c(1-Q)}) \quad (3.1)$$

En la Figura 3.7 se muestran los valores de μ_0 y el ajuste respectivo realizado por mínimos cuadrados; además se muestran los valores de α_s y su coeficiente de variación como función de Q . Los coeficientes obtenidos de los ajustes realizados por medio de las Ecuaciones 2.37a y 3.1, se dan en la Tabla 3.4.

3.2.4.2 Determinación de los factores ρ y ρ_i

Los factores ρ y ρ_i se determinan con las Ecuaciones 2.33 y 2.35, respectivamente. Para el factor ρ se emplean las respuestas globales del SMGL y SSR en términos de la distorsión lateral.

Para el valor de ρ_i se emplean las respuestas locales en términos de la distorsión de entrepiso, la curvatura por flexión y la distorsión por cortante en el muro, y la distorsión en las trabes de conexión, esta última evaluada en forma indirecta de acuerdo con el criterio descrito en el Apéndice B. Por lo tanto, se determinan 4 factores ρ_i , cada uno asociado a la respuesta local de interés.

Con lo anterior se determinan muestras de pares de valores para cada uno de los factores en términos de Q . De esta forma es posible utilizar las Ecuaciones 2.37b y c para obtener, por ajuste de mínimos cuadrados, los correspondientes valores esperados y coeficientes de variación de los factores ρ y ρ_i . En las Figuras 3.8a, b se presentan las muestras de valores y sus ajustes respectivos, tanto para los valores esperados como para el cuadrado de los coeficientes de variación. En la Tabla 3.5 se presentan los valores de los parámetros obtenidos al ajustar los valores esperados y el cuadrado del coeficiente de variación mediante las Ecuaciones 2.37b y c.

3.2.5 Determinación del valor esperado y coeficiente de variación de las respuestas máximas para la familia de estructuras, a partir de los SSR

Dado que los valores esperados y coeficientes de variación de los factores de transformación, obtenidos en la sección precedente, están en función de la intensidad Q , y si suponemos que dichos indicadores son aplicables a todos los casos de una misma familia de estructuras, entonces es fácil determinar los valores esperados y coeficientes de variación de cada una de las respuestas máximas de interés. Para ello se emplean las Ecuaciones 2.39 y 2.40, respectivamente.

Para lograr lo anterior, en cada sistema se determinan los valores de Q asociados a los registros sísmicos simulados. Los valores esperados y el cuadrado de los coeficientes de variación para cada uno de los factores de transformación son funciones de Q ; por lo tanto, para determinar los valores esperados, así como el cuadrado de los coeficientes de variación de cada respuesta máxima de interés, se aplican los valores de los parámetros que aparecen en las Ecuaciones 2.37a, b y c, que están dados en las Tablas 3.4 y 3.5.

Como se puede ver, en la estimación de los dos primeros momentos estadísticos de las respuestas máximas está implícita la intensidad sísmica asociada a cada sistema en particular.

3.2.6 Funciones de daño

3.2.6.1 Determinación de los parámetros que describen las funciones de daño

Los criterios generales para la determinación de las funciones de daño se dan en la Sección 2.6. Para poder emplear la función de daño descrita por la Ecuación 2.41, se requiere conocer el valor de los parámetros a y m . Para ello, aquí se emplean datos propuestos por Reyes (1999), dados ya en la sección antes citada. Los valores de dichos parámetros para cada elemento que se daña se resumen en la Tabla 3.6.

En la Figura 3.9 se muestran las funciones evaluadas para los distintos elementos que se dañan.

Para obtener las funciones de daño para el muro de rigidez se superponen los efectos de cortante y flexión. De igual manera, se hace necesario considerar el efecto que tiene la carga axial sobre la curvatura y sus correspondientes funciones de daño. En la Figura 3.10 se muestran las funciones de daño en términos de curvatura para cada entrepiso del sistema detallado (n_1 representa al primer entrepiso, n_2 al segundo, así sucesivamente). En esta figura se observa que para una misma curvatura se tienen valores distintos de daño; pues mientras que en los entrepisos inferiores el daño crece rápido, en los superiores lo hace lento.

Las funciones de daño asociadas a la curvatura se evalúan considerando como inicio del mismo al valor dado por $\phi_y = \epsilon_{sy} / 0.8d$ y al daño total como el valor de $\phi = \epsilon_{cu} / \xi d$. En lo anterior, ϕ_y es la curvatura en el muro asociada a la fluencia del acero de refuerzo; ϵ_{sy} es la deformación de fluencia del acero, que aquí se toma con un valor igual a 0.002; d es el valor del peralte efectivo de la sección transversal del muro; ϕ es la curvatura asociada a la deformación última del concreto, ϵ_{cu} y ξ es la profundidad del eje neutro.

De acuerdo con lo anterior, el valor de ϕ_y es independiente de la carga axial, no así el valor de ϕ . Se observa que el parámetro en el que influye la carga axial es ξ ; por lo que este se calcula equilibrando las fuerzas que actúan en una sección del muro dado un momento flexionante. Así, en este trabajo se obtienen valores de la carga axial normalizada que son del orden de 0.20, para niveles inferiores y 0.09 para los superiores; para estos niveles de carga axial, el valor de ξ es aproximado a 0.9 y 0.2, respectivamente.

3.2.6.2 Determinación del valor esperado de las funciones de daño en términos de los SSR

La Ecuación 2.44 sirve para determinar el valor esperado de las funciones de daño en términos de las respuestas máximas obtenidas a partir de sistemas simples. En ella g_i corresponde a la función de daño cuya forma es la de la Ecuación 2.41 y cuyo argumento, u , corresponde a la operación aritmética entre los dos primeros momentos estadísticos de las respuestas máximas obtenidas (ver Ecuación 2.44); el subíndice i corresponde al entrepiso en el que se está evaluando la función. Los parámetros a y m son los calculados con los criterios descritos en las Secciones 2.6 y 3.2.6.1.

En la Figura 3.11 se presentan las funciones de daño esperado de algunos de los elementos para el caso de partida. En dicha figura $n1$ corresponde al primer entrepiso, $n2$ al segundo, así sucesivamente; así mismo, se muestra que para el caso de los marcos, los daños son mayores en los entrepisos intermedios; mientras que para los muros los daños son mayores en el primer entrepiso, principalmente. Por otro lado, las funciones de daño esperado son obtenidas al aplicar la Ecuación 2.44.

3.2.7 Costos esperados por daño como función de la intensidad

En este trabajo se considera que, debido a la ocurrencia de un sismo de intensidad y , se dañan los marcos (trabes y columnas), los muros de rigidez, los muros de relleno o divisorios y las trabes de conexión que unen a los muros con los marcos. De esta forma se evalúan las funciones de daño esperado por entrepiso para cada uno de estos elementos de acuerdo con el criterio dado en la sección precedente.

Para determinar el costo esperado por daños como función de la intensidad se emplea la Ecuación 2.45. En ésta, para cada elemento que se daña, el valor de δ_{xx} se toma como el valor que resulta al evaluar la Ecuación 2.44 correspondiente a ese mismo elemento. La notación empleada así como algunos valores de los parámetros y su descripción, mismos que intervienen para evaluar el costo esperado por daño, ya han sido descritos en la Sección 2.7.

Para cada caso de la familia de estructuras, se calcula el costo inicial C_0 y los costos asociados a cada elemento que se daña. Para tal efecto se emplean los criterios dados en el Apéndice C. La Tabla 3.7 presenta el resumen de los costos calculados para cada sistema.

Además, dados los valores esperados de las respectivas funciones de daño se procede a calcular el valor de $\delta(y|S)$ tomando en cuenta la contribución del daño de todos los entrepisos para cada elemento que sufre deterioro.

En la Figura 3.12 se muestran los valores de $\delta(y|S)$ como función de la intensidad, esta última medida por la ordenada del espectro de pseudoaceleraciones S_a , asociada al periodo del SSR. Se hace necesario obtener una curva que ajuste los valores obtenidos. Aquí se emplea una función que tiene la forma siguiente:

$$y = ax^{bx} \quad (3.2)$$

De la ecuación anterior, $y = \alpha y|S$ y $x = Sa$; a y b son los parámetros de ajuste. La Ecuación 3.2 es válida para valores de $x > 1$. En la Figura 3.12 se presentan los ajustes correspondientes para algunos casos; se observa que para las intensidades de interés la curva ajustada da una buena aproximación. En la Tabla 3.8 se presentan los valores de los parámetros obtenidos.

En forma alternativa, para ajustar el valor de $\alpha y|S$ se puede emplear otra expresión tal como la siguiente (Sierra, 2002):

$$y = 1 - e^{-ax^b} \quad (3.3)$$

El criterio para seleccionar la ecuación para ajustar los valores de $\alpha y|S$ depende de la distribución que estos presenten.

3.2.8 Funciones de confiabilidad

Aquí se exploran los dos criterios dados, pero para efecto de realizar el estudio de optimización se emplea el criterio 1.

Las funciones de confiabilidad son expresadas en términos de su complemento, la probabilidad de falla. Para determinarlas se utiliza, como ya se dijo, el criterio 1, pues se observa que con este criterio se consigue una determinación más razonable de la probabilidad de falla para el tipo de sistemas que se estudian. No obstante, para efectos de comparación, se muestran las funciones de probabilidad de falla para ambos criterios.

3.2.8.1 Estimación de las funciones de confiabilidad utilizando el criterio 1

Para emplear este criterio se requiere conocer el valor de I_D ; para ello se emplean los valores de los desplazamientos máximos obtenidos en la parte superior del sistema y los correspondientes cortantes en la base, ambos del SMGL y medidos en el mismo instante. Los parámetros que intervienen para calcular el valor de I_D se definen en la Sección 2.8.1.

Para cada una de las estructuras simuladas del sistema de partida, se calcula el índice de daño de acuerdo con la Ecuación 2.47 y se determinan los valores de μ_0 (demanda de ductilidad máxima del SSR), los cuales se toman como medida de la intensidad. De esta forma se cuenta con un arreglo de pares de valores para z_i y μ_{0i} . Con estos pares de valores se procede a evaluar la función de máxima verosimilitud dada por la Ecuación 2.49. Para ello se emplean como argumentos de $L(\cdot)$ los valores de m_U y σ_U dados por las Ecuaciones 2.48a y b. Del criterio de máxima verosimilitud se obtiene el valor de los parámetros que definen el vector α . Estos resultan: $a = -0.4934$, $b = 1.7440$, $c = 0.3867$ y $d = 0.0571$. En la Figura 3.13 se muestran los pares de valores de z_i y μ_{0i} y los ajustes dados por las funciones descritas en las Ecuaciones 2.48a y b del caso de partida.

Para caracterizar en forma más adecuada la muestra de valores de I_D que permitan más casos cercanos a la condición de colapso, se realizan otros veinte análisis paso a paso sobre un conjunto de igual número de estructuras simuladas. Para ello se emplean acelerogramas escalados; estos corresponden a la familia descrita por la intensidad 980 dada en la Tabla 2.1. El criterio para escalar tales acelerogramas consiste en multiplicar a cada uno de ellos por un factor, que aquí se considera igual a 1.5.

Una vez definidos los parámetros del vector α , se procede a evaluar las funciones que describen el valor esperado y la varianza de la variable U (variable auxiliar para representar el logaritmo natural del índice de daño) como función de la intensidad y , esta última medida por S_n . Dichas funciones son descritas por las Ecuaciones 2.50a y b. Para lo anterior, se realiza un ajuste por mínimos cuadrados de los valores de μ_0 como función de la intensidad empleando las Ecuaciones 2.51a y b; los parámetros de ajuste de dichas ecuaciones se presentan en la Tabla 3.9. En la Figura 3.14 se presentan los ajustes para el sistema de partida, que representan el valor esperado y la varianza del logaritmo natural de μ_0 . De esta forma, la confiabilidad se calcula fácilmente como: $\Phi(-m_U(y)/\sigma_U(y))$ y la probabilidad de falla como el complemento de esta cantidad. En la Figura 3.15 se muestran las probabilidades de falla como función de S_n , para cada uno de los casos estudiados. Se observa que al disminuir el valor de c , la probabilidad de falla aumenta.

3.2.8.2 Estimación de las funciones de confiabilidad utilizando el criterio 2

Este se emplea para mostrar la influencia que tiene el criterio de falla considerado en la estimación de la confiabilidad del sistema.

Para efectos de aplicar el criterio se emplea el caso de partida, del cual se conocen las respuestas globales, en términos de distorsión, del SMGL y el SSR. Además, se tiene el valor de ψ_c que se considera determinístico y es calculado a partir de las curvas que relacionan el cortante en la base con el desplazamiento en el extremo superior del SMGL. El criterio para determinar el valor de ψ_c es aquel cuando en el sistema se reduce, en forma súbita, su capacidad. Esta condición corresponde a la aparición de una articulación plástica en la base del muro. No obstante, en la misma figura se observa que el sistema puede tener una capacidad de deformación mayor asociada a un valor aproximado del 40% de la resistencia máxima, V_{max} .

Dado que se tiene la muestra de valores necesaria para utilizar las Ecuaciones 2.25a y b, entonces se calculan estos momentos estadísticos que corresponden al valor esperado y varianza de $Z_\rho = \ln \rho$, respectivamente. Por otro lado, del sistema de partida se determina que el valor de la capacidad de deformación ψ_c es de 0.0158. Con estos datos se calculan para la variable Z , el valor esperado y varianza como función de la intensidad y , dados por las Ecuaciones 2.54a y b, respectivamente. De esta forma se puede calcular el índice de confiabilidad β descrito por la Ecuación 2.53. Se observa que dicho índice es función de la intensidad, misma que se toma como S_n . En la Figura 3.16 se presentan los valores obtenidos para el índice de confiabilidad y la correspondiente probabilidad de falla. Esta última se calcula empleando el complemento de $\Phi[\beta(y)]$.

Es importante destacar que, de acuerdo con el criterio para determinar ψ_C , se observa (Figura 3.4) que los sistemas que incluyen muros de rigidez tienen poca ductilidad respecto a los sistemas estructurados solamente por traveses y columnas (Aquí no se presenta tal comparación, pues sólo se estudian sistemas duales, pero se pueden consultar otros trabajos para efecto de verificar lo anterior, por ejemplo, Sierra (2002)). Este comportamiento se puede explicar debido a que en realidad existe una resistencia mucho mayor a la que se supone en un diseño convencional, además que el comportamiento del muro no puede ser considerado como un comportamiento en donde efectivamente domine la flexión, pues el cortante y los niveles de carga axial sin duda influyen en la capacidad de deformación. Al parecer los elementos de borde que se incluyen en el muro dan una capacidad de deformación un poco mayor. En este trabajo no se comprueba el efecto que tienen dichos elementos sobre la capacidad de deformación en los muros.

Por otro lado, la Figura 3.17 muestra la comparación entre las probabilidades de falla obtenidas con los dos criterios presentados con anterioridad, en ella se observa que con el criterio 2 se obtienen valores mayores para la probabilidad de falla. Se concluye que el efecto que tiene el valor de ψ_C sobre la estimación de la probabilidad de falla es muy grande, además de que tiene la limitación de ser determinista (en forma rigurosa esta variable debe tomarse como incierta). Debido a que los sistemas en estudio presentan, en forma general, valores pequeños de la capacidad, se considera que dicho criterio es poco adecuado para un estudio de optimización donde interesa analizar el comportamiento asociado a niveles de respuesta cercanos al colapso del sistema. Esta deficiencia es cubierta por el primer criterio presentado en esta sección.

3.2.9 Determinación del valor de la función de utilidad

Con los resultados obtenidos en las secciones precedentes se está en posibilidad de calcular las funciones de utilidad U ; sin embargo, se requiere conocer también el valor de las respectivas tasas de excedencia de intensidades descritas por $\nu(y)$.

Los valores de la tasa de excedencia se determinan de acuerdo con un criterio (Alamilla, 2002) que considera como medida de la intensidad el valor de la ordenada del espectro de pseudoaceleraciones asociada a un periodo estructural especificado. En este criterio se parte de tasas de excedencia de magnitudes dadas por un estudio de peligro sísmico. Dichos valores se trasladan al sitio de interés por medio de leyes de atenuación que relacionan a la magnitud y distancia del sismo con la intensidad sísmica; además se toma en cuenta la contribución de las fuentes sísmicas que contribuyen más significativamente en el estudio de peligro sísmico. Estas leyes están dadas para terreno duro, por lo que este autor emplea un procedimiento que permite calcular, mediante factores correctivos, las tasas de excedencia para cualquier sitio; basta con tener la caracterización de los respectivos espectros de respuesta en el sitio de interés.

Las curvas $\nu(y)$ para el caso de partida y el caso óptimo se muestran en la Figura 3.18 a y b, respectivamente. El periodo que se utiliza para calcular cada curva corresponde al del sistema simplificado de referencia.

De esta forma se pueden aplicar las Ecuaciones 2.56 a 2.59 y determinar, para cada caso, el valor de la función de utilidad.

La función de utilidad se calcula para los seis casos iniciales. En la Tabla 3.10 se presenta el resumen de los resultados obtenidos con la metodología que se propone en este trabajo. En la Figura 3.19 se muestran los valores de U como función de c y T .

De los resultados que se presentan en la Tabla 3.10, se puede observar lo siguiente: el costo inicial C_0 , aumenta conforme lo hace el coeficiente sísmico c . Además, al utilizar muros con $L_m=5.00$ m, se tiene un decremento pequeño respecto al valor de C_0 obtenido para $L_m=3.00$ m, ambos para el mismo valor de c .

En general, los valores de Δ_s son mayores que los obtenidos para Δ_F y ambos varían en forma proporcional con el periodo y de forma inversa con el coeficiente sísmico. Pero para valores del coeficiente sísmico iguales a 0.3, se observa un comportamiento inverso. Lo anterior puede explicarse dada la forma en que se definen las funciones de confiabilidad (criterio 1). En la Figura 3.15 se puede observar que el valor de la probabilidad de falla aumenta si disminuye el coeficiente sísmico. Es decir a menor resistencia el sistema presenta condiciones más cercanas al colapso, y por lo tanto I_D aumenta; esto ocurre debido a que el cortante basal resistente disminuye al igual que la rigidez K , definida en la Ecuación 2.47. Además, se puede ver que Δ_s crece con la confiabilidad (Ecuación 2.58), mientras que Δ_F lo hace con la probabilidad de falla (Ecuación 2.59).

Para U se observa que dada una resistencia, su valor disminuye si se aumenta la rigidez (o el periodo disminuye).

3.3 Criterios para la selección del sistema óptimo

Conocer el valor de U para cada uno de los casos iniciales permite tomar un criterio para determinar su valor óptimo. El más directo, pero poco adecuado, es considerar como óptimo a aquel asociado al valor mínimo que se obtiene del estudio de los casos iniciales. No obstante, se tiene la restricción de que pueden existir otros casos (combinaciones entre c y T) que den valores más pequeños para U .

Para tener una base más razonable en la determinación del valor óptimo se pueden emplear los siguientes criterios.

3.3.1 Criterio A

Para abordar lo anterior se propone un criterio que consiste en aplicar la Ecuación 2.56, para obtener el valor de U , en otros casos cercanos al valor más pequeño obtenido inicialmente; pues es razonable pensar que existe una tendencia definida en el valor de U para un intervalo reducido de cada una de las variables de control. Esto se puede observar en la Figura 3.19, la cual muestra la variación de U respecto a cada una de las variables de control. Con la ayuda de estas figuras se observa que, si se emplea un proceso iterativo, se pueden

obtener resultados satisfactorios; basta con tomar una combinación adecuada de las variables en la periferia del valor mínimo obtenido en los casos iniciales. El proceso iterativo puede detenerse cuando se considere que se tenga el valor más pequeño.

3.3.2 Criterio B

Otro criterio consiste en establecer una función como la siguiente:

$$z = a_0 + a_1x + a_2y + a_3x^2 + a_4y^2 + a_5xy \quad (3.4)$$

Donde z representa el valor de U , x y y , pueden ser c y T , respectivamente; a_0, a_1, a_2, a_3, a_4 y a_5 son parámetros por determinar mediante un análisis de regresión no lineal. Con este criterio, una vez conocidos los valores de los parámetros se puede encontrar el mínimo de la función en forma sencilla; basta con determinar su derivada.

El inconveniente de este criterio es que para una función de este tipo pueden existir varios mínimos; además, para obtener el valor adecuado para los parámetros a_0, a_1, a_2, a_3, a_4 y a_5 se requiere tener una muestra de valores suficientemente grande, lo que implica tener un esfuerzo de cómputo considerable.

En este trabajo se emplean, con fines de ejemplo, los dos criterios descritos con anterioridad, primero se utiliza una expresión como la descrita por la Ecuación 3.4. De los seis valores iniciales obtenidos para U , se realiza un ajuste mediante técnicas de regresión no lineal. De esta forma es posible obtener el valor de los parámetros a_0, a_1, a_2, a_3, a_4 y a_5 . Posteriormente se determinan las derivadas parciales de la ecuación y se igualan a cero, obteniendo así un sistema de ecuaciones que al ser resuelto se puede determinar el valor de los parámetros de interés. Con lo anterior resultan los valores para c y T , 0.457 y 1.012 seg., respectivamente. Para verificar la aproximación de este criterio se aplica la Ecuación 2.56. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 3.10 y se muestran gráficamente en la Figura 3.20. En esta se observa que para los mismos valores de las combinaciones de c y T iniciales, se tiene una buena aproximación para el valor de U ; pero para el caso supuesto como óptimo (con el criterio B), el valor estimado difiere del valor calculado con la Ecuación 2.56.

Debido a lo anterior, se procede a emplear el criterio A. Para ello se observa que el valor de U es más sensible al valor de c , y dado que el periodo se restringe a un valor asociado con $L_m=5.00$ m, se obtiene la siguiente combinación de variables $c=0.55$ y $T=0.965$ seg. La Ecuación 2.56 se aplica a esta nueva combinación y se calcula el valor de U .

Los resultados para ambos criterios se presentan en las correspondiente tablas y figuras, mismas que son referidas para los casos iniciales.

3.4 Transformación de los resultados del estudio de optimación en parámetros de diseño

Finalmente, de acuerdo con el planteamiento que se considera en este trabajo, para determinar los valores óptimos de las propiedades mecánicas de un sistema expuesto a sismos se pueden plantear dos formas alternativas, de acuerdo con los parámetros que se usen como variables independientes para fines de minimizar la función objetivo (Esteva, 2000). Estas alternativas son: 1) que las variables de control sean directamente las propiedades mecánicas de los miembros estructurales y 2) que tales propiedades sean controladas indirectamente mediante los requisitos de resistencia y las limitaciones que se den para las deformaciones ante temblores asociados con periodos de retorno dados. En este trabajo, se considera la alternativa 2, pues es la que presenta menor dificultad para ser aplicada en condiciones de la práctica.

En este trabajo el caso óptimo se determina, con fines de ejemplificar la transformación de los resultados, tomando en cuenta los ocho casos estudiados. De esta manera se utiliza aquel al que corresponde el valor mínimo de la función de utilidad, mismo que se asocia a la combinación $c=0.5$ y $T=0.965$ seg. Así, para el caso óptimo la intensidad de diseño es $S_a=490.5\text{cm}/\text{seg}^2$, misma que tiene un periodo de retorno, T_r , igual a 485 años; para las distorsiones máximas de entrepiso que controlen los daños dicha intensidad se debe reducir por el correspondiente factor de comportamiento sísmico adoptado (en este caso $Q=4$), de acuerdo con lo anterior se tiene lo siguiente: $\psi_{max}=0.00137$ para $T_r=10$ años, 0.00205 para $T_r=20$, y 0.0025 para $T_r=30$ años.

CAPÍTULO 4

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este trabajo se plantea un método para determinar el valor óptimo de las variables más relevantes de un sistema estructural como son: la resistencia y la rigidez. Esta metodología se muestra por medio de un ejemplo, en el que se utiliza una familia de estructuras (sistemas duales) de concreto reforzado de diez niveles. Se determinan, para cada caso estudiado, las respectivas funciones de utilidad en las que se incluyen los costos iniciales de construcción y los costos esperados por daño y falla. Para ello son utilizadas y evaluadas funciones de vulnerabilidad sísmica que corresponden a funciones de daño y confiabilidad. Estas funciones son dadas en términos de la intensidad sísmica; para evaluarlas se requiere el uso de sistemas simples, a los que deben aplicarse factores correctivos de las respuestas.

Conclusiones

De acuerdo con lo descrito en la Sección 3.4, el método aquí presentado sirve como base para realizar estudios de optimación que conduzcan al establecimiento de criterios de diseño sísmico con niveles de riesgo aceptables. Esto puede ser de gran ayuda para las personas encargadas de redactar las normas de diseño. Para lograr lo anterior se requiere estudiar un número de casos en donde se consideren integradas la mayor parte de las estructuras que son comunes en el Distrito Federal.

El método propuesto puede generalizarse y emplear no sólo dos variables significativas, sino las que se consideren necesarias para un estudio más refinado. Es decir, para el estudio de optimación también se puede incluir a la capacidad de deformación como una variable de control.

De los resultados obtenidos para el sistema óptimo, se observa que los criterios actuales de diseño sísmico son bastante cercanos al óptimo de estructuras como las estudiadas aquí.

Del estudio de optimación se observa que la variable que presenta una relación más directa con el valor de la función de utilidad es la resistencia dada en términos del coeficiente sísmico de diseño, c . Esto se puede observar en la Figura 3.20.

El criterio a considerar para la estimación de las funciones de confiabilidad depende de la condición de falla que se adopte para un nivel de riesgo deseable. El criterio 2 es adecuado si se considera que el sistema en su conjunto ha fallado si lo hace el muro; mientras que el criterio 1 considera como límite de falla a la pérdida total de la capacidad, es decir cuando el valor del índice I_D es la unidad.

En buena medida, al emplear los sistemas simplificados de referencia, se hace más eficiente el estudio de optimación, pues se reduce en forma considerable el esfuerzo requerido para el cálculo de los diversos parámetros que intervienen en el mismo.

De los dos criterios presentados para determinar la combinación óptima de las variables de control, los resultados mostraron que el criterio A es más conveniente para tal efecto, pues además de presentar menor esfuerzo de cómputo, también proporciona la posibilidad de que se maneje en forma más directa la combinación deseada, dejando libre el criterio del que diseña.

Finalmente, la metodología presentada en este trabajo puede ser aplicada a otros sistemas estructurales, siempre y cuando podamos conocer de ellos, la relación cortante basal contra desplazamiento de azotea, las configuraciones de deformación asociadas a los niveles de respuesta de interés, las funciones que caracterizan el daño en sus elementos y el criterio de falla al cual se asocian las funciones de confiabilidad.

Recomendaciones

Debido a las limitaciones que se presentan en el Capítulo 1, se pueden proponer los siguientes aspectos a considerar en estudios futuros.

Se hace necesario considerar la influencia que tienen los valores de r_1 y α en la estimación del valor presente de los costos esperados por daño y falla, pues es evidente que los costos indirectos asociados a la posible ocurrencia de daños y/o falla en una estructura, forman parte esencial del costo esperado. Desgraciadamente, aún no se cuenta con un planteamiento razonable para considerar el costo indirecto asociado a los daños y falla, por lo que es importante realizar esfuerzos en esta línea de investigación.

Para hacer un estudio de optimación más riguroso, se recomienda tomar en cuenta, en la estimación de los costos esperados por daño y falla, a los costos asociados a daños en instalaciones y contenido. Para ello se puede plantear un procedimiento tanto para medir dichos daños en términos de las respuestas asociadas (aceleración y velocidad de entrepiso) como para incluir los costos asociados a tales daños.

Para determinar los parámetros de las funciones de daño que describen el comportamiento en los muros de rigidez, es necesario considerar que los valores de las variables que

describen el inicio del daño y el daño total sean representados por valores de pruebas en los que los especímenes incluyan los elementos de borde cuando estos existan.

En la estimación de las respuestas máximas del sistema en términos de SSR, se recomienda explorar la influencia que tienen los modos superiores sobre dichas respuestas, pues para sistemas duales, tales modos influyen de manera significativa en la determinación de las respuestas.

Si para calcular las respuestas no lineales del SMGL se emplea un modelo plano, como el mostrado en la Figura 3.2, se debe prestar atención al efecto que tienen las vigas perpendiculares al plano del muro sobre la capacidad resistente y deformación del sistema. Existen evidencias experimentales (US/J JTCC, 1984) que muestran que dichas vigas pueden modificar el comportamiento global (en términos de resistencia principalmente) del sistema en su conjunto.

Se recomienda explorar la influencia que puedan tener las formas adoptadas para caracterizar los valores de $m_u(\mu_0)$ y $\sigma_u(\mu_0)$ en la estimación de la probabilidad de falla. Por ejemplo, se pueden adoptar polinomios de orden superior.

Se hace necesario considerar muestras más grandes de datos en la estimación y calibración de los factores de transformación, así como en la determinación de las funciones que intervienen en la función de verosimilitud. Esto obedece al fin de tener una muestra más representativa de dichos valores y lograr con ello una mejor estimación de las funciones de daño y confiabilidad aquí presentadas.

Debido a las limitaciones en el número de casos estudiados para determinar el caso óptimo, se recomienda utilizar más casos en cada familia de estructuras. Para las variables de control, se pueden explorar intervalos en los que se tenga un número suficiente de combinaciones de acuerdo con el grado de aproximación que se requiera.

Otro factor que puede explorarse en trabajos futuros es el efecto que tiene el detallado en los elementos de borde de los muros sobre la capacidad de deformación de éstos y con ello la influencia en la respuesta global del sistema. Esto es de gran importancia, ya que en sistemas duales el comportamiento global se ve fuertemente influenciado por el comportamiento del muro.

En estudios posteriores se recomienda incluir los efectos de la interacción suelo-estructura, pues esta tiene una gran influencia en la respuesta estructural, principalmente el sitios de terreno blando. Además de la interacción suelo-estructura, conviene considerar el efecto de torsión en la estimación de las respuestas y los daños, pues las variables de control que se manejan en este trabajo tienen una influencia distinta cuando se deja de idealizar el sistema como un marco plano.

REFERENCIAS

- Abramowitz, M (1965), *Handbook of Mathematical Functions with Formulas, Graphs and Mathematical Tables*, Ed. Dover Publications, Inc., pp. 931-933.
- Alamilla, J (2001), "Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad de estructuras aporricadas" *Tesis doctoral*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Alamilla, J (2002), Comunicación personal.
- Alamilla, J, L Esteva, J García-Pérez, y O Díaz-Lopez (2001a), "Evolutionary properties of stochastic models of earthquake acelerograms: Their dependence on magnitude and distance", *Journal of Seismology*, 5: 1-21.
- Alamilla, J, L Esteva, J García-Pérez y O Díaz-Lopez (2001b), "Simulating earthquake ground motion at a site, for given intensity and uncertain source location", *Journal of Seismology*, 5: 475-485.
- Ang, H S y W H Tang (1975), *Probability concepts in engineering planning and design: Volume I Basic principles*, John Wiley & Sons.
- Campos-Arias, D y L Esteva (1997), "Modelo de comportamiento histérico y de daño para vigas de concreto reforzado", *XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, Ver. Mexico, pp 567-573
- Cornell, C A (1969), "A probability-based structural code", *Journal of American Concrete Institute*, 66 (12).
- Esteva, L (2000), "Diseño sísmico basado en desempeño: tendencias y retos", *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 63, pp. 35-54.
- Esteva, L y O Díaz (2000), "Diseño sísmico basado en confiabilidad: marco de referencia, método operativo y aplicaciones", *Informe de investigación elaborado para el Gobierno del Distrito Federal*, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Esteva, L, O Díaz, J García, G Sierra, E Ismael y M A Fernández (2001), "Indicadores de desempeño para el desarrollo y aplicación de criterios óptimos de diseño sísmico", *Informe de investigación elaborado para el gobierno del Distrito Federal*, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Esteva, L (2002), "Retos para el establecimiento de criterios óptimos para diseño sísmico basado en desempeño", *Memorias, VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica*, Cuernavaca, Mor., México, CD-ROM.
- Esteva, L, O Díaz-López, J García-Pérez, G Sierra y E Ismael (2002a), "Life-cycle optimization in the establishment of performance-acceptance parameters for seismic design", *Structural Safety*, Vol. 24, No. 2-4 (Special volume), pp 187-204.

Esteva, L, O Díaz-López, J García-Pérez, G Sierra y E Ismael (2002b), "Simplified reference systems in the establishment and application of displacement-based seismic design criteria", *Memorias, 12th European Conference on Earthquake Engineering*, Londres, Inglaterra, Artículo No. 419, CD-ROM.

Esteva, L (2003), "Evaluating seismic response and capacity for reliability-based design", *Artículo por publicarse en las memorias del Congreso Internacional de Ingeniería Sísmica, para conmemorar los 40 años del temblor catastrófico de Skopje de 1963 y la reconstrucción exitosa de la ciudad*, Ohrid, Macedonia.

Goldberg, D E (1989), *Genetic Algorithms in Search, Optimization and Machine Learning*, Addison Wesley Pub. Co.

Grefenstette, J J (1990), "A user's guide to GENESIS version 5.0", *páginas web*, octubre.

Lefas, I, M Kotsovos y N Ambraseys (1990), "Behavior of reinforced concrete structural walls: strength, deformation characteristics and failure mechanism", *ACI Structural Journal*, Vol. 87, No. 1, pp 23-31.

Mander, J (1984), "Seismic design of bridge piers", *Report 84-2*, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Nueva Zelanda.

Mander, J B, M J N Priestley y R Park (1988), "Theoretical stress-strain model for confined concrete" *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, Vol. 114, No. 8, Agosto, pp. 1804-1825.

Meli, R (1976), "Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del reglamento de construcciones para el distrito federal", *Serie azul del Instituto de Ingeniería, UNAM*, No. 375, Junio, pp. 137-157.

Meli, R y C J Mendoza (1991), "Reglas de verificación de calidad del concreto", *Revista de Ingeniería LXI*, México.

Mendoza, C J (1984), "Propiedades mecánicas de los concretos fabricados en el Distrito Federal", *Tesis de maestría*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Mendoza, C J (1991), "Evaluación de la resistencia del concreto en la estructura por medio del ensaye de corazones", *Revista de Construcción y Tecnología, IMCYC*, Vol. III, No. 34, Marzo, pp. 6-11.

Mirza, S A y J G MacGregor (1979a), "Variability in dimensions of reinforced concrete members", *Journal of Structural Division (ASCE)*, Vol. 105, No. ST4, Abril, pp. 751-766.

Mirza, S A y J G MacGregor (1979b), "Variability of mechanical properties of reinforcing bars", *Journal of Structural Division (ASCE)*, Vol. 105, No. ST5, Mayo, pp. 921-937.

NTCC (1996), "Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto", Departamento del Distrito Federal, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 25 de marzo, México D.F.

- NTCS (1995), "Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo", Departamento del Distrito Federal, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 27 de febrero, México D.F.
- Paulay, T y M J N Priestley (1992), *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, John Wiley & Sons. Inc.
- Paulay, T (2002), "An estimation of displacement limits for ductile systems", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp 583-599.
- Park, Y J y H S Ang (1984), "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", *Journal of Structural Division ASCE*, Vol. 110, pp 722-739.
- Parzen, E (1962), *Stochastic Processes*, Ed. Holden-Day, Inc., pp 54-55.
- Pier J. y A Cornell (1973), "Spatial and temporal variability of live loads", *Journal of the Structural Division ASCE*, Vol. 99, No. ST5, Mayo, pp. 903-922.
- Powel, G H (1973), "DRAIN-2D user's guide", *Reporte No. EERC 73-22*, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley.
- Qi, X y J P Moehle (1991), "Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes", *Reporte No. UCB/EERC-91/02*, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley.
- Rackwitz, R (2000), "Optimization: the basis of code-making and reliability verification", *Structural Safety*, No. 22, pp 27-60.
- RCDF (1993), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Departamento del Distrito Federal, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 2 de agosto, México D.F.
- Reyes, C (1999), "El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios", *Tesis doctoral*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Rodríguez, M y J C Botero (1996), "Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México", *Serie azul del Instituto de Ingeniería*, UNAM, No. 575, Enero.
- Rosenblueth, E (1976), "Optimum design for infrequent disturbances", *Journal of Structural Division ASCE*, No. 102, pp 1807-1825.
- Rosenblueth, E (1983), "Estimaciones bipuntuales en probabilidades", *Serie azul del Instituto de Ingeniería*, No. 464, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Rosenblueth, E y L Esteva (1972), "Reliability basis for some Mexican codes", *ACI-SP-31 Probabilistic design of reinforced concrete buildings*, pp. 1-41.
- Ruiz S. E. y A Soriano (1997), "Design live loads for office buildings in Mexico and the United States", *Journal of the Structural Engineering*. Vol.123, No. 6, Junio, pp. 816-822.

Scott, B D, R Park y M J N Priestley (1982), "Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates" *ACI Journal*, 79-2, pp.13-27.

SEAOC, Structural Engineers Association of California, (1995), *Performance Based Seismic Engineering of Buildings*, Informe final del Comité Visión 2000, Vols. 1 y 2

Sierra, G M (2002), "Optimización en ciclo de vida para establecer parámetros de diseño sísmico basado en desempeño", *Tesis de maestría*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Suárez, C (1971), *Costo y tiempo en edificación*, 3ra edición, Limusa Noriega.

US/J JTCC, United States/Japan Joint Technical Coordinating Committee, (1984), "Interim summary report on tests of 7-story RC building", *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 110, No. 10, pp. 2393-2411.

Wang, M L y S P Shah (1987), " Reinforced concrete hysteresis model based on the damage concept", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 15, pp 993-1003.

TABLAS

Tabla 2.1 Familias de sismos utilizados para el análisis paso a paso

y (cm/seg ²)	Magnitud	Distancia (Km)	Designación
680	7.7	309	SCT0680
980	7.8	305	SCT0980
1177	7.8	321	SCT1177

Tabla 3.1 Dimensiones de los elementos estructurales para el modelo detallado del caso de partida

NIVEL	TRABES		COLUMNAS	MUROS
	b(cm)	h(cm)	b(cm)	t(cm)
1	35	50	55	24
2	35	50	55	24
3	35	50	50	23
4	35	50	50	23
5	35	50	45	20
6	33	50	45	20
7	33	50	45	20
8	33	50	45	18
9	30	50	40	18
10	30	50	40	18

Tabla 3.2 Parámetros para determinar las propiedades dinámicas de los SSR

CASO	c	T del SSR(seg)	L_m (cm)	m_1 (kg.seg ² /cm)	k_1 (kg/cm)	Φ^1 KJ	Φ^1 MJ	r	F_p
partida	0.3	1.28	300	442.26	10598.34	13861.77	611.32	1.31	1.382
	0.4	1.21	300	439.56	11935.05	16610.15	605.93	1.39	1.379
	0.5	1.13	300	441.24	13571.41	18720.42	604.61	1.38	1.370
	0.457	1.12	340	430.52	13430.07	19289.20	592.69	1.44	1.377
	0.3	1.08	500	408.59	13776.05	20400.73	562.75	1.48	1.377
óptimo	0.4	1.01	500	400.32	15532.73	23656.91	553.56	1.52	1.383
	0.5	0.95	500	397.02	17412.20	26266.10	549.36	1.51	1.384
	0.55	0.92	500	396.61	18421.26	29069.36	548.61	1.58	1.383

Tabla 3.3 Valores obtenidos de los ajustes de las curvas V_b - δ_N

CASO	c	T(seg)	L_m (cm)	V_i (ton)	δ_i (cm)	V_{max} (ton)	δ_{max} (cm)	V_u (ton)	δ_u (cm)
partida	0.3	1.081	300	310.28	21.035	409.78	47.66	404.82	48.361
	0.4	1.081	300	392.00	23.4	501.98	46.92	490.32	49.10
	0.5	1.081	300	463.46	22.93	588.84	45.18	588.84	45.18
	0.457	1.012	340	458.52	21.98	576.62	44.51	569.34	47.47
	0.3	0.965	500	334.72	14.92	411.96	28.82	411.96	28.82
óptimo	0.4	0.965	500	450.05	16.99	559.63	35.15	559.63	35.15
	0.5	0.965	500	559.24	18.46	676.95	34.71	663.43	42.36
	0.55	0.965	500	608.45	18.77	734.63	34.51	726.43	41.74

Tabla 3.4 a) Valores de los parámetros para el ajuste de μ_0

Caso	b	c
Partida	0	0.985

Tabla 3.4 b) Valores de los parámetros para el ajuste de V_{es}^2

Caso	a	b	c
Partida	0.0019	-0.5	0.00001

Tabla 3.5 Valores de los parámetros para los valores esperados y coeficientes de variación de ρ y ρ_c
a) Distorsión de entrepiso

	a	b	c	d
ρ	2.05768	0.05	-0.001	0.001
ρ_1	0.8718255	0.05	-0.001	0.001
ρ_2	0.823002	0.005	-0.001	0.001
ρ_3	0.8672958	0.05	-0.001	0.001
ρ_4	0.9017248	0.005	-0.001	0.001
ρ_5	0.9461767	0.001	-0.001	0.001
ρ_6	1.0193112	0.001	-0.001	0.001
ρ_7	1.0804303	0.001	-0.001	0.001
ρ_8	1.1363475	0.001	-0.001	0.001
ρ_9	1.1802	0.1	-0.001	0.001
ρ_{10}	1.2256367	0.1	-0.001	0.001
V_{ρ}^2	0.0807506	0.1	-0.001	0.001
$V_{\rho_1}^2$	0.0380401	0.1	-0.001	0.001
$V_{\rho_2}^2$	0.0135128	0.1	-0.001	0.001
$V_{\rho_3}^2$	0.0085029	0.1	-0.001	0.001
$V_{\rho_4}^2$	0.0059329	0.1	-0.001	0.001
$V_{\rho_5}^2$	0.0033074	0.025	-0.001	0.001
$V_{\rho_6}^2$	0.0020092	0.025	-0.001	0.001
$V_{\rho_7}^2$	0.0018861	0.025	-0.001	0.001
$V_{\rho_8}^2$	0.0035218	0.025	-0.001	0.001
$V_{\rho_9}^2$	0.0067641	0.025	-0.001	0.001
$V_{\rho_{10}}^2$	0.0120728	0.025	-0.001	0.001

Tabla 3.5 (Continuación) b) Deformación por cortante en el muro

	a	b	c	d
ρ_1	0.9082983	0.05	-0.001	0.001
ρ_2	0.644455	0.005	-0.001	0.001
ρ_3	0.876104	0.05	-0.001	0.001
ρ_4	0.7576317	0.005	-0.001	0.001
ρ_5	0.88842	0.001	-0.001	0.001
ρ_6	0.9556998	0.001	-0.001	0.001
ρ_7	1.0268558	0.001	-0.001	0.001
ρ_8	1.2377088	1	-0.001	0.001
ρ_9	1.0493332	0.1	-0.001	0.001
ρ_{10}	0.9967843	0.0001	-0.001	0.001
$V_{\rho_1}^2$	0.0940013	0.1	-0.001	0.001
$V_{\rho_2}^2$	0.0699244	0.1	-0.001	0.001
$V_{\rho_3}^2$	0.0917067	0.1	-0.001	0.001
$V_{\rho_4}^2$	0.0841636	0.1	-0.001	0.001
$V_{\rho_5}^2$	0.0749683	0.025	-0.001	0.001
$V_{\rho_6}^2$	0.0678991	0.025	-0.001	0.001
$V_{\rho_7}^2$	0.0541222	0.045	-0.001	0.001
$V_{\rho_8}^2$	0.0580324	0.15	-0.001	0.001
$V_{\rho_9}^2$	0.0729309	0.3	-0.001	0.001
$V_{\rho_{10}}^2$	0.0510492	0.31	-0.001	0.001

Tabla 3.5 (Continuación) c) Deformación por flexión en el muro

	a	b	c	d
ρ_1	0.8500735	0.05	-0.001	0.001
ρ_2	0.7783425	0.00001	-0.001	0.001
ρ_3	1.0869965	0.00001	-0.001	0.001
ρ_4	1.2729647	0.00001	-0.001	0.001
ρ_5	3.6739467	0.001	-0.001	0.001
ρ_6	0.4342366	0.001	-0.001	0.001
ρ_7	0.602831	0.001	-0.001	0.001
ρ_8	0.8271552	0.00001	-0.001	0.001
ρ_9	0.9410228	0.0001	-0.001	0.001
ρ_{10}	0.9949233	0.0001	-0.001	0.001
$V_{\rho_1}^2$	0.0200187	0.1	-0.001	0.001
$V_{\rho_2}^2$	0.054721	0.1	-0.001	0.001
$V_{\rho_3}^2$	0.032545	0.001	-0.001	0.001
$V_{\rho_4}^2$	0.0418925	0.1	-0.001	0.001
$V_{\rho_5}^2$	0.0971321	0.0025	-0.001	0.001
$V_{\rho_6}^2$	0.6461462	0.0025	-0.001	0.001
$V_{\rho_7}^2$	0.1915126	0.0045	-0.001	0.001
$V_{\rho_8}^2$	0.0784354	0.15	-0.001	0.001
$V_{\rho_9}^2$	0.0445264	0.3	-0.001	0.001
$V_{\rho_{10}}^2$	0.0376634	0.31	-0.001	0.001

Tabla 3.5 (Continuación) d) Distorsión angular en traves de conexión

	a	b	c	d
ρ_1	0.5663113	0.05	-0.001	0.001
ρ_2	0.5671915	0.005	-0.001	0.001
ρ_3	0.58046	0.05	-0.001	0.001
ρ_4	0.5895297	0.005	-0.001	0.001
ρ_5	0.6027432	0.001	-0.001	0.001
ρ_6	0.611257	0.001	-0.001	0.001
ρ_7	0.6177955	0.001	-0.001	0.001
ρ_8	0.6275545	0.001	-0.001	0.001
ρ_9	0.6327777	0.1	-0.001	0.001
ρ_{10}	0.6536912	0.1	-0.001	0.001
$V_{\rho_1}^2$	0.0405146	0.1	-0.001	0.001
$V_{\rho_2}^2$	0.0426926	0.1	-0.001	0.001
$V_{\rho_3}^2$	0.0385616	0.1	-0.001	0.001
$V_{\rho_4}^2$	0.0389167	0.1	-0.001	0.001
$V_{\rho_5}^2$	0.0373626	0.025	-0.001	0.001
$V_{\rho_6}^2$	0.0375792	0.025	-0.001	0.001
$V_{\rho_7}^2$	0.0377576	0.045	-0.001	0.001
$V_{\rho_8}^2$	0.0370706	0.045	-0.001	0.001
$V_{\rho_9}^2$	0.0352198	0.025	-0.001	0.001
$V_{\rho_{10}}^2$	0.0322393	0.025	-0.001	0.001

Tabla 3.6 a) Parámetros que caracterizan las funciones de daño de los SMGL para los elementos que se dañan

Elemento	a	m	ϵ_0	ϵ_u
Marcos y traves de conexión	4.6052	2.9466	0.005	0.04
Muros de rigidez (deformación por cortante)	4.6052	3.1364	0.00167	0.01178
Muros divisorios	4.6052	8.8398	0.004	0.008

Tabla 3.6 b) (Continuación) Efecto de la flexión en el muro

Nivel	a	m	$\phi_y = \epsilon_0$	$\phi_{uc} = \epsilon_u$
1	4.605170186	4.07322918	8.47458E-06	3.81438E-05
2	4.605170186	3.981680073	8.47458E-06	3.94862E-05
3	4.605170186	2.876410026	8.47458E-06	7.13267E-05
4	4.605170186	2.782119035	8.47458E-06	7.66667E-05
5	4.605170186	2.327842209	8.47458E-06	0.000117832
6	4.605170186	2.208738312	8.47458E-06	0.000135802
7	4.605170186	2.084407912	8.47458E-06	0.00016024
8	4.605170186	2.016983449	8.47458E-06	0.000176786
9	4.605170186	1.879268469	8.47458E-06	0.000220866
10	4.605170186	1.714481266	8.47458E-06	0.000302154

Tabla 3.7 Costos iniciales para cada caso estudiado

Caso	c	T(seg)	C _{OPD} (\$)	C _{OSP} (\$)	C _{OA} (\$)	C _{OPD} /C _{OTC}	C _{OSP} /C _{OTC}	C _{OA} /C _{OTC}	C _{OTC} =C ₀ (\$)
partida	0.3	1.081	2130473	1419643	3551461	0.3	0.20	0.50	7101578
	0.4	1.081	2213902	1419643	3746128	0.3	0.19	0.51	7379674
	0.5	1.081	2316307	1419643	3985073	0.3	0.18	0.52	7721023
	0.457	1.012	2253409	1419643	3838311	0.3	0.19	0.51	7511363
óptimo	0.3	0.965	2103165	1419643	3487742	0.3	0.20	0.50	7010551
	0.4	0.965	2186148	1419643	3681369	0.3	0.19	0.51	7287161
	0.5	0.965	2219452	1419643	3759077	0.3	0.19	0.51	7398172
	0.55	0.965	2300730	1419643	3948726	0.3	0.19	0.51	7669098

Tabla 3.8 Valores de los parámetros que definen la Ecuación 3.2 para cada caso estudiado

CASO	c	T	a	b
partida	0.3	1.081	0.83617759	-74.345552
	0.4	1.081	1.042774	-107.97201
	0.5	1.081	0.79403351	-97.290737
	0.457	1.012	0.59880034	-75.198062
óptimo	0.3	0.965	0.6090862	-83.563489
	0.4	0.965	0.5022771	-89.706481
	0.5	0.965	0.44089694	-93.902464
	0.55	0.965	0.48994737	-113.18822

Tabla 3.9 Valores obtenidos para los parámetros de las Ecuaciones 2.51 a,b para cada caso estudiado

CASO	c	T	a ₁	b ₁	c ₁	n	a ₂	b ₂
partida	0.3	1.081	0.35604	0.00017	2952.562	1.4488	1E-16	0.000065
	0.4	1.081	0.13959	0.0003	517.0564	1.125	0.0000001	0.0001
	0.5	1.081	-0.09745	0.00028	351.56343	1.10301	1E-16	0.000055
	0.457	1.012	0.01113	0.00018	364.10023	1.1	1E-16	0.00004
óptimo	0.3	0.965	0.38296	0.00012	392.0465	1.10114	1E-16	0.000062
	0.4	0.965	0.257	-0.00015	624.15236	1.168	1E-16	0.00005
	0.5	0.965	-0.19566	0.0001	612.42184	1.21	1E-16	0.0001
	0.55	0.965	-0.26096	0.00003	710.77345	1.24	1E-16	0.0001

Tabla 3.10 Resumen de resultados obtenidos

CASO	c	T(seg)	L _m (cm)	ψ_{max}	Δ_c	Δ_f	$D=(\Delta_c+\Delta_f)*C_0$	$U=C_0*D/\gamma$	$C_0(\$)$
partida	0.3	1.081	300	0.0074	0.0225392	0.0378029	428524.06	15672059.24	7101577.99
	0.4	1.081	300	0.0098	0.0107687	0.0074180	134212.33	10063920.41	7379673.72
	0.5	1.081	300	0.0122	0.0089106	0.0007907	74903.93	9219101.80	7721023.13
	0.457	1.012	340	0.0076	0.0117518	0.0007194	93675.74	9384877.40	7511362.64
óptimo	0.3	0.965	500	0.0037	0.0082972	0.0105687	132260.32	9655737.31	7010550.86
	0.4	0.965	500	0.0050	0.0049949	0.0005419	40347.54	8094111.31	7287160.58
	0.5	0.965	500	0.0062	0.0035985	0.0001013	27371.43	7945600.40	7398171.75
	0.55	0.965	500	0.0069	0.0024061	0.0000358	18727.75	8043653.44	7669098.50

FIGURAS

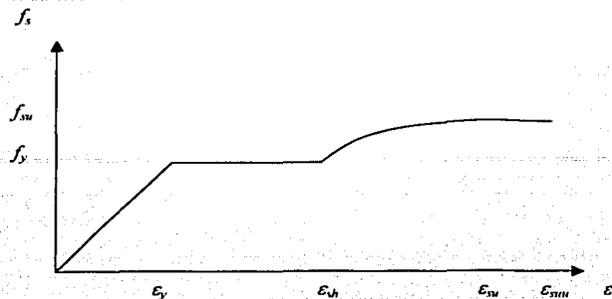


Figura 2.1 Modelo de comportamiento del acero de refuerzo

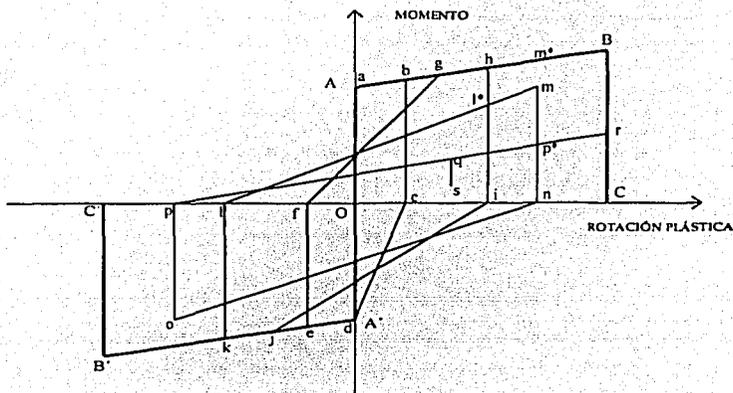
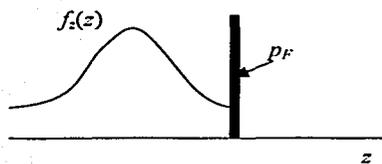
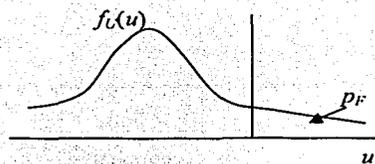


Figura 2.2 Modelo de comportamiento histerético de los elementos de concreto reforzado



a) Función para Z



b) Función para U

Figura 2.3 Funciones de densidad de probabilidades

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

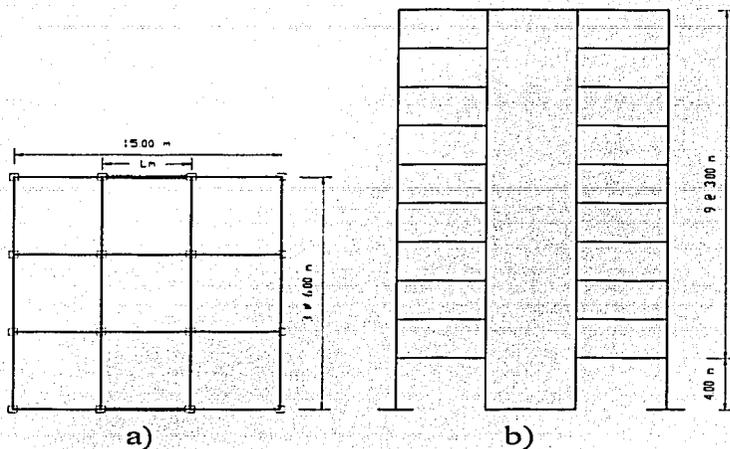


Figura 3.1 Configuración del sistema detallado
 a) Distribución en planta, b) Elevación

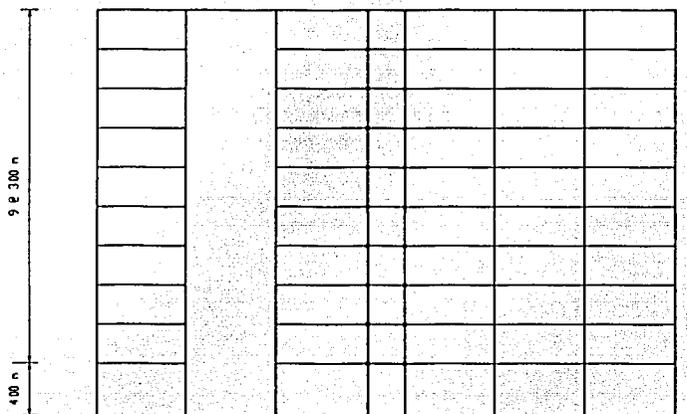


Figura 3.2 Idealización del modelo detallado para el análisis no lineal

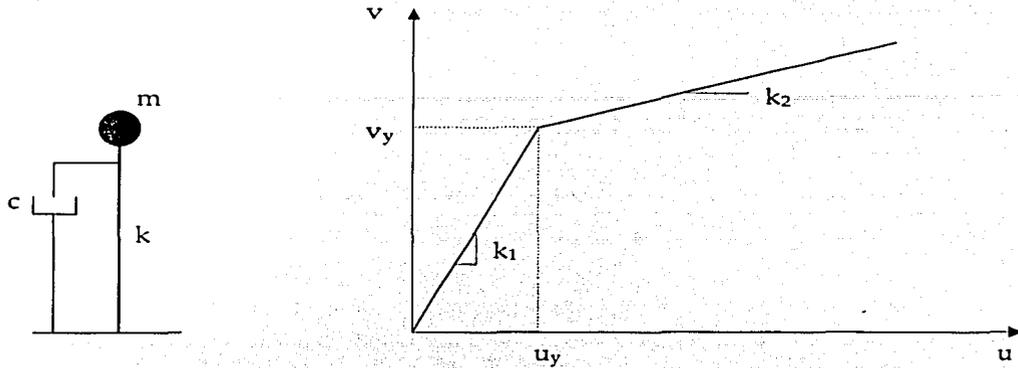


Figura 3.3 Idealización del sistema simplificado de referencia, SSR

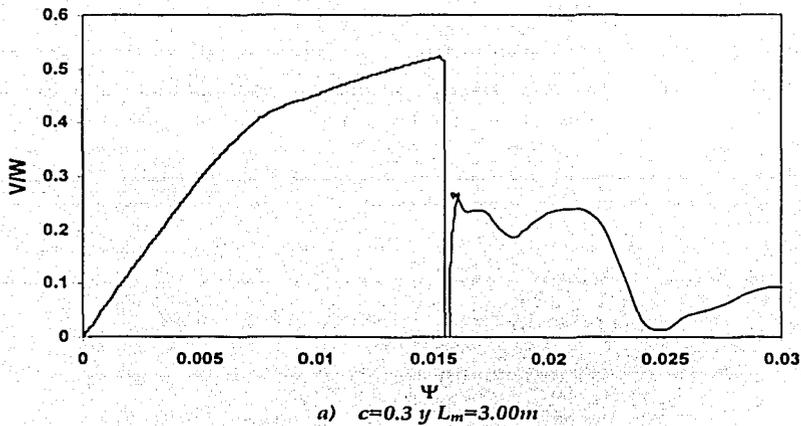


Figura 3.4 Curva cortante basal contra distorsión global del sistema

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

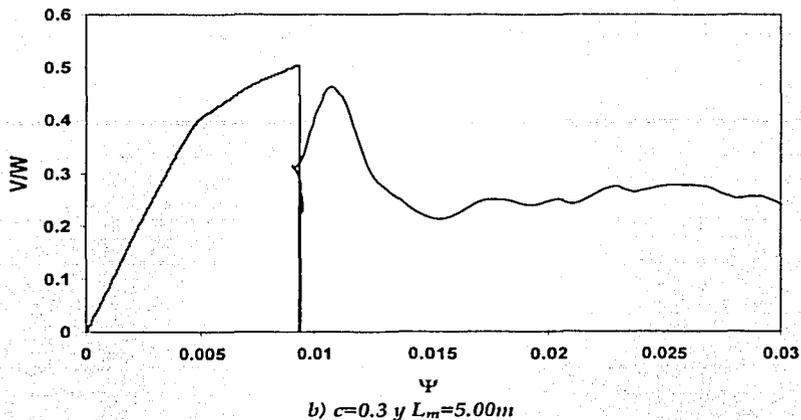


Figura 3.4 (continuación) Curva cortante basal contra distorsión global del sistema

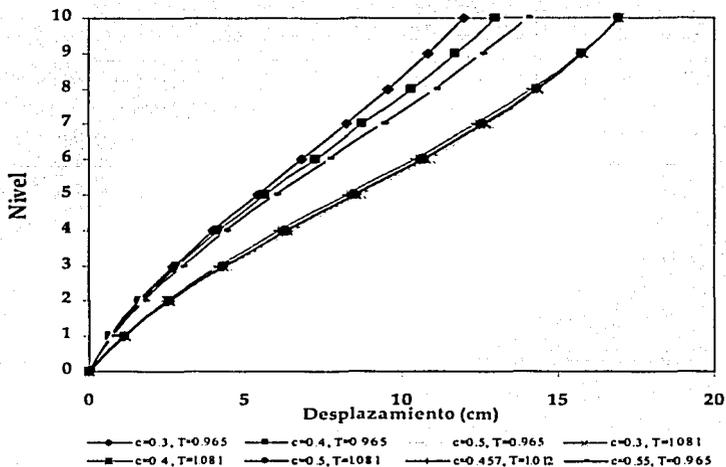


Figura 3.5 Configuraciones de la deformación utilizadas para determinar a los SSR

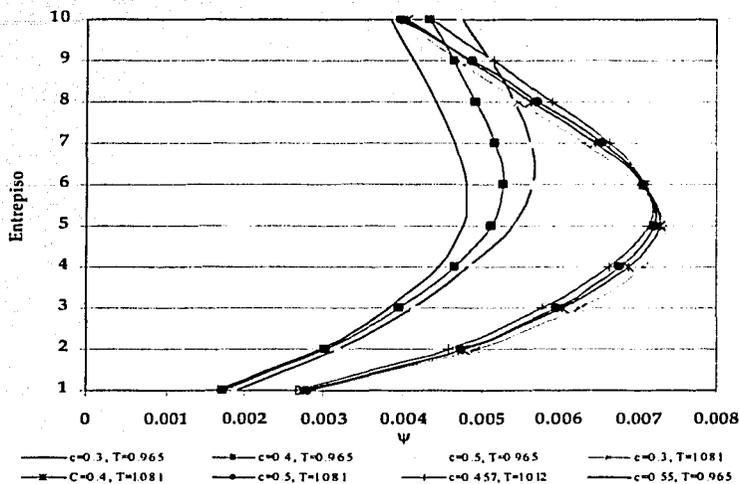


Figura 3.6 Distorsiones de entrepiso obtenidas del análisis de empuje lateral para cada sistema detallado

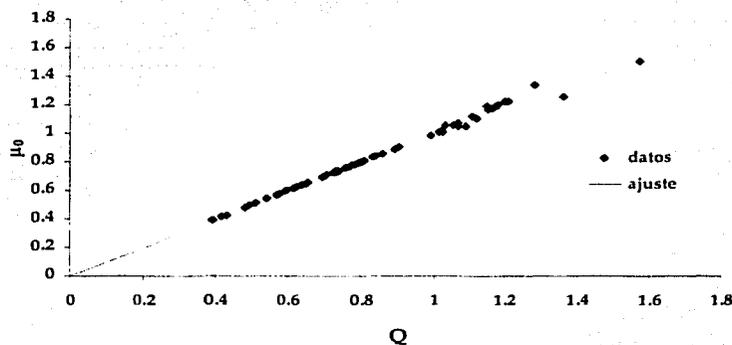


Figura 3.7 a) Valores de μ_0 como función de Q para el caso de partida

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

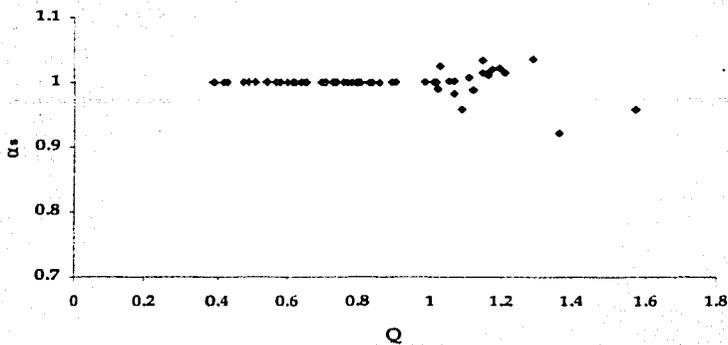


Figura 3.7 b) Valores de α_s como función de Q para el caso de partida

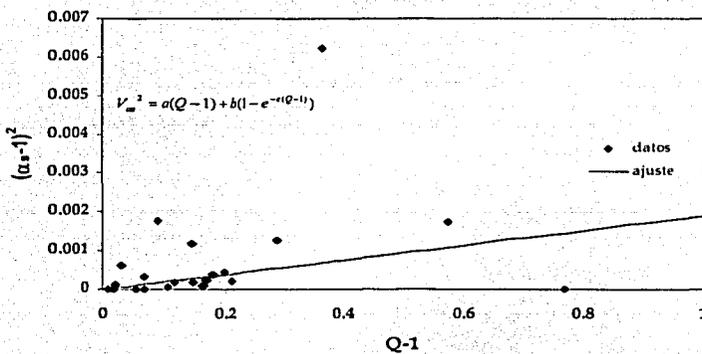


Figura 3.7 c) Valores del cuadrado del coeficiente de variación de α_s

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

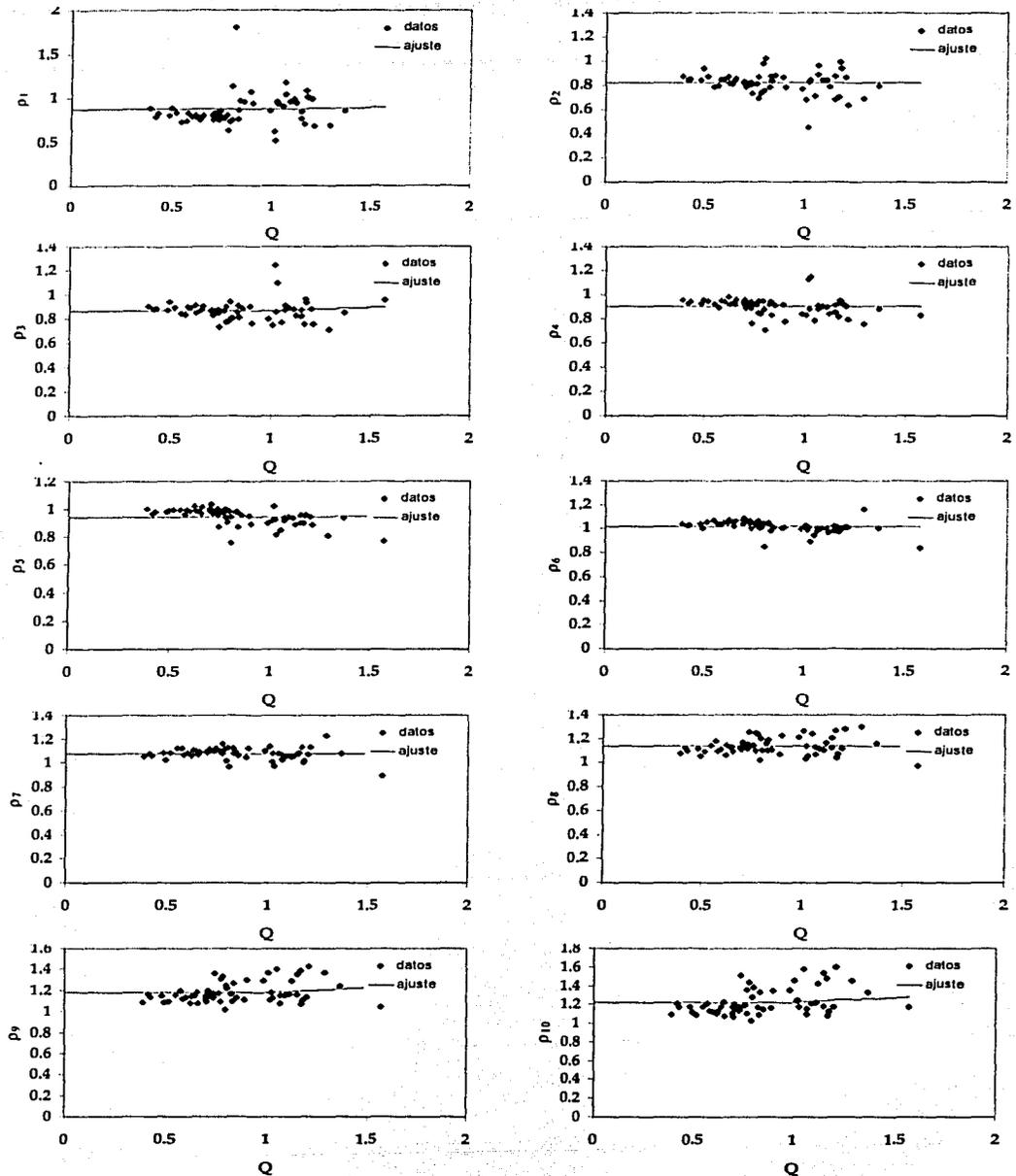


Figura 3.8 a) Valores esperados para ρ_i de la distorsión de entropía

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

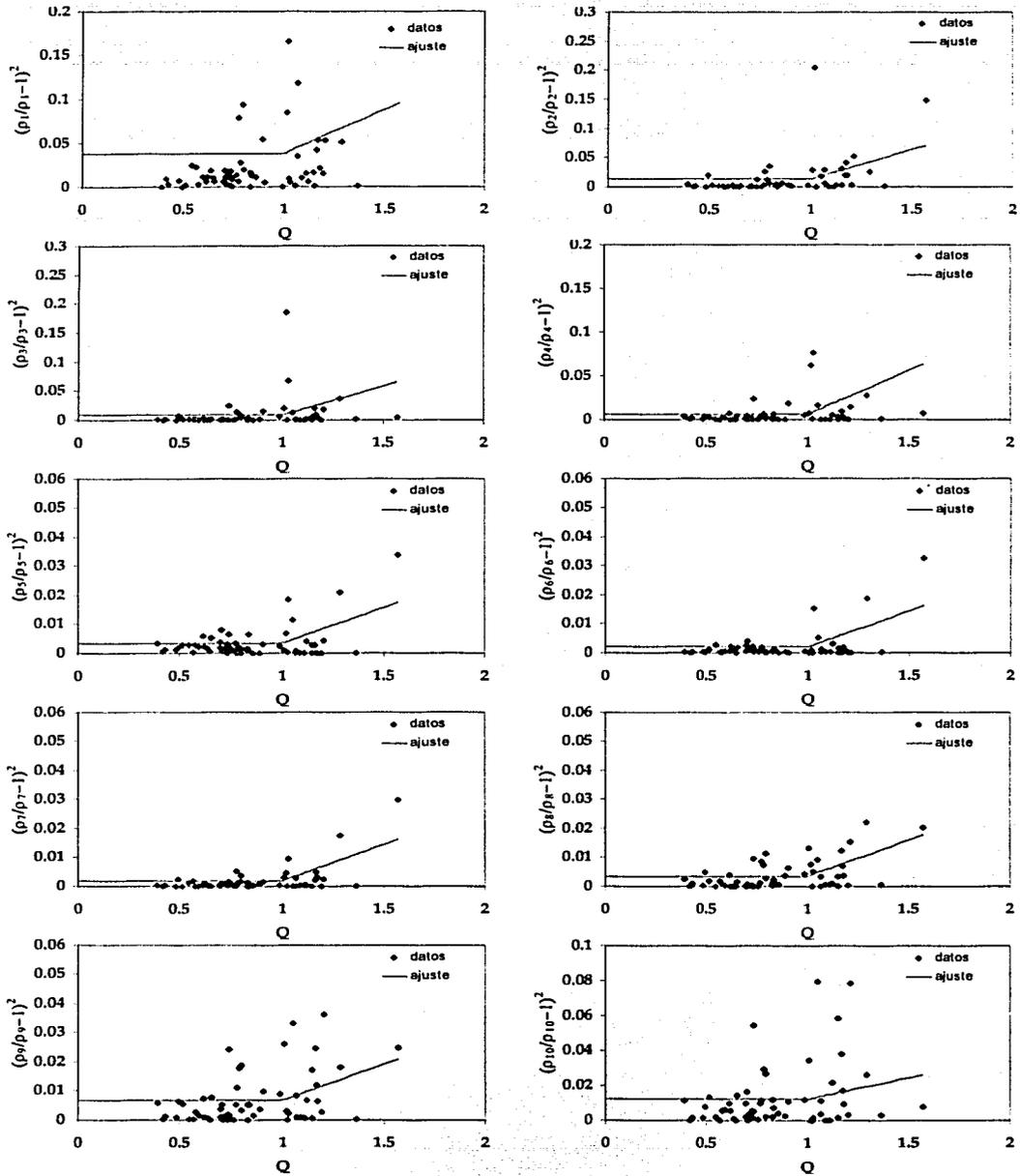


Figura 3.8 b) Cuadrado del coeficiente de variación para ρ_i de la distorsión de entrepiso

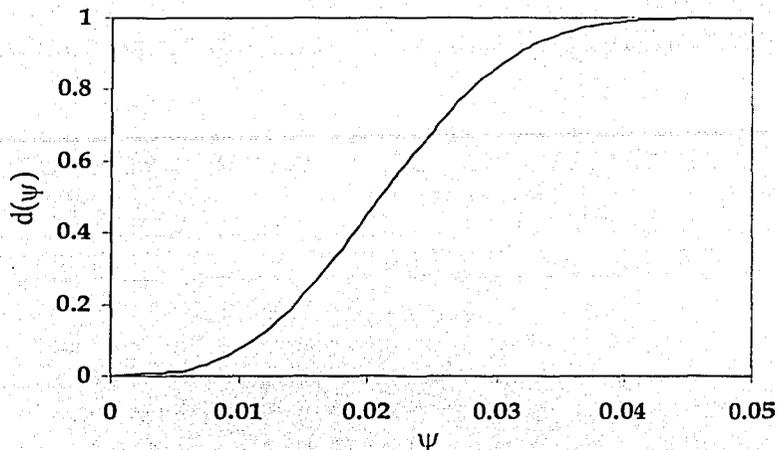


Figura 3.9 a) Función de daño para marcos y trabes de conexión

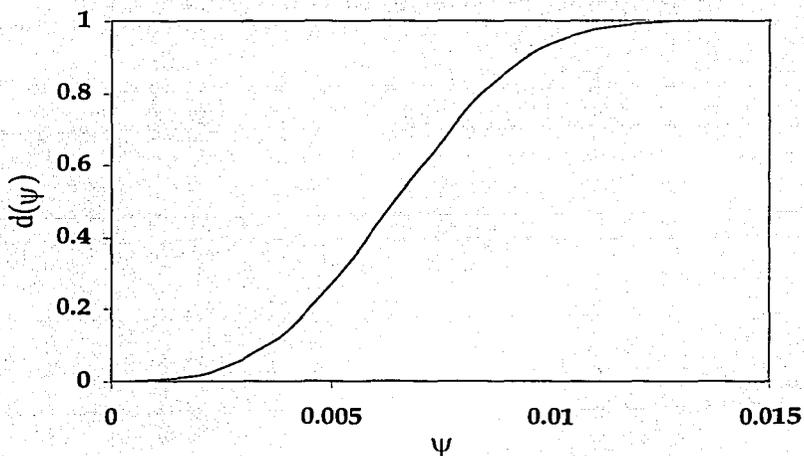


Figura 3.9 b) Función de daño para muros de rigidez, efecto de cortante

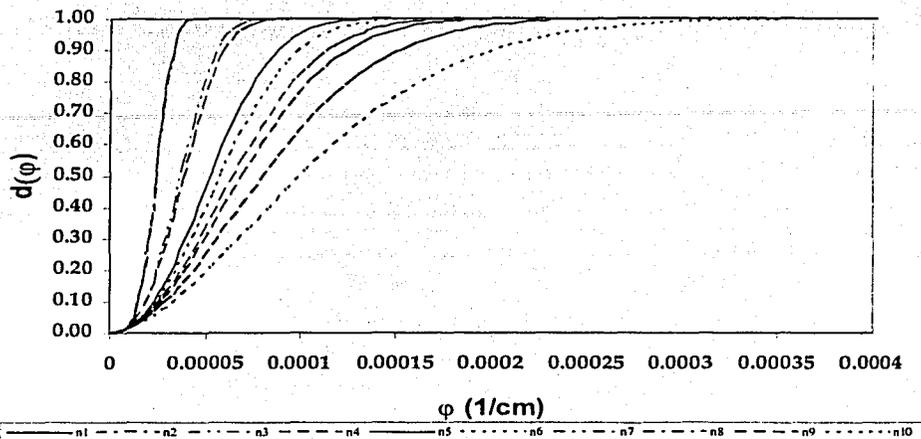


Figura 3.10 Efecto de la carga axial sobre la función de daño para el muro de rigidez, efecto de flexión

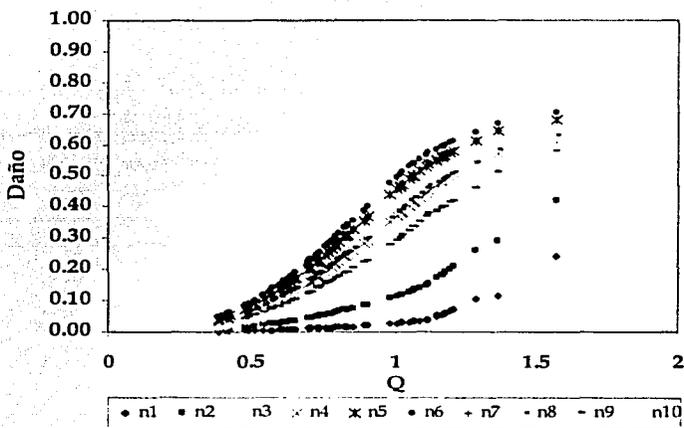


Figura 3.11 a) Valor esperado de las funciones de daño para el marco (caso de partida)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

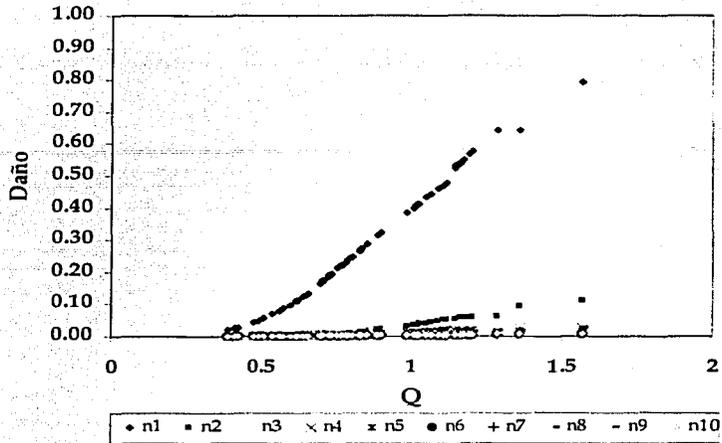


Figura 3.11 b) Valor esperado de las funciones de daño para el muro de rigidez (caso de partida)

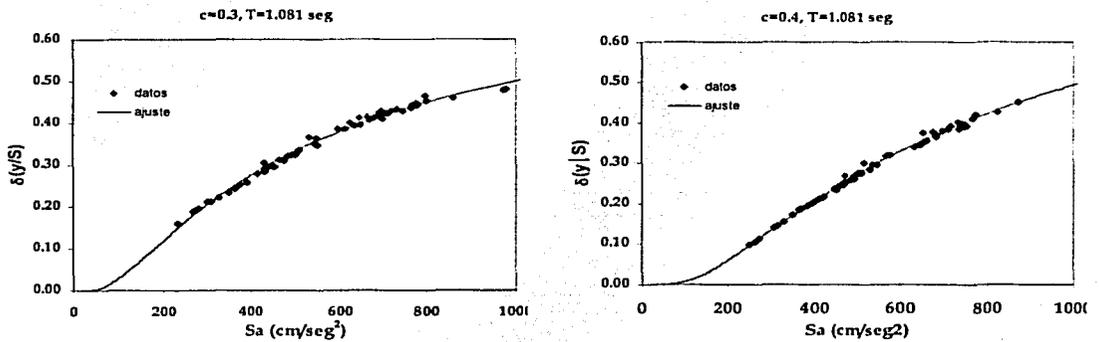


Figura 3.12 Valores obtenidos para $\delta(y|S)$ como función de la intensidad S_a



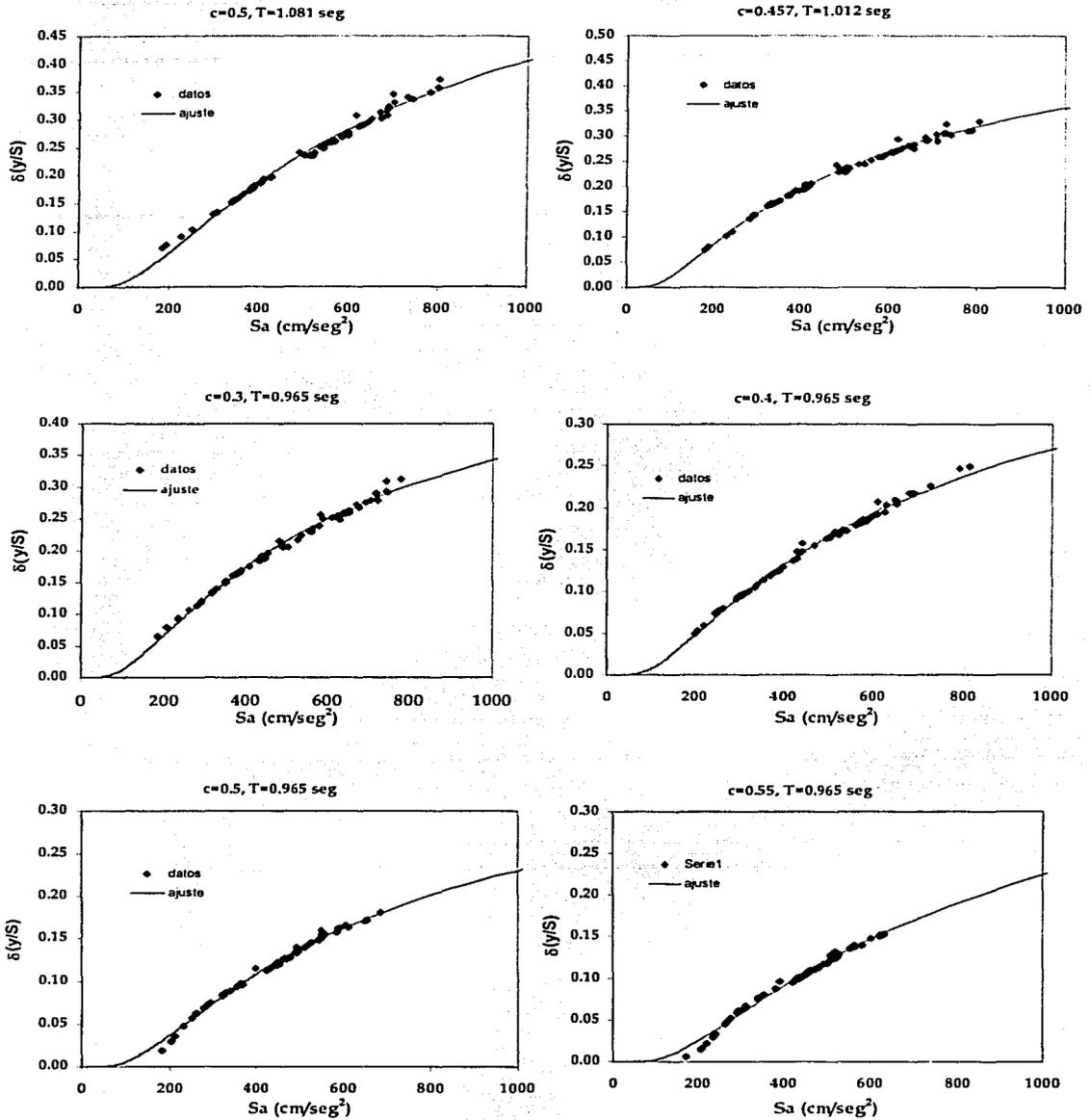


Figura 3.12 (Continuación)

TESIS CON
FALLA DE CALIFICACIÓN

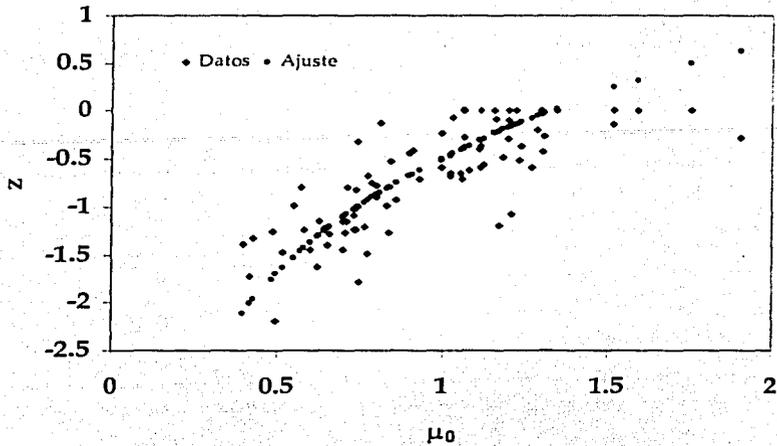


Figura 3.13 a) Valores de z_i como función de μ_0 , el ajuste corresponde al valor de $m(\mu_0)$

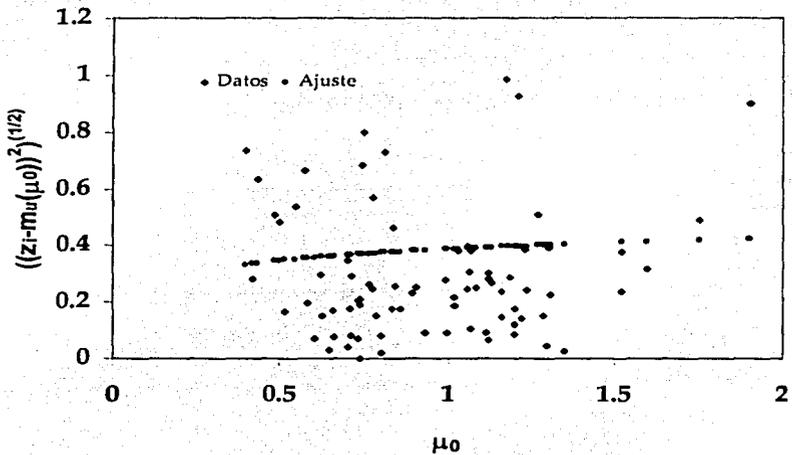


Figura 3.13 b) Valores de $\sigma_1(\mu_0)$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

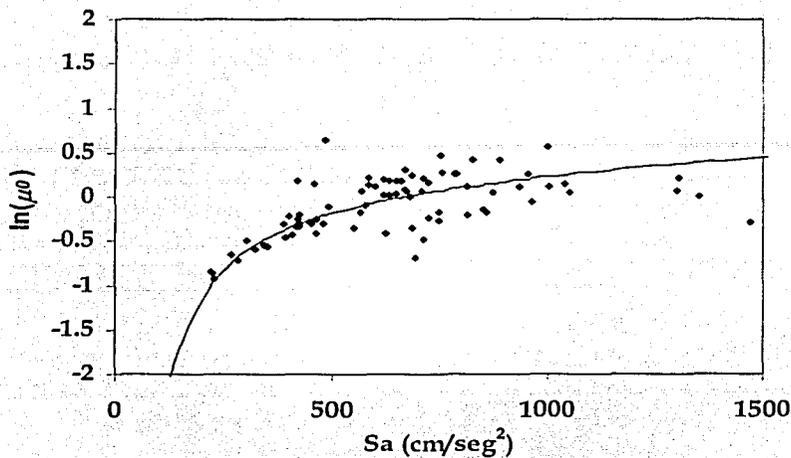


Figura 3.14 a) Valores $\ln(\mu_0)$ como función de la intensidad, S_a , en línea continua el valor de $m_{L,\mu}(y)$

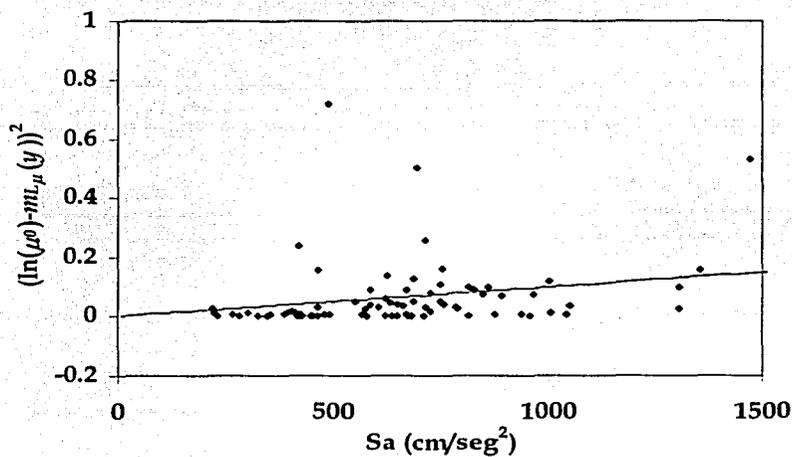
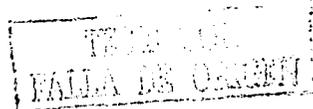


Figura 3.14 b) Valores para determinar $\sigma_{L,\mu}^2(y)$



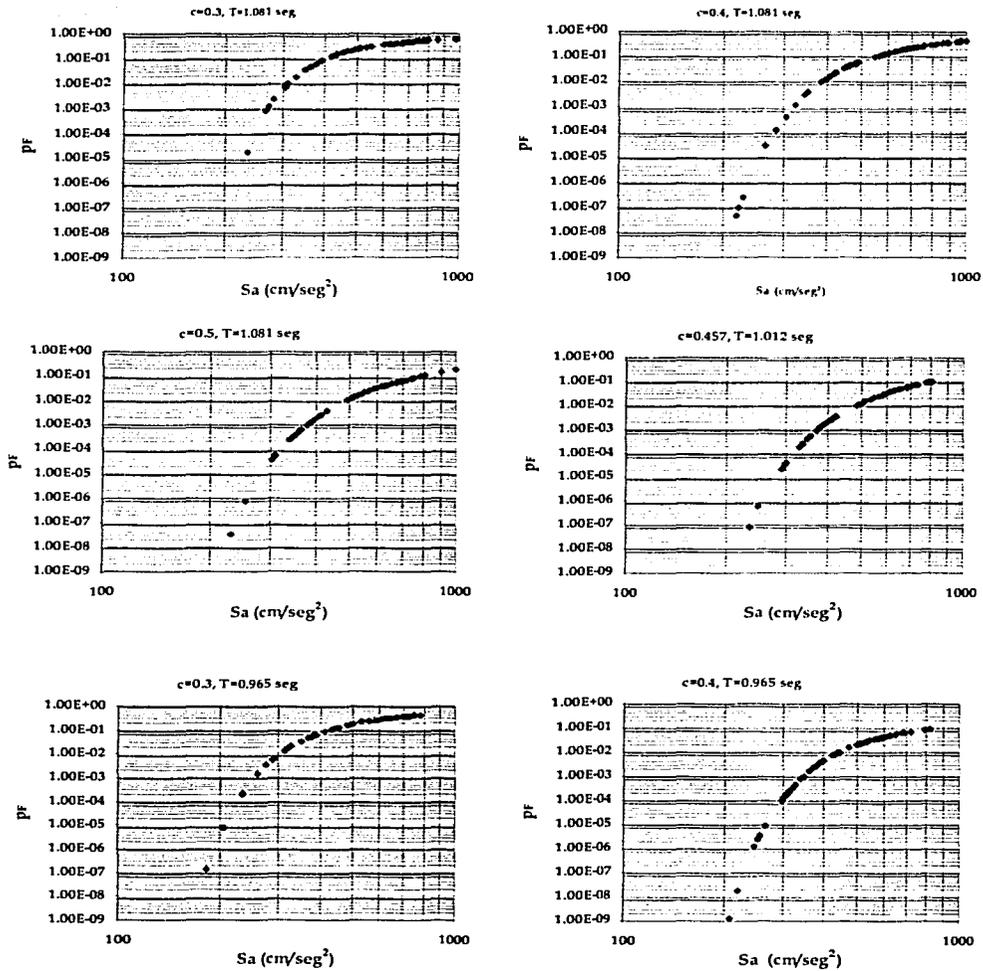
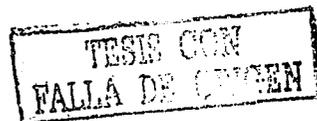


Figura 3.15 Probabilidad de falla para cada caso estudiado



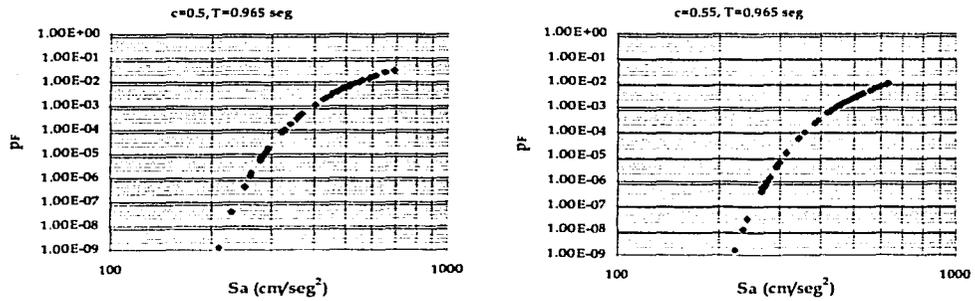
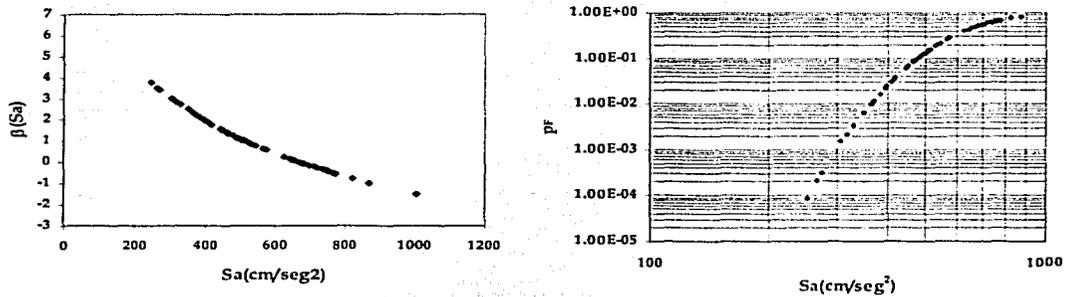
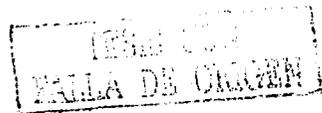


Figura 3.15 (Continuación)



a) Valores del índice de confiabilidad $\beta(Sa)$ como función de la intensidad, b) Probabilidad de falla como función de la intensidad. Caso de partida



ESTA TESIS NO SALE DE LA BIBLIOTECA

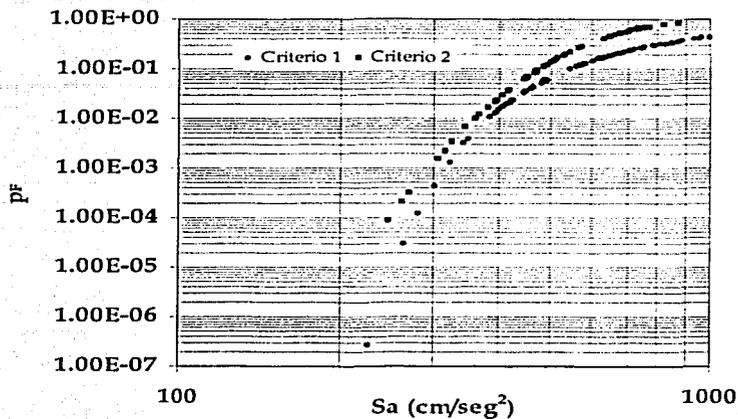
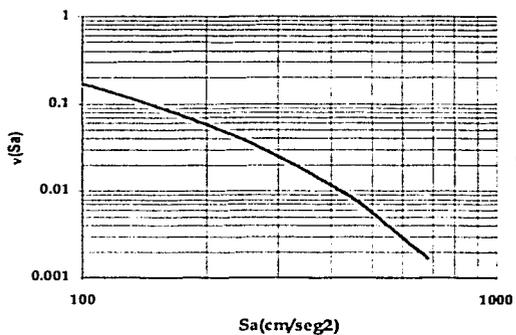
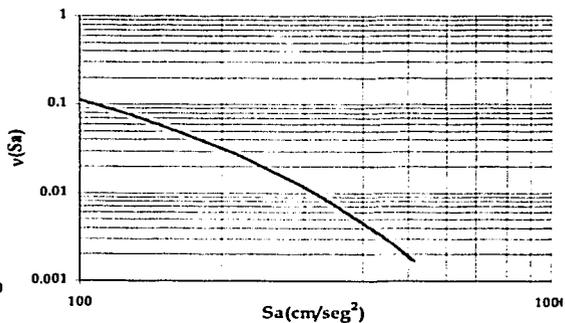


Figura 3.17 Comparación para $p_f(Sa)$ utilizando los dos criterios



a) Caso de partida



b) Caso óptimo

Figura 3.18 Curvas de la tasa de excedencia de intensidades

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

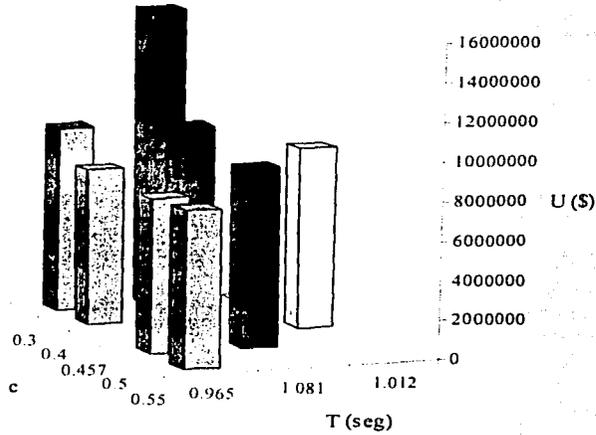
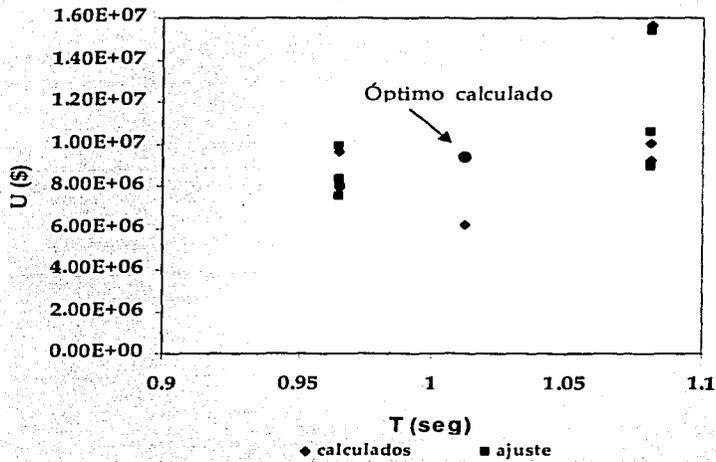
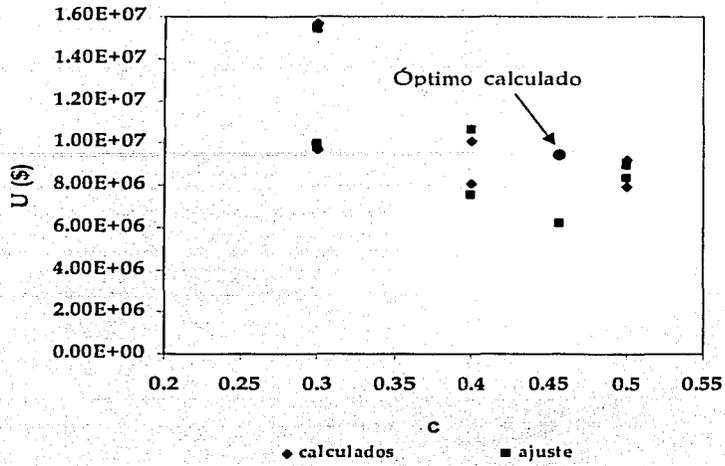


Figura 3.19 Valores de la función de utilidad U en términos de c y T



a)
 Figura 3.20 Comparación de los valores de U calculados con la Ecuación 2.56 y los obtenidos con el criterio B. a) Influencia de T

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



b)

Figura 3.20 (Continuación) b) Influencia de c TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

APÉNDICE A

RELACIONES DE PROPIEDADES ESTRUCTURALES Y DE RESPUESTA ENTRE SSR Y SMGL

Considérese un sistema de múltiples grados de libertad, SMGL, con las siguientes propiedades:

M = matriz de masas

K = matriz de rigideces

Φ = configuración deformada en el análisis de empuje lateral; esta configuración se considera igual a la configuración dominante durante la respuesta sísmica

V = fuerza cortante en la base

u_N = desplazamiento del extremo superior, relativo a la base

v_y, u_{Ny} = fuerza cortante en la base y desplazamiento del extremo superior, ambos en el instante en que ocurre la fluencia en la curva $V - u_N$

De igual manera, las propiedades del SSR son las siguientes:

m = masa

k = rigidez lateral

u = desplazamiento relativo a la base

v = fuerza cortante

v_y, u_y = fuerza cortante y desplazamiento de fluencia

Además, ζ es la fracción del amortiguamiento crítico en ambos sistemas.

Supóngase ahora que la configuración del modelo detallado del sistema se mantiene igual a Φ durante toda la historia de su respuesta sísmica a una aceleración de la base igual a $x_0(t)$. Bajo esta hipótesis, la ecuación del movimiento es la siguiente:

$$m_1 u_N + 2\zeta p m_1 \dot{u}_N + k_1 g(u_N, \dot{u}_N) = -F_p m_1 x_0 \quad (\text{A1})$$

En esta ecuación,

$$\begin{aligned} p &= k_1 / m_1 \\ k_1 &= \Phi^T K \Phi \\ m_1 &= \Phi^T M \Phi \\ F_p &= \frac{\Phi^T M J}{m_1} \end{aligned}$$

$g(u_N, u_N)$ es la función de respuesta no lineal, J es un vector formado por componentes iguales a la unidad. Además, se define la variable $r = \Phi^T K J / k_1$ que se emplea en lo que sigue.

Para el SSR, la ecuación de movimiento es la siguiente:

$$m\ddot{u} + 2\zeta pm\dot{u}_N + k_1 g(u, u) = -mx_0 \quad (A2)$$

De lo anterior se tiene que la fuerza cortante en la base del sistema cuando el comportamiento del sistema se encuentra en el intervalo lineal está dada por $V = J^T K \Phi u_N = \Phi^T K J u_N = r k_1 u_N$ para un SMGL, y por $v = ku$ para el SSR.

De acuerdo con lo anterior, la relación entre las respuestas de ambos sistemas está dada por $u_N = F_p u$. Para que las deformaciones de fluencia se alcancen simultáneamente en ambos sistemas deberá tenerse $u_{Ny} = F_p u_y$. En consecuencia, la relación entre las fuerzas de cortante de fluencia será $v_N = k V_y$. Estas relaciones deben tenerse en cuenta al seleccionar los valores de k y v_y para el sistema simplificado. Para ello se tienen distintas opciones. La más simple es hacer $k = k_1 r F_p$, lo que conduce a $v_y = V_y$.

Por otra parte, m deberá hacerse igual a $m_1 r F_p$ a fin de conservar el periodo natural. Otra opción es tomar $k = k_1$, lo que conduce a $v_y = V_y / (r F_p)$ y $m = m_1$. En estas condiciones, si se aplica al modelo detallado la excitación $F_p x_0$, resultará que $u_N = u$, $u_{Ny} = u_y$, y $v_y = V_y (r F_p)$.

APÉNDICE B

DETERMINACIÓN DE LA DISTORSIÓN ANGULAR PARA LAS TRABES DE CONEXIÓN

La distorsión angular que se presenta en las trabes que unen al muro con los marcos, dado que actúan sobre ellos un conjunto de fuerzas laterales, puede calcularse como la suma de dos componentes, el giro que se desarrolla en la unión de la trabe con el muro y el asociado a la unión de la trabe con el marco. De esta forma se puede escribir la siguiente ecuación:

$$\psi_i = \psi_{i_1} + \psi_{i_2} \quad (B1)$$

Aquí, ψ_{i_1} representa la distorsión angular que se presenta en la unión de la trabe con el marco, ψ_{i_2} es la distorsión que se desarrolla en el extremo de la trabe que se une con el muro, la cual se puede calcular como sigue:

$$\psi_{i_2} = \frac{b\theta_i}{2L_c} \quad (B2)$$

En la Ecuación B2, θ_i es el giro por flexión que se desarrolla en el muro del entrepiso i y se obtiene de un análisis de respuesta no lineal del sistema de múltiples grados de libertad, b es el ancho del muro y L_c es la longitud de la trabe.

Para determinar el valor de ψ_{i_1} , se hacen las siguientes consideraciones: Se supone que en el marco se desarrollan distorsiones laterales sin que los nudos asociados giren; en los extremos de las columnas que inciden a dichos nudos, se acumula un momento de desequilibrio dado por la siguiente ecuación:

$$M_{Di} = 6\psi_i \sum_j K_{cij} + 6\psi_{i+1} \sum_j K_{c(i+1)j} \quad (B3)$$

Donde ψ_i es la distorsión lateral del marco y se obtienen de la misma forma que θ_i ; K_{cij} es el valor de EI/L para la columna j del entrepiso i , i e $i+1$ indican los entrepisos que se encuentran inmediatamente abajo y arriba del nivel de la trabe i . La suma de todas las rigideces angulares en los extremos de las trabes y columnas que inciden a los nudos del nivel i vale:

$$K_a = 6 \sum_j (K_{cij} + K_{c(i+1)j} + 2K_{ij}) \quad (B4)$$

Aquí, K_{ij} es el valor de EI/L para la trabe j del nivel i . Finalmente, el giro promedio de los nudos (ψ_{i_1}) vale:

$$\psi_{i_1} = \frac{M_{Di}}{K_a} \quad (B5)$$

APÉNDICE C

ANÁLISIS PARA EVALUAR EL COSTO INICIAL DE UNA CONSTRUCCIÓN

En la determinación del costo inicial, de aquí en adelante costo total de la construcción, C_{OTC} , intervienen varios costos parciales que son: el costo directo, C_D , costo indirecto, C_I , y ganancia, U , a la que se hace acreedora la persona física o moral que ejecuta la construcción. Así, la suma de todos estos conceptos nos da el costo total.

El análisis de costo total es dinámico, ya que depende de factores como mejoramiento constante de materiales, equipos, procesos constructivos, técnicas de planeación, incrementos de costos de adquisiciones y otros. Por ello, es necesario contar con un planteamiento que permita calcular el valor de C_{OTC} en términos del costo directo, pues es éste el que proporciona un relación más directa entre el costo total y las propiedades mecánicas (rigidez y resistencia) de la estructura.

El valor de C_D se puede calcular en forma aceptable y con buena aproximación si se conocen los volúmenes de obra que nos arroja el diseño detallado de la estructura con propiedades nominales. Así, el volumen o cantidad de obra de la estructura determina la variación en el costo, de acuerdo con la variación que se tenga en la rigidez y resistencia del sistema. Por lo que respecta al sistema de piso y acabados, éstos se mantendrán invariables si varían las propiedades mecánicas. Lo anterior quiere decir, que, si se conoce el volumen de obra (volumen de concreto y acero de refuerzo) de los elementos estructurales, se puede estimar el costo directo de la estructura, y si a éste se le suma el costo directo del sistema de piso, muros de relleno y acabados, se puede conocer el valor de C_{OTC} .

En forma general, el costo directo se forma a partir del costo del material empleado y la mano de obra que satisfagan el volumen de obra dado. En el costo de material para estructuras de concreto reforzado encontramos el costo de concreto, acero y cimbra. Por otra parte, se ha observado que el costo de la cimbra utilizada para la construcción de una estructura tiene un peso importante en la en el costo directo (Suárez, 1971); es por ello que aquí se propone que el costo de la cimbra (de madera) se evalúe por separado.

Para determinar el valor de C_{OTC} , se emplea la siguiente ecuación:

$$C_{OTC} = C_D + C_I + U \quad (C1)$$

Una estimación aproximada para el costo indirecto, C_I , es que éste corresponde al 20% del costo directo, así tenemos:

$$C_I = 0.2C_D \quad (C2)$$

Por otra parte, se sabe que la ganancia es un porcentaje de la suma del costo directo y el indirecto:

$$U = (C_D + C_I)\gamma \quad (C3)$$

Si sustituimos la Ecuación C2 en C3, se tiene:

$$U = 1.2C_D \gamma \quad (C4)$$

Donde γ es un porcentaje expresado en forma decimal.

Los valores de γ dependen del tipo de construcción y volumen de obra, pero el intervalo se encuentra entre 10 y 20%.

Ahora, si sustituimos las ecuaciones C4 y C2 en C1, tenemos:

$$C_{OTC} = 1.2C_D (1 + \gamma) \quad (C5)$$

Este es el costo total expresado en términos del costo directo. Por otra parte, el valor de C_D se puede expresar en términos de la cantidad de material, mano de obra y de la cimbra, si se supone que el costo de la mano de obra es aproximadamente el 40% del costo de los materiales. De esta forma, el costo directo resulta:

$$C_D = 1.4 (C_M + C_C) \quad (C6)$$

Donde C_M es el costo de los materiales empleados en la estructura (concreto y acero de refuerzo) y C_C es el costo de la cimbra empleada para el colado de los elementos estructurales y/o sistema de piso

Finalmente el costo total de la estructura en función de material y cimbra, se obtiene al sustituir C6 en C5:

$$C_{OTC} = 1.68(C_M + C_C)(1 + \gamma) \quad (C7)$$

Podemos observar que la ecuación resultante varía significativamente de acuerdo con el valor que se le asigne a γ . Además, podemos mencionar que dicha ecuación puede ser aplicada para el sistema estructural, sistema de piso, muros de relleno y acabados. (Para éstos dos últimos se omite el término C_C .)

De acuerdo con lo anterior, en forma directa se pueden calcular los costos iniciales de los diferentes subsistemas que conforman a la construcción, y que se mencionan en el párrafo anterior. Sin embargo, para realizar un cálculo del costo directo de los acabados, se recurre a utilizar relaciones entre costos; esto se hace para facilitar los cálculos. De esta forma, podemos definir las siguientes variables: C_{OED} , es el costo inicial de todos los subsistemas que se dañan ante la acción de un sismo, entre los que se encuentran el costo de marcos, muros de rigidez, muros divisorios y trabes de conexión; C_{OSP} , es el costo inicial del sistema de piso, que se supone no sufre daño, pues se considera como infinitamente rígido; y C_{OA} , es el costo inicial de los acabados. Se supone que la relación entre C_{OED} y C_{OTC} es igual a 0.3, entonces los valores de C_{OA} y C_{OTC} pueden ser determinados en forma directa si se conocen los valores de C_{OED} y C_{OSP} . Las relaciones C_{OSP}/C_{OTC} y C_{OA}/C_{OTC} , son cercanos a 0.19 y 0.51, respectivamente. Estos valores son acordes a los propuestos en otros trabajos (Sierra, 2002).

APÉNDICE D

MÉTODO DE MÁXIMA VEROSIMILITUD

El criterio de máxima verosimilitud provee un procedimiento para determinar en forma directa el estimador puntual del parámetro o parámetros que intervienen en una función con variables aleatorias (Ang y Tang, 1975).

Consideremos una variable aleatoria X con función de densidad de probabilidad $f(x; \theta)$ en la cual θ es el parámetro por estimar. Sobre la base de la muestra de valores de x_1, \dots, x_n , se puede plantear la siguiente pregunta: ¿Cuál es el valor más probable de θ que produce el conjunto de observaciones x_1, \dots, x_n ?, es decir, entre los posibles valores de θ , ¿Cuál es el valor que maximizará la probabilidad de obtener tal conjunto de observaciones?.

Se supone que la probabilidad de obtener una muestra particular de valores x_i , es proporcional al valor de la función de densidad de probabilidad evaluada en x_i . Luego, asumiendo una muestra aleatoria, la probabilidad de obtener n observaciones independientes x_1, \dots, x_n , es:

$$L(x_1, \dots, x_n; \theta) = f(x_1; \theta) f(x_2; \theta) \dots f(x_n; \theta) \quad (1D)$$

Esta es la función de verosimilitud del conjunto de observaciones x_1, \dots, x_n . El estimador de máxima verosimilitud $\hat{\theta}$, es el valor de θ que maximiza la función de verosimilitud $L(x_1, \dots, x_n; \theta)$.

Para funciones de densidad de probabilidad con dos o mas parámetros la función de verosimilitud se convierte en:

$$L(x_1, \dots, x_n; \theta_1, \dots, \theta_m) = \prod_{i=1}^n f(x_i; \theta_1, \dots, \theta_m) \quad (2D)$$

Donde $\theta_1, \dots, \theta_m$ son los m parámetros por estimar.

APÉNDICE E

ALGORITMOS GENÉTICOS

En el problema de optimación se requiere determinar el valor mínimo o máximo de una función dada. Para resolver este problema se recurre al empleo de técnicas de búsqueda y optimación. En la literatura existen gran cantidad de ellas; una de las más poderosas es la que se basa en algoritmos genéticos, AG (Goldberg, 1989).

Como su nombre lo indica, los algoritmos genéticos intentan resolver problemas en una forma similar a la selección natural biológica y a los esquemas de supervivencia. Cada intento realizado por un algoritmo genético hacia una solución se considera como un *gene*. En el mundo biológico, el problema es evolucionar para sobrevivir y, en particular, un gene representa una posible solución a la supervivencia dentro de un ambiente competitivo. Un algoritmo genético es un método que permite encontrar una buena respuesta a un problema, basándose en la información recibida de sus intentos repetidos por hallar una solución. Para estimar qué tan cercanos están a una solución dichos intentos, se usa una *función objetivo*.

Características de los algoritmos genéticos

Las características más importantes de los AG se pueden enumerar como sigue:

1. Proceden sobre una codificación del conjunto de parámetros, mas no sobre los parámetros mismos.
2. La búsqueda se realiza a partir de una población de cromosomas (cada cromosoma representa un elemento del dominio de posibilidades) y no a partir de un sólo elemento como en las búsquedas locales.
3. Se usa la información de la función objetivo para medir la cercanía a las soluciones, contrariamente a otros métodos, que hacen uso de derivadas o de información numérica más compleja para guiar sus búsquedas.
4. Se usan reglas de transición probabilísticas más que determinísticas. Cada nueva población que resulta de la aplicación de los operadores de transición es llamada una *generación*.

En cada paso del proceso, se espera que en cada generación la evolución genética apunte hacia la solución del problema. Un algoritmo genético es computacionalmente simple aunque poderoso en su procedimiento de búsqueda. Una gran ventaja de las técnicas genéticas es que son métodos generales de búsqueda que pueden ser aplicadas para resolver una gran cantidad de problemas de optimación.

Un algoritmo genético simple está compuesto de tres operaciones principales: reproducción, cruza y mutación.

- A) La *reproducción* es el proceso de seleccionar a los individuos de la población mejor dotados para generar con ellos a la población de la siguiente generación. Se intenta seleccionar aquellos cromosomas que tuvieron mejores valores bajo la función objetivo.
- B) *Cruzamiento*: Después de la reproducción, los cromosomas (cadenas de bits) de diferentes individuos se aparean. El cruzamiento consiste en el intercambio de celdas, subcadenas de bits, para generar dos nuevos cromosomas con nuevo material genético.
- C) *Mutación*: Es el paso final para construir la siguiente generación de cromosomas. El proceso intenta alterar aleatoriamente un muy pequeño porcentaje de la secuencia genética presente en la población. La finalidad de la mutación es introducir nuevos conceptos en la población.

Los AG son procedimientos iterativos en los cuales se desarrolla una "población" de posibles soluciones para la función objetivo, $f(x)$:

$$P(t) = \{x_1(t), x_2(t), \dots, x_N(t)\}$$

Cada estructura x_i en la población P es simplemente una cadena binaria de longitud L .

Generalmente, cada x_i representa un vector de parámetros de la función $f(x)$, pero la semántica asociada con el vector es desconocida para el AG. Durante cada paso iterativo, llamado "generación", la población se evalúa y, sobre las bases de aquella evaluación, se forma una nueva población de posibles soluciones. El siguiente esquema muestra la forma de un AG simple:

Procedimiento AG

empezar

$t=0$;

inicializar $P(t)$;

evaluar estructuras en $P(t)$;

mientras la condición dada para terminar el procedimiento no se satisfaga, hacer:

empezar

$t=t+1$;

seleccionar $P(t)$ de $P(t-1)$;

recombinar estructuras en $P(t)$;

evaluar estructuras en $P(t)$;

terminar

terminar.

La población inicial $P(0)$ se escoge usualmente en forma aleatoria. Otra alternativa es que tal población pueda contener puntos iniciales escogidos eurísticamente. En cualquier caso, la población inicial contendrá una amplia variedad de estructuras. Enseguida, se procede a evaluar cada estructura de $P(0)$.

Las estructuras de la población $P(t+1)$ se escogen de la población $P(t)$ mediante un procedimiento aleatorio, el cual asegura que el número esperado de veces que una estructura es escogida sea proporcional al desempeño de la misma. Dicho número es relativo al resto de la población. Al terminar el procedimiento de selección, la población $P(t+1)$ contiene duplicados de las estructuras seleccionadas en la población $P(t)$.

Para investigar otros puntos en el espacio de interés, se introducen algunas variaciones dentro de la nueva población por medio de operaciones idealizadas de "recombinación genética"; la operación de recombinación más importante es la cruce. En ésta operación, dos estructuras, en la nueva población, cambian proporciones de sus representaciones binarias. Esto se puede implementar, al tomar un punto aleatorio (punto de cruce) y escoger los segmentos que se encuentran a la derecha de dicho punto. Por ejemplo, si se supone que:

$$x_1 = 100:01010 \text{ y} \\ x_2 = 010:10100$$

además, si se toma el punto de cruce, como se indica. Las cadenas de bits resultantes serán:

$$y_1 = 100:10100 \text{ y} \\ y_2 = 010:01010$$

Las ventajas que presentan los AG sobre los métodos clásicos de búsqueda (métodos de gradiente) son muchas, ya que los primeros pueden resolver ambos problemas, los de gradiente y aquellos cuyos espacios de búsqueda son complejos (problemas que se presentan en la práctica), pues pueden ser descritos por funciones objetivo multimodales, discontinuas y multidimensionales.