



Universidad Nacional Autónoma de México

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Confiabilidad implícita en estructuras
convencionales como base para establecer
criterios para el diseño sísmico de estructuras
reforzadas con disipadores de energía**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

DOCTOR EN INGENIERÍA

ING. CIVIL – ING. SÍSMICA

P R E S E N T A :

MARCO ANTONIO MONTIEL ORTEGA



TUTORA:
DRA. SONIA E. RUÍZ GÓMEZ

MARZO DEL 2006

JURADO ASIGNADO:

Cargo	Grado/Nombre	Entidad de Adscripción
Presidente	Dr. Esteva Maraboto Luis	Instituto de Ingeniería
Secretario	Dr. Escobar Sánchez José Alberto	Instituto de Ingeniería
1^{er.} Vocal	Dra. Ruiz Gómez Sonia Elda	Instituto de Ingeniería
2^{do.} Vocal	Dr. Meli Piralla Roberto	Instituto de Ingeniería
3^{er.} Vocal	Dr. Díaz López Orlando Javier	UNAM
1^{er.} Suplente	Dr. Reinoso Angulo Eduardo	Instituto de Ingeniería
2^{do.} Suplente	Dr. Terán Gilmore Amador	Universidad Autónoma Metropolitana.

Lugar donde se realizó la tesis:

Instituto de Ingeniería

TUTORA DE TESIS:

DRA. SONIA E. RUIZ GÓMEZ

DEDICATORIAS

- *A mis PADRES:*

Miguel Montiel Encarnación y Ma. Elena Ortega Chávez.

**Verdadero símbolo de honradez, dignidad,
Sencillez y espíritu de lucha.....**

**Te doy gracias Señor,
porque aun los mantienes vivos.**

Dios los guarde por toda eternidad.....

- *A mis HERMANOS:* Porque aun estando lejos los siento cerca.

*El éxito es un trayecto, un camino,
no es lograr una meta u objetivo,
aunque es parte del sendero.*

AGRADECIMIENTOS

A DIOS. QUIEN BUSCA ENCUENTRA.

- **AL POSGRADO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA Y A LA UNAM.**

Por la oportunidad de realizar este doctorado y por sentirme orgullosamente de la UNAM. En donde me puede encontrar con la diversidad del conocimiento por doquier y esto me permitió no solo una formación académica sino también cultural en danza y música, deportiva en karate do, natación, fútbol y acondicionamiento físico general, filosófica, etc.; es decir: Universitaria.

- **A LA COORDINACIÓN DE MECÁNICA APLICADA DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA.**

Por todo el tiempo que estuve en sus instalaciones durante la realización del posgrado y que me permitieron terminar esta importante etapa de mi formación profesional.

- **A mis sinodales.**

Dr. Esteva Maraboto Luis, Dr. Escobar Sánchez José Alberto, Dra. Ruiz Gómez Sonia Elda, Dr. Meli Piralla Roberto, Dr. Díaz López Orlando Javier, Dr. Reinoso Angulo Eduardo, Dr. Terán Gilmore Amador, por la revisión de este trabajo y especialmente al Dr. Esteva por su entrega, dedicación y logros que sirven de inspiración.

- **A la Dra. Sonia E. Ruiz Gómez.**

Por que siempre esta la parte humana antes que cualquier otra, lo que nos permite superar más fácilmente las adversidades, creo que para mí vale tanto como el logro mismo alcanzado. Por su comprensión, apertura y apoyo durante la realización de este trabajo. Por el gran equipo de trabajo que logramos implementar. ¡Siempre será un grato recuerdo!.

- **A los del Instituto de Ingeniería.**

A todos los compañeros que logré conocer en el Instituto de Ingeniería que sin duda son personas muy capaces y trabajadores. En especial a los que trabajamos juntos en el cubículo 213 y que hicieron su tesis de licenciatura o maestría dentro del proyecto de investigación de este doctorado. Gracias por su dedicación.

Esta tesis se realizó gracias al valioso apoyo económico de **CONACYT** y **DGEP**.

*La vida es de mentalidad,
Cuando tenemos una mente abierta
Y nos damos cuenta que podemos,
Seguramente lo lograremos.*

*La preparación da como consecuencia la mentalidad,
Preparándonos adecuadamente y trabajando
Lograremos una mentalidad capaz.*

Y viceversa:

*Con una mentalidad capaz, triunfadora,
Es posible lograr una buena preparación.*

**CONFIABILIDAD IMPLÍCITA EN ESTRUCTURAS CONVENCIONALES COMO
BASE PARA ESTABLECER CRITERIOS PARA EL DISEÑO SÍSMICO DE
ESTRUCTURAS REFORZADAS CON DISIPADORES DE ENERGÍA**

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 1. OBJETIVOS Y ORGANIZACIÓN DE LA TESIS.....	2
1.1 OBJETIVOS GENERALES.....	2
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
1.3 ORGANIZACIÓN GENERAL DE LA TESIS.....	4
CAPÍTULO 2. DESCRIPCIÓN DE LOS EDIFICIOS EN ESTUDIO Y DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS.....	6
2.1 ESTRUCTURAS CONVENCIONALES ANALIZADAS.....	6
2.2 MODELOS ESTRUCTURALES.....	9
2.3 MOVIMIENTOS SÍSMICOS USADOS EN ESTE ESTUDIO.....	10
2.4 ESCALAMIENTO DE ACELEROGRAMAS.....	11
2.4.1 Factor de escala.....	12
2.5 CURVAS DE PELIGRO SÍSMICO.....	13
2.6 ESPECTROS SIN ESCALAR Y ESPECTROS ESCALADOS.....	13
CAPÍTULO 3. INFLUENCIA DE PARÁMETROS INCIERTOS EN LA CONFIABILIDAD SÍSMICA IMPLÍCITA EN LOS EDIFICIOS CONVENCIONALES.....	15
3.1 INTRODUCCIÓN.....	15

3.2 MÉTODOS PROBABILÍSTICOS USADOS PARA EVALUAR LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL.....	16
3.2.1 Métodos que utilizan integración numérica.....	16
3.2.2 Método simplificado (Cornell, 1996).....	18
3.3 COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE LOS MÉTODOS PARA EVALUAR LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL.....	20
3.3.1 Pasos y resultados intermedios.....	20
3.3.2 Curvas de peligro de demanda estructural [$v_D(d)$] correspondientes a marcos de 5, 10 y 15 niveles.....	21
3.4 INFLUENCIA DE LA INCERTIDUMBRE EN LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES Y DE LAS CARGAS VIVAS EN FUNCIÓN DE CURVAS DE PELIGRO DE DEMANDA ESTRUCTURAL [$v_D(D)$].....	22
3.4.1 Resultados intermedios.....	23
3.4.2 Curvas de peligro de demanda estructural [$v_D(d)$] correspondientes a los <i>Casos a, b y c</i>	23
3.4.3 Factores de corrección.....	25
3.4.4 Comparación de la confiabilidad de los tres marcos.....	26
3.5 INFLUENCIA DE LAS INCERTIDUMBRES EN LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS EN ESTUDIO.....	27
3.5.1 Análisis estático no lineal (AENL).....	28
3.5.2 Análisis dinámico incremental (ADI's).....	29
3.5.3 Marco de 5 niveles.....	31
3.5.3.1 Capacidad estructural a partir de análisis dinámicos incrementales (ADI's).....	31
3.5.3.2 Relación entre las curvas ADI's y las curvas P.O. de entepiso.....	33
3.5.3.3 Subdivisión de grupos de sismos, tomando en cuenta las curvas ADI's.....	33

3.5.4 Marco de 10 niveles.....	36
3.5.5 Marco de 15 niveles.....	38
3.5.6 Coeficientes de variación de algunos parámetros de interés (k_e , d_y , d_{cu} , Sa_{cu} , μ_{cu})	40
3.6 INFLUENCIA DE LA INCERTIDUMBRE DE LA CAPACIDAD EN LA TASA MEDIA ANUAL DE FALLA.....	41
3.7 COMPARACIÓN DE DOS FORMAS DE EVALUAR LA TASA MEDIA ANUAL DE FALLA PARA DOS ESTADOS LÍMITE.....	42
3.8 CONCLUSIONES DE ESTE CAPÍTULO.....	43
CAPÍTULO 4. MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO PARA EL REFUERZO DE EDIFICIOS CON DISIPADORES, BASADO EN CONFIABILIDAD Y DESEMPEÑO ESTRUCTURAL.....	46
4.1 INTRODUCCIÓN.....	46
4.2 CRITERIO PARA REFORZAR EDIFICIOS CON DISIPADORES, TAL QUE SU CONFIABILIDAD SEA IGUAL O MAYOR AL CORRESPONDIENTE EDIFICIO CONVENCIONAL (ASOCIADO A DIFERENTES ESTADOS LÍMITE)	47
4.2.1 Planteamiento del problema.....	47
4.2.2 Planteamiento del criterio.....	49
4.2.2.1 Conceptos básicos.....	50
4.2.3 Metodología propuesta.....	58
4.2.4 Aplicación de la metodología para reforzar un edificio de cinco niveles con disipadores tipo TADAS.....	62
4.2.4.1 Confiabilidad del marco convencional.....	62
4.2.4.2 Primera propuesta de los disipadores.....	62
4.2.4.3 Revisión del estado límite de servicio.....	63
4.2.4.4 Revisión del estado límite último.....	63

4.2.4.5 Revisión del estado límite último en los disipadores.....	64
4.2.4.6 Número final de disipadores por entrepiso.....	64
4.3 CONCLUSIONES DE ESTE CAPÍTULO.....	65
CAPÍTULO 5. RESUMEN DE APORTACIONES.....	68
5.1 Aportaciones del Primer Objetivo General.....	68
5.2 Aportaciones del Segundo Objetivo General.....	69
COMENTARIOS FINALES Y RECOMENDACIONES.....	71
REFERENCIAS.....	73
APÉNDICES.....	78

- **APÉNDICE A** - INFLUENCE OF PARAMETERS UNCERTAINTY ON SEISMIC RELIABILITY OF BUILDING STRUCTURES, por *Marco A. Montiel*, Sonia E. Ruiz y Gerardo Rangel, aceptado para su publicación en la revista: “Earthquake Engineering and Structural Dynamics”.
- **APÉNDICE B** - SEISMIC DESIGN METHOD FOR RELIABILITY-BASED REHABILITATION OF BUILDINGS, por *Marco A. Montiel* y Sonia E. Ruiz, publicado en la revista: “Earthquake Spectra”, Vol. 22, No.1, pp. 189-214, febrero del 2006.
- **APÉNDICE C** - ESCALAMIENTO DE ACELEROGRAMAS Y NÚMERO MÍNIMO DE REGISTROS REQUERIDOS PARA EL ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS, por Selma M. Chan Dorado, Sonia E. Ruiz Gómez y *Marco Antonio Montiel Ortega*, publicado en la revista: “Ingeniería Sísmica”, Vol. 72, pp.1-24, enero – junio del 2005.

AGRADECIMIENTOS

INTRODUCCIÓN

El diseño sísmico de estructuras en nuestro país, al igual que en la mayoría de los países del mundo, se ha realizado tradicionalmente mediante el método de resistencias (método que se encuentra implícito en el texto principal del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, RCDF-2004). Para ello se utilizan espectros de aceleración de diseño sísmico que se reducen por efectos del comportamiento no-lineal que presentan los elementos estructurales. Posteriormente, se verifica que se satisfagan ciertos requisitos de desplazamiento relativo máximo de los entrepisos.

En el proceso anterior se encuentra implícito que tanto las cargas como las resistencias tienen incertidumbres (cubiertas mediante factores de carga y de resistencia).

Con este procedimiento se diseñan estructuras que presentan una confiabilidad (o su complemento, la probabilidad de falla, v_F) que no es uniforme para todas las estructuras de cierto tipo, ni para los estados límite a los que se refiere el RCDF (estos son los estados límite de servicio y de falla). Dicha confiabilidad no es uniforme porque durante el proceso de diseño no se establece la condición de que las estructuras de cierto tipo o grupo tengan una misma probabilidad de fallar, cuando se someten a sismos de una intensidad dada.

Los criterios de diseño de los reglamentos tratan de representar, a juicio de un grupo de expertos, un equilibrio entre los costos de construcción y los niveles de seguridad (no cuantificados) que ofrecen.

Los conceptos contenidos en los párrafos anteriores se refieren tanto a estructuras nuevas como a estructuras reforzadas (ya sea mediante elementos convencionales o no convencionales, por ejemplo con disipadores de energía o aislamiento de base).

Con respecto a las estructuras que cuentan con sistemas no convencionales de resistencia sísmica, el reglamento RCDF propuesto (2004) indica en su sección 1.12 lo siguiente: *“Cuando la estructura se aisle sísmicamente en su base, o se adopten dispositivos especiales capaces de disipar energía por amortiguamiento o comportamiento inelástico, podrán emplearse criterios de diseño sísmico que difieran de los aquí especificados, pero congruentes con ellos, si se demuestran, a satisfacción de la Administración, tanto la eficacia de los dispositivos o soluciones estructurales, como la validez de los valores de amortiguamiento y del factor de comportamiento sísmico que se propongan”*.

Una manera de demostrar a la Administración del Gobierno del Distrito Federal la eficacia de los dispositivos y la validez de los valores de comportamiento sísmico que se mencionan en el párrafo anterior es haciendo ver que la confiabilidad de una estructura que se diseña en forma convencional es similar a la de la correspondiente estructura que se diseña con sistemas no convencionales. Esto se aplica tanto a estructuras nuevas como a existentes.

El ingeniero diseñador no está obligado a evaluar cuantitativamente la confiabilidad estructural (ya que esto sería muy laborioso y poco práctico). En general el diseñador cumple con las recomendaciones del reglamento y con eso garantiza que su diseño cuenta con cierta confiabilidad. Es decir, que tiene cierta seguridad contra colapso ante sismos fuertes, contra daños intensos ante sismos moderados, y contra daños menores ante sismos de pequeña intensidad.

De los párrafos anteriores se deduce que existe la necesidad de evaluar la tasa media anual de falla que implica diseñar de acuerdo con en el RCDF. Por otro lado también existe la necesidad de garantizar que los nuevos métodos de análisis que se propongan para estructuras con sistemas no convencionales den lugar a diseños que cumplan con probabilidades de falla similares a la de los diseños convencionales. _Esto debe cumplirse para todos los estados límite.

RESUMEN

En la primera parte de la tesis se analiza la influencia que tiene la incertidumbre de algunos parámetros en la confiabilidad sísmica de varios marcos de concreto reforzado. 1) Se comparan las curvas de peligro de demanda estructural de varios marcos obtenidas por medio del método de integración numérica y alternativamente por el método simplificado propuesto por C. A. Cornell. Se encontró que las diferencias se vuelven grandes conforme se incrementa el nivel de distorsiones máximas de entrepiso. 2) Se evalúa la influencia que sobre la confiabilidad estructural tiene la incertidumbre en las propiedades de los materiales y en la carga viva instantánea. Las curvas de peligro de demanda de los marcos considerando valores medios de las propiedades de los materiales y de la carga viva instantánea resulta muy similar a la de los valores en donde se consideran valores inciertos; sin embargo, conforme las distorsiones se incrementan, las diferencias son más significativas. 3) Se analiza la influencia de las incertidumbres en la capacidad de las distorsiones máximas de entrepiso y, alternativamente, en la capacidad en función del nivel de intensidad sísmica, al evaluar las tasas de falla de los edificios. La capacidad estructural se estima por medio de Análisis Dinámicos Incrementales (ADI's). Para las estructuras que presentan "ablandamiento" al entrar al pico del espectro, resulta más adecuado usar como medida de la capacidad estructural las distorsiones máximas de entrepiso, en vez del nivel de intensidad que causa la falla. Los resultados de los ADI's se comparan con los obtenidos por medio de análisis estático no lineal ("push-over"). Las capacidades de distorsiones de entrepiso obtenidas con ADI's son mayores que las obtenidas con los análisis de los "push-over". 4) Se propone un criterio para formar grupos de movimientos sísmicos a partir de las curvas de los ADI's por medio de su comportamiento no lineal y de la forma que tienen los espectros de los sismos usados en los análisis. En general se identifican dos grupos de sismos: *grupo I* asociado a espectros de *banda angosta*, y *grupo II* a espectros de *banda ancha*. 5) Se obtiene que la influencia de la incertidumbre en la capacidad estructural al evaluar la tasa media anual de falla de los edificios es más significativa para el estado límite cercano al colapso que para el estado límite de fluencia. 6) El estudio da una idea de la importancia que tiene el contenido de frecuencia de los movimientos sísmicos en la confiabilidad de las estructuras.

En la segunda parte de la tesis se propone un método de diseño basado en confiabilidad para edificios reforzados con dispositivos disipadores de energía sísmica. El método asegura que la confiabilidad del edificio reforzado es igual o mayor que un valor preestablecido (por ejemplo, el correspondiente a un edificio similar convencional diseñado de acuerdo con algún reglamento sísmico). El método de diseño se formula dentro del formato de diseño que usa factores de demanda y capacidad (DCFD, por sus siglas en inglés). La aproximación propuesta se basa en la comparación entre los niveles de confianza correspondientes al edificio reforzado y al edificio convencional. Los factores de confianza se asocian a los estados límite de servicio y seguridad de vida. La aplicación del

método propuesto se ilustra mediante la rehabilitación de un edificio de 5 niveles reforzado con disipadores de energía tipo TADAS.

ABSTRACT

In the first part of the thesis the influence of parameter uncertainties on the seismic reliability of several structural reinforced concrete buildings is analyzed. 1) Drift hazard curves of three buildings obtained by means of a numerical integration and, alternatively, by the “simplified” approach proposed by C.A. Cornell, are compared: it is found that as the peak story drift increases, the differences become larger. 2) Drift hazard curves of buildings considering mean values of their material properties and of instantaneous live loads are compared with those considering uncertain values: for small peak story drifts the differences are negligible; however, as the peak story drift increases, the differences become more significant. 3) Influence of uncertainty in the story drift capacity and, alternatively, in intensity capacity on the structural annual failure rates is evaluated. The structural capacity is estimated by Incremental Dynamic Analysis (IDA). For the analysis of structures that “soften” into a peak of their corresponding spectra associated with narrow-band motions it could be more adequate to use the peak story drift as a measure of structural capacity, rather than the intensity that causes the failure. Drift capacities obtained by means of IDA are larger than those obtained with non-linear static analysis. 4) The influence of the uncertainty in the structural capacity on the annual failure rate of the buildings is more significant for the near-collapse limit state than for the yielding state. 5) The study gives idea about the importance of frequency content on the reliability of structures.

In the second part of the thesis, a reliability-based design method for the rehabilitation of buildings with energy-dissipating devices is proposed. The design method is formulated within the demand and capacity factor design (DCFD) format. The proposed approach is based on verifying that the confidence levels (associated with the serviceability and the ultimate limit states) corresponding to the rehabilitated structure are equal to or larger than the confidence levels associated with a similar conventional structure which is designed in accordance with a reference seismic design code. The method is illustrated with a 5-story building rehabilitated with steel TADAS energy-dissipating plates.

CAPÍTULO 1

OBJETIVOS Y ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

1.1 OBJETIVOS GENERALES

Los objetivos generales de la presente tesis doctoral son los siguientes:

I.- Analizar la influencia de diferentes parámetros inciertos en la confiabilidad sísmica y estimar la confiabilidad implícita en algunas estructuras regulares de concreto reforzado convencionales de varios niveles y crujías, diseñadas por distintas firmas de ingeniería estructural, de acuerdo con el RCDF-2004. Las estructuras se excitan con sismos de banda angosta.

II.- Proponer un criterio de diseño basado en confiabilidad y en desempeño para edificios reforzados con disipadores. Se establece que la confiabilidad del edificio reforzado sea igual o mayor que un valor pre-establecido asociado a diferentes estados límite.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Dentro del *primer objetivo general* se tienen los siguientes objetivos específicos:

- Estudiar, evaluar y comparar métodos probabilísticos para estimar la confiabilidad sísmica de edificios. Los métodos que se tratan aquí son 1) mediante integración numérica (Esteva, 1968), y 2) el método simplificado que utiliza expresiones cerradas propuesto por Cornell (1996).

- Evaluar la influencia de la incertidumbre en las propiedades mecánicas de los materiales y de las cargas vivas en función de curvas de peligro de demanda estructural [$v_D(d)$].
- Analizar la influencia de las incertidumbres en la capacidad estructural de edificios convencionales mediante análisis dinámicos incrementales (ADI's) y mediante análisis estáticos no lineales ("push-over", en inglés). Se estudian tanto respuestas globales como correspondientes a un entrepiso.
- Comparar valores de la capacidad estructural obtenida a partir de distorsiones máximas (d_{max}/h) (tanto de entrepiso como globales) versus a partir de la intensidad ($Sa/g, T_o$) que causa la falla, para sismos de banda angosta.
- Analizar la influencia que tiene la incertidumbre de la capacidad estructural en la evaluación de la tasa media anual de falla (v_F) de edificios convencionales.
- Comparar dos formas de evaluar la tasa media anual de falla para diversos estados límite. Estas formas son 1) en función de distorsiones máximas de entrepiso (d_{max}/h), y 2) en función del nivel de intensidad sísmica (Sa/g).

Dentro del *segundo objetivo general* se tienen los siguientes objetivos específicos:

- Proponer un método de diseño sísmico para el refuerzo de edificios con disipadores tal que la estructura reforzada tenga niveles de confianza mayores o iguales que los de una estructura convencional, para diferentes estados límite.
- Aplicar la metodología que se propone en el inciso anterior para reforzar con disipadores de energía sísmica un edificio convencional de varios niveles y crujeas. Se debe verificar que los niveles de confianza del edificio reforzado con disipadores sean mayores o iguales a los de un edificio similar diseñado de forma convencional.

1.3 ORGANIZACIÓN GENERAL DE LA TESIS

En lo que sigue se describe la organización general de la tesis, la cual consta principalmente de dos partes:

1) La primera parte está formada por los capítulos 1, 2, 3 y 4, que contienen lo siguiente:

Capítulo 1. Se presenta un esquema global y concreto sobre el trabajo de investigación en donde se establecen los antecedentes, los objetivos generales y específicos, y las aportaciones del trabajo.

Capítulo 2. Se hace una descripción general de los edificios en estudio, el modelo usado para analizar los edificios, los movimientos sísmicos usados para la excitación de las estructuras y el método para escalarlos, así como los espectros de respuesta sísmica escalados y alternativamente sin escalar, así como las curvas de peligro sísmico usadas para escalar los sismos.

Capítulo 3. Se analizan los resultados más relevantes relacionados con la influencia de parámetros inciertos en la confiabilidad sísmica implícita en edificios convencionales diseñados por firmas de ingeniería de la ciudad de México de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-2004). Este capítulo se divide en dos partes: a) Una primera parte, correspondiente a los parámetros inciertos que se relacionan con la DEMANDA estructural, y b) una segunda parte, relacionada con los parámetros inciertos en la CAPACIDAD estructural. Se estudian y se aplican diferentes metodologías para evaluar la confiabilidad sísmica estructural tomando en cuenta solo las incertidumbres en la demanda, y considerando tanto las incertidumbres en la demanda como en la capacidad, también se estudian diferentes formas de medir la capacidad.

Capítulo 4. El capítulo anterior sirvió de base para tener un criterio más amplio relacionado con la confiabilidad de edificios ubicados en la zona blanda del valle de México. En el Capítulo 4 se desarrolla y se aplica una metodología basada en confiabilidad y desempeño estructural para reforzar edificios con disipadores de tal manera que sus niveles de confiabilidad sean mayores a los niveles de confiabilidad previamente establecidos a partir de la confiabilidad estructural correspondiente a edificios convencionales similares a los que se van a reforzar. Esto se aplica para diferentes estados límite.

2) La segunda parte está formada por los apéndices A, B y C que corresponden a los principales artículos, relacionados con el trabajo de investigación del doctorado, publicados en revistas nacionales e internacionales con arbitraje estricto. Estos aparecen como apéndices para hacer referencia a las tablas, figuras, ecuaciones, secciones, etc., que ahí se publican, con el propósito de no repetirlas de nuevo en los capítulos 2, 3 y 4 de la tesis. Los apéndices son los siguientes:

- **APÉNDICE A - INFLUENCE OF PARAMETERS UNCERTAINTY ON SEISMIC RELIABILITY OF BUILDING STRUCTURES**, por *Marco A. Montiel*, Sonia E. Ruiz y Gerardo Rangel, aceptado para su publicación en la revista: “Earthquake Engeneering and Structural Dynamics”
- **APÉNDICE B - SEISMIC DESIGN METHOD FOR RELIABILITY-BASED REHABILITATION OF BUILDINGS**, por *Marco A. Montiel* y Sonia E. Ruiz, publicado en la revista: “Earthquake Spectra”, Vol. 22, No.1, pp. 189-214, febrero del 2006.
- **APÉNDICE C - ESCALAMIENTO DE ACELEROGRAMAS Y NÚMERO MÍNIMO DE REGISTROS REQUERIDOS PARA EL ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS**, por Selma M. Chan Dorado, Sonia E. Ruiz Gómez y *Marco Antonio Montiel Ortega*, publicado en la revista: “Ingeniería Sísmica”, Vol. 72, pp.1-24, enero – junio 2005.

En la tesis también se hacen referencia a artículos publicados en congresos nacionales e internacionales y a tesis de licenciatura supervisadas por el autor y relacionados con el proyecto de investigación del doctorado.

CAPÍTULO 2

DESCRIPCIÓN DE LOS EDIFICIOS EN ESTUDIO Y DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS

2.1 ESTRUCTURAS CONVENCIONALES ANALIZADAS

En el presente trabajo se analizan tres edificios de concreto reforzado de 5, 10 y 15 niveles, y tres crujiás. Los diseños se realizaron acorde a la práctica profesional ya que se diseñaron de manera altruista por reconocidas firmas de ingeniería estructural de la Ciudad de México. El edificio de 5 niveles fue diseñado por la firma de ingeniería: PROYECT, cuyo Gerente General es el Ing. Raúl Granados Granados. El edificio de 10 niveles fue diseñado por la firma de ingeniería: GARCÍA JARQUE INGENIEROS, S.C., representado por el Ing. Francisco García Jarque, y el de 15 niveles fue diseñado por la firma de ingeniería: ALONSO Y ASOCIADOS, cuyo Gerente es el M.I. Javier Alonso García.

Para los diseños de los edificios se empleó el texto principal del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 2004) así como sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS, 2004).

Los edificios son estructuras regulares a base de marcos de concreto reforzado. Se diseñaron para uso de oficinas (estructuras del grupo B, Art. 139 RCDF). Se suponen ubicados cerca de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte (SCT, zona IIIb). Se consideró que la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por marcos de concreto reforzado y que estos cumplen los requisitos de marcos dúctiles, por lo cual se utilizó un factor de comportamiento sísmico de diseño $Q = 3$. Se usó un coeficiente sísmico de diseño elástico $C_s = 0.45$. En el diseño se utilizó concreto tipo I, con una resistencia nominal a compresión f'_c de 250 para los edificios de 5 y 10 niveles, y de 300 kg/cm^2 para el de 15 niveles. Se utilizó acero de refuerzo con esfuerzo a la fluencia de $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$.

En el diseño se consideró que no hay elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables y que los elementos no estructurales están separados de la estructura principal

de manera que no sufren daños por sus deformaciones, por lo que las distorsiones de entrepiso se limitaron a $\delta/h = 0.012$.

Los edificios tienen una altura de entrepiso de 4 m. Los tres edificios tienen una planta cuadrada de 30 x 30 m., formada por tres crujeías con claros de 10 m. Las características geométricas nominales en planta y elevación de los edificios se presentan en la figura 1. En esta figura se hace referencia a un marco exterior y un marco interior del edificio, los cuales se usaron para modelar los edificios en dos dimensiones para su análisis no lineal.

En las tablas 1, 2 y 3 se muestran los valores nominales de las secciones de las traveses y de las columnas de los tres marcos. En estas tablas también se señalan los esfuerzos resistentes del concreto y el acero de refuerzo. En la tabla 4 se muestran el periodo fundamental de vibración (T_0) y el coeficiente sísmico resistente real (C_r), cuando se consideran valores medios de las propiedades mecánicas de los materiales y de las cargas vivas máximas actuantes. Los coeficientes C_r se obtuvieron a partir de análisis estáticos no-lineales (“push-over” en inglés). Esto puede verse en la Tabla 1 del Apéndice A, en donde se puede observar los valores nominales correspondientes.

Para mayor detalle en cuanto a la estructuración, secciones de traveses y columnas, y el detallado de sus armados consultar Aparicio (2002), López (2003) y Rangel (2004, 2006).

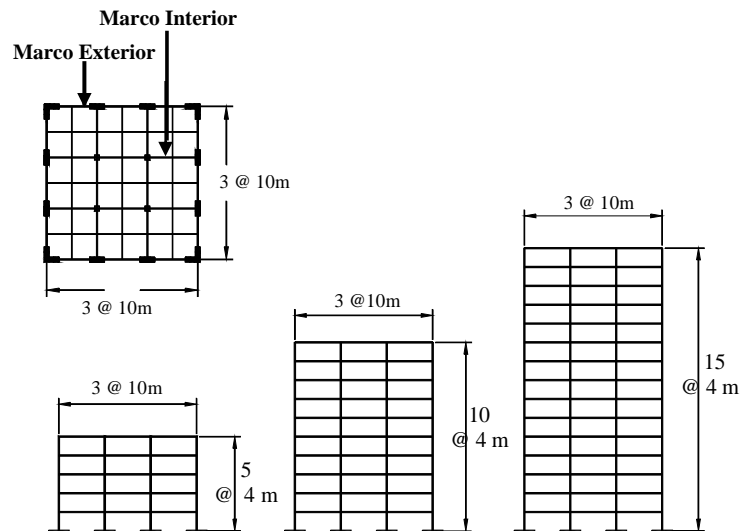


Figura 2.1. Elevación y planta de los edificios analizados.

Tabla 2.1. Secciones nominales del marco de 5 niveles (Granados, 2004; $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$)		
Nivel	Trabes (cm)	Columnas (cm)
1-5	35 × 100	75 × 75

Tabla 2.2. Secciones nominales del marco de 10 niveles (García Jarque, 2004; $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$)				
Marco	Nivel	Trabe (cm)	Columna Interior (cm)	Columna Exterior (cm)
Interior	1-7	35 × 90	110 × 110	150 × 50
	8-10		90 × 90	
Exterior	1-10	45 × 130	50 × 150	150 × 150 × 50 (Sección L)

Tabla 2.3. Secciones nominales del marco de 15 niveles (Alonso, 2004; $f'_c=300 \text{ kg/cm}^2$, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$)				
Marco	Nivel	Trabe (cm)	Columna Interior (cm)	Columna Exterior (cm)
Interior	1-15	30 × 100	130 × 130	250 × 100
Exterior	1-15	40 × 160	250 × 100	250 × 250 × 60 (Sección L)

Tabla 2.4. Periodos fundamentales medios de vibración y coeficientes sísmicos resistentes de los marcos analizados		
Número de niveles	Periodo fundamental T_o (s)	Coficiente Sísmico resistente C_r
5	0.67	0.34
10	1.17	0.40
15	1.65	0.17

2.2 MODELOS ESTRUCTURALES

Para los análisis dinámico no lineal de las estructuras se utilizó el programa DRAIN 2D-modificado por Campos y Esteva (1997). Dicho programa considera la degradación ante cargas cíclica tanto de resistencia como de rigidez en los elementos de concreto reforzado.

Algunas consideraciones incluidas en los análisis dinámicos de los edificios son las siguientes.

1. Se considera la degradación de la resistencia y rigides de los elementos estructurales.
2. Para la obtención de la capacidad de deformación y resistencia de las traves se consideró la contribución de la losa.
3. Se toma en cuenta la capacidad última de rotación de los elementos.
4. No se consideran efectos P-D.
5. No se consideran efectos bidireccionales de fuerzas sísmicas ni efectos torsionantes.
6. No se considera el efecto de la interacción suelo-estructura.

Los marcos de la periferia de los edificios de 5, 10 y 15 niveles poseen secciones diferentes de traves y columnas a los marcos interiores (ver tablas 2.1, 2.2 y 2.3), por lo que contribuyen de manera diferente a la rigidez lateral de la estructura. Para tomar en cuenta la aportación de ambos marcos (exterior e interior) en la rigidez del sistema se utilizó un modelo que toma en cuenta las diferencias de rigidez entre los marcos. Dicho modelo se forma por un marco exterior ligado a un marco interior por medio de elementos conectores (articulados en los extremos y sólo con rigidez axial) que simulan la interacción que existe entre ambos marcos.

En este modelo se verificó que la masa del modelo y su rigidez lateral (correspondientes a un marco exterior y uno interior) correspondan al mismo periodo de vibrar que el edificio en tres dimensiones. En la figura 2.2 se muestra el modelo estructural que se usó para los análisis.

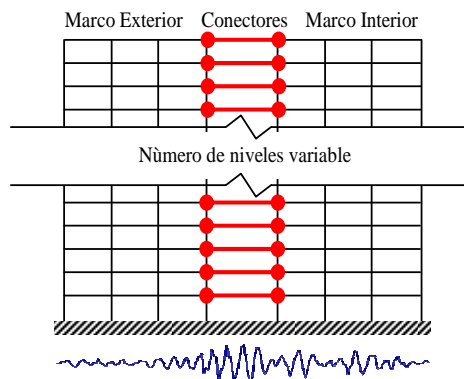


Figura 2.2. Modelo estructural empleado en los análisis.

2.3 MOVIMIENTOS SÍSMICOS USADOS EN ESTE ESTUDIO

Para analizar los edificios se seleccionaron sismos de subducción. Estos históricamente han provocado daños muy severos en estructuras del valle de México. Los sismos de subducción no solo se producen con mayor frecuencia, sino también son los mayores sismos registrados en México y representan los movimientos más violentos en el valle de México, particularmente porque el tipo de ondas que llegan es rico en periodos largos que sufren menos atenuación y experimentan gran amplificación al atravesar las arcillas del lago.

Los acelerogramas seleccionados se registraron en la estación ubicada en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) en la ciudad de México. Esta estación se ubica en la zona IIIb, según la zonificación sísmica de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS, 2004) del RCDF. Los sismos de mayor magnitud registrados en esta zona se asocian en general a banda angosta; es decir, su contenido de frecuencias se centra en un intervalo de frecuencias reducido; mientras que, los sismos de menor magnitud presentan características de movimientos de banda ancha.

Aquí se seleccionaron tanto los componentes este-oeste (EW) como los norte-sur (NS) de siete sismos, por lo que se usan catorce acelerogramas registrados en la estación SCT. Las características principales de los eventos sísmicos se muestran en la tabla 2.5. En esta, los sismos se ordenan en forma descendente de acuerdo con su magnitud.

Las características comunes de los acelerogramas elegidos son las siguientes: 1) los eventos se generaron en la zona de subducción de la República Mexicana, 2) las magnitudes de los sismos varían entre 5.6 y 8.1, 3) los movimientos tienen periodos dominantes entre 1.5 y 2.2s. Los acelerogramas fueron previamente cortados y filtrados para corregir su línea base (Villa Velázquez y Ruiz, 2001, Villa Velázquez, 2001).

En la figura 2.3 se muestra la localización de los epicentros de los sismos.

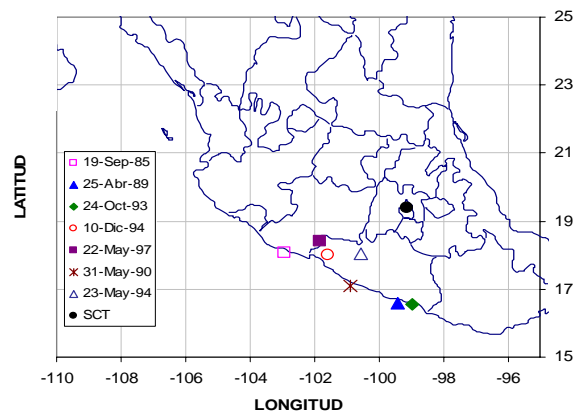


Figura 2.3. Localización de los epicentros de los sismos considerados.

Tabla 2.5. Registros sísmicos utilizados

SISMO	FECHA	COMPO NENTE	DISTANCIA EPICENTRAL	PERIODO DOMINANTE	MAGNITUD	COORDENADAS DEL EPICENTRO	
			(Km)	T_s (s)		LATITUD N	LONGITUD W
1	19-Sep-85	EW	441.69	2.03	8.1	18.081	102.942
2	19-Sep-85	NS	441.69	2.05	8.1	18.081	102.942
3	25-Abr-89	EW	308.16	2.07	6.9	16.603	99.4
4	25-Abr-89	NS	308.16	2.19	6.9	16.603	99.4
5	24-Oct-93	EW	314.37	1.83	6.6	16.54	98.98
6	24-Oct-93	NS	314.37	1.73	6.6	16.54	98.98
7	10-Dic-94	EW	305.39	1.87	6.3	18.02	101.56
8	10-Dic-94	NS	305.39	2.02	6.3	18.02	101.56
9	22-May-97	EW	312.25	1.9	6	18.41	101.81
10	22-May-97	NS	312.25	1.5	6	18.41	101.81
11	31-May-90	EW	316.6	1.98	5.9	17.106	100.893
12	31-May-90	NS	316.6	1.5	5.9	17.106	100.893
13	23-May-94	EW	216.75	1.6	5.6	18.03	100.57
14	23-May-94	NS	216.75	1.65	5.6	18.03	100.57

2.4 ESCALAMIENTO DE ACELEROGRAMAS

Con el fin de analizar la respuesta de las estructuras antes movimientos sísmicos con diferentes niveles de intensidad sísmica, es necesario multiplicar las amplitudes de los movimientos sísmicos por un factor de escala (FE). Este es un valor numérico que modifica la historia de aceleraciones del registro, de tal manera que la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura por analizar, tenga una intensidad especificada. Dicha intensidad se asocia a un cierto periodo de retorno. Este se obtiene a partir de una curva de peligro sísmico (CPS), según el nivel de desempeño que se esté tratando.

Los periodos de recurrencia que se consideran en este estudio son: $T_R = 10, 50, 100, 250, 500, 750$ y 1000 años. Los primeros tres se pueden asociar a estados cercanos al límite de servicio, de funcionalidad y de falla. Los últimos se proponen con fines teóricos, por ejemplo, para conocer la tendencia de las medianas de la medida de daño correspondientes a eventos con intensidades sísmicas muy grandes.

2.4.1 Factor de escala

El factor de escala puede ser diferente o igual a la unidad y siempre es positivo; de modo que las ordenadas del acelerograma podrán ser mayores, o bien menores que el acelerograma original (ver figura 2.4).

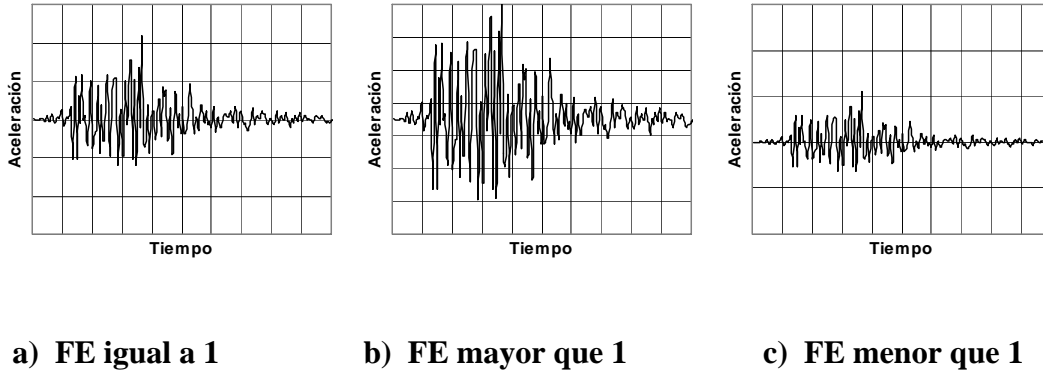


Figura 2.4. a) Movimientos sin escalar y b, c) movimientos escalados.

El factor de escala (FE) se calcula mediante el cociente entre la pseudoaceleración obtenida de la curva de peligro sísmico $(Sa/g)_{TR}$ y la pseudoaceleración obtenida a partir del espectro de respuesta $(Sa/g)_{esp}$, para el periodo fundamental de la estructura que se está analizando. El procedimiento detallado para determinar el factor de escala se puede encontrar en (Shome y Cornell, 1999; Chan, 2003 y Chan, Ruiz y Montiel 2005):

$$FE = \left(\frac{(Sa/g)_{TR}}{(Sa/g)_{esp}} \right) \quad (2.1)$$

En el Apéndice C de esta tesis se presenta un estudio sobre diferentes criterios de escalamiento de movimientos sísmicos.

2.5 CURVAS DE PELIGRO SÍSMICO

Una curva de peligro sísmico indica el número de ocurrencias de un evento que excede por unidad de tiempo un determinado nivel de intensidad. La gráfica se expresa en términos de la intensidad en la abscisa, y la tasa media anual de excedencia de la intensidad (v) en la ordenada, la cual se representa generalmente en espacio doble logarítmico. La función de peligro sísmico representa a la curva de peligro sísmico.

Las curvas de peligro sísmico correspondientes al sitio SCT, para los periodos fundamentales de los edificios (suponiendo propiedades medias), con un factor de ductilidad $\mu = 1$ y porcentaje de amortiguamiento crítico $\xi=5\%$ se muestran en la figura 2.5. Estas curvas se obtuvieron a partir de interpolar los resultados correspondientes a periodos de 0, 1, y 2s (Alamilla, 2001).

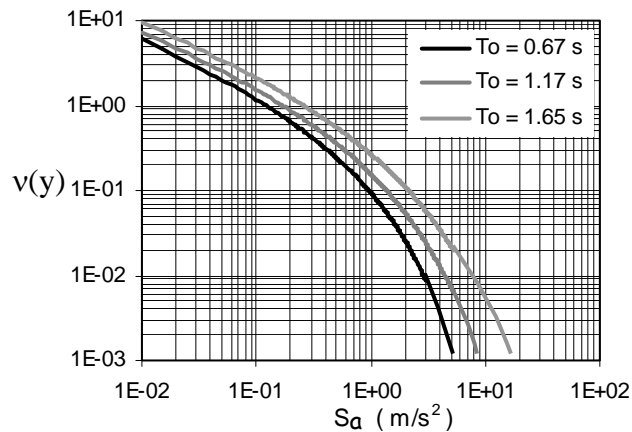


Figura 2.5. Curvas de peligro sísmico para el sitio SCT, correspondientes a los periodos de vibración de las estructuras analizadas en esta tesis.

2.6 ESPECTROS SIN ESCALAR Y ESPECTROS ESCALADOS

Los espectros de respuesta escalados a una intensidad dada para el periodo fundamental de la estructura de interés se pueden observar en las figuras 3b, 3c y 3d del apéndice A. Estas figuras presentan los espectros de pseudoaceleración escalados para los periodos fundamentales de los edificios de $T_0 = 0.67s$, 1.17 y $1.65s$, y periodo de recurrencia de 50 años para los 14 registros sísmicos. Con línea negra gruesa se representa el valor medio de los espectros escalados. En estas figuras también se indican dentro de un óvalo algunos movimientos de banda ancha. Los espectros de pseudoaceleración sin escalar se muestran en

la figura 3a. Estos corresponden a una ductilidad unitaria y un coeficiente de amortiguamiento de cinco por ciento ($\mu = 1$ y $\xi=5\%$).

CAPÍTULO 3

INFLUENCIA DE PARÁMETROS INCIERTOS EN LA CONFIABILIDAD SÍSMICA IMPLÍCITA EN LOS EDIFICIOS CONVENCIONALES

3.1 INTRODUCCIÓN

La confiabilidad sísmica en una estructura es normalmente influenciada por parámetros inciertos relacionados con la demanda sísmica y la capacidad estructural (Cornell, 1996, Wen, 1995). Los parámetros inciertos a su vez están asociados, entre otras, con las siguientes variables: a) las propiedades de los materiales del cual está hecha la estructura y las propiedades mecánicas de los elementos estructurales, b) los algoritmos analíticos usados para el análisis probabilístico, c) las cargas estocásticas actuando sobre la estructura (p.ej. cargas vivas, sísmicas, de viento, etc.), y d) otras incertidumbres asociadas con la aleatoriedad del proceso.

La influencia de las incertidumbres en la confiabilidad estructural implícitas en algunos de los parámetros listados en el párrafo anterior, ha sido analizada por varios autores. Algunos de ellos estuvieron involucrados en el proyecto 2000 SAC/FEMA, y en particular en los documentos de FEMA 351 y 355F; los cuales están basados dentro de un contexto de confiabilidad y de estadística para predecir y evaluar el desempeño de edificios de acero.

El presente capítulo está enfocado en la evaluación de la influencia de las incertidumbres de algunos parámetros mencionados arriba en la confiabilidad de los edificios de concreto reforzado (de 5, 10 y 15 niveles) sometidos a los registros sísmicos descritos en el capítulo 2.

3.2 MÉTODOS PROBABILÍSTICOS USADOS PARA EVALUAR LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

La probabilidad de falla de una estructura durante un intervalo de tiempo puede estimarse a partir de diferentes algoritmos analíticos. En esta sección se comparan los resultados de dos aproximaciones. Estas son: i) integración numérica y ii) una solución simplificada.

3.2.1 Métodos que utilizan integración numérica

Aquí, la confiabilidad estructural se representa por medio de curvas de peligro de demanda $v_D(d)$, y por tasas anuales de falla v_F para marcos de varios niveles. Las curvas de peligro de demanda representan la *tasa media anual de excederse un cierto valor de la distorsión máxima de entrepiso* (d), y la tasa de falla se refiere a *la tasa media anual de falla de las estructuras* (v_F) asociada a diferentes estados límite. A continuación se describe el método.

Este método establece que la *curva de peligro de demanda sísmica* $v_D(d)$ para una estructura dada puede ser obtenida por medio de la siguiente integral (Esteva, 1968):

$$v_D(d) = \int_0^{\infty} \left| \frac{dv(y)}{dy} \right| P(D \geq d|y) dy \quad (3.1)$$

Donde $dv(y)/dy$ representa la derivada de la curva de peligro sísmico, y es la intensidad sísmica, y $P(D \geq d|y)$ es la probabilidad condicional de que la distorsión máxima de entrepiso D se exceda un cierto valor d , dado un nivel de intensidad y .

Aunque en el método de integración numérica no es necesario describir el peligro sísmico por medio de una función analítica (ya que el problema es resuelto numéricamente), aquí se utilizó la expresión 3.2 (Esteva, 1983):

$$v = Ky^{-r} (1 - (y/y_M)^\varepsilon) \quad (3.2)$$

Los parámetros K , r y ε dependen de las características del sitio de interés, y del periodo fundamental de vibración de la estructura en estudio.

En esta tesis la intensidad y se define como la ordenada del espectro escalado (S_a/g) asociada con el periodo fundamental de la estructura (T_0), y la demanda es la distorsión máxima de entrepiso D .

El valor de la *tasa anual de falla estructural* ν_F se calcula mediante la siguiente expresión, la cual toma en cuenta el efecto de la incertidumbre en la capacidad estructural C , (Cornell, et al 2002):

$$\nu_F = \int_0^{\infty} \left| \frac{d\nu_D(d)}{dd} \right| P(C \leq d) dd \quad (3.3)$$

Aquí, $P(C \leq d)$ representa la probabilidad de que la capacidad de deformación C sea menor que o igual a un valor dado de la distorsión máxima de entrepiso, d .

Las ecuaciones (3.1) y (3.3) fueron resultas por medio de integración trapezoidal. La función de distribución de probabilidad de las distorsiones máximas de entrepiso para una intensidad dada se supuso lognormal.

Más adelante se comparan las curvas obtenidas a partir de la ecuación 3.1, con los valores de la ecuación 3.3 para estimar la influencia de la incertidumbre en la capacidad de deformación en la evaluación de la tasa media anual de falla.

Como se describió arriba, la tasa media anual de falla ν_F se puede calcular suponiendo que la capacidad estructural está dada por la distorsión máxima de entrepiso (ecuación 3.3). La capacidad puede representarse, alternativamente, por medio de la aceleración espectral asociada al periodo fundamental de la estructura para 5% de amortiguamiento $S_a(T_1, 5\%)$ (Shome y Cornell, 1999). Para este caso, la ν_F se calcula como sigue:

$$\nu_F = \int_0^{\infty} \left| \frac{d\nu(y)}{dy} \right| P(y \geq S_{a,Edo.Lim}) dy \quad (3.4)$$

Donde $\nu(y)$ es la curva de peligro sísmico como una función de la intensidad (y), y $S_{a,Edo.lim.}$ representa el nivel de aceleración espectral asociada al modo fundamental de la estructura necesario para inducir cierto nivel de daño en la estructura la cual se asocia generalmente con un estado límite dado (*Edo.lim.*, por ejemplo, para la fluencia de la estructura o cercano al colapso). En esta tesis $S_{a,Edo.lim.}$ se supone lognormal.

Una ventaja de la formulación dada por la ecuación 3.4 es que el diseño y/o evaluación se desarrollan por medio de las ordenas espectrales de la aceleración y no se involucra explícitamente a la respuesta basada en desplazamientos. Otra ventaja es que el método es más directo y el esfuerzo de cómputo requerido es menor.

Debido a las razones mencionadas, varios investigadores prefieren usar el método basado en intensidades. En esta tesis se encuentra que la tasa de falla ν_F correspondiente al estado límite de colapso de los edificios en estudio resultan menores cuando ν_F se calcula con la ec. 3.3 que cuando se usa la ec. 3.4. Las razones de tales diferencias probablemente se deban a que las estructuras se excitan con movimientos sísmicos de banda angosta en vez de movimientos de banda ancha usados en otros estudios (p.ej., Shome and Cornell 1999). Como consecuencia, las desviaciones estándar del logaritmo natural de las distorsiones máximas de entrepiso resultan menores que las correspondientes a la intensidad.

Más adelante se comparan con detalle las tasas medias anuales de falla usando la ecuación 3.3 y alternativamente la 3.4.

3.2.2 Método simplificado (Cornell, 1996)

En lo que sigue se describe la deducción del método simplificado propuesto por (Cornell 1996) para evaluar la confiabilidad de las estructuras mediante una expresión cerrada.

Si partimos de que la curva de peligro de la demanda estructural puede obtenerse mediante la integral de la ecuación 3.1 y se supone de que la función de densidad de probabilidad (fdp) de la distorsión máxima de entrepiso es lognormal (Shome y Cornell, 1999). Esto se expresa como:

$$f_D(d) = \frac{1}{d\sqrt{2\pi}\sigma_{\ln D}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{1}{\sigma_{\ln D}} \ln\left(\frac{d}{\hat{D}}\right)\right)^2\right] \quad (3.5)$$

Su función de distribución acumulada se expresa como:

$$F_D(d) = P(D \leq d) = P(\ln D \leq \ln d) \quad (3.6)$$

Se define la variable estandarizada u , con fdp normal, con media nula y desviación estándar unitaria, como sigue:

$$u = \frac{\ln D - \ln \hat{D}}{\sigma_{\ln D}} \quad (3.7)$$

Si se despeja $\ln D$ de esta última y se sustituye en (3.6), se obtiene:

$$F_D(d) = P(u\sigma_{\ln D} + \ln \hat{D} \leq \ln d) = P\left(u \leq \left[\frac{\ln(d / \hat{D})}{\sigma_{\ln D}}\right]\right) \quad (3.8)$$

De aquí se deduce que:

$$P(D \leq d) = P\left(u \leq \left[\frac{\ln(d / \hat{D})}{\sigma_{\ln D}}\right]\right) = F_u\left[\frac{\ln(d / \hat{D})}{\sigma_{\ln D}}\right] = \Phi(u) \quad (3.9)$$

Donde $\Phi(u)$ es la función de distribución acumulada normal estándar.

De lo anterior se deduce que:

$$P(D \geq d) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(d / \hat{D})}{\sigma_{\ln D}}\right) \quad (3.10)$$

Donde \hat{D} es la mediana de D y $\sigma_{\ln D}$ la desviación estándar de su logaritmo natural. Como se indica más adelante, \hat{D} y $\sigma_{\ln D}$ son funciones de S_a / g .

Con el fin de llegar a una ecuación simplificada en lugar de la integral de la ecuación (3.1), Cornell (1996) supone que la tasa media anual de excedencia ν , y que la variación de la mediana (\hat{D}) con la intensidad, pueden expresarse mediante:

$$\nu = k(S_a / g)^{-r} \quad (3.11)$$

$$\hat{D} = a(S_a / g)^b \quad (3.12)$$

donde k, r son los parámetros de regresión de la curva que representa la tasa media anual de excedencia de S_a/g ; y a y b son los parámetros de ajuste de la mediana de la máxima distorsión de entrepiso.

Sustituyendo las ecuaciones 3.11 y 3.12 en la ecuación 3.1, (Cornell, 1996) llega a la siguiente expresión cerrada para obtener la curva de peligro de la demanda estructural, $\nu_D(d)$:

$$\nu_D(d) = k[S_a / g]^{-r} \exp\left[\frac{1}{2}\left(\frac{r}{b}\sigma_{\ln D}\right)^2\right] \quad (3.13)$$

Esta puede expresarse como sigue:

$$v_D(d) = \nu F_c \quad (3.14)$$

En donde ν representa la curva de peligro sísmico, y F_c se puede interpretar como un “factor de corrección” dado por:

$$F_c = \exp \left[\frac{1}{2} \left(\frac{r}{b} \sigma_{\ln D} \right)^2 \right] \quad (3.15)$$

Para la deducción aún más detallada de la ecuación 3.13 consultar Jalayer y Cornell 2003, en donde se expone de una manera amplia los conceptos que involucran esta y otras metodologías.

Enseguida se comparan los resultados del método que utiliza integración numérica (ecuación 3.1) con los del simplificado (ecuación 3.13) aplicados a los edificios de 5, 10 y 15 niveles que se tratan en este estudio.

3.3 COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE LOS MÉTODOS PARA EVALUAR LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

Antes de analizar los resultados obtenidos directamente de la aplicación de las ecuaciones 3.1 y 3.13, primeramente se hará una descripción general de los pasos y de algunos resultados intermedios.

3.3.1 Pasos y resultados intermedios

Para evaluar las *Curvas de peligro de la demanda estructural* [$v_D(d)$] por integración numérica, primeramente es necesario obtener las probabilidades condicionales de la excedencia de la demanda $P[D \geq d | S_a]$, de las cuales se obtienen las *Curvas de vulnerabilidad*. Para ello, se utilizan los movimientos sísmicos descritos en el capítulo 2, para primeramente obtener las medianas (\hat{D}) y desviaciones estándar ($\sigma_{\ln D}$) de las distorsiones máximas de entrepiso $(\delta/h)_{\max}$ de las estructuras. Los resultados se asocian a los movimientos sísmicos correspondientes a diferentes periodos de recurrencia (TR) cubriendo un intervalo suficientemente amplio de valores de intensidad. En este caso se usaron para TR = 10, 50, 100, 250, 500, 750 y 1000 años. Con las medianas y desviaciones

estándar se obtienen los complementos de las funciones de distribución normal estandarizada acumulada $[1-\Phi(u)]$ para distintos valores de u ; o lo que es lo mismo, las probabilidades de excedencia de la demanda $P(D \geq d)$ para cada intensidad (S_a/g) del sismo o sea para cada periodo de recurrencia, (TR). Las $P(D \geq d)$ se asociaron a límites dados de distorsión máxima de entrepiso (d). Aquí se usaron los siguientes valores $d = 0.002, 0.004, 0.006, 0.008, 0.010, 0.012, .015, 0.018, 0.02$ y 0.03 .

Con las curvas de vulnerabilidad obtenidas de la forma anterior y las curvas de peligro sísmico asociadas al periodo de la estructura (fig. 2.5), se calcularon con la ecuación 3.1 las *Curvas de peligro de la demanda estructural* [$v_D(d)$].

Para el caso simplificado, fue necesario primeramente ajustar la variación de la mediana de la respuesta (\hat{D}) con la intensidad (ecuación 3.12), así como las rectas de peligro sísmico (ecuación 3.11) para diferentes intensidades, para posteriormente aplicar la expresión cerrada dada por la ecuación 3.13.

Los resultados intermedios en cuanto a las medianas (\hat{D}) y desviaciones estándar de las distorsiones máximas de entrepiso para diferentes niveles de intensidad sísmica (S_a/g) de los edificios de 5, 10 y 15 niveles pueden observarse en la sección 4.2.1 y figura 5 del apéndice A.

Enseguida se comparan curvas de peligro de demanda estructural obtenidas de acuerdo con las siguientes metodologías: 1) integración numérica (ecuación 3.1) y 2) el método simplificado (ecuación 3.13).

3.3.2 Curvas de peligro de demanda estructural [$v_D(d)$] correspondientes a marcos de 5, 10 y 15 niveles

Las curvas de peligro de demanda estructural se muestran en la figuras 7a, b y c del apéndice A para los marcos de 5, 10 y 15 niveles, respectivamente. En estas se grafica en el eje vertical la tasa media anual de excedencia y en el eje horizontal diferentes niveles de la distorsión máxima de entrepiso.

En la figura 7a, se puede observar que el método simplificado da valores muy parecidos a los del método de integración numérica hasta una distorsión máxima de entrepiso de aproximadamente 0.012, y después los valores se incrementan considerablemente; es decir, el método simplificado sobre-estima la tasa de excedencia. Lo mismo sucede para los marcos de 10 y 15 niveles, pero a partir de una distorsión de entrepiso de aproximadamente 0.02 y 0.018, respectivamente (figs. 7b y 7c).

Se hace la aclaración que para obtener los resultados de las figuras 7a-c la desviación estándar del logaritmo de las distorsiones máximas de entrepiso se consideró que variaba con la intensidad. Esta consideración se explica en el párrafo que sigue.

Las diferencias entre los resultados del método de integración y del método simplificado se vuelven grandes para niveles de la distorsión máxima de entrepiso altos debido principalmente a que el método simplificado es fuertemente sensible al nivel de incertidumbre en la demanda $\sigma_{\ln D}$, dado un cierto nivel de intensidad sísmica. Es decir, en la ecuación 3.13, un valor grande de $\sigma_{\ln D}^2$, asociada a una intensidad alta, hace que el factor de corrección de la ec. 3.13 se incremente considerablemente, ocasionando un incremento en la curva de peligro de demanda. A esto se le aúna que las rectas de peligro sísmico no se ajustan perfectamente bien para niveles de intensidad altos. De tal forma, que la pendiente de la recta de peligro sísmico se vuelva grande, y r^2 en la ecuación 3.13 también se dispara.

De lo anterior se establece que el método simplificado es aplicable para cierto intervalo de distorsión máxima de entrepiso. Este intervalo depende del nivel de intensidad sísmica a la que se evalúe la estructura en estudio y del nivel de incertidumbre en su respuesta.

3.4 INFLUENCIA DE LA INCERTIDUMBRE EN LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES Y DE LAS CARGAS VIVAS EN FUNCIÓN DE CURVAS DE PELIGRO DE DEMANDA ESTRUCTURAL [$v_D(D)$]

Con el propósito de entender mejor la influencia en las curvas de peligro de demanda de las incertidumbres en las propiedades mecánicas y en las cargas vivas instantáneas actuando sobre las estructuras, se analizaron los siguientes casos:

Caso a) Modelo estructural usando propiedades nominales

Cada edificio se modeló usando valores *nominales* de la resistencia a compresión del concreto (f'_c), del esfuerzo de fluencia de las barras de acero (f_y), y de las cargas vivas instantáneas actuando sobre las estructuras (L). Los valores nominales son los que se usaron para el diseño de los edificios.

Caso b) Modelo estructural usando propiedades medias

Cada edificio fue modelado también usando valores *medios* de los parámetros: \bar{f}_c , \bar{f}_y y \bar{L} . Estos fueron obtenidos en base a datos estadísticos (Meli y Mendoza 1991, Rodríguez y Botero 1994, Ruiz y Soriano 1997).

Caso c) Ocho modelos estructurales usando propiedades simuladas

Los marcos de los edificios se modelaron usando valores simulados de: f_c , f_y y L. Para las primeras dos variables se supuso una función de distribución de probabilidad (fdp) tipo Gaussiana (Meli y Mendoza 1983, Mirza y McGregor 1979b), y para la carga viva instantánea una distribución tipo Gamma (Ruiz y Soriano 1997, Peir y Cornell 1973). En la tabla 4 del apéndice A se presentan los valores nominales, medios y los coeficientes de variación de los parámetros usados para el análisis de los edificios f_c , f_y y L. Para el diseño del edificio de 15 niveles se usó un valor nominal mayor de f_c . Los valores estadísticos de f_c correspondientes al edificio de 15 niveles se presentan entre paréntesis en la Tabla 4 del apéndice A.

Los valores simulados de los parámetros f_c , f_y y L, pueden consultarse en Rangel, et al 2005.

Cada edificio se sometió a la acción de los catorce acelerogramas descritos en la tabla 2.5 del capítulo 2.

3.4.1 Resultados intermedios

Los resultados intermedios relacionados con las medianas de las distorsiones máximas de entrepiso (\hat{D}) asociadas a diferentes niveles de intensidad sísmica (Sa/g) se analizan en la sección 5.1 y en la figura 8 del apéndice A. Consultar también, el artículo de Rangel et al 2005. Las respuestas estructurales de la figura 8 del apéndice A se presentan para los casos correspondientes a los marcos modelados con propiedades nominales (*Caso a*), medias (*Caso b*) e inciertas (*Caso c*) en las propiedades mecánicas de los materiales y en las cargas vivas máximas actuantes, para los marcos de 5, 10 y 15 niveles, (figs. 8a, b y c, respectivamente).

A continuación se analiza más específicamente la confiabilidad sísmica estructural correspondiente a los *Casos a, b y c*, representada mediante curvas de peligro de demanda estructural ($v_D(d)$), obtenidas por integración numérica con la ecuación 3.1.

3.4.2 Curvas de peligro de demanda estructural [$v_D(d)$] correspondientes a los *Casos a, b y c*.

Las curvas de peligro de demanda estructural ($v_D(d)$) para diferentes niveles de distorsión máxima de entrepiso (DME) para los marcos de 5, 10 y 15 niveles se muestran en las

figuras 9a, b y c, respectivamente, del apéndice A. Estas curvas dependen de las respuestas estructurales presentadas en las figuras 8a, b y c del mismo apéndice.

De la figura 9 se puede observar que las tasas de excedencia (eje vertical) decrecen conforme el nivel de distorsión máxima crece (eje horizontal).

Si se analizan los resultados de los marcos de 5, 10 y 15 niveles los *casos b* de la figura 9 (propiedades medias) para un nivel de distorsión máximo de entrepiso (DME) pequeño, por ejemplo el asociado a un *estado límite de servicio* de 0.004, se obtiene una tasa media anual de excedencia de 0.01, 0.06 y 0.2 para los marcos de 5, 10 y 15 niveles, respectivamente (ver figuras 9a, b y c, Caso b). El de mayor probabilidad de excedencia para este estado límite le corresponde al marco de 15 niveles, le sigue el marco de 10 niveles y por último el de 5 niveles. Si se obtienen ahora, los valores de las tasas de excedencia para un nivel de desempeño mayor, por ejemplo el cercano al *estado límite de colapso* (de 0.03 de la DME) los valores son los siguientes: 0.00008, 0.0015 y 0.000017 para los marcos de 5, 10 y 15 niveles, respectivamente (ver figuras 9a, b y c, caso b). El marco con mayor probabilidad de excederse el estado límite de colapso es para el de 10 niveles, le sigue el de 5 niveles y por último el de 15 niveles. Es decir, que para este estado límite el marco de 15 niveles resulta con mayor confiabilidad.

De lo anterior se puede ver que la confiabilidad de un edificio depende del nivel de desempeño para el cual se revise y de la capacidad de respuesta que tenga la estructura cuando ésta es sometida a niveles de intensidades sísmicas cada vez mayores.

Por otro lado, como es de esperarse, en las figuras 9a, b y c se puede observar que los edificios con *propiedades nominales* presentan niveles de confiabilidad *menores* que los edificios con *propiedades medias e inciertas*. Es decir, que las curvas asociadas a los marcos modelados con *propiedades nominales* (*Caso a*), dan por encima que los *Casos b y c*. Estas diferencias son mayores conforme el nivel de desempeño se incrementa. Esto se debe a que los edificios modelados con propiedades nominales presentan “*ablandamiento*” en su respuesta estructural, ya que sus periodos fundamentales de vibrar se encuentran en la zona ascendente de los espectros (zona de mayor intensidad, ver tabla 1 y figura 3 del apéndice A). Lo que ocasiona que conforme la estructura se degrada se someta a mayores niveles de intensidad que los modelos con propiedades medias e inciertas. El edificio de 15 niveles no presenta el mismo nivel de *ablandamiento* que los marcos de 5 y 10 niveles (ver figura 6 del apéndice A).

Comparando las curvas correspondientes a los *Casos b y c* (propiedades medias e inciertas, respectivamente) se puede observar que son muy parecidas para niveles de desempeño pequeños; mientras que, para niveles de desempeño mayores las diferencias crecen un poco.

De lo anterior se puede recomendar que para fines prácticos la confiabilidad estructural de un edificio puede evaluarse con suficiente aproximación usando los *valores medios* de las propiedades mecánicas de los materiales (f'_c y f_y) y de las cargas vivas máximas (L) actuantes, tomando en cuenta las diferencias mediante *factores de corrección*, tal como lo sugiere el FEMA 351. A continuación se estiman estos factores de corrección para las estructuras aquí analizadas.

3.4.3 Factores de corrección

En la figura 3.1 se grafica el *factor que corrección* (FC) calculado como el cociente de la ordenada de la curva de peligro de demanda $v_D(d)$ asociada a valores *simulados* entre la ordenada de la curva asociada a valores *medios* (es decir, *caso c* entre *caso b*) para los diferentes niveles de distorsión máxima de entrepiso, para los marcos de 5, 10 y 15 niveles. En esta figura se puede observar que el FC, en general, se incrementa con las distorsiones máximas de entrepiso. Es decir, que las diferencias entre los *Casos b* y *c* son mayores conforme las distorsiones crecen. El hecho de que no sea lineal el crecimiento (p.e. para los marcos de 5 y 15 niveles) se debe principalmente a que se tienen que reajustar las curvas de vulnerabilidad asociadas a un cierto nivel de distorsión máxima de entrepiso necesarias para calcular las curvas de peligro de demanda. Estas relaciones entre las curvas nos dan una idea del orden del FC, el cual varía desde 1 hasta un máximo de aproximadamente 2.3 dependiendo del nivel de distorsión máxima de entrepiso, para los edificios tratados en esta tesis. Como se puede observar los mayores FC le corresponden a los marcos de 5 y 10 niveles, los cuales presentaron mayores incertidumbres en sus respuestas.

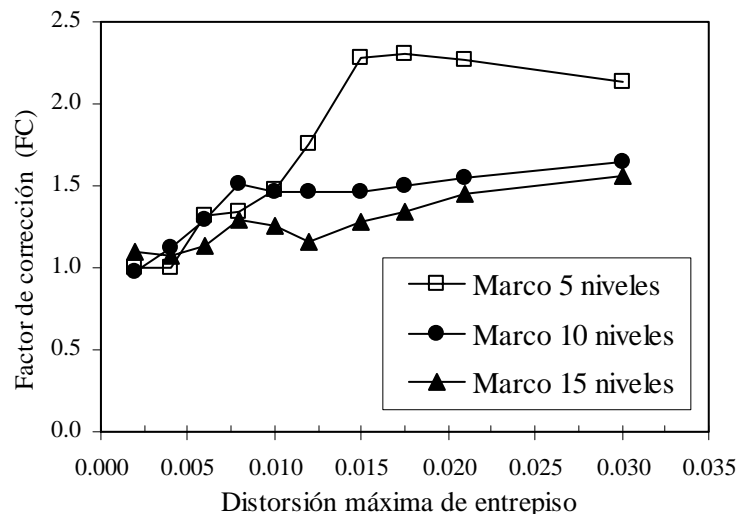


Figura 3.1. Factores de corrección.

3.4.4 Comparación de la confiabilidad de los tres marcos

En esta sección se compara la confiabilidad sísmica de los edificios mediante la probabilidad de que la respuesta de la estructura se exceda un estado límite determinado durante un intervalo de tiempo de 50 años para los marcos modelados con propiedades medias, es decir los *Casos b* de la figura 9 del apéndice A. En la figura 3.2 se presenta las probabilidades de excedencia (eje vertical), para diferentes niveles de distorsión máxima de entrepiso (eje horizontal).

En la figura 3.2 se puede observar, que las probabilidades disminuyen conforme el nivel de desempeño crece. Dicho de otra forma, es más probable que se presente una *distorsión pequeña* en un edificio durante una vida útil de 50 años, que una *distorsión grande*, por ejemplo la asociada a una distorsión máxima de 0.03.

De la figura 3.2, podemos observar que la probabilidad de excedencia en 50 años para un nivel de desempeño asociado a un *estado límite de servicio de 0.004* le corresponde una probabilidad de 45%, 90% y 99% para el marco de 5, 10 y 15 niveles, respectivamente. Es decir, la mayor probabilidad de falla para este estado límite en un periodo de 50 años le corresponde al edificio de 15 niveles con una probabilidad de falla muy alta del 99%, le sigue el de 10 niveles con una probabilidad de falla también alta (de 90%) y por último el marco de 5 niveles con una probabilidad más baja (de 45%).

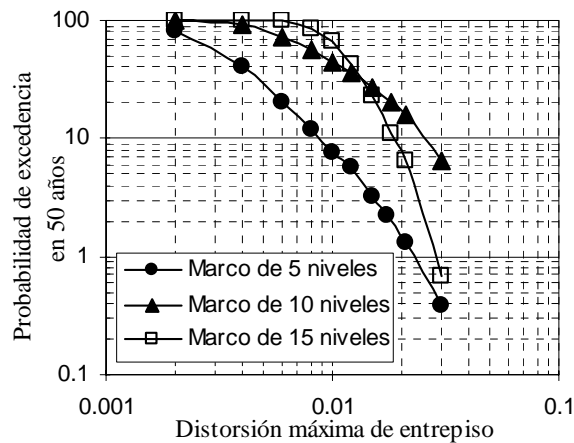


Figura 3.2. Curvas de probabilidad de excedencia en 50 años para los edificios en estudio.

Si ahora obtenemos la probabilidad de excedencia para un nivel de desempeño mayor, por ejemplo el asociado a un *estado límite cercano al colapso de 0.03* de la distorsión máxima de entrepiso, encontramos las siguientes probabilidades: 0.4%, 0.7% y 6% para los marcos de 5, 15 y 10 niveles, respectivamente. Es decir, la probabilidad de que se presente la falla en 50 años en los edificios es muy baja, del orden de 6 % para el que tiene mayor probabilidad (correspondiente al marco de 10 niveles), le sigue 0.7% para el marco de 15 niveles, y de 0.4% para el de 5 niveles. Es decir, que en el caso cercano al colapso el marco de 15 niveles tiene mejor comportamiento que el marco de 10 niveles en un intervalo de tiempo de 50 años. El que resulta más seguro es el edificio de 5 niveles con una probabilidad de falla de apenas 0.4%.

Los resultados presentados en la figures 3.2 dan una idea general a cerca de la confiabilidad sísmica implícita en edificios de concreto reforzado compuestos por marcos rígidos diseñados de acuerdo con el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF-2004), ubicados en el sitio SCT. Es importante hacer notar que este es el primer estudio detallado relacionado con la confiabilidad de edificios diseñados por firmas de ingeniería (Granados, García y Alonso 2004] de la Ciudad de México de acuerdo con el RCDF-2004. Los resultados muestran que la confiabilidad implícita entre los edificios en estudio es diferente, aún cuando las estructuras están localizadas en el mismo sitio, y fueron diseñados de acuerdo al mismo reglamento. Esto ocurre porque el criterio de diseño sísmico contenido en el reglamento, como también en la mayoría de los códigos del mundo (Wen 1995) no establece la condición de obtener un nivel de confiabilidad prescrito.

Más adelante se evaluará la confiabilidad de los edificios mediante la tasa media anual de falla, la cual toma en cuenta, además, las incertidumbres en la capacidad de la estructura.

3.5 INFLUENCIA DE LAS INCERTIDUMBRES EN LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS EN ESTUDIO

Para poder calcular la tasa media anual de falla (v_F) de los edificios en estudio (ecuaciones 3.3 y/o 3.4) tomando en cuenta la incertidumbre en la capacidad estructural, es necesario evaluar primeramente la incertidumbre que existe en dicha capacidad (C).

La capacidad de desplazamiento lateral de un edificio puede evaluarse mediante varios métodos. Entre ellos se encuentran el análisis estático no lineal (*AENL*) y el análisis dinámico incremental (*ADI*). El análisis estático no lineal se ha ido convirtiendo en una herramienta cada vez más utilizada para conocer el comportamiento no lineal de una estructura. Esto se debe a que conduce a resultados razonables cuando se aplica a estructuras en donde el primer modo de vibrar domina sobre los demás, con un bajo costo de tiempo de cómputo. Sin embargo, en muchos casos es conveniente introducir la participación los efectos dinámicos de los modos superiores de vibración.

La respuesta dinámica no lineal depende de las características de la estructura y de la incertidumbre inherente a la solicitación sísmica que se espera en el sitio donde se ubica la estructura. El análisis dinámico incremental permite tomar en cuenta los parámetros anteriores para estructuras en donde los efectos dinámicos son importantes. A continuación se hace una breve descripción de los métodos que se emplean en este estudio.

3.5.1 Análisis estático no lineal (AENL)

El objetivo del *AENL* es evaluar el comportamiento de un sistema estructural estimando sus demandas de resistencia y deformación mediante una serie de análisis estáticos consecutivos. Este tipo de análisis puede verse como un método que permite predecir la fuerza sísmica y la demanda de deformación en una estructura, debido a que toma en cuenta la redistribución de las fuerzas internas que ocurre cuando la estructura se somete a fuerzas inerciales que sobrepasan el límite elástico de la estructura (Krawinkler et al., 1998).

El análisis estático no lineal consiste en representar la estructura mediante un modelo en 2D o 3D que tome en cuenta los principales parámetros que influyen en la respuesta lineal y no lineal del sistema. Posteriormente se aplican las cargas de gravedad seguidas de las cargas laterales. Estas últimas se encuentran distribuidas de acuerdo a formas predeterminadas que tratan de representar las fuerzas relativas de inercia generadas en los lugares donde se concentran las masas. La estructura se “empuja” mediante el incremento de este patrón de cargas laterales, realizando un análisis estático no lineal incremental para cada estado de fuerzas laterales hasta que la estructura llegue a un cierto desplazamiento objetivo asociado con un nivel de desempeño específico.

En la figura 3.3 se muestra un ejemplo de un *AENL* (“*push-over*”). Las cargas gravitacionales se aplican primeramente a la estructura y las cargas laterales se aplican de forma creciente hasta llegar a un desplazamiento objetivo.

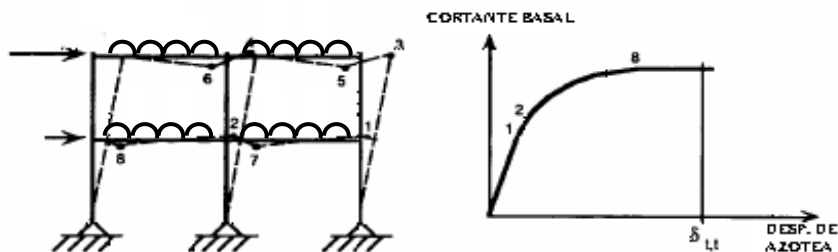
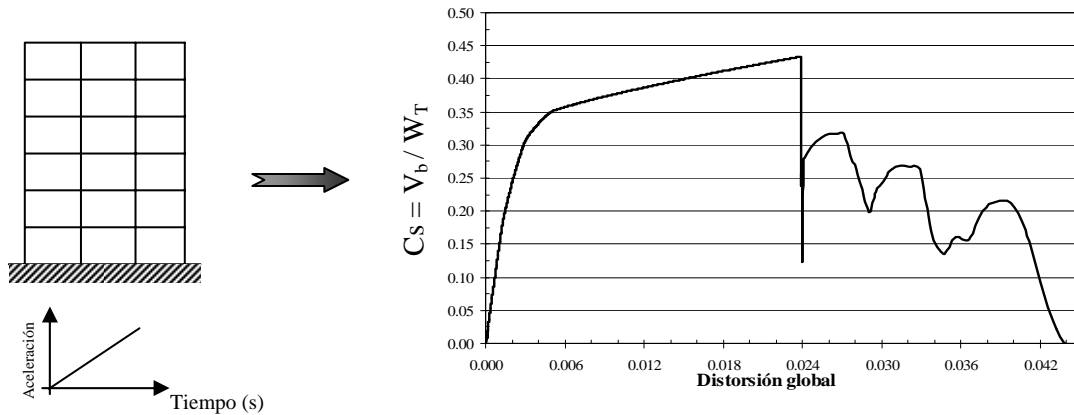


Figura 3.3. Ilustración de un análisis estático no lineal (AENL).

Para nuestro estudio se realiza una metodología alterna equivalente al análisis “*push-over*”. En vez de usar un patrón de cargas laterales concentradas en sus masas, se utiliza una aceleración en la base que crece de forma lineal con el tiempo (ver figura 3.4a) hasta alcanzar la capacidad última de la estructura. Se realiza un análisis no lineal “paso a paso” en el tiempo mediante una versión modificada del DRAIN 2D (Campos y Esteva, 1997), y se obtiene una curva como la que se muestra en la figura 3.4b. A partir de esta curva se puede determinar de modo directo la capacidad última a partir de la caída de la fuerza resistente mediante un criterio establecido (p.e. para el 80% de la capacidad de resistencia máxima). En adelante este procedimiento de análisis se nombra simplemente como *pushover* (P.O.).



a) Aceleración lineal en la base

b) Curva del AENL equivalente

Figura 3.4. Ilustración de un análisis dinámico paso a paso con aceleración en la base que crece en forma lineal con el tiempo.

3.5.2 Análisis dinámico incremental (ADI's)

El análisis dinámico incremental (*ADI*) es un método de análisis paramétrico que ha surgido en diferentes formas para estimar de una manera más “exacta” el desempeño de una estructura bajo cargas sísmicas. El concepto fue mencionado primeramente en la década de los 70’s y ha sido utilizado en diferentes formas por varios investigadores (p.e. Vamvatsikos y Cornell, 2002; Nassar y Krawinkler, 1991). Consiste en someter un modelo estructural ante uno o varios registros sísmicos, cada uno escalado a diferentes niveles de intensidad, para obtener una o varias curvas de respuesta parametrizada contra el nivel de intensidad. Los sismos se van escalando hasta que la estructura llegue a un cierto comportamiento asociado con algún nivel de desempeño (Figura 3.5c).

Este método se ha adoptado en las recomendaciones de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de E.U.A. (FEMA, 2000). Entre sus principales propósitos se encuentran:

- Obtener un intervalo de respuesta o “demandas” estructurales contra un intervalo de niveles potenciales de movimiento del terreno.
- Mejorar el entendimiento de las implicaciones estructurales que se tendrían con movimientos del terreno de diferentes intensidades.
- Mejorar el entendimiento de los cambios en la naturaleza de la respuesta estructural al aumentar la intensidad del movimiento (p.e. cambios en la forma de la deformación máxima de los entrepisos con respecto a la altura de la estructura, degradaciones de rigidez y resistencia, etc.).
- Obtener la capacidad dinámica global y de entrepiso de la estructura.

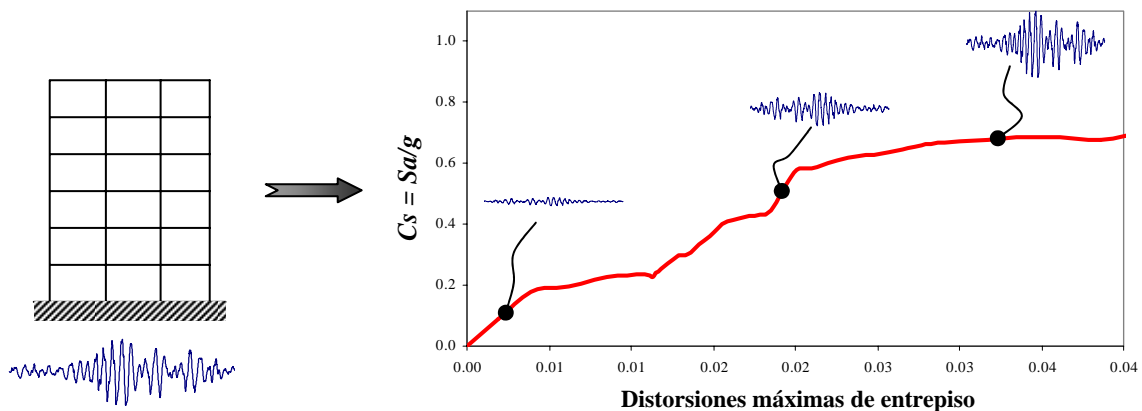


Figura 3.5. Ilustración de un análisis dinámico incremental (ADI).

Los factores que pueden afectar las curvas obtenidas mediante ADI's son los siguientes:

- Efectos P-D
- Incremento de tiempo (Δt) utilizado en el análisis
- Incremento en el factor de escala (ΔFE) del sismo
- Movimientos sísmicos utilizados
- Endurecimiento por deformación del material
- Cambio en el periodo fundamental debido a la no linealidad
- Efecto de modos superiores
- Cambio en la localización de la máxima distorsión de entrepiso

A pesar de la simplicidad teórica del *ADI*, el desarrollo de este tipo de estudio puede llegar a requerir de grandes tiempos de cómputo. En este tipo de análisis lo ideal sería obtener representaciones casi continuas de las curvas de *ADI*; sin embargo, el costo de cada análisis dinámico no lineal hace necesario pensar en algoritmos para seleccionar el espaciamiento óptimo entre los puntos para cumplir con los objetivos deseados (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

3.5.3 Marco de 5 niveles

A continuación se evalúa la capacidad lateral de los tres marcos utilizando los dos métodos anteriores (*ADI* y *AENL*) para los catorce registros sísmicos listados en la tabla 2.5. Para los análisis se ocupó el programa DRAIN 2D modificado por Campos y Esteva (1997), el cual considera un modelo de degradación tanto de rigidez como de resistencia.

Para el análisis de los marcos se utilizaron los valores medios de las propiedades geométricas (Mirza y McGregor, 1979), de las propiedades mecánicas (Villanueva y Meli, 1984; Meli y Mendoza, 1991) y de las cargas vivas y muertas (Meli, 1976; Ruiz y Soriano, 1997).

3.5.3.1 Capacidad estructural a partir de análisis dinámicos incrementales (*ADI*'s)

Los resultados obtenidos de los *ADI*'s para el marco de 5 niveles asociado a cada uno de los catorce sismos se muestran en la figuras 3.5a, y b. En dichas figuras se grafica en el eje de las abscisas el desempeño de la estructura medido por la distorsión en donde se presenta la máxima respuesta de todos los entrepisos, en este caso para el segundo entrepiso (δ_2/h_2). En el eje de las ordenadas de la figura 3.5a, se grafica el coeficiente sísmico (C_s) de entrepiso obtenido a partir de dividir el cortante en donde se presentó la distorsión máxima de entrepiso entre el peso acumulado hasta ese entrepiso (en este caso para el segundo entrepiso, $C_{s2} = V_2/W_2$). En el eje vertical de la figura 3.5b, se grafica el *nivel de intensidad sísmica* que ocasiona cierto nivel de desempeño en la estructura medido por la pseudoaceleración espectral asociada al periodo fundamental de la estructura para un amortiguamiento del 5% del crítico ($S_a(T_1, 5\%)$) dividido entre la gravedad (g) y multiplicada por diferentes factores de escala hasta alcanzar la capacidad última de la estructura. También se grafica (en las figuras 3.5a y b) mediante línea más gruesa la curva correspondiente al análisis estático no lineal (“push-over”, P.O.).

En la figura 3.5b se han distinguido dos grupos de curvas en función de su comportamiento no lineal. Un *primer grupo* (curvas claras en la figura) cuya pendiente no lineal es más plana, digamos paralela o parecida a la parte no lineal del P.O. Y un *segundo grupo* (curvas oscuras en la figura) cuya pendiente no lineal es más alta, es decir que se requiere un

mayor incremento en el nivel de intensidad sísmica (para alcanzar un cierto nivel de desempeño) que el requerido en las curvas del primer grupo.

En la figura 3.5b, las curvas de los ADI's del *grupo I* (curvas de menor pendiente no lineal, color claro) corresponden a los movimientos sísmicos cuyo espectro de respuesta son de *banda angosta* que se grafican en la figura 3.5c de color claro también. Mientras que las curvas del *grupo II* (curvas de mayor pendiente no lineal, color oscuro) corresponden a los espectros de *banda ancha* de la misma figura 3.5c, en color oscuro. En esta figura también se grafica la mediana de las pseudos-aceleraciones espectrales indicada con línea gruesa, no muy oscura.

En las curvas del primer grupo (curvas de menor pendiente) es necesario un pequeño incremento en el nivel de la intensidad sísmica para obtener grandes desplazamientos. Es decir, que la estructura presenta el fenómeno de “*ablandamiento*” en su respuesta y requiere menores incrementos de la intensidad sísmica para alcanzar la capacidad última. Dicha capacidad última se indica en la figura 3.5b por medio de círculos rellenos, para ambos grupos (I y II). Esta capacidad última se establece en el instante en el que para un pequeño incremento en la intensidad sísmica la respuesta de la estructura se dispara y a partir de entonces la curva se vuelve plana. La capacidad última en general coincide con puntos de esquina en las curvas, es decir, cuando las curvas tienen pendiente positiva y un instante después su pendiente es cero o en algunos casos, para fines prácticos, es casi cero. Ya que podrá haber ocasiones que aunque la pendiente sea cero, el punto indicado como capacidad última esté fuera del intervalo de los posibles valores de distorsión que pueda presentar una estructura, en este caso se procede a encontrar un punto anterior en el que la pendiente es casi cero, pero su valor es apropiado.

La figura 3.5b permite medir la capacidad de la estructura asociada a un cierto estado límite (p.ej. la correspondiente a los círculos que indican el estado límite último), de dos maneras: 1) en el eje horizontal, por medio de la distorsión máxima de entrepiso y 2) en el eje vertical, por medio del nivel de intensidad sísmica que provoca la falla, como la pseudos-aceleración espectral asociada al periodo fundamental de la estructura. En la tabla 7 del apéndice A se pueden ver diferentes medianas (obtenidas a partir de las distorsiones así como de la intensidad) asociados a los estados límite de fluencia y colapso. Los niveles de incertidumbre correspondientes se aprecian en la tabla 8 (ver también la sección 6.4 del apéndice A.)

De los puntos o círculos que indican la capacidad última en la figura 3.5b se puede observar, de manera general, que existe menor dispersión de los puntos cuando se mide la capacidad horizontalmente, es decir, por medio de las distorsiones máximas de entrepiso, que cuando ésta se mide verticalmente por medio de la intensidad. Contrario, a lo que sucede en otros estudios (Shome y Cornell 1999) correspondientes a movimientos sísmicos de banda ancha, en los que resulta de menor dispersión la intensidad. Más adelante, se

corroborará explícitamente esto, cuando se obtengan los coeficientes de variación de estos y otros parámetros de interés a partir de los ADI's.

3.5.3.2 Relación entre las curvas ADI's y las curvas P.O. de entrepiso

En esta sección se comparan los resultados de los ADI's con las curvas obtenidas a partir de los P.O. En la figura 3.5b, *en el eje vertical* sólo es comparable la parte lineal entre los ADI's y el P.O. La parte *no lineal* del P.O. no es comparable con los ADI's, debido a que la pseudo-aceleración espectral es afectada por un factor que es el que se necesita para escalar de forma lineal el sismo para obtener un cierto nivel de desempeño en la estructura. Además, el C_s del P.O. corresponde a un sistema de múltiples grados de libertad (SMGL) mientras que el de los ADI's se asocia a sistemas de un grado de libertad (S1GDL). En el *eje horizontal* las respuestas sí pueden ser comparadas. Se puede observar que se obtienen mayores niveles de distorsión última con los ADI's (círculos en la figura) que con el P.O. indicada cuando la curva cae repentinamente.

En la figura 3.5a la capacidad entre ambos métodos sí es comparable. En esta figura se puede observar que las partes lineales en ambos métodos son iguales y las partes no lineales son muy parecidas. Las curvas de los ADI's resultan apenas por encima de la del P.O., quedando del lado de la seguridad la curva correspondiente al análisis P.O. Las mayores diferencias se observan en la zona próxima a la capacidad última, en donde la curva del P.O. cae repentinamente y en donde las curvas de los ADI's se han cortado, es decir, cuando se presenta la capacidad última, que corresponde a los círculos de la figura 3.5b.

3.5.3.3 Subdivisión de grupos de sismos, tomando en cuenta las curvas ADI's

Para evaluar la confiabilidad estructural es necesario seleccionar adecuadamente grupos de sismos que sean congruentes sus magnitudes y contenidos de frecuencia con los niveles de intensidad sísmica a los que serán escalados para los niveles de desempeño esperados en las estructuras. A continuación se propone un criterio para agrupar los movimientos sísmicos.

3.4.3.3.1 Criterios para formar grupos de movimientos sísmicos

En la figura 3.5d se presentan resultados de un criterio para reagrupar los movimientos sísmicos seleccionados. En el eje vertical se grafica el valor de EPSILON dado por la siguiente expresión, (Baker y Cornell, 2005):

$$\varepsilon = \frac{LnS_a - Ln\hat{S}_a}{\sigma_{LnS_a}} \quad (3.16)$$

Donde (ε) es una variable aleatoria normalizada estandarizada, es decir, con media cero y desviación estándar uno, cuyo valor oscila entre ± 3 . Se puede definir (ε) como el número de desviaciones estándar (σ_{LnS_a}) para la cual el logaritmo de una aceleración espectral observada (LnS_a) difiere de la mediana del logaritmo de la aceleración espectral ($Ln\hat{S}_a$) para un grupo de movimientos sísmicos. Dicho de otra manera, (ε) indica si la aceleración espectral está por arriba o por debajo de la mediana (ver fig. 3.5c). Es decir, una EPSILON POSITVA indica que la aceleración está por arriba de la mediana. Una EPSILON NEGATIVA indica que está por debajo. De tal manera, que en la figura 3.5d se está graficando en el eje vertical la forma de los espectros de la figura 3.5c para un determinado intervalo de periodos, por ejemplo, para el periodo fundamental de la estructura que se está analizando hasta el periodo máximo degradado de la estructura (T_0 - T_{max}). Para este intervalo de periodos, una EPSILON POSITVA (obtenida esta como el promedio) se refiere a una forma del espectro de *banda angosta* y una EPSILON NEGATIVA a espectros de *banda ancha*. Aunque podría haber valores cercanos a cero, los cuales nos indicarían que la forma del espectro (en promedio) es parecida a la mediana de todos los espectros. Estos espectros estaría en el límite entre banda angosta o ancha. Una manera de definir estos espectros es mediante el efecto que el sismo tiene sobre la estructura, por medio de la pendiente no lineal de los ADI's.

En el eje horizontal de la figura 3.5d se grafica el efecto del sismo sobre la estructura por medio de la relación entre la pendiente no lineal de los ADI's con respecto a la pendiente no lineal del P.O., dada por la siguiente expresión:

$$\beta_{NoLi} = \frac{K_{ADI}^{NoLi}}{K_{P.O.}^{NoLi}} \quad (3.17)$$

En donde (β_{NoLi}) es el número de veces en que la rigidez de postfluencia de los ADI's (K_{ADI}^{NoLi}) es más grande que la rigidez de postfluencia del P.O. ($K_{P.O.}^{NoLi}$), (esta última nos sirve como punto de referencia de la rigidez de postfluencia más pequeña que puede tener la estructura).

En la figura 3.5d, en el eje horizontal relaciones de pendientes *altas* corresponden, en general, a valores de (ε) NEGATIVOS, es decir, a los espectros de *banda ancha* y pendientes *bajas* a valores de (ε) POSITIVOS o sea a espectros de *banda angosta*. De esta manera quedan definidos los grupos I (puntos en color oscuro, fig. 3.5d) y II (puntos en color claro, fig. 3.5d). Aunque se podría definir otro grupo de sismos cuyos puntos se centran en la figura 3.5d. Es decir, valores de ε cercanos a cero (espectros parecidos a la mediana y pendientes intermedias). Es decir, podrían formarse tres grupos de sismos que se asociarían a espectros de banda angosta, espectros de banda intermedia y espectros de banda ancha, los cuales corresponderían a sismos de magnitud alta, moderada y baja, para el rango de magnitudes de los sismos seleccionados (en este caso: $5.6 \leq M \leq 8.1$) y para

pendientes no lineales de los ADI's: altas, medianas y bajas. En lo que sigue también se agrupan los sismos usando los ADI's correspondientes a los marcos de 10 y 15 niveles.

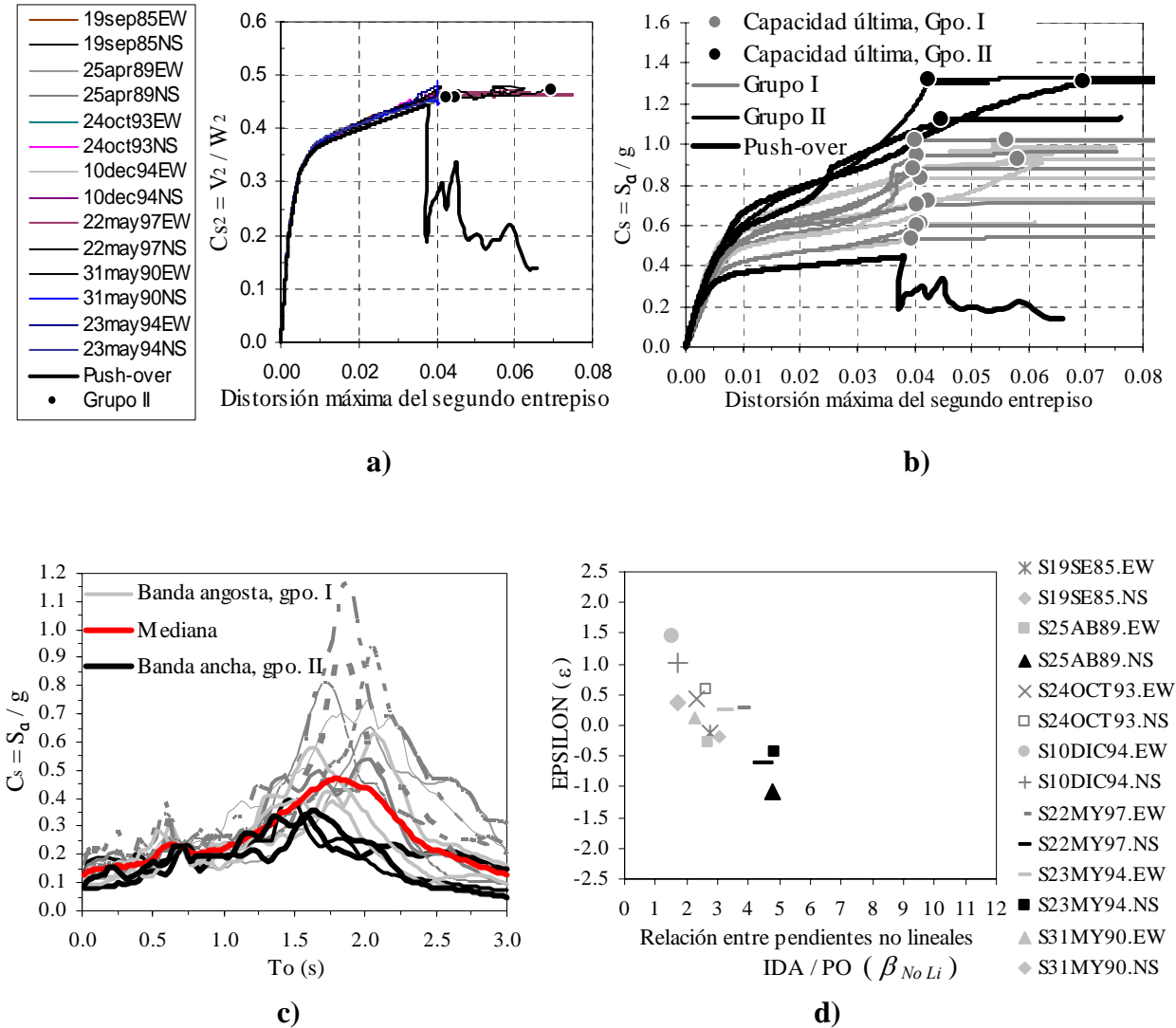


Figura 3.5. Marco de 5 niveles.

a, b) Comparación entre los resultados de los análisis ADI y PO.

c, d) Subdivisión de grupos de movimientos sísmicos a partir de los ADI's.

3.5.4 Marco de 10 niveles

Para el edificio de 10 niveles se hizo lo mismo que para el de 5 niveles. Los resultados de los ADI's se muestran las figuras 3.6a y b. En estas figuras se ha graficado en el eje horizontal la distorsión máxima del tercer entrepiso, que fue en donde se presentó la máxima respuesta. Por lo que el coeficiente sísmico (C_s) también se graficó para ese entrepiso (fig. 3.6a).

En la figura 3.6b se puede observar que existe un mayor número de curvas cuya pendiente no lineal es más alta, que en el caso del marco de 5 niveles (grupo II). Es decir, para este marco se requiere de mayores niveles de intensidad sísmica (S_a/g) para alcanzar la capacidad última. Las curvas de los ADI's en color oscuro (pendientes altas) corresponde a los espectros de banda ancha también en color oscuro en la figura 3.6c (grupo II), y las curvas claras (pendientes bajas) corresponde a los espectros de banda angosta (grupo I).

Se puede observar también que los puntos que indican la capacidad última están más dispersos, y no es fácil distinguir si la dispersión es mayor horizontal o verticalmente (esto se reflejará también en los coeficientes de variación que se obtienen más adelante).

Es notorio que se obtiene mayor capacidad de distorsión máxima de entrepiso mediante los ADI's que cuando se utiliza el análisis del P.O.

En la figura 3.6a se puede observar que la mayor diferencia entre los ADI's y el P.O. se presenta justamente en la zona próxima a la capacidad última, en donde el P.O. queda por debajo de los ADI's, del lado de la seguridad.

En la figura 3.6c también se indica la curva correspondiente a la mediana de las pseudo-aceleraciones espectrales que hace la división entre los espectros de banda agosta y ancha.

En la figura 3.6d al igual que para el marco de 5 niveles, se ha graficado el resultado del criterio para reagrupar los sismos en función de la forma espectral, dado por EPSILON (eje vertical) y en función del efecto que el sismo tiene sobre la estructura, dado por la pendiente no lineal de los ADI's, ($\beta_{No Li}$, eje horizontal).

En la figura 3.6d se distinguen los dos grupos ya mencionados: el grupo I indicado con puntos claros en la figura, correspondiente a espectros de banda angosta (sismos de mayor magnitud), y el grupo II que se indica con puntos de color oscuros, correspondiente a espectros de banda ancha (sismos de menor magnitud). Se puede observar que las pendientes son mayores en este caso que para el marco de 5 niveles, y que el número de sismos por grupo es más parejo.

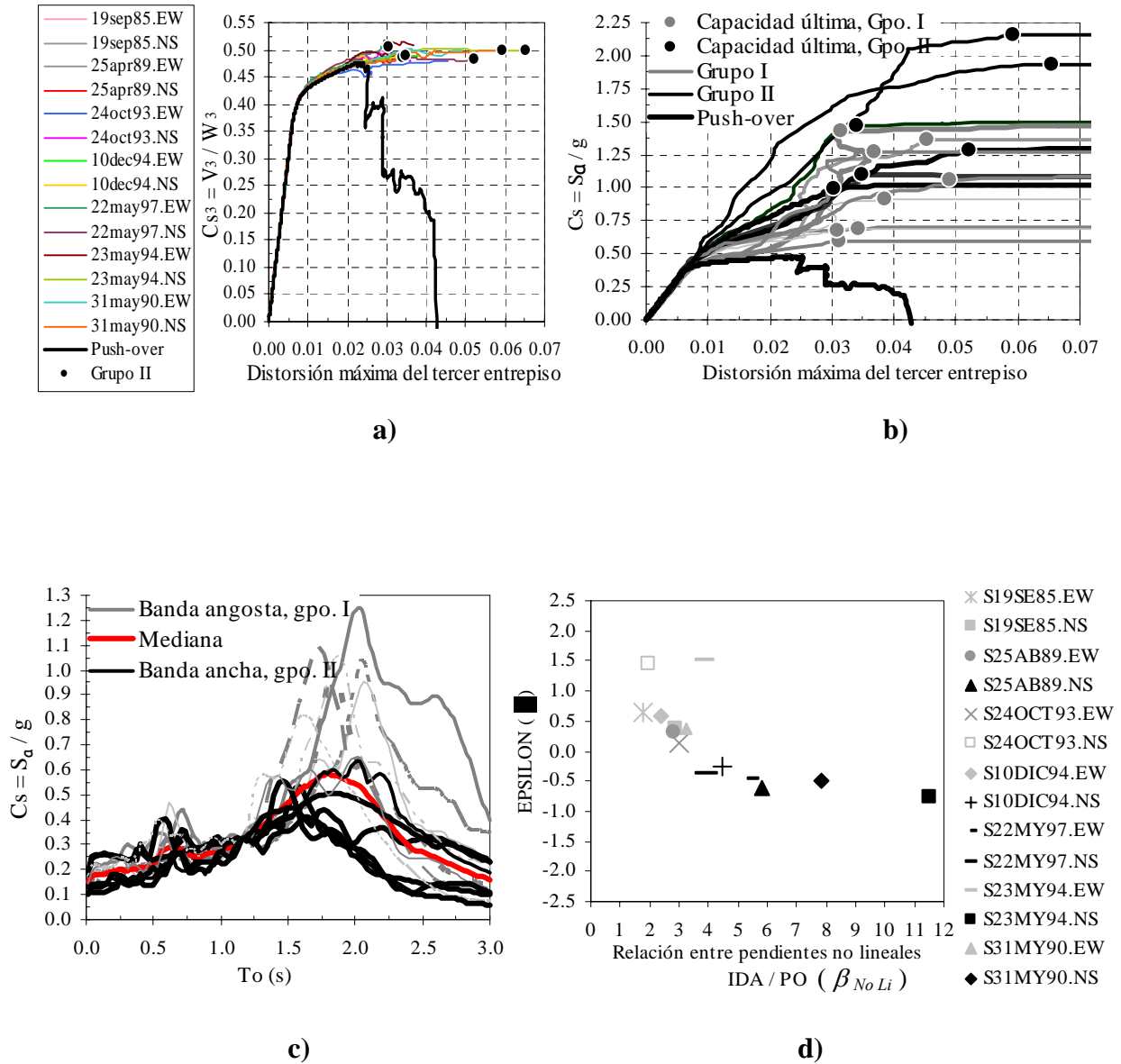


Figura 3.6. Marco de 10 niveles.

a, b) Comparación entre los resultados de los análisis ADI y PO.

c, d) Subdivisión de grupos de movimientos sísmicos a partir de los ADI's.

3.5.5 Marco de 15 niveles

En el caso del marco de 15 niveles se hizo prácticamente lo mismo que en los otros marcos, solo que ahora se grafica la distorsión máxima y el coeficiente sísmico para el quinto entrepiso (figuras 3.7a y b). En la figura 3.7b se puede observar que las curvas de los ADI's tienen pendientes no lineales mucho mayores que los correspondientes a los marcos de 5 y 10 niveles. En este caso, fue necesario someter a la estructura a niveles de intensidad sísmica (Sa/g) mucho más altos que para los otros dos casos para lograr alcanzar la capacidad última. Por lo que este marco no presentó *ablandamiento* en su respuesta. Posteriormente veremos que este marco resultó con menor tasa de falla. En cuanto a los puntos que indican la capacidad última no es muy clara si la dispersión es mayor si se mide en el eje horizontal o si se mide en el eje vertical.

En la figura 3.7a se puede observar que las curvas de los ADI's y del P.O. son iguales en la parte lineal, pero que son muy diferentes después de la fluencia. Esto sucede debido a que la respuesta máxima no solo se presentó en el quinto entrepiso sino en varios de los entrepisos como se puede observar en la figura 3.5c, en donde la capacidad última (indicada por los puntos) se presentó en entrepisos tan variados (indicados por los números entre paréntesis) como el 2°, 3°, 5°, 10°, 11°, 12° y 13° dependiendo del nivel de intensidad sísmica y del sismo utilizado.

En la figura 3.7e, al igual que en los otros casos, se grafican los resultados de aplicar el criterio para reagrupar los sismos asociados a banda angosta y banda ancha. Quedando agrupados para los puntos en color oscuro (de mayor pendiente) los sismos de banda ancha (grupo II) y los puntos de color claro (de menor pendiente) los sismos de banda angosta (grupo I). En esta figura se puede observar que la pendiente no lineal es muy alta. En la figura 3.7d se muestran sus espectros y su mediana.

Hasta aquí se hizo una descripción de las partes más relevantes de los análisis, para más detalles de los tres marcos analizados relacionados con los ADI's, la descripción de los grupos de los movimientos sísmicos I y II, la comparación de los ADI's con el P.O., etc, consultar las secciones 6.1 (a, b, c), 6.2 y figura 10 del apéndice A.

Además de la respuesta de entrepiso, también se analizó los ADI's y P.O. relacionados con la respuesta global de los marcos en estudio. Para detalles relacionados con el comportamiento global consultar la figura 12a, b y c del apéndice A, además de las secciones 6.1 y 6.2.

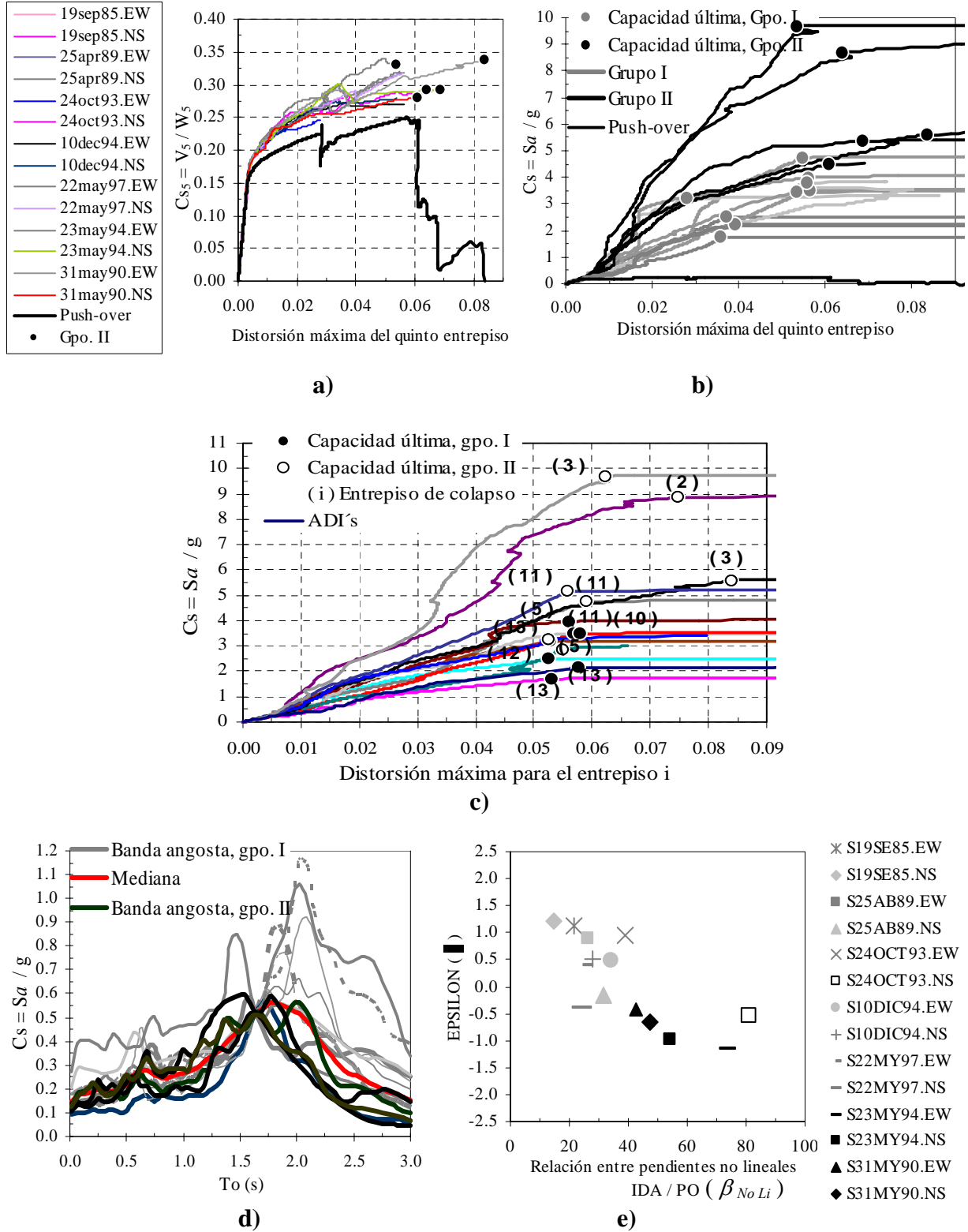


Figura 3.7. Marco de 15 niveles.

a, b) Comparación entre los resultados de los análisis ADI y PO.

c) Resultados de los ADI's para distintos entpisos.

d, e) Subdivisión de grupos de movimientos sísmicos a partir de los ADI's.

3.5.6 Coeficientes de variación de algunos parámetros de interés (k_e , d_y , d_{cu} , Sa_{cu} , μ_{cu})

A partir de las curvas de los ADI's se obtuvieron coeficientes de variación (CV) de algunos parámetros de interés. Estos son la rigidez elástica K_e , el desplazamiento de fluencia d_y , el desplazamiento asociado a la capacidad última d_{cu} , el nivel de intensidad sísmica que causa la falla Sa_{cu} y la ductilidad última de la estructura μ_{cu} (ver tabla 3.6). Estos valores se obtuvieron para el grupo I (asociados a espectros de banda angosta), para el grupo II (asociados a espectros de banda ancha) y para un tercer grupo que es la suma del grupo I y II. Estos valores se obtuvieron para los marcos de 5, 10 y 15 niveles, correspondientes al 2°, 3° y 5° entrepisos, respectivamente.

A partir de la tabla 3.6 se puede observar que los CV asociados a la parte elástica (K_e , d_y) son menores que los asociados a la capacidad última (d_{cu} , Sa_{cu} y μ_{cu}). Si se comparan los valores asociados a los espectros de *banda angosta* (grupo I) para el desplazamiento asociado a la capacidad última d_{cu} , y el nivel de intensidad sísmica que causa la falla Sa_{cu} , (presentados en color gris en la tabla 3.6 para los tres marcos) podemos observar que los CV para d_{cu} son menores que para Sa_{cu} , (0.153<0.217, 0.184<0.329 y 0.261<0.275, para los marcos de 5, 10 y 15 niveles, respectivamente). De aquí que se concluya que para espectros de *banda angosta* sea más adecuado usar como medida de la capacidad el *desplazamiento* d_{cu} , en vez de la *intensidad* que causa la falla Sa_{cu} . Contrario a que si comparamos los CV asociados a los espectros de *banda ancha* (grupo II), cuyos valores para la intensidad Sa_{cu} en general resultan *menores* que para d_{cu} . Presentados en negritas en la tabla 3.6.

Si se comparan los CV asociados al tercer grupo (grupos I + II, en donde se mezclan todos los movimientos sísmicos) la tendencia es que los CV asociados a d_{cu} , *sean menores* que los asociados a Sa_{cu} (0.2<0.278, 0.278<0.375 y 0.272<0.508, para los marcos de 5, 10 y 15 niveles, respectivamente).

En general podemos observar que el marco que presenta mayor dispersión (CV) es el de 15 niveles, le sigue el de 10 y por último el de 5 niveles.

Hasta aquí solo se presentó los CV correspondientes a la respuesta de entrepiso; sin embargo, se hizo lo mismo para la respuesta global de las estructuras. Los CV se obtuvieron a partir de los ADI's de azotea. Se observó que los CV en general tienden a ser mayores que para la respuesta de entrepiso, y las tendencias presentadas para los CV asociados a la respuesta de entrepiso también se aplican a la respuesta global (los valores se presentan en la tabla 6 del apéndice A).

Para algunos otros detalles relacionados con los coeficientes de variación ver también la sección 6.3 del apéndice A.

Tabla 3.6. Coeficientes de variación de algunos parámetros de interés.				
Respuesta de entrepiso				
Respuesta de entrepiso	Grupo	Marco 5 niv. (2°. Entrepiso)	Marco 10 niv. (3°. Entrepiso)	Marco 15 niv. (5°. Entrepiso)
CV (K_e)	I	0.022	0.036	0.055
	II	0.010	0.019	0.045
	III	0.026	0.028	0.048
CV (d_y)	I	0.042	0.041	0.075
	II	0.019	0.025	0.060
	III	0.050	0.034	0.066
CV (d_{cu})	I (b.angosta)	0.153	0.184	0.261
	II (b.ancha)	0.334	0.322	0.168
	III (todos)	0.200	0.278	0.272
CV (Sa_{cu})	I (b.angosta)	0.217	0.329	0.275
	II (b.ancha)	0.308	0.313	0.370
	III (todos)	0.278	0.375	0.508
CV (μ_{cu})	I	0.136	0.203	0.258
	II	0.346	0.312	0.196
	III	0.214	0.279	0.281

3.6 INFLUENCIA DE LA INCERTIDUMBRE DE LA CAPACIDAD EN LA TASA MEDIA ANUAL DE FALLA

Para estimar la influencia de la incertidumbre de la capacidad (calculada a partir de los ADI's) al evaluar la tasa media anual de falla v_F , se comparan en la figura 13 del apéndice A, las curvas de peligro de demanda estructural $v_D(d)$ (obtenidas con la ecuación 3.1, en donde solo se considera la incertidumbre asociada a la demanda estructural) con la tasa media anual de falla v_F , asociada a dos estados límite (obtenidas con la ecuación 3.3, en donde además de considerar la incertidumbre en la demanda se considera también la incertidumbre en la capacidad. Esta última se obtuvo por medio de los ADI's para un estado límite determinado) para los marcos de 5, 10 y 15 niveles (figuras 13a, b y c del apéndice A, respectivamente).

En estas figuras se grafican en el eje vertical la tasa media anual de excedencia para el caso de las curvas de peligro de demanda estructural (CPDE), y en el mismo eje se grafica la tasa media anual de falla asociadas al estado límite de servicio y estado límite último (triángulos en la figura). En el eje horizontal se grafican diferentes niveles de desempeño medidos estos como las distorsiones máximas de entrepiso (d) para el caso de las CPDE y

en el mismo eje, la mediana de la capacidad (\hat{C}) asociada al estado límite de servicio y al estado límite último (ver tabla 7, apéndice A) para la tasa median anual de falla.

Comparando la CPDE y la tasa de falla se puede observar que para los tres casos (marcos de 5, 10 y 15 niveles) para el estado límite de servicio (primer triángulo), el valor de la tasa de falla es prácticamente igual al de la CPDE. Por otro lado, para el estado límite último (segundo triángulo) si prolongamos la CPDE, la diferencia con la tasa de falla resulta relativamente baja. A partir de esto se deduce que es posible evaluar la tasa media anual de falla para un cierto estado límite (\hat{C}) a partir de las CPDE si estos se multiplican por factores correctivos. Para los casos que aquí se estudian se puede afirmar que las CPDE proporcionan una idea bastante aproximada del nivel de confiabilidad sísmica implícito en las estructuras.

3.7 COMPARACIÓN DE DOS FORMAS DE EVALUAR LA TASA MEDIA ANUAL DE FALLA PARA DOS ESTADOS LÍMITE

En la tabla 9 del apéndice A se comparan la tasa media anual de falla v_F , obtenida en función de las distorsiones máximas de entrepiso (ecuación 3.3) y la tasa media anual de falla v_F obtenida en función del nivel de intensidad sísmica (ecuación 3.4) para los marcos de 5, 10 y 15 niveles asociados al estado límite de servicio. En la tabla 9 se puede observar que los valores con ambos métodos dan del mismo orden, tendiendo a ser ligeramente mayores los correspondientes al método que usa como medida de la capacidad la *intensidad* (Sa/g) que causa la falla (ec. 3.4). Para este estado límite, el marco con mayor confiabilidad le corresponde al marco de 5 niveles ($v_F = 1.12 \times 10^{-2}$, ec. 3.3), le sigue el de 10 niveles ($v_F = 1.95 \times 10^{-2}$) y por último el de 15 niveles ($v_F = 11.1 \times 10^{-2}$).

Si ahora analizamos los valores correspondientes al estado límite último presentados en la tabla 10 del apéndice A, podemos observar también que las v_F dan del mismo orden (de 10^{-4}) para los tres marcos y la tendencia es que sean mayores para el método que usa la intensidad como medida de daño (ec. 3.4). Para este estado límite el marco que presenta mayor confiabilidad es el de 15 niveles ($v_F = 0.81 \times 10^{-4}$), le sigue el de 5 niveles ($v_F = 1.12 \times 10^{-4}$) y por último el de 10 niveles ($v_F = 9.32 \times 10^{-4}$). Podemos observar que para este estado límite la confiabilidad asociada al marco de 15 niveles resultó mayor que para los otros marcos, contrario a lo que pasaba para el estado límite de servicio. Esto se puede explicar porque este marco presenta un mejor comportamiento no lineal (no presenta *ablandamiento*) y una mayor capacidad que los otros marcos, como se pudo observar en los ADI's.

Con respecto a los métodos tratados se puede añadir que el método que usa la intensidad como medida de la capacidad (ec.3.4) es más directo dado que solo hay que resolver una

integral; mientras que, el método que usa el desplazamiento (ec.3.3) tiene implícito una doble integración.

Como conclusión de esta parte podemos decir que, para los casos aquí analizados, cuando se trata de movimientos sísmicos con espectros de *banda angosta* la tasa media anual de falla resulta ligeramente *mayor* cuando se usa como medida de la capacidad la S_a que causa la falla, en vez de las *distorsiones máximas de entrepiso*.

3.8 CONCLUSIONES DE ESTE CAPÍTULO

Del análisis de la confiabilidad de los tres edificios se llegó a las siguientes conclusiones:

1. Las curvas de peligro de demanda de la distorsión máxima de entrepiso obtenidos con el método de integración numérica (ecuación 3.1), y alternativamente, con la aproximación “simplificada” (ecuación 3.13 propuesta por Cornell y colaboradores, 2002), son similares para niveles de distorsión máxima de entrepiso menores que: $\delta/h < 0.01$, 0.02 ó 0.012 para los edificios de 5, 10 y 15 niveles, respectivamente (ver Figura 7 del apéndice A). Para valores mayores de δ/h , el método “simplificado” es muy sensible para los parámetros ($\sigma_{\ln D}$ y r) que definen la curva de peligro de demanda estructural (representada por la ecuación 3.13). Las curvas de peligro de demanda obtenidas con esta ecuación presentan tasa medias anuales de excedencia mayores que las obtenidas con el método de integración numérica. Estas diferencias son significativas para valores grandes de la distorsión máxima de entrepiso.

2. Las curvas de peligro de demanda correspondientes a los edificios modelados con propiedades medias de los materiales y de las cargas vivas, para valores pequeños de la distorsión máxima de entrepiso son similares a los correspondientes modelos en donde se incluyeron las incertidumbres de estos parámetros durante el análisis (ver Figura 9, del apéndice A); sin embargo, conforme los valores de las distorsiones máximas se incrementan, las diferencias se vuelven más significativas. Estas diferencias pueden tomarse en cuenta mediante factores de corrección (FC). Se obtuvieron los FC (correspondientes a los edificios de 5, 10 y 15 niveles), los cuales oscilan entre 1 y 2.3.

3. Se propuso un criterio para formar grupos de movimientos sísmicos a partir de conocer el efecto que los sismos tienen en las estructuras por medio de las curvas de los Análisis Dinámicos Incrementales (ADI's) en función de su pendiente no lineal (β_{NoLi}) y en función de la forma que tienen los espectros de los sismos (ε). A partir de lo anterior, se distinguieron dos grupos: grupo I, puntos claros en las figuras 3.5d, 3.6d y 3.7e espectros de banda angosta (curvas de menor pendiente β_{NoLi} de los ADI's) y grupo II, puntos de

color oscuros, espectros de banda ancha (curvas de mayor pendiente β_{NoLi} de los ADI's) en las mismas figuras.

4. A partir de las curvas de los ADI's (Figuras 3.5, 3.6 y 3.7 del capítulo 3 y Figuras 10, 11 y 12 del Apéndice A) se calcularon coeficientes de variación de varios parámetros asociados con la propiedades estructurales de entrepiso y global de los edificios. Los coeficientes de variación de la capacidad de distorsión de entrepiso de los edificios de 5 y 10 niveles sujetos a sismos de banda angosta (sismos correspondientes al grupo I) son más pequeños que los correspondientes a la aceleración espectral para el periodo fundamental de la estructura, para 5% de amortiguamiento. Sin embargo, para sismos de banda ancha (sismos correspondientes al grupo II), ocurre lo contrario (ver Tabla 4.6). Debido a esto, se llegó a la conclusión de que para estructuras que presentan “ablandamiento” cuando caen en la zona del pico de los espectros de banda angosta quizá sea más conveniente usar como medida de la capacidad estructural la distorsión máxima de entrepiso en lugar de intensidad que causa la falla.

Los resultados muestran que la desviación estándar del logaritmo de las capacidades estructurales ($\sigma_{\ln C}$) son menores para el estado límite de fluencia ($\sigma_{\ln C_y}$) que para el estado límite cercano al colapso ($\sigma_{\ln C_{near-collapse}}$) (Tabla 8 de apéndice A). También se encontró que los valores de ($\sigma_{\ln C}$) asociados con la capacidad de fluencia son menores para la aproximación basada en la intensidad ($\sigma_{\ln S_{ay}}$) que para la basada en desplazamientos ($\sigma_{\ln C_y}$); sin embargo, para el nivel de desempeño cercano al colapso ocurre lo contrario ($\sigma_{\ln S_{near-collapse}} > \sigma_{\ln C_{near-collapse}}$).

5. Los resultados muestran que las distorsiones de entrepiso obtenidas con los ADI's son mayores que las obtenidas por medio de los análisis de los P.O. (ver Figuras 10 y 12 del apéndice A, lado izquierdo).

6. La influencia de las incertidumbres en la capacidad de distorsión de la estructura al evaluar la tasa media anual de falla de los edificios es muy pequeña para la capacidad asociada a la fluencia; sin embargo, se vuelve importante para el nivel de desempeño cercano al colapso, especialmente conforme se incrementan los coeficientes de variación de la estructura.

7. La tasa media anual de falla estructural asociada con el estado límite cercano al colapso, calculada con la aproximación basada en la capacidad medida por medio de los desplazamientos (ecuación 3.3), resultó ligeramente menor que las obtenidas con la aproximación basada en la intensidad que provoca la falla (ecuación 3.4). Esto es debido a que se usaron movimientos de banda angosta (grupo I), para los cuales la dispersión de la capacidad basada en desplazamientos resultó menor que la basada en la intensidad (ver Tabla 5 del apéndice A).

8. Este estudio muestra lo importante del contenido de frecuencia (banda angosta o banda ancha) en la confiabilidad de las estructuras; sin embargo, es necesario realizar un estudio más detallado para un mayor número de movimientos sísmicos para obtener conclusiones definitivas.

CAPÍTULO 4

MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO PARA EL REFUERZO DE EDIFICIOS CON DISIPADORES BASADO EN CONFIABILIDAD Y DESEMPEÑO ESTRUCTURAL

4.1 INTRODUCCIÓN

La mayoría de los códigos actuales de diseño sísmico en el mundo dan lugar a estructuras con valores de confiabilidad indefinidos (Wen 1995, Cornell 1996a). Con el propósito de superar esta limitación se han propuestos algunos criterios para el diseño de estructura asociados a niveles de confiabilidad dados correspondientes a diferentes estados límite (Cornell et al. 2002, *FEMA 350*, *FEMA 351*, *FEMA 352*, Hamburger et al. 2003). Un problema fundamental es establecer niveles apropiados de confiabilidad objetivo para los estados límite en estudio, principalmente porque se requieren consideraciones tanto sociales como económicas.

Una manera racional de establecer estos niveles de confiabilidad objetivo es mediante una minimización del costo del ciclo de vida esperado (Rosenblueth 1972, Koh et al. 1999, Wen 2001, Esteva et al. 2001). A pesar de la racionalidad que caracteriza a este método, generalmente sólo es aplicado a proyectos de estructuras especiales.

Una forma alternativa para establecer este nivel de confiabilidad objetivo es comparar los niveles de confiabilidad asociados con ciertos estados límites, con los implícitos en los diseños actuales. Esta idea fue formulada hace varias décadas (Ellinwood et al. 1982). Actualmente se lleva a cabo la transición entre esta aproximación y la nueva generación de códigos, y continuará en los próximos años (Fajfar and Krawinkler 1997, Bertero and Bertero 2002). La intención de la metodología que aquí se propone es contribuir a esta etapa de transición.

El objetivo de la metodología propuesta en esta tesis es presentar un algoritmo de diseño sísmico para el refuerzo de edificios con dispositivos disipadores de energía tal que los niveles de confianza de la estructura reforzada (asociada con los estados límite de servicio y último) sean mayores que o iguales a los correspondientes a una estructura convencional similar diseñada de acuerdo al Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF-2004). La estructura convencional se define como una del mismo tipo y con características geométricas similares con la estructura a reforzar.

La metodología propuesta se ilustra por medio de un edificio de concreto reforzado de tres crujías y cinco niveles, el cual será reforzado con placas de acero triangular tipo TADAS (Tsai et al. 1993). El edificio se ubica en la zona blanda del valle de México.

El RCDF-2004 permite aplicar criterios de diseño diferentes de los especificados por el reglamento, siempre y cuando el diseñador estructural justifique a las autoridades correspondientes que los criterios de diseño empleados conducen a niveles de seguridad estructural *no menores* que los obtenidos con los métodos establecidos por el reglamento vigente. Este procedimiento se sigue para el caso de soluciones estructurales especiales, por ejemplo cuando se usan dispositivos disipadores de energía sísmica o cuando se usan sistemas de aislamiento en su base.

4.2 CRITERIO PARA REFORZAR EDIFICIOS CON DISIPADORES, TAL QUE SU CONFIABILIDAD SEA IGUAL O MAYOR AL CORRESPONDIENTE EDIFICIO CONVENCIONAL (ASOCIADO A DIFERENTES ESTADOS LÍMITE)

4.2.1 Planteamiento del problema

Se supone que es necesario reforzar un edificio diseñado con un reglamento anterior (p.e. RCDF-1976), ya que no pasa con el actual (RCDF-2004), debido a que las distorsiones máximas de entrepiso del edificio diseñado con el RCDF76 son mayores que las permitidas por el reglamento actual. Se supone también que el periodo fundamental de vibrar del edificio a reforzar (T_o) es menor que el periodo dominante del suelo (T_s). Es decir, que T_o no se encuentra en la rama descendente del espectro, ya que debido al refuerzo de la estructura se podría obtener un (T_o) que cayera en una zona de mayor intensidad en el espectro.

Se establece que la solución del refuerzo será mediante el uso de disipadores de energía sísmica. Esto permitirá incrementar tanto la rigidez como el amortiguamiento del edificio y, consecuentemente, se espera que se disminuyan las distorsiones máximas de entrepiso del edificio reforzado.

Los disipadores se diseñarán, de manera que:

$$V_{F_{ED.REFORZADO}} \leq V_{F_{PERMISIBLE}} \quad (4.1)$$

Es decir, que la tasa media anual de falla del edificio reforzado ($v_{F_{ED.REFORZADO}}$) sea menor que o igual a una tasa media anual de falla permisible ($v_{F_{PERMISIBLE}}$) previamente establecida, para diferentes estados límites.

Dada la ecuación 4.1, el primer paso es obtener la tasa media anual de falla permisible ($v_{F_{PERMISIBLE}}$). Para esto, primeramente se diseña (de acuerdo al RCDF-2004) un *edificio convencional similar* al que se va a reforzar. El edificio es similar en cuanto a la misma distribución geométrica en planta y elevación (mismo número de crujeas y niveles), del mismo grupo, ubicada en la misma zona que el edificio a reforzar. Como consecuencia de haber diseñado con el reglamento actual (RCDF-2004) se obtienen diferentes secciones de trabes y columnas que el edificio diseñado con el reglamento anterior (RCDF-1976). Sus periodos fundamentales de vibrar también son diferentes.

Una vez diseñado el *edificio convencional* se establecen los estados límite para los cuales se pretende revisar la estructura, y se evalúa la confiabilidad correspondiente a estos estados límite. Estos son los siguientes:

- **Estado límite de servicio:** Este estado límite se asocia a un estado en donde se presenta la distorsión máxima de entrepiso de fluencia de la estructura, que se obtiene a partir de ajustes bi-lineales a las curvas que resultan de análisis dinámicos incrementales. La tasa media anual de falla obtenida para este nivel de desempeño se define como: (v_F^{serv}). Esta se puede obtener mediante la ecuación 3.3.
- **Estado límite último:** Este estado límite se asoció en este estudio al valor de la mediana de capacidad igual a 0.02 de la distorsión máxima de entrepiso. Esta se relacionó con el nivel de desempeño conocido como “*seguridad de vida*” en la estructura. Las incertidumbres asociadas a este estado límite (de 0.02) necesarias para calcular la tasa de falla se obtienen a partir de una interpolación lineal entre el estado límite de servicio y el estado límite de colapso, considerado este último como los puntos que indican la capacidad última obtenida de las curvas de los ADI’s de la figura 3.5b, para el marco convencional de 5 niveles. Se escogió este nivel de desempeño (0.02) porque se espera que para cuando se revise la estructura reforzada para este nivel de distorsión de entrepiso, el funcionamiento de los disipadores tenga un comportamiento cíclico estable. La tasa media anual de falla obtenida para este nivel de desempeño se define como: (v_F^{ult}). Esta se obtiene con la ecuación 3.3.

Las tasas anuales de falla estructural calculadas en los párrafos anteriores serán los valores PERMISIBLES de las tasas de falla que deberán de cumplirse para el *edificio reforzado* con disipadores. Para lograr lo anterior, se propone el siguiente criterio.

4.2.2 Planteamiento del criterio

El número de disipadores necesarios por entrepiso (N_{DIS}^{final}) para satisfacer los estados límite en la estructura reforzada está representado en la ecuación 4.2. Esta expresión consta de tres términos principales:

$$N_{DIS}^{final} = N_{DIS}^{K, serv} + \Delta N_{DIS}^{R_u, \acute{u}lt} + \Delta N_{DIS}^{\mu_p, \acute{u}lt} \quad (4.2)$$

a) Primer término $N_{DIS}^{K, serv}$. Se propone primeramente un número de disipadores por entrepiso en función de la rigidez de entrepiso (K) necesaria para que el *edificio reforzado con disipadores* tenga un periodo fundamental (T_0) igual al *edificio similar convencional*. Con esto se pretende lograr un comportamiento dinámico elástico muy parecido al edificio convencional. De esta manera se pretende lograr la confiabilidad deseada para el estado límite de servicio (establecida a partir del edificio convencional).

b) Segundo término $\Delta N_{DIS}^{R_u, \acute{u}lt}$. Este consiste en *incrementar* el número de disipadores por entrepiso propuesta en la primera parte, en función de la resistencia última (R_u) necesaria para lograr al menos la *resistencia asociada al estado límite último* de la estructura convencional, con respecto a la resistencia que tendría la estructura reforzada con el número de disipadores propuestos en el punto anterior.

c) Tercer término $\Delta N_{DIS}^{\mu_p, \acute{u}lt}$. En el caso en el que el número de disipadores propuesto hasta la segunda parte *no sea suficiente* para que la capacidad de ductilidad de los disipadores sea *mayor* que el nivel de ductilidad demandado por entrepiso en los disipadores, se deberá de incrementar el número de disipadores propuestos en la segunda parte en función de una *ductilidad objetivo* propuesta y la ductilidad demandada en los disipadores. La ductilidad objetivo se propone a partir de la *ductilidad permisible* (μ_p) de los disipadores, la cual es obtenida de pruebas de laboratorio.

Hasta aquí solo se ha mencionado una parte del criterio propuesta lo cual representa apenas un prediseño, en la sección 4.2.3 de esta tesis se describe *el criterio completo* y detallado de la metodología usada. Se puede consultar también el apéndice B.

En el criterio propuesto hasta aquí, solo se han especificado las bases para proponer los disipadores y/o la manera en que se realizan los incrementos necesarios para cumplir con los diferentes requisitos de los diferentes estados límite. A continuación se presenta la metodología que se usa para la revisión de los estados límite.

4.2.2.1 Conceptos básicos

Las revisiones de los estados límite se basa en la metodología propuesta por Cornell y colaboradores (1996, 2002) la cual involucra los conceptos de *factores de confianza* y de *niveles de confianza*.

- **Factor de confianza, $\lambda_{confianza}$.**

Para poder definir el *factor de confianza* se parte de que la curva de peligro de demanda sísmica $v_D(d)$, puede obtenerse mediante la ecuación 3.1 del capítulo 3 (Esteve 1968):

$$v_D(d) = \int_0^{\infty} -\frac{dv}{dy} P(D \geq d|y) dy \quad (4.3)$$

Y que la tasa media anual de falla v_F , se calcula por medio de la ecuación 3.3 del capítulo 3:

$$v_F = \int_0^{\infty} -\frac{dv_D(d)}{dd} P(C \leq d) dd \quad (4.4)$$

El significado de las variables se definió en el capítulo anterior.

Las ecuaciones 4.3 y 4.4 pueden ser resueltas por medio de integración numérica. Contrario a esto, el método propuesto por Cornell (1996) no utiliza integración numérica, sino que utiliza una expresión cerrada simplificada. En donde se supone que la curva de peligro sísmico y la variación de la mediana de la demanda (\hat{D}) con la intensidad pueden expresarse mediante las ecuaciones 3.11 y 3.12 del capítulo 3.

Tomando en cuenta las suposiciones hechas en el capítulo 3, y considerando que la demanda tiene distribución lognormal, la ecuación 4.3 se transforma en:

$$\nu_D(d) = \nu \left[\left(\frac{d}{a} \right)^{\frac{1}{b}} \right] \exp \left(\frac{1}{2} \frac{r^2}{b^2} \sigma_{\ln D|S_a}^2 \right) \quad (4.5)$$

Nótese que esta ecuación es la misma que la 3.13 del capítulo 3.

Suponiendo que la demanda (D) y la capacidad (C) son estadísticamente independientes y que (C) tiene distribución lognormal, y sustituyendo la ecuación 4.5 en 4.4, la tasa media anual de falla estructural ν_F , se transforma en la siguiente expresión cerrada (Jalayer y Cornell, 2003):

$$\nu_F = \nu(S_a^{\hat{C}}) \exp \left[\frac{1}{2} \frac{r^2}{b^2} (\sigma_{\ln D|S_a}^2 + \sigma_{\ln C}^2) \right] \quad (4.6)$$

En donde $\sigma_{\ln D|S_a}^2$ es la varianza del logaritmo de la demanda (asociada con una intensidad dada S_a), y $\sigma_{\ln C}^2$ representa la varianza del logaritmo de la capacidad estructural, la cual se asocia con un cierto estado límite.

Estableciendo ahora el criterio de diseño que establece que la tasa media anual de falla de una estructura ν_F sea *menor que o igual* a un valor permisible ν_0 , al sustituir la ecuación 4.6 se tiene:

$$\nu_F \leq \nu_0 \Rightarrow \nu(S_a^{\hat{C}}) \exp \left[\frac{1}{2} \frac{r^2}{b^2} (\sigma_{\ln D|S_a}^2 + \sigma_{\ln C}^2) \right] \leq \nu_0 \quad (4.7)$$

La cual puede ser transformada en (Jalayer y Cornell, 2003):

$$\left[e^{-\frac{1r}{2b}\sigma_{\ln C}^2} \right] \hat{C} \geq \left[e^{\frac{1r}{2b}\sigma_{\ln D|S_a}^2} \right] \hat{D}^{\nu_0} \quad (4.8)$$

Esta puede expresarse como:

$$\phi \hat{C} \geq \gamma \hat{D}^{\nu_0} \quad (4.9)$$

Para más detalles relacionados con la deducción de la ecuación 4.8 ver Jalayer y Cornell, 2003.

De la ecuación 4.9, el *factor de confianza* queda definido por la siguiente relación (Cornell et al, 2002):

$$\lambda_{\text{confianza}} = \frac{\phi \cdot \hat{C}}{\gamma \cdot \hat{D}^{\nu_0}} \geq 1 \quad (4.10)$$

Esta ecuación relaciona la capacidad de la estructura factorizada $\phi \hat{C}$ entre la demanda de la estructura factorizada $\gamma \hat{D}^{\nu_0}$. En este caso \hat{C} es la mediana de la capacidad estructural asociada a un cierto estado límite (obtenida aquí a partir de los *ADI's*). Dicha capacidad se supone que tiene distribución lognormal con varianza σ_{CR}^2 , y \hat{D}^{ν_0} es la mediana de la demanda estructural obtenida bajo un cierto nivel de intensidad sísmica $S_a^{\nu_0}$, que a su vez es el nivel de la aceleración espectral S_a dada una tasa media anual de excedencia ν_0 . La demanda estructural (D) también se supone con distribución lognormal para un cierto nivel S_a con varianza σ_{DR}^2 . Tanto la capacidad (C) como la demanda (D) son medidas por medio de las distorsiones máximas de entrepiso. Si el factor de confianza $\lambda_{\text{confianza}} > 1$ indica que la tasa media anual de falla de la estructura ν_F es menor que una tasa de falla permisible ν_0 , ($\nu_F < \nu_0$), por lo que la estructura se encuentra del lado de la seguridad. Si el factor de confianza $\lambda_{\text{confianza}} < 1$ indica que la tasa de falla es mayor que la permisible, ($\nu_F > \nu_0$), por lo que la estructura se encuentra del lado de la inseguridad.

- **Factor de reducción de la capacidad, (ϕ) y factor de incremento de la demanda, (γ)**

La variable ϕ en la ecuación 4.10 es un *factor de reducción de la capacidad* dada por la siguiente expresión, (Cornell et al. 2002):

$$\phi = \exp\left[-\frac{1}{2} \frac{r}{b} \sigma_{CT}^2\right] < 1 \quad (4.11)$$

Este factor trata de tomar en cuenta las incertidumbres asociadas con la estimación de la *capacidad* estructural por medio de la varianza: $\sigma_{CT}^2 = \sigma_{CR}^2 + \sigma_{CU}^2$. Estas se definen adelante. El factor ϕ es siempre menor que uno.

El parámetro γ es un *factor de incremento de la demanda* dada por la expresión (Cornell et al. 2002):

$$\gamma = \exp\left[\frac{1}{2} \frac{r}{b} \sigma_{DT}^2\right] > 1 \quad (4.12)$$

Este factor trata de tomar en cuenta todo tipo de incertidumbres asociadas con la estimación de la *demanda* estructural por medio de la varianza: $\sigma_{DT}^2 = \sigma_{DR}^2 + \sigma_{DU}^2$, cuyas componentes se definen enseguida. Este factor es mayor que uno. Ambos factores (ϕ y γ) se asocian a un estado límite determinado.

Debido a las limitaciones en información y a las diferentes aproximaciones que se hacen para evaluar la demanda y capacidad estructural, se distinguen dos tipos de incertidumbres asociadas tanto a la demanda (*D*) como a la capacidad (*C*), estas son:

- ***Incetidumbres aleatorias***, σ_R^2 . La aleatoriedad en el análisis estructural es el resultado de la variabilidad de los fenómenos físicos de la cual depende el desempeño de las estructuras. Las cargas aplicadas en la estructura (p.e. cargas vivas, sísmicas, viento, nieve, etc) son generalmente variables aleatorias en magnitud, distribución, tiempo de arribo y duración. Las características mecánicas de los materiales (p.e. resistencia de fluencia, ductilidad, etc.), las propiedades geométricas de las secciones transversales de los elementos estructurales (trabes, columnas, muros, etc.) son también una fuente de aleatoriedad, debido a errores en el control de calidad durante la construcción, etc. Aquí, las variables σ_{DR}^2 y σ_{CR}^2 están relacionadas con las *incetidumbres aleatorias* σ_R^2 , las cuales están directamente relacionadas con la aleatoriedad de los sismos escalados a un cierto nivel de intensidad sísmica $S_a^{v_0}$, obtenidas a partir de análisis no lineales paso a paso en el caso de la demanda σ_{DR}^2 y de los análisis dinámicos incrementales en el caso de la capacidad σ_{CR}^2 , cuando la estructura es sometida a un grupo de movimientos sísmicos.
- ***Incetidumbres epistémicas***, σ_U^2 . Estas incetidumbres surgen porque se usan modelos más o menos sofisticados para predecir las distribuciones y magnitudes

de cargas, como también la respuesta estructural, lo cual quizá resulte en un conocimiento limitado en la información obtenida, falta de conocimiento en las restricciones del modelo o imperfecciones, suposiciones probabilísticas, etc. En general, se refiere al conocimiento limitado que se tiene en el momento de la evaluación de la confiabilidad. Este tipo de incertidumbres puede no ser fácilmente evaluadas pero sus efectos en el análisis de la confiabilidad pueden ser importantes y en muchos casos no debe despreciarse. En opinión de algunos expertos es necesario proponer la contribución de las incertidumbres epistémicas en las incertidumbres totales en la evaluación de la confiabilidad estructural. Aquí, las variables σ_{DU}^2 y σ_{CU}^2 están relacionadas con las *incertidumbres epistémicas* σ_U^2 , asociadas a la demanda y a la capacidad, respectivamente. Las incertidumbres epistémicas de la demanda σ_{DU}^2 consideran, por ejemplo, que las propiedades de la estructura no están bien definidas, y que el método de análisis no es exacto. Las incertidumbres epistémicas de la capacidad σ_{CU}^2 están relacionadas con el nivel de experiencia que se tiene en el momento de estimar la capacidad y la confiabilidad, de los métodos de análisis usados, etc.

- **Nivel de confianza, $\Phi[K_x(\lambda_{confianza})]$**

Para definir el *nivel que confianza* se parte de que la tasa media anual de falla (ν_F) toma en cuenta tanto las *incertidumbres aleatorias* σ_R^2 , como las *epistémicas* σ_U^2 . Para esto, se considera que la tasa anual de falla para un estado límite determinado es una cantidad *incierto* y puede asumir un intervalo de posibles valores representado por el valor central (mediana) y una medida de dispersión (la desviación estándar del logaritmo natural), dados por (Jalayer y Cornell, 2003):

$$\hat{\nu}_F = \bar{\nu}(S_a^{\hat{c}}) \exp\left[\frac{1}{2} \frac{r^2}{b^2} (\sigma_{RD}^2 + \sigma_{RC}^2)\right] \quad (4.13)$$

$$\sigma_F = \frac{r}{b} \sqrt{\sigma_{UD}^2 + \sigma_{UC}^2} = \frac{r}{b} \sigma_{UT} \quad (4.14)$$

En donde $\hat{\nu}_F$ es la mediana estimada de la tasa media anual de falla y $\bar{\nu}(S_a^{\hat{c}})$ representa la media estimada de la curva de peligro sísmico. σ_F , es la medida de la dispersión (desviación estándar del logaritmo natural) para la tasa media anual de falla. σ_{UT} , son las incertidumbres epistémicas totales calculadas como el valor combinado de las

incertidumbres epistémicas relacionadas con la demanda (D) y la capacidad (C): $\sigma_{UT} = \sqrt{\sigma_{DU}^2 + \sigma_{CU}^2}$. Los otros parámetros ya fueron definidos antes.

A partir de lo anterior se puede construir un *intervalo de confianza* alrededor de la mediana estimada para la tasa de falla asociada a un estado límite, considerando las *incertidumbres epistémicas* tanto de la demanda como de la capacidad σ_{UT} . La tasa media anual de falla correspondiente a un *nivel de confianza*, x , dado por v_F^x , puede representarse como:

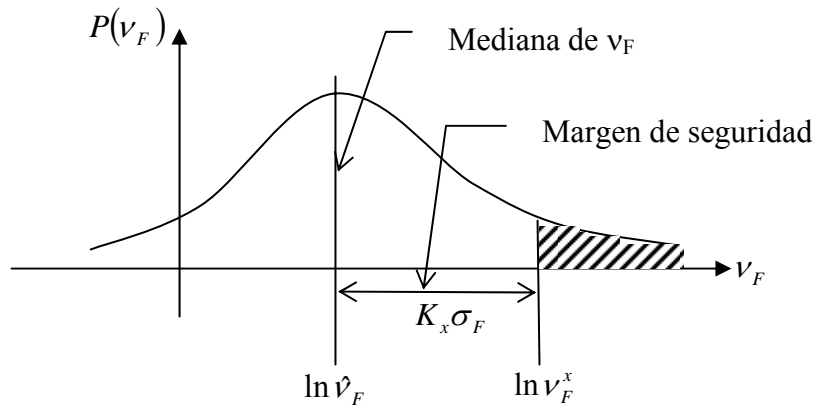


Figura 4.1 Tasa media anual de falla para un nivel de confianza, x , dado por v_F^x .

En donde la tasa de falla v_F^x asociada a un cierto *nivel de confianza* x , está dado por el valor esperado de la tasa de falla \hat{v}_F , más un margen de seguridad dado por K_x veces la desviación estándar de la tasa de falla σ_F . Normalizando se puede escribir como: $\ln v_F^x = \ln \hat{v}_F + K_x \sigma_F \Rightarrow e^{\ln v_F^x} = e^{\ln \hat{v}_F} + e^{K_x \sigma_F}$, de aquí que el *nivel de confianza*, x , asociado a v_F^x , puede expresarse como sigue:

$$v_F^x = \hat{v}_F + e^{K_x \sigma_F} \quad (4.15)$$

En donde K_x es una variable Gaussiana estandarizada asociada con la probabilidad x de ser excedida. Los valores de K_x se pueden tabular en tablas de probabilidad de distribución

normal estandarizada como una función del número de desviaciones estándar por arriba o por debajo de la media.

Estableciendo ahora, el criterio de diseño de que la tasa media anual de falla de una estructura ν_F^x correspondiente a un nivel de confianza x sea *menor o igual* que un valor permisible ν_0 , y sustituyendo la ecuación 4.15 se tiene lo siguiente:

$$\nu_F^x \leq \nu_0 \Rightarrow \hat{\nu}_F + e^{K_x \sigma_F} \leq \nu_0 \quad (4.16)$$

Sustituyendo las ecuaciones 4.13 y 4.14 en 4.16 se puede llegar a relacionar el *factor de confianza* ($\lambda_{confianza}$) con la variable Gaussiana K_x , de la siguiente manera (Hamburger et al. 2003, Jalayer and Cornell 2003, FEMA 355F):

$$K_x = \left[\frac{1}{2} \frac{r}{b} \sigma_{UT} + \frac{\ln(\lambda_{confianza})}{\sigma_{UT}} \right] \quad (4.17)$$

De donde el *nivel de confianza* x se obtiene al calcular la función de distribución de probabilidad normal estándar acumulada $\Phi[K_x]$ para el valor de K_x , dado un factor de confianza $\lambda_{confianza}$, como sigue (figura 4.2):

$$P(K \leq K_x | \lambda_{confianza}) = \Phi[K_x(\lambda_{confianza})] \quad (4.18)$$

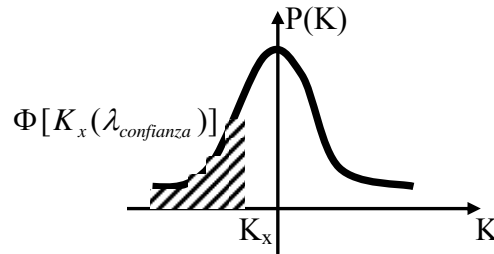


Figura 4.2 Nivel de confianza x dado un factor de confianza $\lambda_{confianza}$.

Al calcular $\Phi[K_x(\lambda_{\text{confianza}})]$ se obtiene un porcentaje ($x\%$) que indica el *nivel de confianza* de que la estructura que se está evaluando *tenga una tasa media anual de falla menor que una tasa de falla permisible* [$P(v_F^x < v_0)$] con un cierto nivel de confianza de x .

La aplicación de la ecuación 4.17 ó 4.18 es inmediata cuando se usan tablas (p.e., FEMA 351) o gráficas tales como las mostradas en la Figura 1 del apéndice B. Estas gráficas correlacionan el factor de confianza ($\lambda_{\text{confianza}}$, eje horizontal) con el nivel de confianza $\Phi[K_x(\lambda_{\text{confianza}})]$ (en porcentaje, eje vertical). Las curvas dependen del valor de r y de la desviación estándar total epistémica (σ_{UT}). En la figura 1, el parámetro b se supuso igual a uno. En esta figura se puede observar que el porcentaje de confianza (%) crece a medida que lo hace el factor de confianza, $\lambda_{\text{confianza}}$. Las curvas crecen también con σ_{UT} y r , como una consecuencia de la deducción de la ecuación 4.17.

Un estado límite determinado queda *satisfecho* cuando el nivel de confianza de un edificio sea *mayor que o igual* a un porcentaje de confianza preestablecido, lo que se puede expresar como sigue:

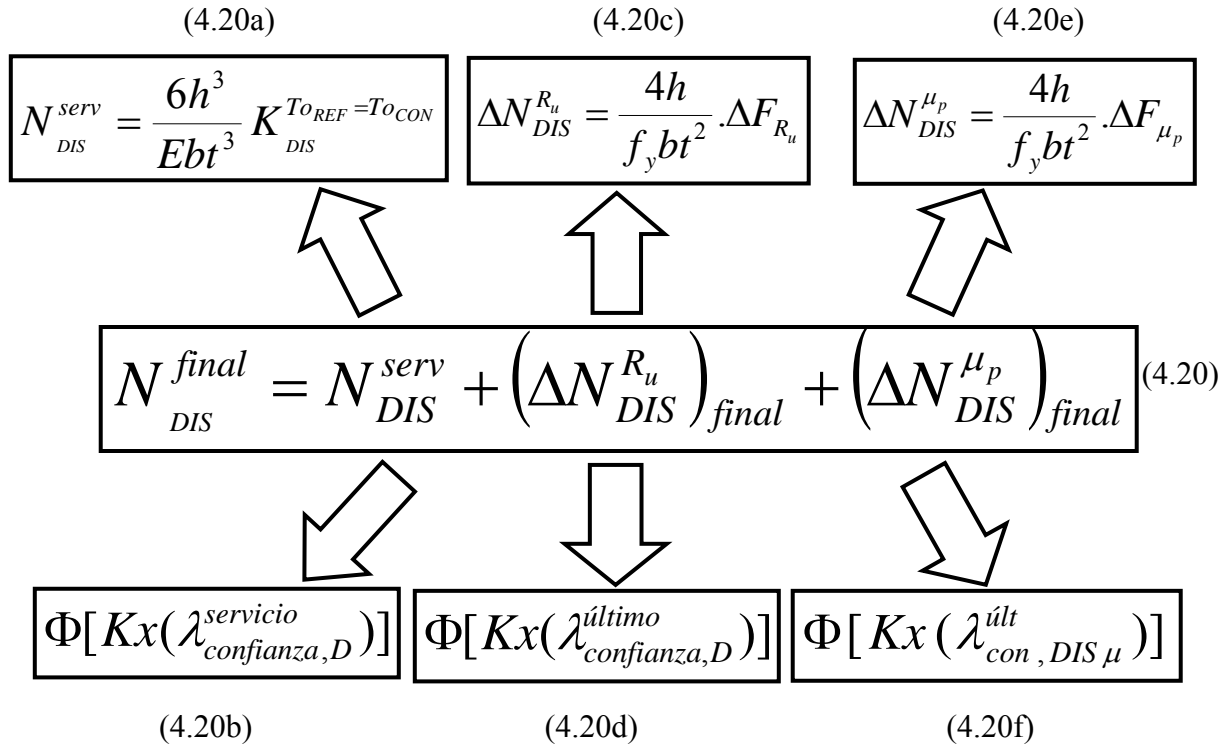
$$\Phi(Kx)_{\text{REFORZADO}}^{\text{Edo. lím.}} \geq \Phi(Kx)_{\text{PREESTABLECIDO}}^{\text{Edo. lím.}} \quad (4.19)$$

Se puede decir que el diseño es adecuado, con un cierto porcentaje x de que así suceda.

Con base en la ecuación 4.17 se han propuesto varios métodos para el diseño de estructuras nuevas y para el refuerzo de edificios existentes. El método que aquí se propone para el refuerzo de edificios con disipadores de energía es original y diferente a los que se encuentran hasta la fecha en la literatura.

4.2.3 Metodología propuesta

El criterio propuesto de forma completa se resume en las ecuaciones 4.20a, b, c, d, e y f, que se presenta enseguida en forma esquematizada:



Los pasos que se proponen seguir en la metodología son como sigue:

Paso 1) Primeramente se proporcionan para el *estado límite de servicio*, un número adecuado de disipadores N_{DIS}^{serv} mediante la ecuación 4.20a. Cuyos disipadores se obtienen en función de la rigidez necesaria por entrepiso $K_{DIS}^{T_{O_{REF}}=T_{O_{CONV}}}$ para que el periodo fundamental (T_o) de la estructura reforzada con disipadores sea igual al periodo de una estructura similar diseñada convencionalmente ($T_{O_{REF}} = T_{O_{CONV}}$) de acuerdo con el reglamento de diseño vigente (RCDF-2004).

Los disipadores se proponen en función de sus propiedades geométricas y mecánicas. La ecuación 4.20a (ver arriba) corresponde a los disipadores tipo TADAS usados aquí (Tsai et

al, 1993). En esta ecuación E , h , b y t son el módulo de elasticidad, la altura, la base y el espesor de las placas triangulares tipo TADAS, respectivamente.

Paso 1a) Una vez que se ha proporcionado el número de disipadores (paso anterior), se procede a obtener el *nivel de confianza* de la estructura reforzada con los disipadores mediante la ecuación 4.20b, la cual está en función del *factor de confianza* asociado al estado límite de servicio que se describe en la ecuación 9 del apéndice B. En este paso se debe cumplir lo siguiente:

Que el *nivel de confianza* de la estructura reforzada con disipadores $\Phi(Kx)_{REF.DIS}^{SERV}$ sea mayor o igual al *nivel de confianza* de la estructura convencional $\Phi(Kx)_{CONV}^{SERV}$, obtenidos para servicio.

$$\Phi(Kx)_{REF.DIS}^{SERV} \geq \Phi(Kx)_{CONV}^{SERV} \quad (4.21)$$

Paso 2) Como siguiente paso se procede a revisar el *estado límite último*. Si este no pasa con el número de disipadores propuesto para servicio, se usará la ecuación 4.20c para incrementar el número de disipadores hasta ese momento propuesto por entrepiso. Dicho incremento es función de la resistencia última (R_u) entre la estructura reforzada y la que necesitaría para lograr la resistencia última de la estructura convencional ΔF_{R_u} . Dichas resistencias se obtienen a partir de un análisis estático no lineal (“push-over”) de entrepiso para un nivel de distorsión máxima de entrepiso correspondiente a la capacidad asociada al estado límite último, que en nuestro caso es de 0.02 de distorsión. En esta ecuación también se toma en cuenta la geometría del disipador (b , h , t) y el esfuerzo de fluencia f_y (Tsai, et al, 1993).

Paso 2a) Una vez que se obtiene el incremento del número de disipadores, se procede a calcular el nivel de confianza de la estructura reforzada, mediante la ecuación 4.20d y la ecuación 10 descrita en el apéndice B, de manera que se cumpla lo siguiente:

$$\Phi(Kx)_{REF.DIS}^{ULTIMO} \geq \Phi(Kx)_{CONV}^{ULTIMO} \quad (4.22)$$

Es decir, que el *nivel de confianza* de la estructura reforzada con disipadores $\Phi(Kx)_{REF.DIS}^{ULTIMO}$ sea mayor o igual que el *nivel de confianza* de la estructura convencional $\Phi(Kx)_{CONV}^{ULTIMO}$ correspondientes al estado límite último.

Paso 3) Enseguida se procede a revisar el estado límite último exclusivamente del sistema disipador propuesto hasta entonces. Si el número de disipadores no es suficiente, es decir si no “pasan” con el número de disipadores propuestos para el estado límite último, se

procede a incrementar dicho número de disipadores usando la ecuación 4.20e, la cual consiste en obtener un incremento en la resistencia (ΔF) a partir de la ductilidad última demanda en los disipadores y su ductilidad máxima permitida (μ_p). La ecuación 4.20e es muy parecida a la ecuación 4.20c, en donde también se considera la geometría del disipador (b, h, t) y el esfuerzo de fluencia f_y (Tsai, et al, 1993). La diferencia consiste en que en el primer caso se revisa la resistencia del conjunto mientras que en el segundo caso se revisa la ductilidad de los disipadores. En la ecuación 4.20c la resistencia se obtiene de los análisis “push-over” de las estructuras en estudio, mientras que la ecuación 4.20e se refiere específicamente de los disipadores en función del incremento Δd_y entre el desplazamiento de fluencia de los disipadores y de un desplazamiento de fluencia objetivo obtenido a partir de la ductilidad permisible de los disipadores (μ_p) calculada a partir de pruebas de laboratorio. Se calcula la rigidez de los disipadores, para tener: $\Delta F_{\mu_p} = \Delta d_y K_{DIS}$. Para más detalles ver paso ocho del algoritmo en el apéndice B.

Paso 3a) Una vez calculado el nuevo incremento del número de disipadores se procede a obtener el *nivel de confianza de los disipadores* en función de sus ductilidades mediante la ecuación 4.20f y la ecuación 13 descrita en el apéndice B, de modo que:

$$\Phi(Kx)_{DIS}^{\acute{U}LTIMO} \geq \Phi(Kx)_{DIS}^{PERMISIBLE} \quad (4.23)$$

Es decir, que el nivel de confianza para los disipadores $\Phi(Kx)_{DIS}^{\acute{U}LTIMO}$, sea mayor o igual a un *nivel de confianza permisible propuesto* para los disipadores $\Phi(Kx)_{DIS}^{PERMISIBLE}$.

Finalmente, el número total de disipadores requerido (N_{DIS}^{final}) para hacer cumplir las condiciones establecidas, corresponde a la suma de los disipadores propuestos mediante las ecuaciones: 4.16a + 4.16c + 4.16e.

Para otros detalles con respecto a la metodología consultar la sección: SEISMIC DESIGN ALGORITHM del apéndice B, cuya metodología se expresa mediante ocho pasos y se hacen algunos comentarios relacionados con el algoritmo.

A continuación se aplica la metodología a un edificio de cinco niveles.

4.2.4 Aplicación de la metodología para reforzar un edificio de cinco niveles con disipadores tipo TADAS

En las figuras 4.2 a, b y c se presentan en forma esquemática el planteamiento del problema formulado en la sección 4.2.1.

La figura 4.2a corresponde a un marco de un edificio de 5 niveles el cual fue diseñado de acuerdo con el Reglamento de Construcción del Distrito Federal de 1976, (*RCDF-1976*). Es necesario reforzarlo debido a que el edificio presenta distorsiones máximas de entrepiso mayores que los valores permisibles especificados en el reglamento actual, (*RCDF-2004*, $\Delta_{permisible, 2004} = 0.012$).

La figura 4.2b corresponde al marco de un edificio similar al que se va a reforzar. Esto es: de 5 niveles, tres crujías y altura de entrepiso a cada 4m. Diseñado para oficinas correspondiente al grupo B y ubicado en suelo blando de la Cd. de México cerca de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), el cual fue diseñado de acuerdo al reglamento actual (*RCDF-2004*). Este edificio servirá para establecer las tasas de fallas permisibles (v_0) y los niveles de confianza permisibles $\Phi(Kx)_0$ para los estados límite de servicio y último.

La figura 4.2c corresponde al *marco reforzado* con placas TADAS que deberá cumplir con los niveles de confiabilidad del *marco convencional*, $\Phi(Kx)_0$. En el marco reforzado los disipadores se ubican en toda la altura y en la crujía central del edificio.

En la figura 4.2 también se muestran los correspondientes periodos fundamentales de vibrar (T_0), producto de los diseños. En el edificio reforzado (figura 4.2c), se espera obtener un periodo igual o menor que el periodo del edificio convencional, dado el planteamiento de la metodología ($T_0^{REF} \leq T_0^{CONV}$).

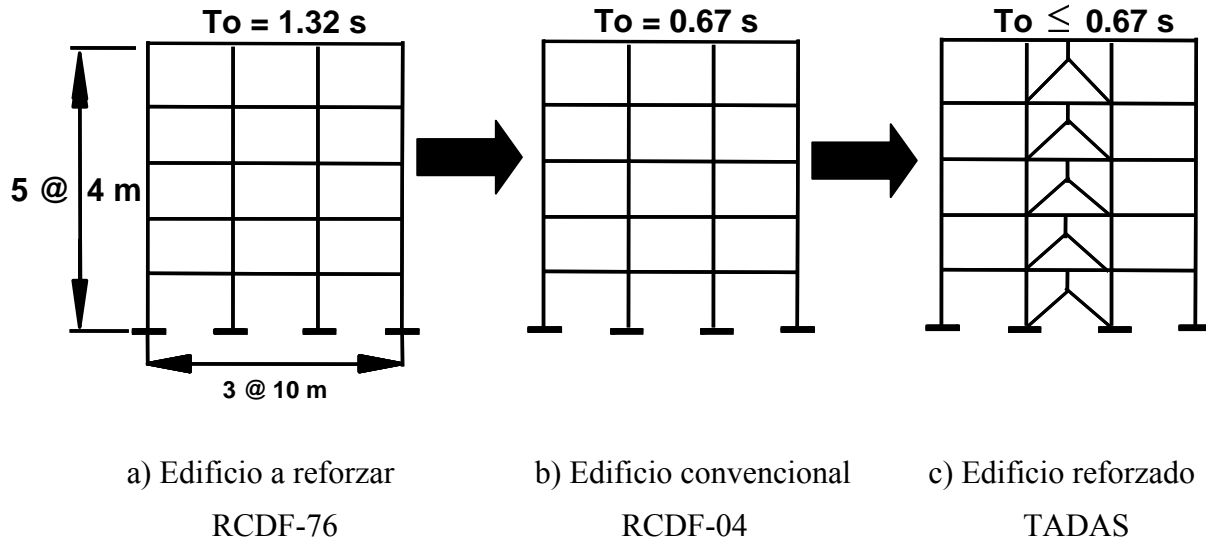


Figura 4.2 Marco de 5 niveles.

4.2.4.1 Confiabilidad del marco convencional

La confiabilidad del marco convencional (fig. 4.2b) se obtiene en la tabla 2 del apéndice B. En esta se pueden observar las tasas medias anuales de falla (v_F) asociadas a los estados límite de servicio y último ($v_{Fserv} = 2.05 \times 10^{-2}$ y $v_{Fúlt} = 3.29 \times 10^{-4}$, respectivamente). Las cuales sirven como las tasas de fallas permisibles (v_0) de acuerdo con el criterio de diseño.

En la tabla 3 del apéndice B se muestran para el marco convencional las medianas de la capacidad \hat{C} , el factor de reducción de la capacidad ϕ , y el factor de amplificación de la demanda γ , necesarias para obtener los *factores de confianza* $\lambda_{confianza}$ y *niveles de confianza* $\Phi(Kx)_0$ para los estados límites de servicio y último.

4.2.4.2 Primera propuesta de los disipadores

A partir de las ecuaciones 4, 18 y 19 descritas en el apéndice B se deduce la ecuación 20 del mismo apéndice [$K_{DIS} = K_{76} (\alpha - 1)$], la cual se usa para encontrar la *rigidez* necesaria por entrepiso para igualar los periodos entre los edificios en estudio (figs 4.2b y 4.2c). Los valores obtenidos mediante esta ecuación se muestran en la última columna de la tabla 4 del apéndice B ($K_{DIS} = K_{TADAS}$). En esta se puede observar que se requiere mayor rigidez en los

pisos inferiores. Con estas rigideces y proponiendo las secciones geométricas de las placas TADAS (h , b , t), se calcula el número de placas necesarias por entrepiso para el estado límite de servicio, usando la ecuación 4.20a. El número de placas por entrepiso se muestran en la Tabla 5 del apéndice B. Se obtuvieron: **10, 7, 6, 6, y 2** placas para los entrepisos del 1, 2, 3, 4 y 5, respectivamente.

Con el número de placas obtenido se refuerza la estructura diseñada con el RCDF-76 (fig 4.2a), la cual se somete a los sismos registrados en la SCT descritos en la tabla 2.5 del capítulo 2.

Los movimientos sísmicos se escalan a periodos de retorno de $T_{R, serv} = 46$ y $T_{R, ult} = 3038$ para la revisión del estado límite de servicio y último (ver tabla 2 del apéndice B), respectivamente. Los periodos corresponden a una tasa media anual de excedencia ν_0 para un nivel de intensidad sísmica $S_a^{\nu_0}$, dada como la aceleración espectral S_a obtenida a partir de la curva de peligro sísmico para el periodo de la estructura convencional (figura 2.5 del capítulo 2, para $T_0 = 0.67s$). Dicho de otra manera, es el nivel de intensidad sísmica necesaria para hacer fallar la estructura convencional para los estados límites de servicio y último, y a la cual ahora se deberá someter a la estructura reforzada con disipadores TADAS para obtener la mediana de la demanda \hat{D}^{ν_0} asociada a cada estado límite. Estos valores corresponden a: $\hat{D}^{\nu_{serv}} = 0.00192$ y $\hat{D}^{\nu_{ult}} = 0.0334$. Sustituyéndolos en las ecuaciones 9 y 10 del apéndice B (junto con los valores mostrados en la tabla 3 del apéndice) se obtienen los factores de confianza de: $\lambda_{confianza, D}^{serv} = 1.47$ (mayor que uno) y de $\lambda_{confianza, D}^{ult} = 0.45$ (menor que uno) para el estado límite de servicio y último, respectivamente, para la estructura reforzada, para luego obtener los *niveles de confianza* mediante la figura 1 del apéndice B. Con estos niveles de confianza se revisan los estados límites.

4.2.4.3 Revisión del estado límite de servicio

La revisión del estado límite de servicio se muestra en la tabla 6 del apéndice B. En esta tabla se puede observar que el nivel de confianza del edificio reforzado con disipadores *es mayor* que el nivel de confianza del edificio convencional (es decir: $98\% > 61\%$, columnas 5° y 3° de la tabla 6, para el marco reforzado y convencional, respectivamente). De esta manera la condición de aceptación del estado límite de servicio es *satisfecha*.

4.2.4.4 Revisión del estado límite último

Si se revisa el estado límite último, se puede observar que el nivel de confianza para el edificio reforzado *es mucho menor* que el correspondiente al edificio convencional (es decir: $5\% \ll 74\%$, para el marco reforzado y convencional, respectivamente). Por lo que la

condición de aceptación para este estado límite *no ha sido satisfecha*, por lo que es necesario introducir más disipadores.

Para lo anterior, se utiliza la ecuación 4.20c. Los disipadores se incrementan en función de la resistencia última que presentan los edificios en estudio. Los resultados de aplicar esta ecuación se muestran en la tabla 7 del apéndice B, en donde se obtiene que es necesario incrementar el número de placas propuestas para servicio en **9, 8, 6, 5, 4 y 2**, para los pisos del 1° al 5°, respectivamente, para tener un refuerzo total de **19, 15, 12, 10 y 4** placas para los pisos del 1, 2, 3, 4 y 5, respectivamente, (columnas antepenúltima y última de la tabla 7 del apéndice B). Con este nuevo diseño se procede de la misma manera que las revisiones por servicio. Los resultados se muestran en la tabla 8 del apéndice B, en la cual se puede observar que para el estado límite último el nivel de confianza del edificio reforzado con el nuevo número de disipadores *es mayor* que el nivel de confianza del edificio convencional (es decir: $96\% > 74\%$, columnas 5° y 3° de la tabla 8, para el marco reforzado y convencional, respectivamente). Por lo que las condiciones de aceptación para este estado límite *han quedado satisfechas*.

4.2.4.5 Revisión del estado límite último en los disipadores

El siguiente paso es verificar el *nivel de confianza* asociada con la ductilidad de los disipadores. Para esto se utiliza la ecuación 13 descrita en el apéndice B aplicada a los disipadores TADAS. En donde la capacidad (\hat{C}_μ) se refiere a la mediana de la ductilidad máxima permisible de los disipadores (en este caso $\hat{C}_\mu = 21.84$, según Tsai et al, 1993) y la demanda ($\hat{\mu}^{V_{Filt}}$) se refiere a la mediana de la ductilidad máxima demanda en los disipadores cuando la estructura se somete a los sismos escalados al periodo de retorno asociado con el estado límite último de 3038 años.

En la tabla 9 del apéndice B se muestran los valores de las medianas $\hat{\mu}^{V_{Filt}}$ y desviaciones estándar $\sigma_{\ln \mu}$ de la ductilidad de los disipadores corresponden a cada uno de los entrespisos. Se tomó el máximo valor correspondiente al segundo entrespiso ($\hat{\mu}^{V_{Filt}} = 12.63$). En la ecuación 13 del apéndice B, los factores de amplificación y reducción de la capacidad y la demanda (ϕ_{DIS} y γ_{DIS} , respectivamente) se convierte en (ϕ_{TADAS} y γ_{TADAS}), cuyos valores obtenidos son de $\phi_{TADAS} = 0.90$ y $\gamma_{TADAS} = 1.16$ para el estado límite último.

Una vez obtenido el factor de confianza de los disipadores se usa la figura 1 del apéndice B para obtener el nivel de confianza asociado a los disipadores.

Los resultados se muestran en la tabla 11 del apéndice, en donde se puede observar que para este *estado límite*, el factor de confianza $\lambda_{\text{confianza},\mu}^{\text{ult}} = 1.34$ (mayor que uno) y el correspondiente nivel de confianza de los disipadores es del 99%. Aunque no se tiene un nivel de confianza preestablecido $\Phi(Kx)_{DIS}^{\text{PERMISIBLE}}$, para ser comparado con el obtenido, (dado que la estructura convencional no tiene disipadores) el nivel de confianza aquí se considera adecuado ya que es suficientemente alto (99%). Por lo que las condiciones de aceptación correspondientes al estado límite último en los disipadores *han sido satisfechas*. Dado lo anterior, no fue necesario aplicar la ecuación 4.20e para incrementar de nuevo el número de disipadores.

4.2.4.6 Número final de disipadores por entrepiso

El número final de disipadores por entrepiso necesario fue de: **19, 15, 12, 10 y 4** placas para los pisos del 1, 2, 3, 4 y 5, respectivamente, obtenidos en la tabla 7 del apéndice B. El número final de disipadores corresponde a la suma de los disipadores propuestos por medio de las ecuaciones 4.20a y 4.20c.

4.3 CONCLUSIONES DE ESTE CAPÍTULO

Se propuso un método de diseño para el refuerzo de edificios con disipadores tal que la estructura reforzada tuviera niveles de confianza *mayores* que los de una estructura convencional similar, para dos estados límite. La metodología se aplicó exitosamente para un edificio de 5 niveles diseñado con un reglamento anterior y que debería de cumplir con la confiabilidad de un edificio igual pero diseñado con un reglamento vigente.

Para lo anterior, se obtuvo primeramente la confiabilidad del edificio de cinco niveles diseñado de acuerdo con el RCDF-2004 y ubicado en la zona IIIb del valle de México. La tasa media anual de falla (\mathbf{v}_0) para el estado límite de servicio fue igual a $\mathbf{v}_0^{\text{ser}} = 2.05 \times 10^{-2}$, y para el estado límite último igual a $\mathbf{v}_0^{\text{ult}} = 3.29 \times 10^{-4}$ (ver tabla 2 del apéndice B). Estos valores son del orden de los que se encuentran normalmente en la literatura.

Se aplicó la relación $[\phi]\hat{c} \geq [\gamma]\hat{D}^{\mathbf{v}_0}$ correspondientes a la ecuación 4.9 (propuesta por Cornell et al, 2000), en la cual se establece que la tasa media anual de falla de la estructura en estudio \mathbf{v}_F sea *menor que o igual* a un valor permisible \mathbf{v}_0 ($\mathbf{v}_F < \mathbf{v}_0$). En donde: \mathbf{v}_0 se estableció como la tasa media anual de falla calculada a partir del marco convencional. Se verificó que el *factor de confianza* dado por la relación $\lambda = \phi * \hat{c} / \gamma * \hat{D}^{\mathbf{v}_0} \geq 1$ fuera mayor que uno, lo que indica que la confiabilidad del edificio en estudio es mayor que la confiabilidad permisible establecida, es decir que la tasa de falla del edificio reforzado \mathbf{v}_F *es menor* que la tasa de falla del edificio convencional \mathbf{v}_0 ($\mathbf{v}_F < \mathbf{v}_0$).

En las relaciones anteriores, se consideraron incertidumbres asociadas a la aleatoriedad de los sismos, incertidumbre en el método de análisis dinámico no lineal paso a paso (estimación de la rigidez, efectos P- Δ , modelo de comportamiento no lineal usado), incertidumbre en el análisis dinámico incremental (ADI's), en el análisis estático no lineal (push-over), en las propiedades de los materiales y en las cargas vivas aplicadas en el edificio. Estas incertidumbres se obtuvieron al calcular tanto la demanda como la capacidad del edificio conocidas como incertidumbres aleatorias σ_r^2 relacionadas directamente con la aleatoriedad de los sismos y epistémicas σ_u^2 relacionadas directamente con el conocimiento limitado que de por sí se tiene en el estudio de cualquier fenómeno. Estas fueron usadas para obtener los factores ϕ y γ , usando las ecuaciones 4.11 y 4.12, respectivamente. Para este caso se obtuvieron valores de $\phi = 0.92$ y 0.982 y de $\gamma = 1.10$ y 1.31 asociados a los estados límite de servicio y último, respectivamente.

La metodología propuesta establece como criterio último que el porcentaje de confianza del edificio en estudio sea mayor que un porcentaje de confianza preestablecido, para lo cual se obtuvieron primeramente los porcentajes de confianza del edificio convencional de 5 niveles (utilizando las ecuaciones 4.17 y 4.18), cuyos valores fueron de 61% y 74% asociados a los estados límite de servicio y último, respectivamente (ver tabla 6, apéndice B). Estos porcentajes de confianza se usaron como “objetivo” (“target”, en inglés) los cuales para el edificio reforzado con disipadores serán al menos iguales o mayores que los preestablecidos. Para esto, se desarrolló una metodología en donde se propuso el número de disipadores inicial, como un prediseño, en función de un factor α que toma en cuenta la rigidez de entrepiso y sus pesos acumulados para igualar los periodos fundamentales de vibrar de los edificios analizados (ver ecuaciones 18, 19 y 20 del apéndice B). El número final propuesto de disipadores se obtuvo con las ecuaciones 22a y 22b del apéndice B, la cual se usa para incrementa el número de disipadores cuando el edificio no cumple con los porcentajes de confianza “objetivo” (correspondientes al edificio convencional). El número de disipadores tipo TADAS finalmente propuesto fue de 19, 15, 12, 10 y 4 para los entrepisos 1, 2, 3, 4 y 5, respectivamente (ver tabla 7, del apéndice B). Con este número de disipadores se obtuvieron porcentajes de confianza del 99% y 96%, (ver tabla 8, del apéndice B), los cuales son mayores al 61% y 74% correspondientes al edificio convencional asociados al estado límite de servicio y último, correspondientes a periodos de recurrencia de 49 y 3038 años, respectivamente.

Además, se obtuvieron factores de capacidad y de demanda asociados a los disipadores TADAS de $\phi_{TADAS} = 0.90$ y $\gamma_{TADAS} = 1.16$, respectivamente, los cuales son distintos a los factores ϕ y γ correspondientes a la estructura convencional (ver tablas 3 y 11 del apéndice B). También se obtuvo el nivel de confianza correspondiente a la demanda de ductilidad de los disipadores para el estado límite último, mediante la ecuación 23 y figura 1 del apéndice B. Este valor fue del 99 %, el cual es lo suficientemente alto que cualquier valor requerido (ver tabla 11 del apéndice B).

En caso de obtener un nivel de confianza de los disipadores menor al requerido se utilizaría la ecuación 4.20e. Esta se usaría para incrementar el número de disipadores en función de las ductilidades del disipador. En el ejemplo que se presentó no fue necesario usar esta ecuación.

En resumen, se propuso y se aplicó un método de diseño de disipadores tal que la estructura reforzada cumpliera con ciertos niveles de confianza asociados a una estructura convencional, para diferentes estados límites.

CAPÍTULO 5

RESUMEN DE APORTACIONES

Enseguida se hace un resumen general de las principales aportaciones de esta tesis.

5.1 Aportaciones del Primer Objetivo General

a) Métodos probabilistas para evaluar la confiabilidad

Con el propósito de encontrar una forma más rápida de evaluar la confiabilidad se estudió un método simplificado propuesto por el Prof. Cornell (1996). Los resultados obtenidos con este método simplificado se compararon con los obtenidos por medio de integración numérica (Esteva, 1968). De la comparación de los métodos, para los edificios analizados, se estimó el intervalo de aplicación del método simplificado de Cornell.

b) Influencia de la incertidumbre en las propiedades de los materiales y en las cargas vivas máximas actuantes sobre las estructuras.

Para conocer qué tanto influían las incertidumbres de las propiedades de los materiales y de las cargas vivas máximas al evaluar la confiabilidad sísmica en edificios, se modelaron ocho marcos con propiedades simuladas y un marco con propiedades medias. Esto se hizo para tres edificios (de 5, 10 y 15 niveles, y tres crujiás). Se compararon sus curvas de peligro de demanda estructural. Se llegó a la conclusión de usar valores medios en lugar de valores simulados, y alterar los resultados obtenidos con valores medios por un factor de corrección. Se estimaron valores de dichos factores de corrección para tomar en cuenta las incertidumbres en las propiedades de los materiales y cargas vivas máximas actuantes en las estructuras.

c) Capacidad estructural: (d_{max}/h) y $(Sa/g)_{entrepiso}$ y global

Se realizaron análisis dinámicos incrementales (ADI's) para obtener la capacidad estructural de tres edificios sometidos a movimientos sísmicos causados por distintos sismos de subducción, registrados en el sitio SCT de la ciudad de México. A partir de las

curvas resultantes de los ADI's se obtuvieron coeficientes de variación (CV) de los siguientes parámetros de interés: rigidez elástica, desplazamiento de fluencia, desplazamiento asociado a la falla, la intensidad que causa la falla, y la capacidad máxima de ductilidad (k_e , d_y , d_c , Sa_c , μ_c). De la comparación de los CV se concluyó que para movimientos asociados a espectros de banda angosta parece más adecuado usar las distorsiones máximas de entrepiso como medida de la capacidad estructural, en vez de la intensidad que causa la falla.

d) Subdivisión de grupos de sismos

Se propuso un criterio para formar grupos de movimientos sísmicos a partir de las curvas de los ADI's en función de su comportamiento no lineal y la forma espectral de los sismos usados para los análisis.

e) Influencia de las incertidumbres en la capacidad estructural

Se compararon las curvas de peligro de la demanda estructural, $v_D(d)$ (en donde sólo se toma en cuenta la incertidumbre en la demanda) con la tasa media anual de falla, v_F , asociada a dos estados límite, en donde además de la incertidumbre asociada a la demanda también se toma en cuenta la incertidumbre asociada a la capacidad estructural. De esta comparación se observó que la influencia de la incertidumbre de la capacidad en la tasa de falla resulta relativamente baja. El efecto de dicha incertidumbre puede tomarse en cuenta mediante factores correctivos.

f) Comparación de dos formas de evaluar la tasa media anual de falla, asociada a dos estados límite

Se evaluó la tasa media anual de falla, v_F , mediante integración numérica en función de los desplazamientos (d_{max}/h) y, alternativamente, mediante una formulación que utiliza el nivel de intensidad sísmica (Sa/g) que causa la falla. Se compararon sus valores para tres edificios y dos estados límites. Se encontró que, para los casos estudiados, sometidos a movimientos de banda angosta la tasa media anual de falla es mayor cuando se usa como medida de la capacidad la Sa que causa la falla, que cuando se usa la distorsión máxima de entrepiso.

5.2 Aportaciones del Segundo Objetivo General

a) Se propuso un criterio original para reforzar edificios con disipadores, tal que la confiabilidad sea mayor o igual a la de un edificio convencional, para diferentes estados límite.

b) Se aplicó exitosamente la metodología para reforzar un edificio de cinco niveles con disipadores tipo TADAS.

c) Se obtuvieron factores de capacidad ϕ_{TADAS} , de demanda γ_{TADAS} , factores de confianza $\lambda_{confianza,\mu}^{ult}$ y niveles de confianza $\Phi(KX)_{DIS}^{ULTIMO}$ asociados a disipadores tipo TADAS.

COMENTARIOS FINALES Y RECOMENDACIONES

1) Recientemente se han realizado trabajos sobre el efecto que en estructuras desplantadas en terreno tanto blando como duro de la Ciudad de México tienen movimientos sísmicos originados por eventos de falla normal (Sabines y Reinoso, 2005), que aunque estos se originan con menor frecuencia que los de subducción pueden causar desplazamientos mayores que los observados por efecto de sismos de subducción (debido en parte a los efectos de los modos superiores de vibración). Los sismos de falla normal pueden ser significativos sobretodo para estructuras de periodo de vibración corto ($< 1s$). En la presente tesis solo se usaron movimientos sísmicos correspondientes a sismos de subducción, por lo que se recomienda que para futuros estudios de confiabilidad se incluyan sismos de falla normal (Jaimes y Reinoso 2006).

2) En esta tesis se escalaron los movimientos sísmicos para periodos de recurrencia razonablemente adecuados ($T_R = 10, 50, 100, 250, 500, 750$ y 1000 años); sin embargo, durante el proceso de análisis se vio que es conveniente seleccionar intervalos más cortos para obtener mejores ajustes en las curvas de vulnerabilidad (necesarias para calcular la tasa media anual de falla). Se recomienda que para periodos de recurrencia altos los intervalos sean cada vez más cortos conforme se aproxima la respuesta de la estructura a su capacidad última. Esto con el fin de obtener un mejor ajuste de los valores de la mediana de la demanda y la desviación estándar para niveles de intensidad sísmica altos, antes de que la respuesta se dispare.

3) Para próximos estudios sobre evaluación de la confiabilidad es recomendable tomar en cuenta el criterio que aquí se propone para agrupar los movimientos sísmicos. Se debe tomar en cuenta que estos deben agruparse en función del efecto que estos tienen sobre la estructura en cuestión.

4) Esta tesis muestra la importancia del contenido de frecuencias de los movimientos sísmicos (banda angosta o banda ancha) en la confiabilidad de las estructuras; sin embargo, para obtener conclusiones definitivas, es necesario realizar un estudio más amplio considerando un mayor número de movimientos sísmicos.

5) Para evaluar la confiabilidad de cualquier estructura parte fundamental es evaluar adecuadamente el periodo fundamental de vibrar (T_0), para lo cual se recomienda para otros estudios considerar la interacción suelo-estructura, la contribución de la losa, así como de los elementos no estructurales.

6) Se deberán estudiar otras medidas de daño para evaluar la confiabilidad estructural, por ejemplo, incluyendo conceptos de energía disipada y daño acumulado (Terán-Gilmore 2005; Bojórquez y Ruiz 2004) y compararlas con las estudiadas tradicionalmente.

7) Se recomienda proponer una nueva expresión para el método simplificado de Cornell, 1998 (que aquí se estudió), que considere que la incertidumbre en la demanda $\sigma_{\ln D}$ varía con el nivel de intensidad sísmica (Sa/g). Esto es debido a que el método simplificado es muy sensible a las dispersiones $\sigma_{\ln D}$ para niveles de intensidad moderados y altos.

8) Es necesario realizar calibraciones para diferentes tipos de estructuras con el fin de estimar niveles de capacidad de las estructuras asociadas a diferentes estados límites (\hat{C}), así como de factores de amplificación de la demanda (γ), y de factores de reducción de la capacidad (ϕ), tanto para edificios como para disipadores de energía sísmica. Esto facilitará la aplicación del método que aquí se propone. Además es deseable obtener y/o establecer tasas de falla (v_0) y niveles de confiabilidad $\Phi(Kx)_0$ que sirvan como valores permisibles objetivo.

9) Es recomendable extender las aplicaciones de la metodología propuesta a otro tipo de refuerzo como contravientos, muros, así como a otro tipo de estructuras como p.ej. plataformas marinas, puentes, etc.

INFLUENCE OF PARAMETER UNCERTAINTY ON SEISMIC RELIABILITY OF BUILDING STRUCTURES

MARCO A. MONTIEL, SONIA E. RUIZ AND GERARDO RANGEL
*Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Coyoacán,
04510 México, D. F., MEXICO, mmo@pumas.iingen.unam.mx; sruizg@iingen.unam.mx.*

SUMMARY

The influence of parameter uncertainties on the seismic reliability of several structural reinforced concrete buildings is analyzed. 1) Drift hazard curves of three buildings obtained by means of a numerical integration and, alternatively, by the “simplified” approach proposed by C.A. Cornell, are compared: it is found that as the peak story drift increases, the differences become larger. 2) Drift hazard curves of buildings considering mean values of their material properties and of instantaneous live loads are compared with those considering uncertain values: for small peak story drifts the differences are negligible; however, as the peak story drift increases, the differences become more significant. 3) Influence of uncertainty in the story drift capacity and, alternatively, in intensity capacity on the structural annual failure rates is evaluated. The structural capacity is estimated by Incremental Dynamic Analysis (IDA). For the analysis of structures that “soften” into a peak of their corresponding spectra associated with narrow-band motions it could be more adequate to use the peak story drift as a measure of structural capacity, rather than the intensity that causes the failure. Drift capacities obtained by means of IDA are larger than those obtained with non-linear static analysis. 4) The influence of the uncertainty in the structural capacity on the annual failure rate of the buildings is more significant for the near-collapse limit state than for the yielding state. 5)

The study gives idea about the importance of frequency content (using bin motions composed by narrow-band and broad-band motions) on the reliability of structures.

KEY WORDS: Failure rates, uncertainties, demand hazard curves, *structural “softening”*, *narrow-band motions*.

1. INTRODUCTION

The seismic reliability implicit in a structure is normally influenced by uncertain parameters that are related with both, the seismic demand and the structural capacity [1, 2]. The uncertain parameters are associated with the following variables, among others: *a*) the material properties of which the structure is made and the mechanical properties of the structural elements, *b*) the analytical algorithms used for the response and the probabilistic analyses, *c*) the stochastic loads acting on the structure (i.e.: live, seismic, wind loads, etc), and *d*) other uncertainties associated with the randomness of the processes.

The influence of the uncertainty implicit in some of the parameters listed above on the structural reliability has been analyzed by several authors. Some of them were involved in the 2000 SAC/FEMA project, and in particular in FEMA 351 and 355F documents [3, 4], which are based on a statistical and reliability framework for establishing performance prediction and evaluation of steel moment-frame buildings.

The present paper is focused on evaluating the influence of the uncertainty of some parameters mentioned above on the reliability of reinforced concrete moment-frame buildings subjected to seismic loads. For this purpose, three structures (5-, 10-, and 15-story, 3-bay buildings) located on soft soil in Mexico City are analyzed. The structures are designed in

accordance with the last version of Mexico City Seismic Design Regulations (RCDF-2004) [5].

2. OBJECTIVES

The particular objectives of the study are:

- 1) To compare the structural demand hazard curves obtained by means of the *numerical integration solution and by the simplified method* proposed by Cornell [6].
- 2) To analyze the influence of the uncertainties related to material properties and to instantaneous live loads on the structural demand hazard curves.
- 3) To evaluate the influence related to structural capacity uncertainty on the annual failure rates of several building structures. The influence of both displacement-based and intensity-based capacities is analyzed. The uncertainty in the structural capacity is calculated by means of incremental dynamic analysis. The results obtained by means of this approach are compared with those obtained from nonlinear “push-over” analysis.

3. CHARACTERISTICS OF THE STRUCTURES AND OF THE GROUND MOTIONS

3.1 Structures analyzed

In order to show the influence on the structural reliability of some of the parameters mentioned in the Introduction, three reinforced concrete office buildings are analyzed. The buildings were designed in accordance with the last version of Mexico City Seismic Design Regulations (RCDF -2004) by three well recognized Mexican engineering firms [7, 8, 9]. The nominal geometric properties of the structures are shown in Figure 1. A detailed description of the structural designs is summarized by Montiel [10].

The nominal and mean values of the fundamental periods of vibration (T_o) and of the yield strength coefficients (C_s) of the structural frames are shown in Table 1.

Each building is composed by exterior and interior structural frames. The dynamic interaction between these was taken into account by means of two-dimensional structural models in which the exterior and the interior frames are connected by hinged links, as shown in Figure 2. The frames were constituted by flexural beams and columns. The moment-rotation ratios for each element were calculated assuming the model for confined concrete originally proposed by Kent and Park [11] and modified by Park et al [12]. The axial stress-strain ratios corresponding to the steel bars were represented by means of Mander model [13]. For example, the dimensions, bending yield moments (M_y) and yield (θ_y) and ultimate (θ_u) rotations of the beams corresponding to the interior and exterior frames of the 15-story building are shown in Table 2. The hysteretic structural behavior was assumed bilinear with the ratio of the post-yielding to the initial stiffness equal to 3.0 percent.

3.2 Ground motions and seismic hazard curves

The structures were subjected to ground motions recorded at the Ministry of Communications and Transportation station (SCT), located on soft soil in Mexico City. This station is in the area where structural damage is generally higher during intense ground motions. This includes the event of September 19, 1985.

The motions have dominant periods between 1.5 and 2.2s, and correspond to subduction events with magnitude $M \geq 5.6$. Table 3 shows the dates of occurrence, magnitudes (M), epicentral distances, dominant ground periods (T_s), and epicentral coordinates of the

seismic events considered in this study. Table 3 also indicates (with small numbers) the Bin II motions (broad-band motions) that are described later in this paper.

The response spectra corresponding to five percent of critical damping are shown in Figure 3a, which presents logarithmic vertical axis. The figure gives an idea about the scaling factors used in the analysis.

Figures 3b, 3c and 3d show the response spectra of the motions scaled to a common value, equal in each case to the fundamental vibration period (T_o) of one of the reinforced concrete buildings shown in Figure 1 [14]. The fundamental periods are equal to $T_o = 0.67s$, $1.17s$ and $1.65s$, respectively (see Table 1). Figures 3a, b and c correspond to a return period $T_R = 50$ years.

Figures 3b – d also show with thick black line the mean values of the scaled spectra. In those figures some broad-band motions (Bin II motions) are indicated inside an oval. The influence of the motions contained in that bin on the conclusions about structural capacity and failure rates of the structures is studied at the end section of this paper.

The corresponding seismic hazard curves at the SCT site (which are supposed to be known) are shown in Figure 4 [15]. The curves in this figure correspond to the fundamental vibration periods of the buildings ($T_o = 0.67s$, $1.17s$ and $1.65s$).

4. EVALUATION OF THE STRUCTURAL RELIABILITY

The failure probability of a structure during an interval of time can be estimated by means of different analytical algorithms. In this section the results of two approaches are compared. These are: i) numerical integration and ii) simplified solutions.

4.1 Description of the methods used for the analyses

Here, the structural reliability is represented by means of demand hazard curves $v_D(d)$ and annual failure rates v_F of the multi-story frames. The former represent the annual rates of exceeding *a certain story drift value* (d), and the latter represent *the mean annual failure rate of the structures* (v_F), for different limit states.

4.1.a. Numerical integration approach

The *numerical integration approach* establishes that the seismic demand hazard curve ($v_D(d)$) for a given structure can be obtained by means of the following integral:

$$v_D(d) = \int_0^{\infty} \left| \frac{dv(y)}{dy} \right| P(D \geq d|y) dy \quad (1)$$

where $dv(y)/dy$ represents the derivative of the seismic hazard curve, y is the seismic intensity, and $P(D \geq d|y)$ is the conditional probability that the peak drift D over the multiple stories in the building exceeds a given value d , given an intensity level y . Although in the numerical integration approach it is not necessary to describe the seismic hazard by means of

an analytical function (because the problem is solved numerically), here the following seismic hazard function was used [16]:

$$\nu = Ky^{-r}(1 - (y/y_M)^\varepsilon) \quad (2)$$

The parameters K , r and ε depend on the characteristics of the site of interest, and on the fundamental vibration period of the structure under study.

In this study, the intensity y is defined as the ordinate of the scaled spectrum (S_a/g) associated with the fundamental period of vibration of the structure (T_o), and the demand is the peak story drift over the multiple stories in the building. In what follows it will be called just peak story drift.

The structural failure rate value ν_F is calculated by means of the following expression, which takes into account the uncertainty in the structural capacity C [17]:

$$\nu_F = \int_0^\infty \left| \frac{d\nu_D(d)}{dd} \right| P(C \leq d) dd \quad (3)$$

Here, $P(C \leq d)$ represents the probability that the deformation capacity C is smaller than or equal to a given story drift value, d .

Equations (1) and (3) were solved by means of the trapezoidal integration technique. The probability distribution function of the peak drift for a given intensity was assumed as lognormal.

4.1.b. Simplified approach

Contrary to the method just mentioned, the simplified approach proposed by Cornell [6] does not use a numerical integration technique.

The simplified method assumes that the seismic hazard curve (represented by ν versus y) is defined by a straight line in a double log graph:

$$\nu = Ky^{-r} \quad (4)$$

This approach assumes that the median response \hat{D} is represented by:

$$\hat{D} = ay^b \quad (5)$$

where a and b are parameters that depend on the structural seismic response.

Taking into account the two assumptions just mentioned, and assuming that the peak drift has lognormal distribution, equation 1 is transformed into the following [17]:

$$\nu_D(d) = \nu \left[\left(\frac{d}{a} \right)^{\frac{1}{b}} \right] \exp \left(\frac{1}{2} \frac{r^2}{b^2} \sigma_{\ln D}^2 \right) \quad (6)$$

where $\sigma_{\ln D}^2$ represents the variance of the logarithm of the structural response. The other parameters were defined above.

Considering the assumptions mentioned above, the mean failure rate ν_F , expressed by equation 3, is transformed into [17]:

$$\nu_F = \nu(S_a^{\hat{C}}) \exp \left[\frac{1}{2} \frac{r^2}{b^2} (\sigma_{\ln D}^2 + \sigma_{\ln C}^2) \right] \quad (7)$$

where $\sigma_{\ln D}^2$ is the variance of the logarithm of the demand (associated with a given intensity $y = S_a/g$), and $\sigma_{\ln C}^2$ represents the variance of the logarithm of the drift capacity, which is associated with a certain limit state. The variable C is assumed to be lognormally distributed.

Equations 1 - 3 and 6 - 7 are used to calculate the seismic hazard demand curves ($v_D(d)$) and the structural annual failure rates (v_F).

4.2 Seismic demand hazard curves

The demand hazard curves of the frames shown in Figure 1 were *obtained by means of numerical integration and, alternatively, through the simplified approach*. Some intermediate results are presented in the following section.

4.2.1 Intermediate results

The three buildings shown in Figure 1 were excited with the fourteen ground motions mentioned in section 3.2. These were scaled so that the pseudo-acceleration spectral ordinate (S_a/g , where $g =$ gravity) associated with the structural fundamental period of vibration (T_o) corresponds to a given return period, T_R . The results mentioned in this section correspond to structures material properties and live loads taken equal to their expected values.

The median values (\hat{D}) and standard deviations of the logarithm of the peak story drifts ($\sigma_{\ln D}$) as functions of the seismic intensity S_a/g , are presented in Figures 5a and b, respectively. Other intermediate results can be found in Reference 10.

Figures 5a and b show that \hat{D} and $\sigma_{\ln D}$ values grow with the seismic intensity (S_a/g); however, the increment rates of \hat{D} and $\sigma_{\ln D}$ corresponding to the 5- and to the 10-story buildings are much higher than that corresponding to the 15-story structure (the latter presents an almost linear relationship between \hat{D} and S_a/g (as well as between $\sigma_{\ln D}$ and S_a/g)). It is noticed that $P-\Delta$ effects were not included in the present study. In such a case, some of the \hat{D} -vs- S_a/g curves shown in Figure 5 would increase more rapidly, and the standard deviations of $\ln D$ would be larger.

In what follows a brief explanation is presented about the structural behavior as a function of S_a/g .

a) 5-story building. This building has a vibration period $T_0 = 0.67s$ and lateral resistant seismic coefficient $C_s = 0.34$ (see Table 1). It was excited with ground motions with response spectra similar to those shown in Figure 3b. As the seismic intensity increases, the structure presents inelastic non-linear behavior and its effective vibration period becomes longer, which implies that it becomes closer to the peak of the spectrum. As a consequence, the structural response grows very rapidly. In other words, the structure is “softening” into the peak of the spectrum.

b) 10-story building. This building has a vibration period $T_0 = 1.17s$ and a lateral resistant seismic coefficient $C_s = 0.40$ (notice that this value is larger than that of the 5-story frame). The structure was excited with ground motions whose linear response spectra have characteristics similar to those shown in Figure 3c. As the seismic intensity increases, the structure presents non-linear behavior. The effective structural vibration period grows and

becomes closer to the peak of the spectrum. As a consequence, the response grows rapidly (which means that the structure is “softening” into the peak of the spectrum).

Figure 5 shows that the median drift \hat{D} of the structure subjected to very small S_a/g values (< 0.4) results smaller for the 5-story than for the 10-story frame. This is because the ordinate of the scaled spectra, assuming the same interval of time T_R , is smaller for $T_0 = 0.67s$ than for $T_0 = 1.17s$, as shown in Figures 3b and c, respectively.

c) 15-story building. This building has a vibration period $T_0 = 1.65s$ and lateral resistant seismic coefficient $C_s = 0.17$ (see Table 1). It was excited with ground motions with response spectra similar to those shown in Figure 3d. Figure 5 shows that the median values of \hat{D} associated with S_a/g up to 0.4 are larger for the 15-story building than for the other two structures. This is because the set of ground motions used (see Figure 3d) have linear response spectra with higher ordinates for a system with a fundamental period of vibration equal to $T_0 = 1.65s$ than for the other systems, which have shorter vibration periods (see Table 1 and Figure 3); however, for higher intensities (for example: $S_a/g \geq 0.8$) the response of the 15-story building is smaller than those of the others because this building did not “soften” into the peak of the spectrum.

In order to verify the influence of the seismic intensity on the structural behavior of the three buildings mentioned above, Figure 6 presents the hysteretic behavior (seismic coefficient C_s versus story drift) of the corresponding critical stories of the buildings under the SCT-1985 ground motion scaled to an intensity $S_a=0.4g$ (hysteretic curves at the left side) and to $S_a=0.6g$ (curves at the right side). The ratios between the secant stiffness and

the initial stiffness of the systems shown at the right side in Figure 6 are equal to 10.7, 4.3 and 3 for the 5- 10-and 15-story buildings, respectively. This indicates that the 5-story building present a “softening” behavior more pronounced that the other two structures.

From the analysis performed above it is concluded that the narrow-band-ness of the motions has a significant influence on the structural response (see Figures 5 and 6) and as a consequence, on the structural reliability, as it is confirmed below.

On the other hand, Figure 5b indicates that the standard deviations of the logarithm of D are very small ($0.03 < \sigma_{\ln D} < 0.06$) when the structures are subjected to low seismic intensities ($S_a / g < 0.3$) and the structural behavior is linear. Those standard deviations result larger ($0.06 < \sigma_{\ln D} < 0.3$) when the buildings are subjected to seismic intensities S_a / g between 0.3 and 0.5 approximately; and are much larger ($\sigma_{\ln D} \gg 0.3$) when the structures “soft” into the peak of the spectrum, as happens with the 5- and the 10-story buildings.

4.2.2. Demand hazard curves

The demand hazard curves ($\nu_D(d)$) obtained by means of the two approaches (“numerical integration” and “simplified method”) are shown in Figures 7a, b and c. These indicate that the simplified approach leads to results that are very similar to those of the numerical integration method for peak story drifts $\delta/h \leq 0.010, 0.020$ and 0.012 ($\delta =$ relative displacement, $h =$ story height) associated with the 5-, 10- and 15-story buildings, respectively. Beyond those story drifts, the simplified method leads to annual failure rates which are larger than those obtained by the numerical integration approach (which means that

the estimated failure probabilities are on the safe side). That difference becomes larger as the story drift grows (see Figure 7).

It is noticed that the trends of the results presented in Figures 7a, b and c are strongly influenced by the median values of the story drifts (\hat{D}) shown in Figure 5a. For example, Figure 7 shows that the annual probability of exceeding a small value of story drift (say $\nu_D(0.004)$) is higher for the 15-story building than for the 10-story frame, and much higher than for the 5-story structure. The same can be inferred from Figure 5.

From here, it is concluded that the structural behavior of the buildings (which depends on the frequency content of the excitation) has a significant influence on the structural reliability curves shown in Figures 7a, b and c.

The results presented in Figures 7a, b and c give a general idea about the seismic reliability implicit in reinforced concrete buildings constituted by rigid frames designed in accordance with Mexican design regulations (RCDF-2004) [5]. It is noticed that this is the first detailed study related to the reliability of buildings designed by engineering firms [7, 8, 9] in Mexico City in accordance with RCDF-2004 [5]. The results show that the reliability implicit in the buildings under study is different, even though the structures are located at the same site, and were designed in accordance with the same seismic code. This occurs because the seismic design criteria contained in that code [5] (as well as in most codes of the world [2]), do not impose the condition to get a prescribed reliability level.

5. INFLUENCE OF THE UNCERTAINTY IN MECHANICAL PROPERTIES AND LIVE LOADS ON THE DEMAND HAZARD CURVES

In order to better understand the influence on the demand hazard curves of the uncertainty in the mechanical properties and in the instantaneous live loads acting on the reinforced concrete structures shown in Figure 1, the following cases were analyzed:

Case a) Structural model using nominal properties. Each building model was defined using the *nominal* values of concrete strength (f'_c), of steel bars yield stress (f_y), and of instantaneous live loads acting on the building structures (L). The nominal values were those used for the design of the buildings.

Case b) Structural model using mean properties. Each building model was defined using the *mean* values of the parameters: \bar{f}_c , \bar{f}_y , and L . These were obtained based on statistical data [18, 19, 20].

Case c) Nine structural models using simulated properties. The frame models were constituted using *simulated* values of f_c , f_y and L . For the first two variables Gaussian probability distribution functions (pdf) were assumed [18, 21], and for the instantaneous live load magnitude, a Gamma distribution was supposed [20, 22]. Table 4 presents the nominal and mean values and the coefficients of variation of f_c , f_y and L used for the analyses of the buildings. For the design of the 15-story building a larger f'_c nominal value was used. The statistics of f_c corresponding to the 15-story building appear in parenthesis in Table 4.

It is noticed that in this study the modeling uncertainty (which is epistemic in nature) is not included.

Each building was subjected to the action of the fourteen time acceleration histories mentioned in section 3.2.

5.1 Median values of peak story drifts

Figures 8a-c show results concerning Cases *a*, *b* and *c* just mentioned. The figures show the median values (\hat{D}) as functions of the intensity (S_a/g). These figures are plotted with the seismic intensity value (S_a/g) at the same oscillator period for all modes (even though the period of the MDOF model changes). The figures show that the median values of the peak story drifts over the multiple stories in the building result larger for the structural model with nominal properties (Case *a*) than for the models with mean or simulated properties (Cases *b* and *c*).

Notice that the median values of the peak story drifts (\hat{D}) of the three buildings (Figure 8) for the Cases *a*, *b* and *c* are almost the same for small seismic intensities; however, the median values of the peak story drifts (\hat{D}) of the 5-story and the 10-story buildings (Figure 8a and b) are larger for Cases *a* (nominal values) than for Cases *b* (mean values) for large seismic intensities. This is because the models with nominal properties have fundamental vibration periods that lie on the ascending branch of the spectra (see Table 1 and Figure 3), and the structural behavior “softens” into the spectral peak more rapidly than the structural models with mean properties.

On the other hand, the median values \hat{D} of the 15-story buildings are similar for the three cases (*a*, *b* and *c*) because the response in these cases does not “soften” into any spectral peak.

5.2. Demand hazard curves of the buildings analyzed

The demand hazard curves ($v_D(d)$) for the three buildings, and for Cases a, b and c, are presented in Figures 9a, b and c. In these, it can be seen that the curves associated with Cases b (mean values) and c (simulated values) are very similar for annual exceedance rates corresponding to small story drifts (which correspond to small seismic intensities); however, as the story drifts increase the curves present larger differences among them. It can also be seen from Figure 9 that the annual exceedance rate values corresponding to Case a (nominal parameters) are larger than those corresponding to Cases b and c, as expected.

From Figure 9 it is concluded that the reliability analysis of the buildings studied here gives place to reasonably approximation when the mean values of the mechanical properties and of the instantaneous live load magnitudes are used; uncertainties about both parameters can be taken into account by means of correction factors (as suggested by FEMA 351).

6. INFLUENCE OF THE UNCERTAINTY IN THE STRUCTURAL CAPACITY ON THE ANNUAL FAILURE RATES

In order to calculate the annual rate of failure of the buildings (v_F) using equations 3 or 7, it is first necessary to evaluate the uncertainty on the structural capacity (C). Here, this is estimated by means of Incremental Dynamic Analyses (IDAs) [23]. The results of these are compared with those obtained by means of non-linear static “push-over” (PO) approach.

6.1. Incremental Dynamic Analyses (IDAs).

6.1.a. Description of Bin I and Bin II motions

In order to evaluate the structural capacity of the buildings several IDAs were performed. The algorithm followed was similar to that proposed by Vamvatsikos and Cornell [23]. Each building model was subjected to fourteen ground motions. In order to better understand the behavior of the IDAs results (particularly the curves at the right side in Figures 10 and 12) the motions were grouped into two bins. The first is called Bin I, and contains the ground motions with spectra characterized by a pronounced ascending branch and at least one large peak at the right of the fundamental period of the structure. Most of the accelerograms in Bin I are narrow-banded motions. The second group is called Bin II; it contains records with spectra characterized by smaller ordinates at the right of the fundamental period of the structure than those corresponding to that period; they can also include a lower peak at the right of that period. Bin I is composed mainly by narrow-band motions, and Bin II by broad-band motions (see Figures 3b, c and d).

IDAs results are shown in Figures 10a-c and 12a-c with thin lines, and those corresponding to PO analyses with thick lines. The IDAs curves at the left side are interrupted when the drifts present an extremely large value under a small increment in the motion amplitude [23, 24]. The drifts where the curves are interrupted are the same drifts indicated with circles (capacity points) in the curves at the right side in Figures 10 and 12. The black full circles correspond to Bin I motions and white circles to Bin II motions.

6.1.b Analysis of IDAs results presented at the right side in Figures 10 and 12

The IDAs results are shown in Figures 10a, b and c and 11 (corresponding to story response), and 12 a, b and c (corresponding to global response), for the 5-, 10- and 15-story buildings, respectively. The graphs at the right side in Figure 10 are the 5% damped spectral acceleration at the structure's first-mode period ($S_a(T_1, 5\%)$) versus the peak story drift over the multiple stories. The maximum value of the peak story drift occurs at the second and at the third story for the 5- and 10-story buildings, respectively. For the 15-story building the maximum values of the peak story drift occur at different stories. Figure 10c shows the response corresponding to the fifth story (where the maximum drift occurs more frequently) and Figure 11 to that corresponding to the story where the maximum value of the peak story drift occurs. The story numbers associated with the capacity points are shown in parenthesis (Figure 11).

The IDAs curves associated with the 5- and 10-story buildings subjected to Bin I motions (curves with smaller ordinates, in general, at the right side in Figures 10 and 12) reflect the fact that the structures “soften” into the peak of the fourteen spectra (as explained in section 4.2.1), then recover their stiffness, and finally become flat. It can also be seen in Figures 10 and 12 (at the right side) that for Bin II records the structures fail, in general, for larger $S_a(T_1, 5\%)$ values. These are larger because they are associated with higher motion scaling factors (see Figure 3a). Bin II motions correspond to accelerograms that do not have a large spectral peak ordinate located at the right of the structural vibration period T_0 , consequently the structure is not affected by a structural “softening” behavior. From this, the strong influence of the motion frequency content on the structural behavior of the buildings becomes obvious.

On the other hand, the IDAs curves associated with the 15-story building (Figures 10c and 12c at the right side) subjected to Bin I motions differ from those corresponding to the 5- and the 10- story buildings (see Figures 10a-b and 12a-b). The curves are different because the initial vibration period of the 15-story structure is very close to the dominant period of the ground motion (see Figure 3d) and contrary to what happens with the 5- and the 10-story structures, the 15-story building does not “soften” into a spectral peak. In this case the $S_a(T_1, 5\%)$ values grow “almost linearly” as the story drift increases (see Figures 10c and 12c). This happens with the curves corresponding to Bin I as well as to Bin II motions, but in the latter case (Bin II motions) larger values of scaling motion factors are needed because the spectral ordinates at the right of the fundamental structural period are similar to or smaller than those associated with the fundamental period of the structure ($T_0 = 1.65\text{s}$).

6.1.c Analysis of IDAs results at left side in Figures 10 and 12

The graphs at the left side in Figure 10 represent the story seismic shear ratio (C_{si}) versus the peak story drift over the multiple stories in the building. The seismic coefficient (C_{si}) is the ratio of the structural shear force (V_i) to the weight of the structure (W_i) above the i -th story (where the maximum drift occurred). The graphs at left side in Figure 12 represent the base shear ratio (C_s) versus the peak roof drift. This parameter (C_s) is the ratio of the structural shear base force (V_b) to the total weight of the structure (W_T). The white circles correspond to the capacity points (Bin II) indicated also with white circles at the right side in Figures 10 and 12.

Figures 10a, b and c are similar to those at the left side in Figure 12, except that the latter corresponds to global responses instead of story responses.

It can be noticed that the curves in Figure 10 (left side) are more regular (present very little “hardening” and “softening” phenomena) than those in Figure 12 (left side). This happens because the curves in Figure 10 correspond to single story responses and not to the whole structure (where more plastic hinges appear and more global dynamic instability takes place).

It can be noticed that the results at the left side in Figures 10 and 12 are less sensitive to the frequency content of the motions than those presented at the right side in the same figures. The curves at the left side in Figure 10c are very irregular because those curves correspond to the fifth story peak drifts; however, the maximum value of the peak drift over the stories does not occur always at the fifth story, but at different stories (as indicated in Figure 11).

6.2 Comparison of IDAs curves with those obtained from PO analysis.

In order to see the influence of the dynamic effects on the structural capacity evaluation, the three buildings were also analyzed by means of a “pushover” analyses (PO). For this purpose a modified version of the DRAIN-2D program [25] was used. The two-dimensional analysis is performed by subjecting the building to a linearly increasing base acceleration, up to the structural failure. The response is obtained by means of a “step by step” analysis in time. The results of the analyses (represented with thick black lines in the graphs at the left in Figures 10 and 12) indicate that when the ultimate capacity occurs,

there is a sudden drop on the curves. After this drop, a “recovery” of the structure can take place. In this study the $P-\Delta$ effects were not taken into account.

Graphs at the left side in Figure 10 show that the seismic story resistant coefficients (C_{si}) and the story drift capacities obtained by means of PO analysis are in general equal to or smaller than those obtained by means of IDAs, from which it is concluded that the PO analysis results are on the safe side.

Curves in Figures 12a and b (at the left) show that PO analyses give place to slightly larger lateral load resistance values. On the other hand, the IDAs give place to larger drift capacities than those obtained by means of PO analysis.

It is noticed that the definition of the structural capacity (global or local) is very debatable because it depends on the criteria used to select the capacity point in each curve. This introduces an uncertainty that should be taken into account in the structural analysis, especially for the displacement-based capacity.

6.3. Coefficients of variation of some parameters

The coefficients of variation (COV) of several parameters corresponding to story and to global properties were calculated from the information presented in Figures 10 and 12, respectively. The coefficients are shown in Tables 5 and 6, respectively. The parameters are: structural stiffness (K_{story} and K_{global}), yield displacement (d_{ystory} and $d_{yglobal}$), peak story drift and roof drift ($d_{max\ story}$ and d_{roof}), ductility capacity (μ_{story} and μ_{global}), and 5% damped spectral acceleration at the structure’s fundamental period $(S_a(T_1,5\%))_{story}$ and $(S_a(T_1,5\%))_{global}$. The coefficients of variation shown in Tables 5 and 6 correspond to

structures excited with Bin motions I, II and III. The first is constituted by narrow-band motions, the second by broad-band motions, and the last is composed by Bin I plus Bin II motions.

Table 5 shows that the COV of the parameters associated with the story response are in general smaller than those associated with the global one. For example (taking into account the COV corresponding to Bins I and II) the story stiffness ranges between 1.0 and 5.5%; however, for the global stiffness it is larger (5.3% - 7.3%). The COV of the story yield drift lies between 1.9 and 7.5%, and that of the global yield drift is also larger (3.9% - 9.11%). The COV of the story ductility capacity is between 13.6% and 34.6%, and that of the global ductility is larger as well (10.1% - 51.0%). The COV of the story drift capacity lies between 15.3 and 33.4%; however, that associated with the peak roof drift is between 9.1 and 47.9%. The COV of the 5% damped spectral acceleration at the structure's first-mode period associated with the story response is between 21.7 and 37.0% and that corresponding to the global response lies between 22.7 and 37.1%.

Some authors [24, 26] report coefficients of variation of the story displacement capacity of 18 and 30% approximately, which are of the order of those found in the present study.

It is noticed that the COV of the story drift capacity ($V_{d \max \text{ story}}$) of the 5- and of the 10-story buildings are smaller than those corresponding to the 5% damped spectral acceleration at the structure's first-mode period ($V_{S_a(T_1, 5\%) \text{ story}}$) when the structures are subjected to Bin I motions (which are narrow-banded); however, when the motions are broad banded (Bin II motions) the contrary occurs ($V_{d \max \text{ story}} > V_{S_a(T_1, 5\%) \text{ story}}$). The latter is usually found in the literature [14]; however, those studies deal mainly with structures

subjected to broad-band motions and not with structures that “soften” into the peak of response spectra corresponding to narrow-band motions (as those contained in Bin I of the present study).

6.4. Structural performance levels represented on IDAs curves

Some authors have suggested different points in the IDAs curves such that each represents a limit to a certain structural performance level [27, 28]. Here, specific values of structural capacities were selected as performance levels. These are the following:

a) The yielding drift value for the story of interest ($d_y = \delta_y/h$). This value is defined at the intersection of the initial stiffness and the post-yielding stiffness of the structure. The median values (\hat{C}_y) and the standard deviation of the logarithm ($\sigma_{\ln C_y}$) of the story yielding drift (based on the curves shown at the left side in Figures 10a, b and c) are shown in the third column in Tables 7 and 8 (the values correspond to structures under Bin III motions). Alternatively, the structural capacity can be defined as the spectral acceleration level at the elastic-first-mode frequency of the structure required to induce yielding in the structure. The median values (\hat{S}_{ay}) and the standard deviations of the logarithm ($\sigma_{\ln S_{ay}}$) of that spectral acceleration are shown in the fifth column of Tables 7 and 8.

b) The peak drift associated with the near-collapse limit state ($d_{near-collapse} = \delta_{near-collapse}/h$). This corresponds to the capacity points indicated with circles on the thin lines of the curves at the right side in Figures 10a, b and c. This is a transition point (capacity point) beyond which there is a large increase in story drift. This is the threshold of the near-collapse state [24] (see fourth column in Tables 7 and 8). In a similar way, the structural capacity

associated with the near-collapse limit state can be defined as the spectral acceleration level (divided by g) required to induce near-collapse to the structure. The median values ($\hat{S}_{near-collapse}$) and the standard deviations of the logarithm ($\sigma_{\ln S_{near-collapse}}$) of that spectral acceleration are shown in the last column in Tables 7 and 8.

Table 8 shows that for the three buildings the standard deviations of the logarithms of the structural capacities are smaller for the yield drift performance level ($\sigma_{\ln C_y}$) than for the near-collapse state ($\sigma_{\ln C_{near-collapse}}$). Table 8 also shows that the standard deviations of the logarithms of the values associated with the yield capacity level ($\sigma_{\ln C_y}$) are smaller for the intensity-based approach ($\sigma_{\ln S_{dy}}$) than for the displacement-based approach ($\sigma_{\ln C_y}$); however, the opposite occurs for the near-collapse performance level ($\sigma_{\ln S_{near-collapse}} > \sigma_{\ln C_{near-collapse}}$).

6.5. Influence of the uncertainty in the story drift capacity on the structural failure rates

In order to quantify the influence of the uncertainty in the structural capacity on the structural annual failure rates, the v_F values associated with the two structural performance levels were calculated for each building. The numerical integration method (Equations 1 and 3) were used for the analysis. From Table 8 it can be anticipated that the influence of the uncertainty in the peak story drift capacity is equally important for the three buildings, and it is more important for the near-collapse performance level than for the yield drift level.

Figures 13a, b and c show a comparison of the demand hazard curves ($v_D(d)$, indicated with white circles) and the annual failure rates v_F (indicated with triangles) for the three

buildings (subjected to Bin III motions). The two full triangles appearing in each figure from left to right are associated with the drift capacities C_y , and $C_{near-collapse}$, respectively.

From Figure 13 it is concluded that the influence of the uncertainty in the story drift capacity on the structural reliability is not significant for the yield structural performance; however, it becomes more important for the near-collapse limit state (see Figure 13c). It is noticed that for the latter case, the standard deviations $\sigma_{\ln C_{near-collapse}}$ are equal to 0.17, 0.25 and 0.29 for the 5-, 10- and 15-story buildings (see Table 8), respectively; therefore, the influence of that uncertainty is more significant for the 15-story building because the standard deviation is the largest ($\sigma_{\ln C_{near-collapse}} = 0.29$).

6.6. Influence of the uncertainty in $S_a(T_1, 5\%)$ capacity on the failure rates

The mean annual failure rate ν_F can be calculated assuming that the structural capacity is given by the peak story drift (Equation 3), or assuming that the capacity is represented by the 5% damped spectral acceleration at the structure's first-mode period $S_a(T_1, 5\%)$ [14]. In the latter case ν_F can be calculated as follows:

$$\nu_F = \int_0^{\infty} \left| \frac{d\nu(y)}{dy} \right| P(y \geq S_{a,LState}) dy \quad (8)$$

where $\nu(y)$ is the seismic hazard curve as a function of the intensity (y), and $S_{a,LState}$ represents the spectral acceleration level at the elastic-first-mode frequency of a structure

required to induce certain damage level in that structure (which is generally associated with a given limit state ($LState$); for example, yielding or near-collapse of the structure). In this study $S_{a,LState}$ is assumed lognormal.

One advantage of the latter formulation (equation 8) is that the design and/or assessments are performed in the spectral acceleration ordinates and do not explicitly involve the displacement-based response. Another advantage is that the method is more direct and the required computational effort is lower.

Tables 9 and 10 show the ν_F values calculated numerically with equation 3 and, alternatively, with equation 8 for the yielding and the near-collapse limit states, respectively. Table 9 indicates that, for the yield performance condition the failure rates obtained with both equations are similar; however, Table 10 (which corresponds to the near-collapse state) shows that the ν_F values calculated with the displacement-based method (Equation 3) are slightly smaller than those calculated with the intensity-based method (Equation 8). This may be due to the fact that the standard deviation of the logarithm of the peak story drift capacity ($\sigma_{\ln C_{near-collapse}}$) resulted smaller than that corresponding to the intensity capacity ($\sigma_{\ln S_{anear-collapse}}$) (see Table 8).

CONCLUSIONS

The reliability analysis of the three buildings lead to the following conclusions:

1. The story drift hazard curves obtained with the numerical integration method (equation 1), and alternatively, with the “simplified” approach (equation 6) proposed by Cornell and co-workers, are similar for peak drifts (over the multiple stories in the building) smaller than $\delta/h < 0.01, 0.02$ or 0.012 for the 5-, 10- and 15-story buildings, respectively (see Figure 7). For larger values of δ/h the “simplified” approach becomes very sensitive to the parameters (K and r) that define the seismic hazard curve (represented by equation 4). The drift hazard curves obtained with the “simplified” approach present annual probabilities of exceedance that are higher than those obtained with the numerical integration method. The differences become more significant for larger peak drift values.
2. For small values of peak story drifts, the demand hazard curves corresponding to building models with mean values of material properties and live loads are similar to those corresponding to models where the uncertainties about these parameters are included in the analysis (see Figure 9); however, as the peak drift values increase, the differences become more significant. Those differences can be taken into account by means of correction factors, as in FEMA 351.
3. The buildings were analyzed by means of Incremental Dynamic Analysis (Figures 10, 11 and 12). The results were used to calculate coefficients of variation of several parameters associated with story and with global structural properties. The coefficients of variation of the story drift capacity of the 5- and 10-story buildings subjected to narrow band-motions (Bin I motions) are smaller than those corresponding to the 5% damped spectral acceleration at the structure’s first mode period. However, for broad-band motions (Bin II motions), the contrary

occurs (see Table 5). Due to this, the authors came to the conclusion that for structures that “soften” into the peak of narrow-band motions it may be more convenient to use as a measure of structural capacity the story drift rather than the intensity that causes failure.

The results show that the standard deviations of the logarithms of the structural capacities ($\sigma_{\ln C}$) are smaller for the yield drift performance level ($\sigma_{\ln C_y}$) than for the near-collapse state ($\sigma_{\ln C_{near-collapse}}$) (Table 8). It was also found that the $\sigma_{\ln C}$ values associated with the yield capacity level are smaller for the intensity-based approach ($\sigma_{\ln S_{ay}}$) than for the displacement-based approach ($\sigma_{\ln C_y}$); however, the opposite occurs for the near-collapse performance level ($\sigma_{\ln S_{anear-collapse}} > \sigma_{\ln C_{near-collapse}}$).

4. The results show that the story drifts obtained with the IDAs are larger than those obtained by means of PO analysis (see Figures 10 and 12, left side).

5. The influence of the uncertainty in the structural drift capacity on the annual failure rates of the buildings is very small for the yield capacity level; however it becomes important for the near-collapse performance level, especially as the coefficient of variation of the structural capacity increases.

6. The annual structural failure rates associated with the near-collapse limit state, calculated with the displacement-based capacity approach (equation 3), resulted slightly smaller than those obtained with the intensity-based approach (equation 8). This is due to the fact that, for the narrow band motions used in this study (Bin I motions), the dispersion in the displacement-based capacity resulted smaller than that based on the intensity (see Table 5).

7. This study shows the importance of the frequency content (narrow-band or broad-band motions) on the reliability of structures; however, a deeper study using a wider sample of

seismic motions is needed to reach definitive conclusions. The authors are carrying out a research project oriented to this purpose.

REFERENCES

1. Cornell CA. Reliability-Based Earthquake-Resistant Design the Future. *11th World Conference on Earthquake Engineering*; Paper No. 2166. Acapulco, Mexico, June 1996.
2. Wen YK. Building Reliability and Code Calibration. *Earthquake Spectra* 1995; **11**:269-296.
3. FEMA-351 Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, September 2000.
4. FEMA-355F State of Art Report on Performance Prediction and Evaluation of Steel Moment-Frame Buildings, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, September 2000.
5. Mexico City Design Regulations, Gaceta Oficial, January 2004.
6. Cornell CA. Calculating Building Seismic Performance Reliability: A Basis for Multi-level Design Norms, *11th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper N° 2122. Acapulco, Mexico, June 1996.
7. Granados R, Proyect SC. *Personal communication*, Mexico, 2004.
8. García Jarque FE, García Jarque Ingenieros SC. *Personal communication*, Mexico, 2004.
9. Alonso J, Alonso & Asociados SC. *Personal communication*, Mexico, 2005.
10. Montiel MA. Confiabilidad Implícita en Estructuras Convencionales como Base para Establecer Criterios para el Diseño Sísmico de Estructuras Reforzadas con Disipadores de Energía. *PhD. Thesis in progress*, DEPI, UNAM, 2004.
11. Kent DC and Park R. Flexural Members with Confined Concrete, *J. of Structural Division*, ASCE, **97**(7), 1969-1990, 1971.
12. Park R, Priestley, MJN and Gill WD, Ductility of Square Confined Concrete Columns, *J. Struct. Div.*, ASCE, **108**(4), 929-950, 1982.
13. Mander J. Seismic Design of Bridge Piers. *Report 84-2*, Department of Civil Engineering, University of Cantenbury, New Zealand, 1984.
14. Shome N, Cornell CA. Probabilistic Seismic Demand Analysis of Nonlinear Structures, *Report No. RMS-35*, Department of Civil Engineering, Stanford University, 1999.
15. Alamilla, JL. *Personal communication*, 2004.
16. Esteva L. Bayesian Analysis of Seismic Hazard: An updating of Concepts, Criteria and Models, *Seismic risk and heavy Industrial Facilities Conference*, Lawrence Livermore National Laboratory, San Francisco, Cal, 1983.
17. Cornell CA, Jalayer F, Hamburger RO, Foutch DA. The Probabilistic Basis for the 2000 SAC/FEMA Steel Moment Frame Guidelines, *Journal of Structural Engineering*, ASCE; April 2002; **128**(4).
18. Mendoza, CJ. Propiedades Mecánicas de los Concretos Fabricados en el Distrito Federal, *Research Report, Institute of Engineering*, UNAM, August, 1983 (in Spanish).
19. Rodríguez M, Botero JC. Aspectos del Comportamiento Sísmico de Estructuras Considerando las Propiedades Mecánicas del Acero Producido en México. *Research Report, Institute of Engineering*, UNAM, Mexico, 1994.

20. Ruiz SE, Soriano A. Design Live Loads for Office Buildings in Mexico and the United States. *Journal of Structural Engineering*, June 1997: 816-822.
21. Mirza A, McGregor J. Variability of Mechanical Properties of Reinforcing Bars, *Journal of the Structural Division* (ACSE), May 1979b; 105 No ST5.
22. Peir J, Cornell CA. Spatial and Temporal Variability of Live Loads. *J. the Structural Division*, (ACSE) 1973; 5: 903-922.
23. Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental Dynamic Analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2002; 31: 491-514.
24. Wen YK, Foutch, DA. Proposed Statistical and Reliability Framework for Comparing and Evaluating Predictive Models for Evaluation and Design, and Critical Issues in Developing such Framework, *Report No. SAC/BD-97/03, 1997*.
25. Campos D, Esteva L. Modelo de Comportamiento Histerético y de Daño para Vigas de Concreto Reforzado, *XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, Mexico, 1997 (in Spanish).
26. Wen, YK., Ellingwood, BR. and Bracci, J., Vulnerability Function Framework for Consequence-Based engineering, MAE Center project DS-4 Report, April, 2004.
27. Vamvatsikos D, Cornell CA. The Incremental Dynamic Analysis and its Application to Performance-Based Earthquake Engineering. *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, Paper No.479. London, UK, 2002.
28. FEMA-350. Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 2000.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors thank one of the reviewers who made valuable suggestions to improve this paper. The authors also thank Luis Esteva for reading the final manuscript, and Raul Granados, Francisco García Jarque and Javier Alonso for providing the designs of the three buildings analyzed in this study. The support by DGAPA-UNAM under Project IN-106205 is appreciated.

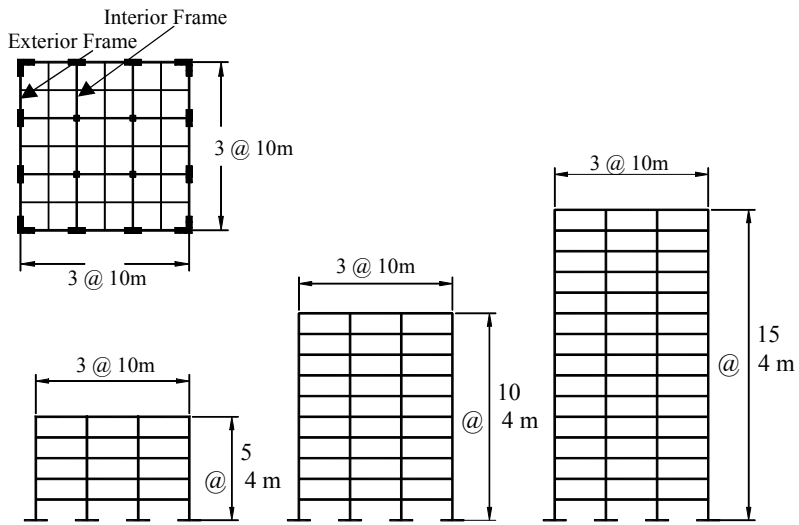


Figure 1. Plan and elevation of the buildings.

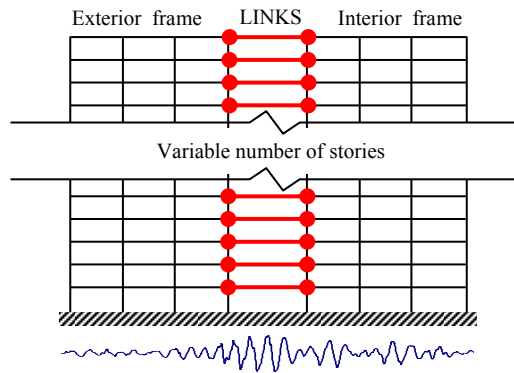
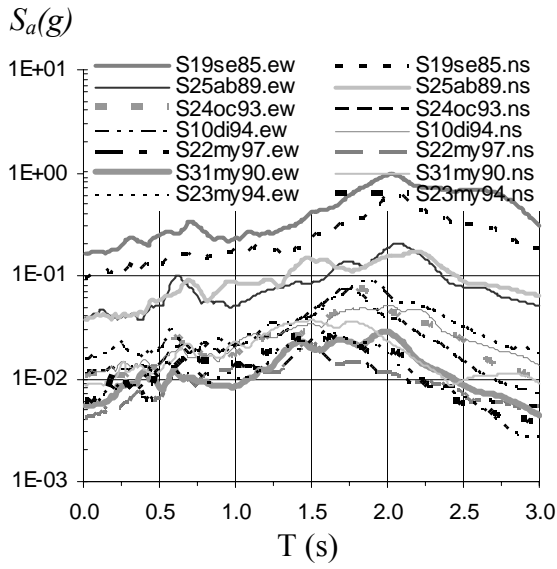
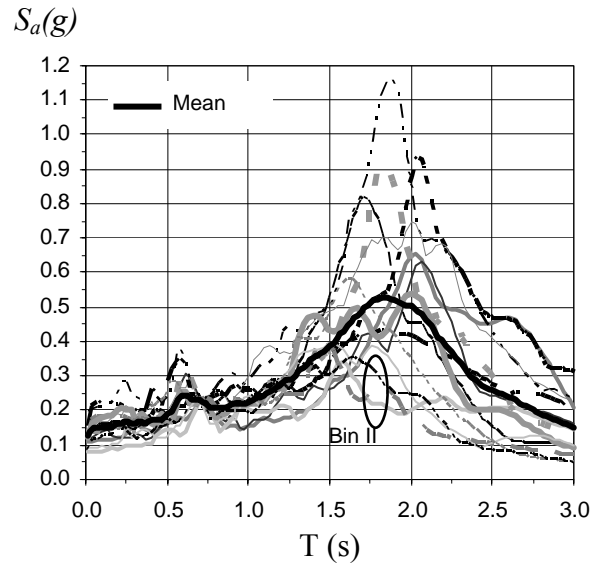


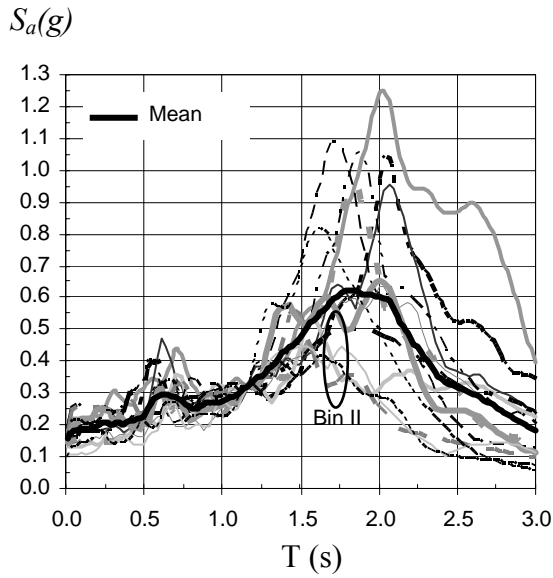
Figure 2. Two-dimensional structural model.



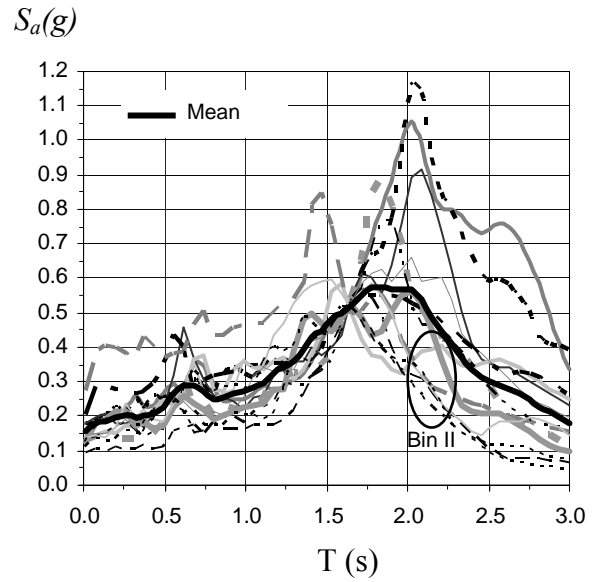
a) Without scaling



b) $T_o = 0.67s$



c) $T_o = 1.17s$



d) $T_o = 1.65s$

Figure 3. Pseudo-acceleration spectra of the ground motions. $\zeta = 5\%$, $T_R = 50$ years.

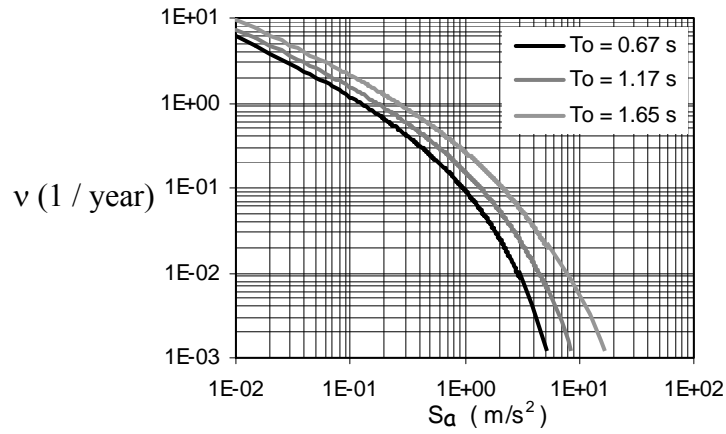


Figure 4. Seismic hazard curves for the SCT site.

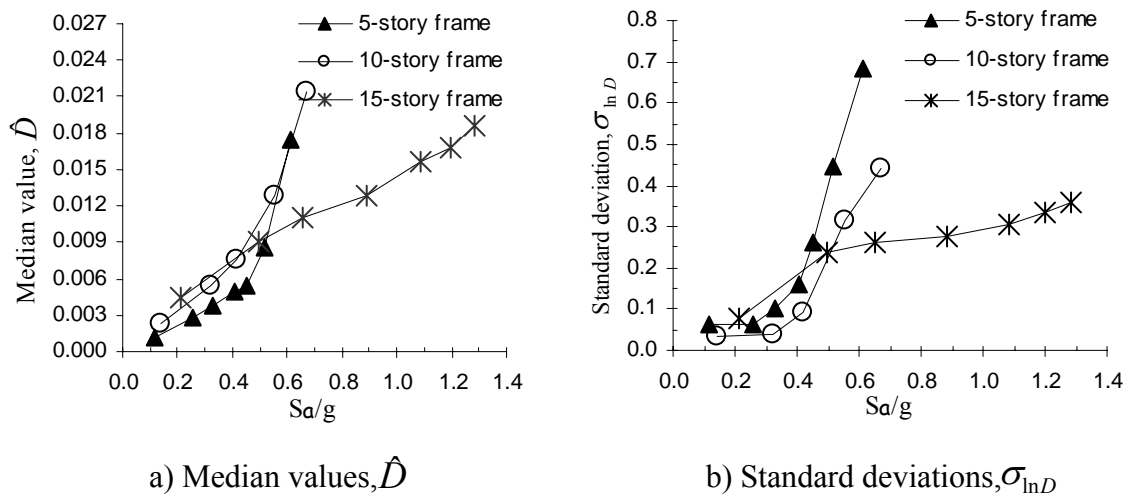
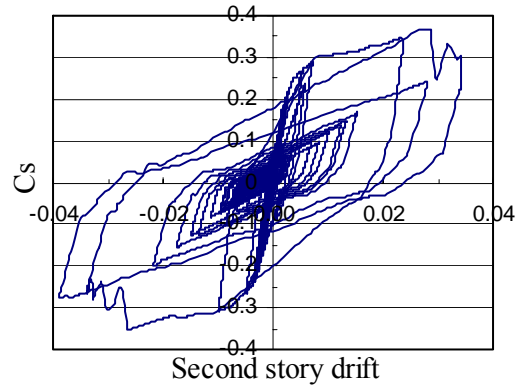
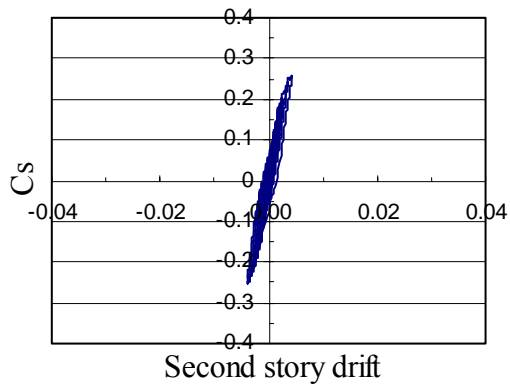
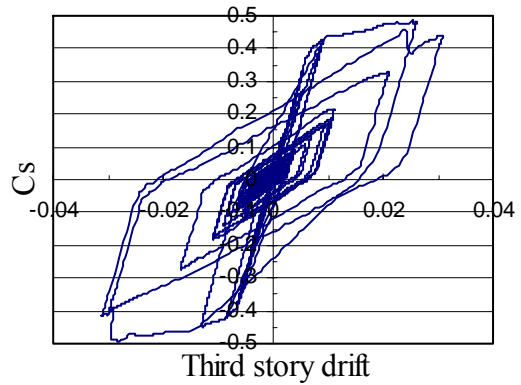
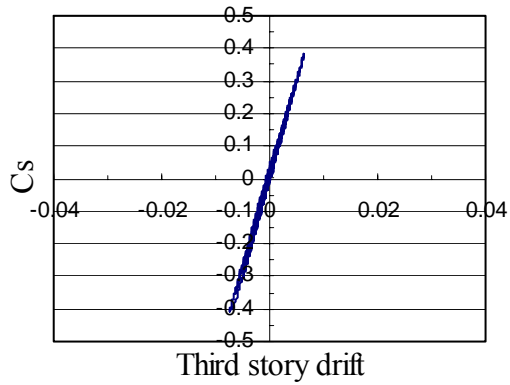


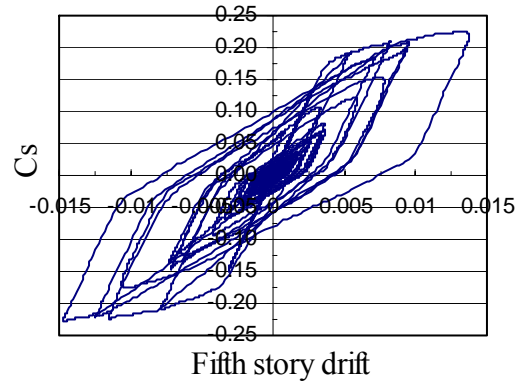
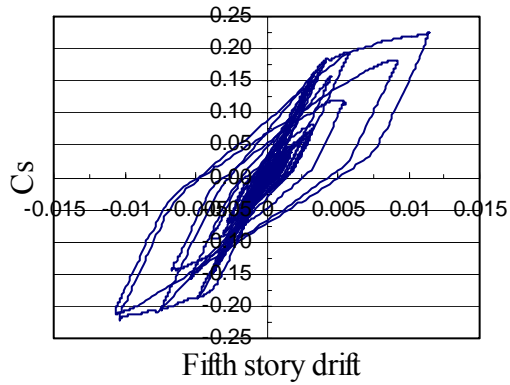
Figure 5. Median values and standard deviations of the logarithm of peak drift over the multiple stories in the buildings.



a) 5-story frame

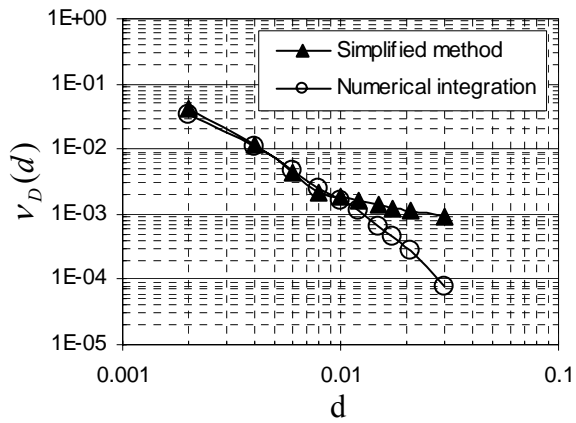


b) 10-story frame

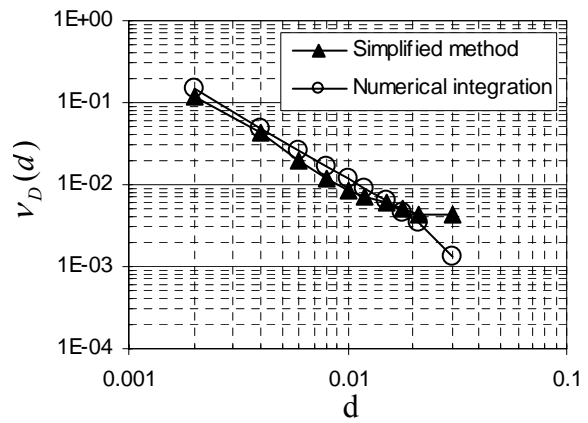


c) 15-story frame

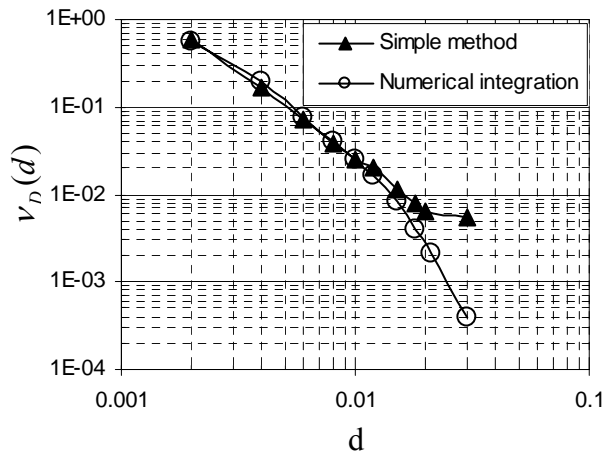
Figure 6. Hysteretic behavior curves. *Left side*) SCT ground motion scaled to 0.4g. *Right side*) SCT ground motion scaled to 0.6g.



a) 5-story frame

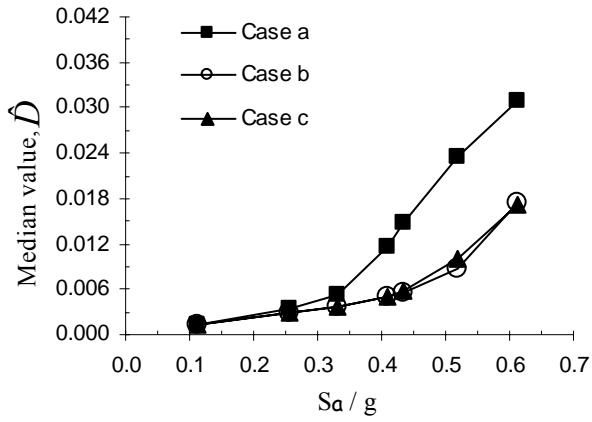


b) 10-story frame

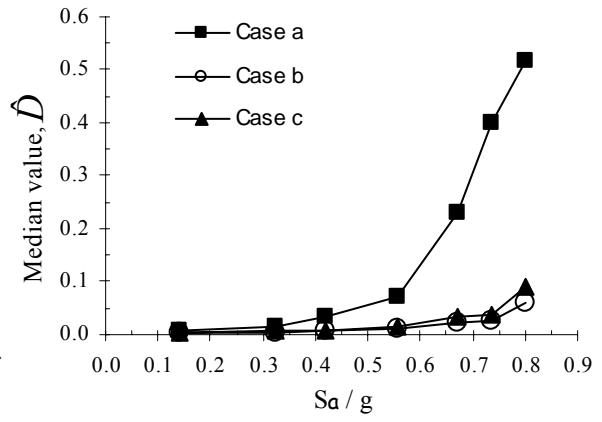


c) 15-story frame

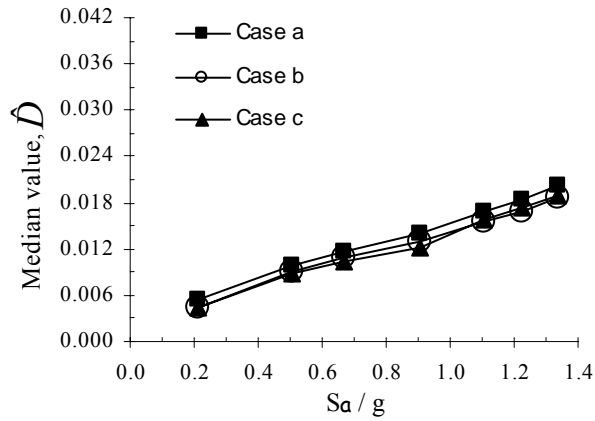
Figure 7. Demand hazard curves obtained by means of two approaches.



a) 5-story frames

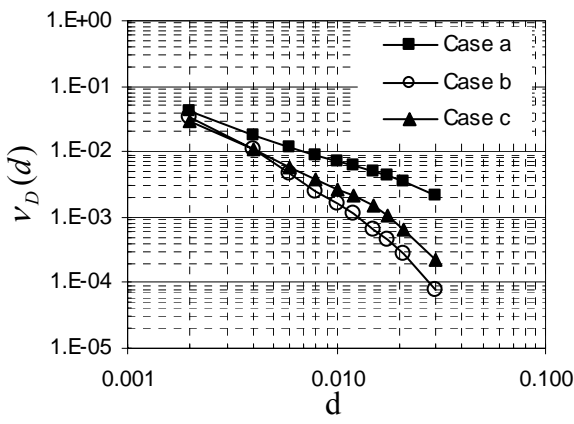


b) 10-story frames

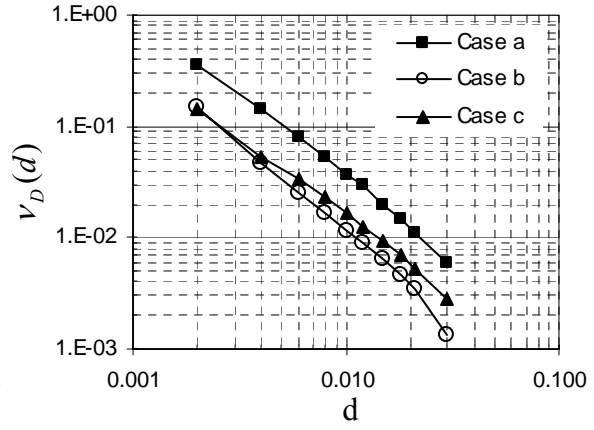


c) 15-story frames

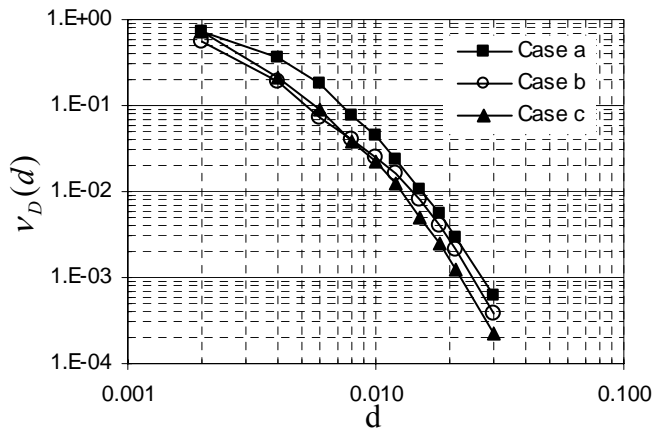
Figure 8. Median values of peak drifts over the multiple stories in the buildings.



a) 5-story frames



b) 10-story frames



c) 15-story frames

Figure 9. Demand hazard curves for the three buildings.

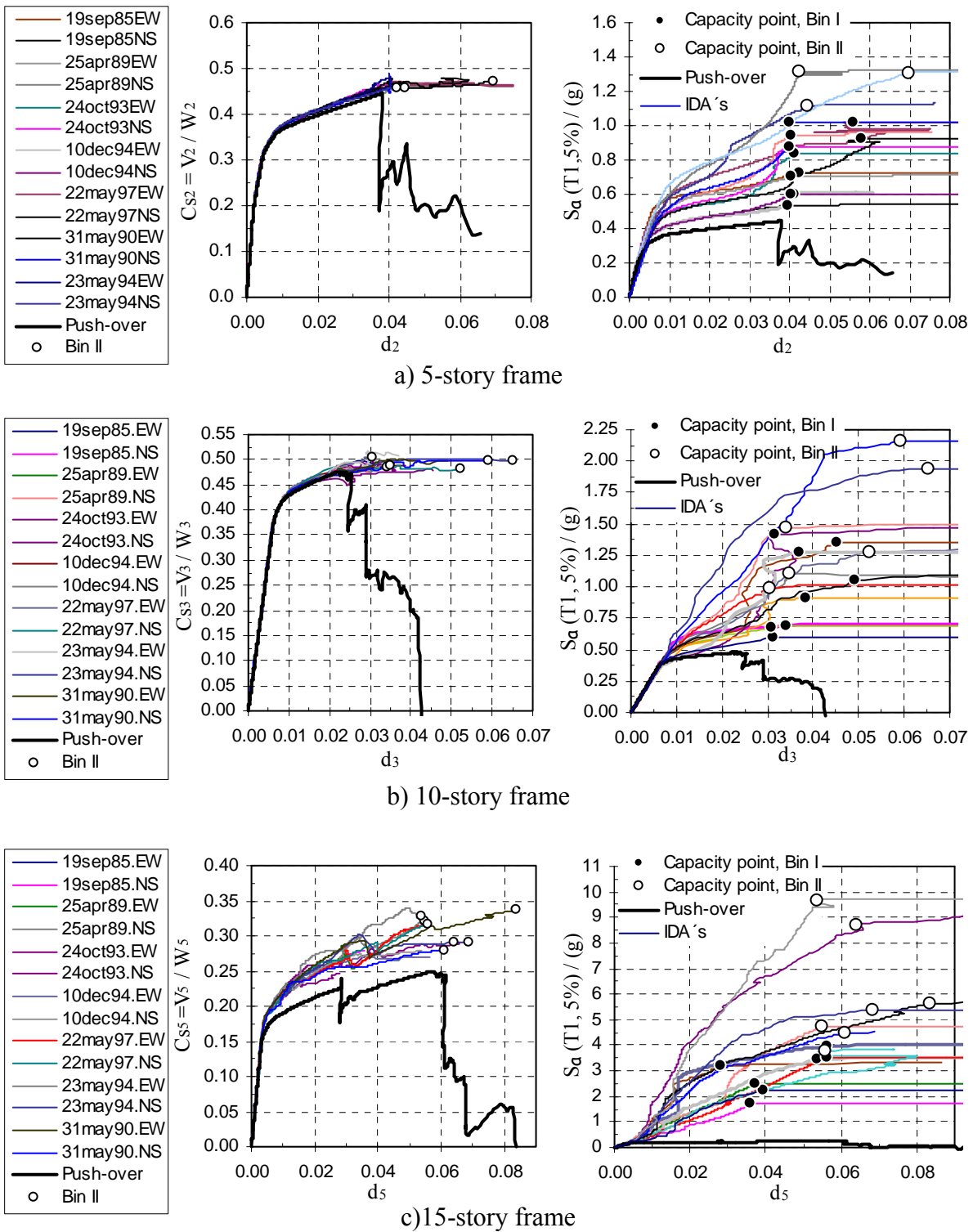
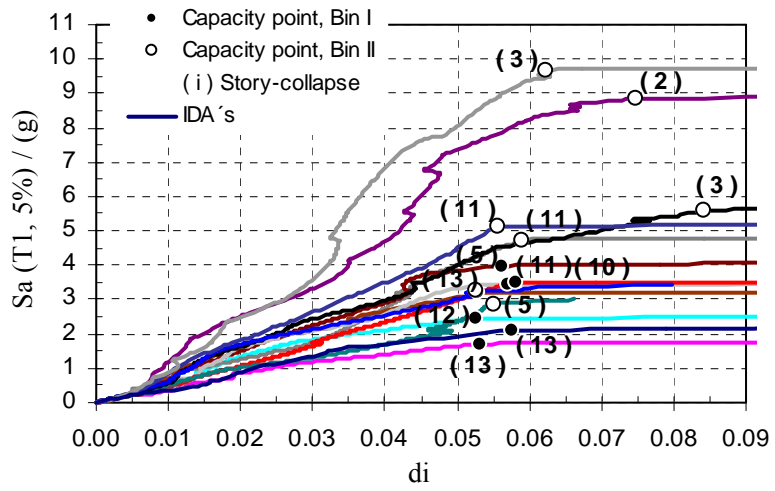
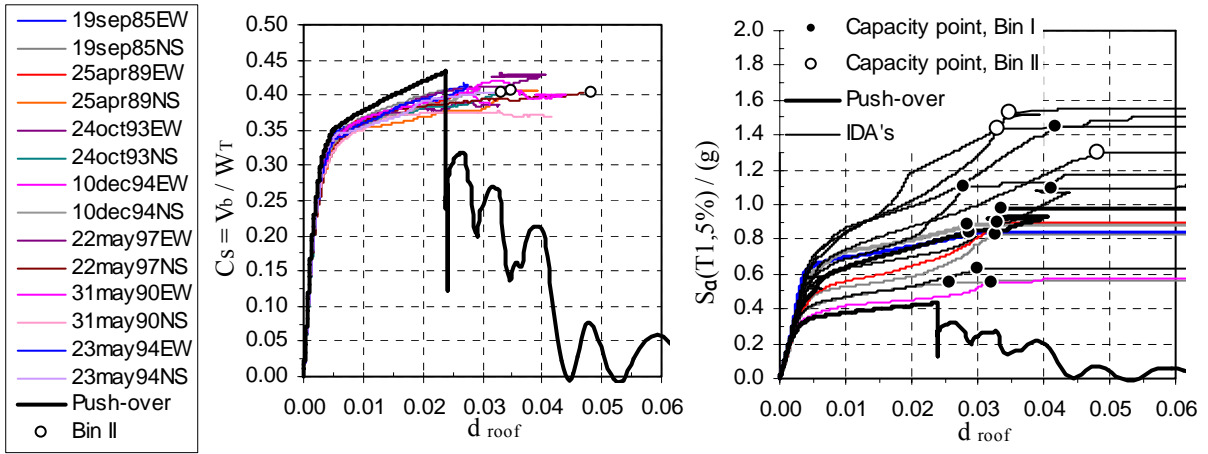


Figure 10. Comparison between local results of IDAs and PO analyses.

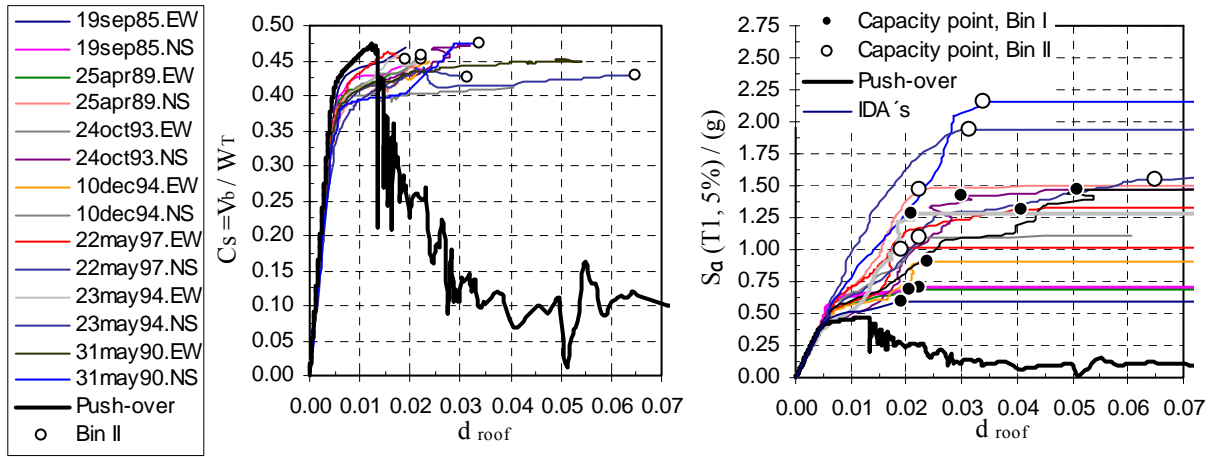


a) 15-story frame

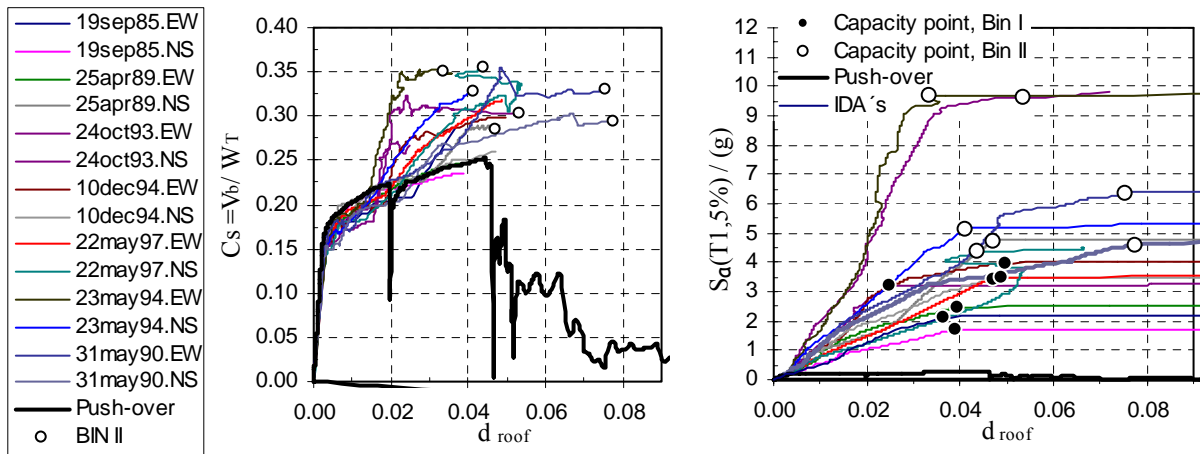
Figure 11. IDAs curves associated with the stories where the maximum drift occurs.



a) 5-story frame

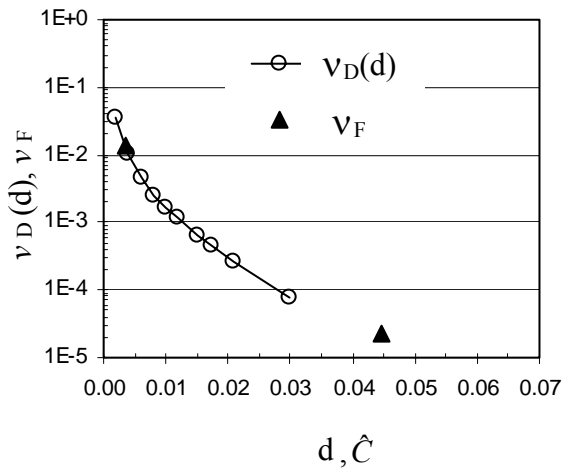


b) 10-story frame

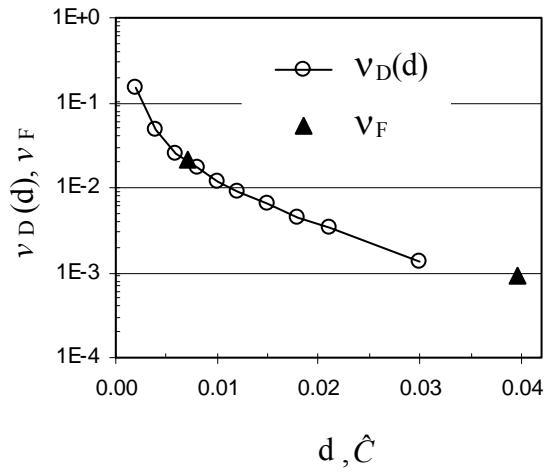


c) 15-story frame

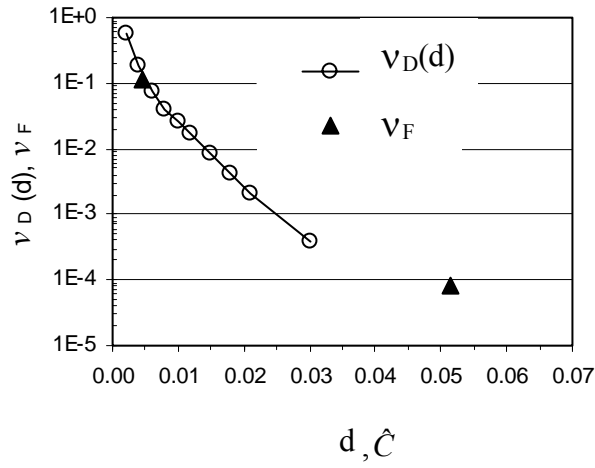
Figure 12. Comparison between global results of IDAs and PO analyses.



a) 5-story frame



b) 10-story frame



c) 15-story frame

Figure 13. Mean failure rate and demand hazard curves for the three frames

Table 1. Fundamental periods and seismic resistance coefficients.

Number of stories	Vibration period, T_o (s)		Yield strength coefficient, C_s	
	Nominal properties	Mean properties	Nominal properties	Mean properties
5	0.77	0.67	0.225	0.34
10	1.60	1.17	0.24	0.40
15	1.82	1.65	0.15	0.17

Table 2. Proprieties of the beams of the exterior and interior frames of the 15-story building.

Interior frame							
Stories	Dimensions (m)	(+)			(-)		
		M_y (Ton - m)	θ_y (rad)	θ_u (rad)	M_y (Ton - m)	θ_y (rad)	θ_u (rad)
1-6	0.30 x 1.0	119.05	0.005	0.0554	169.86	0.00667	0.0605
6-9	0.30 x 1.0	119.04	0.005	0.0554	147.17	0.00667	0.0605
9-12	0.30 x 1.0	71.08	0.005	0.0554	131.17	0.00667	0.0605
12-15	0.30 x 1.0	71.11	0.005	0.0554	93.92	0.00667	0.0594
Exterior frame							
Stories	Dimensions (m)	(+)			(-)		
		M_y (Ton - m)	θ_y (rad)	θ_u (rad)	M_y (Ton - m)	θ_y (rad)	θ_u (rad)
1-6	0.40 x 1.60	514.59	0.002	0.0505	561.99	0.00267	0.05371
6-9	0.40 x 1.60	296.68	0.002	0.0505	329.55	0.00267	0.0529
9-12	0.40 x 1.60	196.05	0.002	0.0505	321.28	0.00200	0.0505
12-15	0.40 x 1.60	237.84	0.004	0.0505	321.99	0.00267	0.0505

Table 3. Characteristics of the seismic events.

Event	Date and component	Magnitude, M	Epicentral distance (km)	Dominant period T_s (s)	Epicentral coordinates	
					Latitude N	Long W
1	19-sep-85 EW	8.1	441.69	2.03	18.081	102.942
2	19-sep-85 NS	8.1	441.69	2.05	18.081	102.942
3	25-abr-89 EW	6.9	308.16	2.07	16.603	99.400
4 ^(1,2,3)	25-abr-89 NS	6.9	308.16	2.19	16.603	99.400
5	24-oct-93 EW	6.6	314.37	1.83	16.540	98.980
6 ⁽³⁾	24-oct-93 NS	6.6	314.37	1.73	16.540	98.980
7	10-dic-94 EW	6.3	305.39	1.87	18.020	101.560
8 ⁽²⁾	10-dic-94 NS	6.3	305.39	2.02	18.020	101.560
9 ⁽²⁾	22-may-97 EW	6.0	312.25	1.90	18.410	101.810
10 ^(1,2,3)	22-may-97 NS	6.0	312.25	1.50	18.410	101.810
11 ⁽³⁾	31-may-90 EW	5.9	316.60	1.98	17.106	100.893
12 ^(2,3)	31-may-90 NS	5.9	316.60	1.50	17.106	100.893
13 ⁽³⁾	23-may-94 EW	5.6	216.75	1.60	18.030	100.570
14 ^(1,2,3)	23-may-94 NS	5.6	216.75	1.65	18.030	100.570

⁽¹⁾ Bin II, 5-story building. ⁽²⁾ Bin II, 10-story building. ⁽³⁾ Bin II, 15-story building.

Table 4. Statistical values of the parameters used in the analyses.

Parameter	Nominal value	Mean value	Coefficient of variation
f_c (kg/m ²)	2500000 (3000000)	2680000 (3210000)	0.17 (0.13)
f_y (kg/m ²)	42000000	46800000	0.096
L (kg/m ²)	180	75	0.30

Table 5. Coefficients of variation of some parameters of interest. Story response.

Story response	Bin	5-story frame (2 nd story)	10-story frame (3 rd story)	15-story frame (5 th story)
$V_{K\ story}$	I	0.022	0.036	0.055
	II	0.010	0.019	0.045
	III	0.026	0.028	0.048
$V_{dy\ story}$	I	0.042	0.041	0.075
	II	0.019	0.025	0.060
	III	0.050	0.034	0.066
$V_{dmax\ story}$	I	0.153	0.184	0.261
	II	0.334	0.322	0.168
	III	0.200	0.278	0.272
$V_{\mu\ story}$	I	0.136	0.203	0.258
	II	0.346	0.312	0.196
	III	0.214	0.279	0.281
$V_{Sa(T1,5\%)\ story}$	I	0.217	0.329	0.275
	II	0.308	0.313	0.370
	III	0.278	0.375	0.508

Table 6. Coefficients of variation of some parameters of interest. Global response.

Global response	Bin	5-story frame	10-story frame	15-story frame
$V_{K\ global}$	I	0.071	0.053	0.073
	II	0.0711	0.056	0.059
	III	0.069	0.058	0.074
$V_{dy\ global}$	I	0.091	0.041	0.069
	II	0.0911	0.039	0.051
	III	0.102	0.039	0.063
V_{droof}	I	0.159	0.403	0.091
	II	0.1599	0.479	0.321
	III	0.184	0.426	0.310
$V_{\mu\ global}$	I	0.168	0.418	0.101
	II	0.1680	0.510	0.347
	III	0.212	0.446	0.323
$V_{Sa(T1,5\%)\ global}$	I	0.298	0.346	0.227
	II	0.2982	0.295	0.371
	III	0.327	0.366	0.531

Table 7. Median values of the structural capacities associated with two limit states.

Frame	Story	\hat{C}_y	$\hat{C}_{near-collapse}$	\hat{S}_{ay}	$\hat{S}_{a\ near-collapse}$
5-story frame	2 nd	0.00369	0.0448	0.280	0.862
10-story frame	3 rd	0.00719	0.0397	0.401	1.133
15-story frame	5 th	0.00448	0.0515	0.184	4.021

Table 8. Standard deviations of the logarithm of structural capacities associated with two limit states.

Frame	Story	$\sigma_{\ln C_y}$	$\sigma_{\ln C_{near-collapse}}$	$\sigma_{\ln S_{ay}}$	$\sigma_{\ln S_{a\ near-collapse}}$
5-story frame	2 nd	0.05067	0.1764	0.027	0.284
10-story frame	3 rd	0.03390	0.2575	0.008	0.380
15-story frame	5 th	0.06499	0.2910	0.017	0.480

Table 9. Mean annual failure rates. Yield limit state. Displacement- and Intensity-based capacities. Bin III.

	5-story frame	10-story frame	15-story frame
ν_F (Equation 3)	1.42×10^{-2}	1.95×10^{-2}	1.11×10^{-1}
ν_F (Equation 8)	1.58×10^{-2}	1.47×10^{-2}	1.16×10^{-1}

Table 10. Mean annual failure rates. Near-collapse limit state. Displacement- and Intensity-based capacities. Bin III.

	5-story frame	10-story frame	15-story frame
ν_F (Equation 3)	1.12×10^{-4}	9.32×10^{-4}	0.81×10^{-4}
ν_F (Equation 8)	1.93×10^{-4}	9.88×10^{-4}	0.84×10^{-4}

Seismic Design Method for Reliability-Based Rehabilitation of Buildings

Marco A. Montiel^{a)} and Sonia E. Ruiz,^{b)} M.EERI

A reliability-based design method for the rehabilitation of buildings with energy-dissipating devices is proposed. The design method is formulated within the demand and capacity factor design (DCFD) format. The proposed approach is based on verifying that the confidence levels (associated with the serviceability and the ultimate limit states) corresponding to the rehabilitated structure are equal to or larger than the confidence levels associated with a similar conventional structure that is designed in accordance with a reference seismic design code. The method is illustrated with a five-story building rehabilitated with steel TADAS energy-dissipating plates.

[DOI: 10.1193/1.2162572]

INTRODUCTION

Most current seismic design codes in the world give place to structures with unknown and undefined reliability values (Wen 1995, Cornell 1996b). In order to overcome this limitation, new criteria have been proposed for the design of structures for given reliability levels associated with different limit states (Cornell et al. 2002; SAC 2000a, b, c; Hamburger et al. 2003). However, a fundamental problem is assigning appropriate target reliability levels to the limit states under study, mainly because it requires economic as well as social considerations

A rational way to establish those target reliability levels is based on minimization of expected life-cycle cost (Rosenblueth 1972, Koh et al. 1999, Wen 2001, Esteva et al. 2001). In spite of the rationality that characterizes this approach, it is ordinarily applied only to special structural projects.

An alternative way to establish the target reliability levels is to compare the reliability levels associated with given limit states with those implied in current designs. This idea was formulated several decades ago (Ellinwood et al. 1982). The transition between this approach and the new generation of codes is now taking place and will continue in the coming years (Fajfar and Krawinkler 1997, Bertero and Bertero 2002). The intention of the present paper is to contribute to this transition stage.

Barroso and Winterstein (2002) proposed a methodology for the development of probabilistic seismic demand curves for structures with supplemental control devices.

^{a)} Research Assistant, Institute of Engineering, National University of Mexico, Apdo. Postal 70-472, Coyoacán, 04510 México, D. F., MEXICO; E-mail: mmo@pumas.iingen.unam.mx

^{b)} Professor, Department of Applied Mechanics, Institute of Engineering, National University of Mexico, Apdo. Postal 70-472, Coyoacán, 04510 México, D. F., MEXICO; E-mail: srug@pumas.iingen.unam.mx

Those curves may be used to determine the probability that any response measure exceeds a predetermined allowable limit.

The objective of this paper is to present a seismic design algorithm for the rehabilitation of buildings with energy-dissipating devices such that the rehabilitated structure confidence levels (associated with the serviceability and the ultimate limit states) are equal to or larger than those corresponding to a similar conventional structure designed in accordance with a reference seismic code. The confidence level is calculated according to Equations 1–3. The conventional structure is defined here as one of the same type and with similar geometric characteristics as those of the structure to be rehabilitated.

The methodology proposed herein is illustrated by means of a five-story, three-bay reinforced-concrete building to be rehabilitated with steel triangular TADAS plates (Tsai et al. 1993). The building is supposed to be located on soft soil in Mexico City.

The Mexico City Design Code (*RCDF-2004*) permits application of design criteria different from those specified by that document, if the structural designer justifies to the Mexico City authorities that those design criteria lead to structural safety levels not lower than those obtained when the methods specified by the code are used (article 159 of the Mexico City Design Code, 2004). This approach is followed in the case of special structural solutions like those that make use of seismic energy-dissipating devices or base isolation systems.

STATEMENT OF THE PROBLEM

Suppose that it is necessary to rehabilitate a building that was designed according to a seismic design code that is now obsolete because the maximum allowable drift value recommended in the new version of the design code is smaller than that specified in the old version. This occurs, for example, for the maximum allowable drift specified in the 1976 version of the Mexico City Seismic Design Code (*RCDF-1976*), which is 33% larger than that recommended in more recent code versions (*RCDF-1993, 2004*). Suppose also that the building to be rehabilitated has a moderate fundamental vibration period, which does not lie on the descending branch portion of the design spectrum. (This condition is necessary because, as will be explained later in this paper, the proposed criterion intends to increase the structural lateral stiffness, and thus reduce the fundamental period of the structure to be rehabilitated. As a consequence of this, the maximum displacement and base shear force are reduced; however, this does not occur when the fundamental period of the structure to be rehabilitated lies on the descending branch portion of the design spectrum.)

The rehabilitation structural solution may be given, among others, by means of energy-dissipating steel elements (EDSE). These will increase both the stiffness and the structural damping of the building, and consequently the resulting maximum story drift of the rehabilitated building is expected to be smaller than that of the original structure.

The dissipating elements should be designed so that the rehabilitated building has a structural reliability at least equal to or higher than a similar *conventional* structure designed in a traditional way in accordance with the current seismic design code. The

structural reliability should be verified at least for the serviceability and for the ultimate limit states.

In order to attain the objectives mentioned above, an algorithm is proposed here for the design of the EDSE.

THE CONFIDENCE FACTOR AND THE CONFIDENCE LEVEL CONCEPTS

Before describing the algorithm proposed in this article, it may be helpful to review some concepts that will be used later. In what follows the definitions of confidence factor and confidence level are reviewed, as well as the relation between them.

The confidence factor $\lambda_{confidence}$ is the ratio between the factorized median capacity ($\phi\hat{C}$) and the factorized median demand ($\lambda\hat{D}^{\nu_0}$) (Cornell et al. 2002):

$$\lambda_{confidence} = \frac{\phi\hat{C}}{\gamma\hat{D}^{\nu_0}} \quad (1)$$

\hat{C} represents the median value of the structural capacity (which is assumed to be log-normally distributed with variance σ_{CR}^2), and \hat{D}^{ν_0} is the median structural demand under a given ground motion intensity $S_a^{\nu_0}$, which in turn is defined as the acceleration spectral level S_a with annual exceedance rate ν_0 . The structural demand D is also assumed to be lognormally distributed at a given S_a level with variance σ_{DR}^2 . The variable ϕ is the capacity reduction factor (which is always smaller than or equal to unity), and γ is the demand factor (which is larger than or equal to one) for the allowable ν_0 . These factors are given by (Cornell et al. 2002):

$$\phi = \exp\left[-\frac{1}{2} \frac{r}{b} \sigma_{CT}^2\right] \quad (2a)$$

$$\gamma = \exp\left[\frac{1}{2} \frac{r}{b} \sigma_{DT}^2\right] \quad (2b)$$

where $\sigma_{DT}^2 = \sigma_{DR}^2 + \sigma_{DU}^2$ and $\sigma_{CT}^2 = \sigma_{CR}^2 + \sigma_{CU}^2$. The variances σ_{DU}^2 and σ_{CU}^2 are related to the “epistemic” uncertainty implicit in the demand and in the capacity estimations, respectively. The uncertainty is different from the “aleatory” randomness given by σ_{DR}^2 and σ_{CR}^2 , defined above. The “epistemic” uncertainty of the demand considers, for example, that the properties of the structure are not well defined, and that the method of analysis is not exact. The “epistemic” uncertainty of the capacity is related to the workmanship quality, method of analysis, etc.

The derivation of Equations 2a and 2b, including the hypotheses behind these expressions, are reviewed in the Appendix.

If $\lambda_{confidence} > 1$ this indicates higher confidence that the structure is capable of achieving the desired performance. If $\lambda_{confidence} < 1$ this indicates less confidence that the structure is capable of achieving the desired performance (Hamburger et al. 2003).

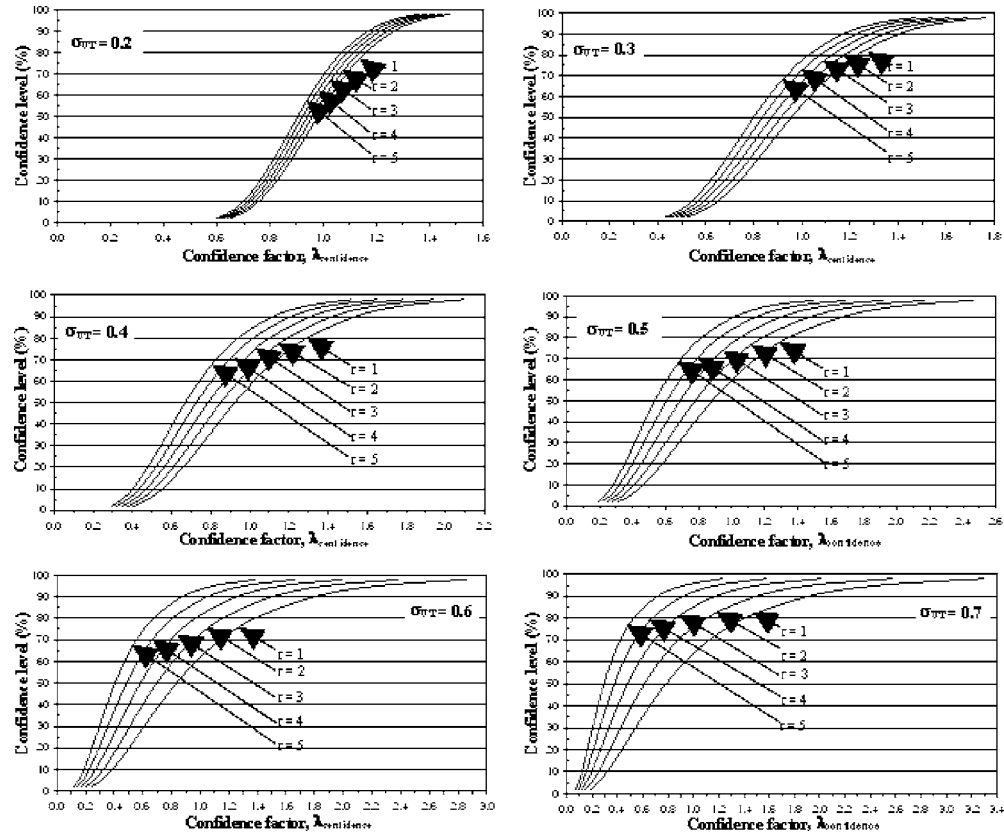


Figure 1. Examples of the ratios between confidence factors and confidence levels.

The formulation proposed by Cornell et al. (2002) associates the confidence factor $\lambda_{confidence}$ with the level of confidence that the true (but uncertain) annual failure rate is less than the acceptable limit (see Figure 1). The quantitative degree of confidence can be evaluated by means of the following equation (Hamburger et al. 2003, Jalayer and Cornell 2003, SAC 2000d):

$$K_x = \left[\frac{1}{2} \frac{r}{b} \sigma_{UT} + \frac{\ln(\lambda_{confidence})}{\sigma_{UT}} \right] \quad (3)$$

where K_x is the standard Gaussian variate (widely tabulated), and σ_{UT} is the total uncertainty calculated as the combined value of the epistemic uncertainties related to demand and capacity: $\sigma_{UT} = \sqrt{\sigma_{DU}^2 + \sigma_{CU}^2}$. The other parameters were defined before.

The application of Equation 3 is immediate when tables, i.e., *FEMA-351* (SAC 2000c), or graphs such as those shown in Figure 1 are used. These graphs correlate the confidence factor ($\lambda_{confidence}$) with the confidence level (in percentage). The relationship

depends on the r value, and on the total standard deviation (σ_{UT}). In Figure 1 the parameter b was assumed equal to one.

SEISMIC DESIGN ALGORITHM

The algorithm proposed herein ensures that the confidence levels (associated with different limit states) are equal to or larger than the corresponding confidence levels associated with a similar conventional structure. In order to reach this, the algorithm makes use of a starting condition for the iterative process at verifying the design acceptance conditions.

A first element in the starting condition is related to the serviceability limit state. It consists in obtaining a stiffness of the added dissipating elements that will lead to a fundamental period of the rehabilitated structure similar to that of a code-designed *conventional* structure.

A second element is related to the ultimate limit state. It consists in providing sufficient strength and energy dissipation such that (1) the maximum story drift of the rehabilitated structure is within the tolerable limit specified by the code, and (2) the ductility demanded by the energy-dissipating elements is within the tolerable limit obtained from laboratory tests. The algorithm proposed here checks first the confidence level value corresponding to the serviceability limit state of the structure and later that corresponding to the ultimate limit state. Following is a detailed description of the steps of the algorithm.

STEPS OF THE ALGORITHM

Step 1. Structural reliability of the conventional building. The first step is to estimate the reliability associated with the *conventional* structure designed in a traditional way in accordance with the current design code. At least two mean annual failure rate values must be estimated: one associated with the serviceability limit state (ν_{Fserv}) and another with the ultimate limit state (ν_{Fult}). These are the upper bounds to the mean annual failure rates that will be accepted for the rehabilitated structure.

Step 2. Similar fundamental period of the structures. In order to get for the rehabilitated structure an annual rate of exceedance of the serviceability limit state (ν_{Fserv}) close to that of the *conventional* structure, the fundamental vibration period ($T_{0ORIGINAL}$) of the original structure should be modified in order to be similar to that of the *conventional* building ($T_{0CONVENTIONAL}$). (The intention is to balance the stiffness and mass of the rehabilitated structure with that of the *conventional* structure, on a story basis. Notice that this condition is sufficient only for those cases when no significant overall bending distortions occur). In order to get this, the structure should be stiffened. This can be done by incorporating into the original structure an appropriate number of energy-dissipating steel devices (EDSE).

In order to achieve the condition mentioned in the preceding paragraph, the following equation should be satisfied:

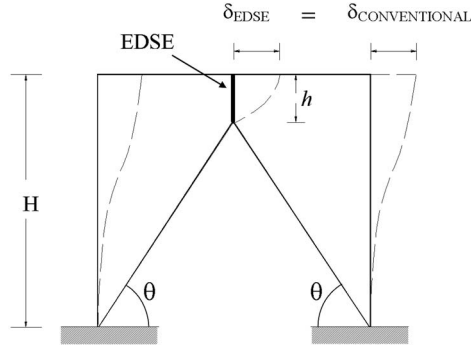


Figure 2. Energy-dissipating steel elements (EDSE) in a simple frame.

$$\frac{K_{CONVENTIONAL}}{W_{CONVENTIONAL}} = \frac{K_{ORIGINAL} + K_{DIS}}{W_{REHABILITATED}} \quad (4)$$

where $K_{CONVENTIONAL}/W_{CONVENTIONAL}$ is the story initial stiffness (K) of the *conventional* structure divided by its corresponding cumulative weight (W) above the story under study, $(K_{ORIGINAL} + K_{DIS})$ represents the stiffness of the original structure plus that given by the dissipating system, and $W_{REHABILITATED}$ is the weight of the rehabilitated structure. Equation 4 implies that the energy-dissipating system is acting “in parallel” with the original structure (as in Figure 2).

From Equation 4, and assuming that the weight of the dissipating system is negligible as compared to the total weight of the rehabilitated structure (which implies that $W_{REHABILITATED} \approx W_{ORIGINAL}$), one obtains:

$$K_{DIS} = K_{ORIGINAL}(\alpha - 1) \quad (5a)$$

$$\alpha = \left(\frac{K_{CONVENTIONAL}}{W_{CONVENTIONAL}} \right) \left(\frac{K_{ORIGINAL}}{W_{ORIGINAL}} \right)^{-1} \quad (5b)$$

The ratios K/W (associated with the *conventional* and with the *original* systems) that appear in Equation 5b can be easily obtained by means of linear static analyses.

It is necessary that the dissipating system considers the contribution of the structural elements that support the EDSE. For example, if the EDSE are supported by bracing elements with stiffness $K_{BRACING}$ as in Figure 2, then the inverse of the equivalent axial stiffness ($1/K_{EQBRACING}$) of one of the braces (in local coordinates) is as follows (Tena-Colunga 2000):

$$\frac{1}{K_{EQBRACING}} = \frac{1}{K_{BRACING}} + \frac{2 \cos^2 \theta}{K_{EDSE}} \quad (6)$$

and the horizontal stiffness of the total dissipating system (K_{DIS}) is given by

$$K_{DIS} = 2K_{EQBRACING} \cos^2 \theta \quad (7)$$

The stiffness of the energy-dissipating steel elements K_{EDSE} can be derived from Equations 6 and 7.

The number (N_{DIS}) of EDSE to be incorporated in each story will depend on the stiffness K_{EDSE} and on the EDSE geometric properties. For example, if the triangular steel plates TADAS proposed by Tsai and collaborators (1993) are used for the solution, then the number of plates (N_{DIS}) to be introduced in a given story will be

$$N_{DIS} = \frac{6h^3}{Ebt^3} K_{TADAS} \quad (8)$$

where $K_{TADAS} = K_{EDSE}$, E is the steel Young's modulus, t is the plate thickness, and b and h are the base width and the height of the triangular plate, respectively.

The number of EDSE that satisfies the serviceability condition will be called here N_{DIS}^{serv} .

Step 3. Reliability of the rehabilitated building, associated with the serviceability limit state. Given the condition established in the preceding step ($T_{OREHABILITATED} \approx T_{0CONVENTIONAL}$), it is expected that, for the serviceability limit state, the annual failure rate of the rehabilitated structure will be close to that of the *conventional* structure (ν_{Fserv}). This can be verified through the formulation proposed by Cornell et al. (2002), which associates the confidence factor with the level of confidence that the true annual failure rate is less than the acceptable limit ν_{Fserv} (see Equation 3 and Figure 1).

The confidence factor corresponding to the serviceability limit state, which here is associated with the maximum story drift D , is expressed as (see Equation 1)

$$\lambda_{confidence,D}^{serv} = \frac{\phi_{serv} \hat{C}_{serv,D}}{\gamma_{serv} \hat{D}^{\nu_{Fserv}}} \quad (9)$$

Here, $\hat{C}_{serv,D}$ is the median value of the story yield drift capacity, and $\hat{D}^{\nu_{Fserv}}$ is the median drift demand under a given ground motion intensity $S_a^{\nu_{serv}}$, which in turn is defined as the acceleration spectral level S_a with annual exceedance rate ν_{serv} . The variable ϕ_{serv} is the capacity reduction factor, and γ_{serv} is the demand factor for the allowable ν_{serv} . These factors are given by expressions similar to Equations 2a and 2b.

The design acceptance condition is that the level of confidence of the rehabilitated structure should be equal to or larger than the target level of confidence corresponding to the similar conventional building; otherwise it is necessary to add more EDSE to the structure under rehabilitation, so that the condition is satisfied.

Step 4. Confidence factor and confidence level of the rehabilitated building, associated with the ultimate limit state. Once the rehabilitation requirements necessary to ensure that the target serviceability performance levels are attained, it is necessary to compute the confidence factor and the confidence level associated with the ultimate limit state. For this purpose, Equation 1 is transformed into

$$\lambda_{confidence,D}^{ult} = \frac{\phi_{ult} \hat{C}_{ult,D}}{\gamma_{ult} \hat{D}^{v_{Fult}}} \quad (10)$$

The parameters ϕ_{ult} and γ_{ult} have the same meaning as before, except that now they refer to ultimate limit state conditions. These factors, as well as $\hat{C}_{ult,D}$ can be obtained by means of procedures like those mentioned in *FEMA 351*.

The confidence level is calculated using Equations 3 and 10. If the confidence level is equal to or larger than that corresponding to the conventional structure, it indicates that the rehabilitated building is safe enough with respect to the ultimate limit state and the designer can go to step 7; otherwise, it is necessary to continue to step 5.

Step 5. Increasing the number of EDSE to attain the conditions related to the ultimate limit state concerning the maximum story resistance. If the confidence level is smaller than that corresponding to the conventional structure, then the number (N_{DIS}^{serv}) of EDSE on each story should be increased.

The condition now is that the ultimate story lateral resistance corresponding to the *conventional* building (target resistance) is near to that of the rehabilitated structure.

The force increment (ΔF_R) that should be taken by the additional dissipating plates, in a given story, is approximately equal to

$$\Delta F_R = (\Delta C)(W_{REHABILITATED}) \quad (11a)$$

where

$$\Delta C = C_{CONVENTIONAL}^{ult} - C_{DIS}^{serv} \quad (11b)$$

$C_{CONVENTIONAL}^{ult} - C_{DIS}^{serv}$ is the difference between the ultimate seismic coefficients of the conventional and of the rehabilitated frame that satisfies the serviceability limit state condition. This difference is obtained from nonlinear static “pushover” curves. The number of triangular plates necessary to take the corresponding force increment ΔF_R is (Tsai et al. 1993)

$$N_{DIS}^F = \Delta F_R \cdot \frac{4h}{f_y b t^2} \quad (12)$$

where f_y is the steel yielding stress.

Step 6. Confidence factor and confidence level corresponding to the maximum story resistance of the building rehabilitated with an increased number of EDSE. Once the number of energy-dissipating plates of the building is increased, it is necessary to compute its corresponding confidence level associated with the ultimate limit state. Equations 10 and 3 should be applied again. If the confidence level corresponding to the rehabilitated structure is equal to or larger than that corresponding to the conventional structure it indicates that the rehabilitated structure is in the safe condition for the ultimate limit state associated with the maximum story drift. If this is not the case, it is necessary to add more EDSE to the building under rehabilitation. This can be done using

expressions similar to 11 and 12. After a few iterations, an adequate number of EDSE to be placed in each story will be obtained. This number is called here $(N_{DIS}^F)_{final}$.

Notice that up to here, the number of plates to be placed on each story of the rehabilitated structure is $N_{DIS}^{serv} + (N_{DIS}^F)_{final}$.

Step 7. Confidence factor and confidence level corresponding to the maximum ductility demand of the EDSE. Next, it is necessary to calculate the confidence factor corresponding to the ductility demand of the EDSE, associated with the ultimate limit state. Notice that in this case the damage measure is the maximum ductility (μ) demanded of the dissipating elements placed at each story. The confidence factor is now expressed as follows:

$$\lambda_{confidence,\mu}^{ult} = \frac{\phi_{DIS} \hat{C}_{\mu}}{\gamma_{DIS} \hat{\mu}^{\nu_{Fult}}} \quad (13)$$

here, \hat{C}_{μ} is the median value of the ductile deformation capacity of the EDSE (which is assumed to be lognormally distributed), and $\hat{\mu}^{\nu_{Fult}}$ is the median ductility demand on the EDSE under a given ground motion intensity $S_a^{\nu_{ult}}$, which in turn is defined as the acceleration spectral level S_a with annual exceedance rate ν_{ult} . The maximum ductility demand μ is assumed lognormally distributed. The variable ϕ_{DIS} is the capacity reduction factor (associated with the maximum ductility demand of the story dissipating system), and γ_{DIS} is the demand factor for the allowable ν_{ult} . These factors are given by expressions similar to 2a and 2b. It is assumed that these factors (ϕ_{DIS} and γ_{DIS}), as well as the median value of the capacity (\hat{C}_{μ}), are specified in the corresponding design guidelines.

Notice that the confidence factor and level associated with the ductility demand of the EDSE are only applicable to the ultimate limit state, and not to the serviceability limit state, because at the serviceability state the dissipating system experiences null or very small ductility demand.

The confidence level is calculated using Equations 3 and 13.

Step 8. Increasing the number of EDSE to attain the conditions related to the ultimate limit state concerning the EDSE maximum ductility demand. If the confidence level of the EDSE (calculated in the preceding step) is equal to or larger than the pre-established value, then the rehabilitated building is in the safe condition for the ultimate limit state associated with the maximum ductility demand of the EDSE. In this case the number of EDSE is appropriate, and the design process is finished. Otherwise, it is necessary to increase the number of EDSE.

The condition established in this step is that the yield displacement of the dissipating system δ_{d_y} should be larger than or equal to a target yield displacement δ_{d_T} :

$$\delta_{d_y} \geq \delta_{d_T} \quad (14)$$

The yield displacement δ_{d_y} depends on the mechanical and geometric properties of the EDSE. For example, the following formula is used for triangular steel plates TADAS (Tsai et al. 1993):

$$\delta_{d_y} = \frac{f_y h^2}{Et} \quad (15)$$

The parameters were defined before.

The target yield displacement δ_{d_T} can be estimated by means of the following expression:

$$\delta_{d_T} = \frac{\hat{\delta}_{CONVENTIONAL}^{vULT}}{\mu_{allow}} \quad (16)$$

where $\hat{\delta}_{CONVENTIONAL}^{vULT}$ is the median maximum story displacement of the conventional frame under a given ground motion intensity S_a^{vult} , and μ_{allow} is the maximum allowable ductility in the story dissipating system, which is obtained from laboratory tests. Equation 16 implies the hypothesis that the maximum lateral story displacement demanded by the conventional frame ($\delta_{CONVENTIONAL}$) is similar to the maximum lateral displacement demanded of the EDSE (δ_{EDSE}) located in that story (see Figure 2).

The difference between the target yield displacement and the actual yield displacement is called $\Delta\delta_{d_y} = \delta_{d_T} - \delta_{d_y}$. Consequently, the force increment that is necessary to satisfy Equation 14 is $\Delta F_\mu = \Delta\delta_{d_y} K_{DIS}^{final}$. The number of plates required to take this force increment is similar to Equation 12:

$$N_{DIS}^\mu = \Delta F_\mu \cdot \frac{4h}{f_y b t^2} \quad (17)$$

After a few iterations, the final number $(N_{DIS}^\mu)_{final}$ of EDSE is obtained.

Up to this step the total number of plates in each story is

$$N_{DIS} = N_{DIS}^{serv} + (N_{DIS}^F)_{final} + (N_{DIS}^\mu)_{final}$$

COMMENTS ABOUT THE ALGORITHM

The algorithm described above assumes that the ultimate limit state will govern the design (because it was assumed that more EDSE are needed for the ultimate than for the serviceability limit state); however, this is not necessarily true. In other cases, the steps of the algorithm should be modified slightly, but the reasoning and the philosophy will be essentially the same.

The algorithm ensures that the rehabilitated building will be characterized by a mean annual failure rate (associated with the governing limit state) that is nearly equal to that of the *conventional* design (i.e., ν_{Full}); but it does not ensure that the same condition will

be satisfied for other limit states (for example, ν_{Fserv}); however, the algorithm does ensure that the rehabilitated structure is on the safe side for those limit states. This is illustrated in the example presented in the next section.

If the structural designer would like to ensure that the mean annual failure rates associated with different limit states of the rehabilitated building are equal to those of the *conventional* structure (i.e., ν_{Fult} , ν_{Fserv} , etc.), it would be necessary to use energy-dissipating devices with mechanical properties (stiffness and yield force) that vary with the seismic intensity. It would be possible, for example, in a set of dissipating steel elements designed to work when a small intensity earthquake occurs, and in a different group of dissipating elements that will enter in action when a higher-intensity earthquake happens. This can be accomplished by leaving a different gap for each set of those elements.

The proposed algorithm can be applied for the rehabilitation of buildings with other structural elements different from energy-dissipating steel plates (such as bracing rehabilitation elements, for instance).

The idea behind the algorithm proposed here is in some way similar to the approach mentioned in *FEMA-351* (Cornell et al. 2002); however, that document is intended to be applied to prediction of particular damage levels, not of drift levels. The serviceability state in *FEMA-351* is not strictly related with a given drift, but rather represents a state in which fewer than a certain percentage of the connections in the structure, at any story level, are anticipated to have experienced damage requiring repair. Also, the ultimate state in *FEMA-351* is not associated with a specific drift, but rather, to provide confidence associated with either global or local collapse of the structure.

ILLUSTRATIVE EXAMPLE

PROBLEM DEFINITION

An illustrative example of the approach proposed above is presented in this section. The algorithm is applied to a five-story office building (see Figure 3) that was designed in accordance with the Mexico City Seismic Code, *RCDF-1976*. It is necessary to rehabilitate the building because it presents a maximum story drift that is beyond the allowable value specified in the last version of the code, *RCDF-2004* ($\Delta_{allow,2004}=0.012$). It was decided to rehabilitate the structure using TADAS energy-dissipating steel elements (Tsai et al. 1993). The TADAS plates will be placed on the structure as shown in Figure 4. It is assumed that the building is located on soft soil in Mexico City, near the Ministry of Communications and Transportation (SCT) site.

In order to have an idea about the general structural behavior under monotonic increasing loads of the conventional building and of the structure to be rehabilitated, the curves obtained from nonlinear static analyses are presented in Figure 5. The response of the conventional structure designed in accordance with the *RCDF-2004* is shown with a thick black line (F04), and that of the structure to be rehabilitated (which was designed with the *RCDF-1976*) is shown with a thinner line (F76). The sudden drop of

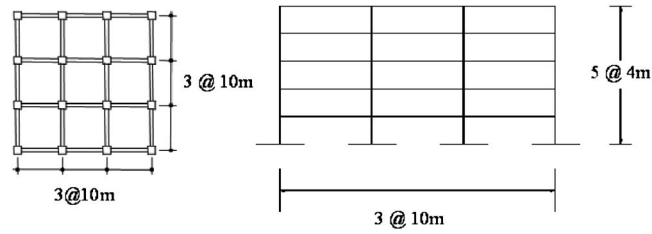


Figure 3. Plan and elevation of the original frame.

the strength of the curves in Figure 5 gives an idea about the global drift capacity of the structures. The curves show that the resistant seismic coefficient (C_s) and the global drift capacity are larger for the conventional structure (F04) than for the F76 structure.

GROUND MOTIONS AND SEISMIC HAZARD CURVE

Fourteen ground motions recorded at the SCT site are used as excitations. This site is located within a zone in Mexico City where severe structural damage is ordinarily observed during high-intensity earthquakes. This applies in particular to the one that occurred on 19 September 1985.

The ground motion records considered have dominant periods between 1.5 and 2.2 s, and all of them correspond to subduction events with magnitude $M \geq 5.6$. The scaled response spectra corresponding to five percent of critical damping are shown in Figure 6. For this purpose, a scaling procedure suggested by Shome and Cornell (1999) was applied. According to it, each record is multiplied by a factor such that the spectral acceleration (S_a/g) associated with the structural fundamental period (T_0) corresponds to the same return period (T_R). The relation between the spectral acceleration and the inverse of the return period ($\nu = 1/T_R$) is given by a seismic hazard curve similar to that

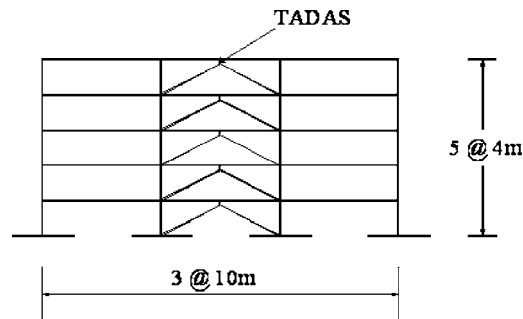


Figure 4. Distribution of the TADAS elements in the rehabilitated frame.

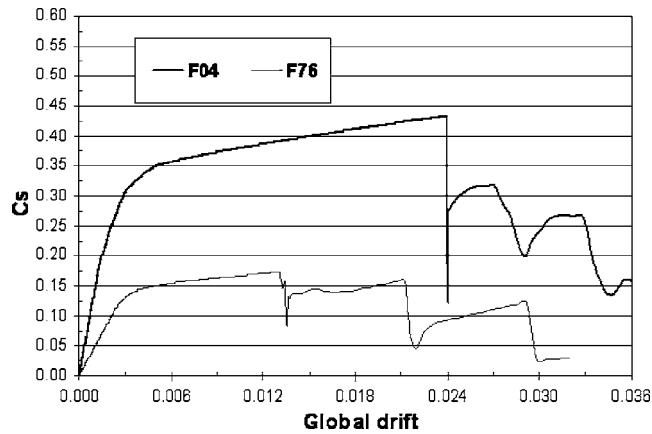


Figure 5. Results of nonlinear static analyses of the *conventional* structure and of the structure to be rehabilitated.

shown in Figure 7, which corresponds to the SCT site in Mexico City. In Figure 6 the return period (T_R) is considered equal to 50 years, and the fundamental period of the structure (T_0) is 0.7 s.

Table 1 shows the date of occurrence, component, magnitude (M), epicentral distance, and dominant period (T_s) associated with the peak pseudo-acceleration spectral ordinate, and the epicentral coordinates of the seismic events.

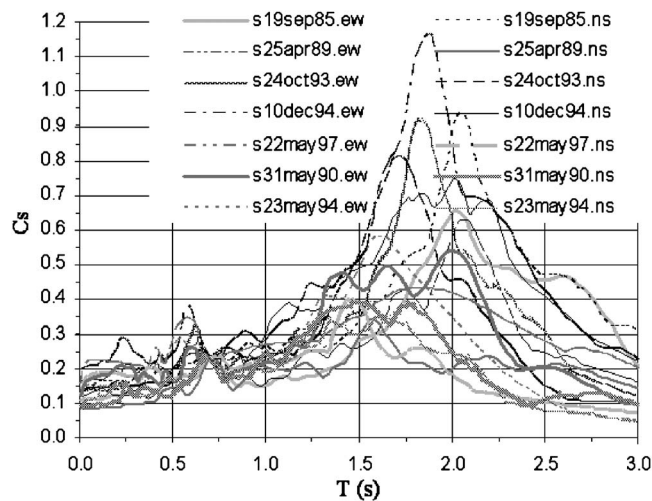


Figure 6. Pseudo-acceleration spectra of the ground motions used in this study. $T_R=50$ years, $T_0=0.7$ s.

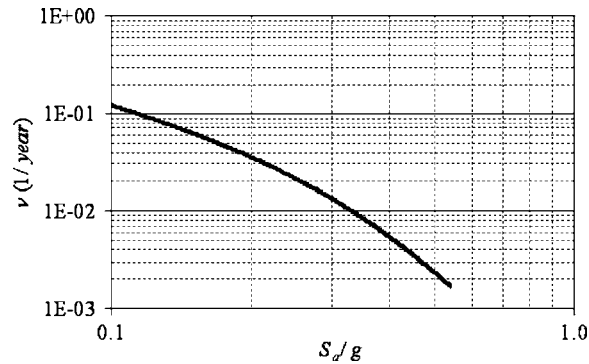


Figure 7. Seismic hazard curves for the SCT site. $T_0=0.7$ s.

STRUCTURAL RELIABILITY OF THE CONVENTIONAL BUILDING

As a first step, a *conventional* building with the geometry shown in Figure 3 was designed. It was done in accordance with the last version of the Mexico City Seismic Code (*RCDF-2004*). In this example one of the moment-resisting frames (named F04 here) of the *conventional* structure is selected for the analysis. The fundamental period of the F04 frame is equal to $T_{0CONVENTIONAL}=0.7$ s.

The reliability levels of frame F04, associated with the serviceability and with the ultimate limit states, were obtained previously by the authors (see Montiel et al., 2006).

Table 1. Characteristics of the seismic events

Event	Date and Component	Magnitude M	Epicentral Distance (km)	Dominant Period T_s (s)	Epicentral coordinates	
					Latitude N	Longitude W
1	19-Sep-85 EW	8.1	441.69	2.03	18.081	102.942
2	19-Sep-85 NS	8.1	441.69	2.05	18.081	102.942
3	25-Apr-89 EW	6.9	308.16	2.07	16.603	99.400
4	25-Apr-89 NS	6.9	308.16	2.19	16.603	99.400
5	24-Oct-93 EW	6.6	314.37	1.83	16.540	98.980
6	24-Oct-93 NS	6.6	314.37	1.73	16.540	98.980
7	10-Dec-94 EW	6.3	305.39	1.87	18.020	101.560
8	10-Dec-94 NS	6.3	305.39	2.02	18.020	101.560
9	22-May-97 EW	6.0	312.25	1.90	18.410	101.810
10	22-May-97 NS	6.0	312.25	1.50	18.410	101.810
11	31-May-90 EW	5.9	316.60	1.98	17.106	100.893
12	31-May-90 NS	5.9	316.60	1.50	17.106	100.893
13	23-May-94 EW	5.6	216.75	1.60	18.030	100.570
14	23-May-94 NS	5.6	216.75	1.65	18.030	100.570

Table 2. Reliability values of the conventional structure F04 (Montiel et al. 2006)

Limit state	ν_F	Return interval ($T_R=1/\nu_F$)	Probability of exceedance in 50 years
Serviceability (ν_{Fserv})	0.0205	49 years	64% (64/50)
Ultimate (LS) (ν_{Fult})	0.000329	3,038 years	1.6% (1.6/50)

The reliability values are presented in Table 2. This table shows that the probability of exceedance in 50 years is equal to 64% for the serviceability limit state, and equal to 1.6% for the ultimate limit state. Note that in this study the ultimate limit state is not equivalent to the collapse limit state associated with the unstable structural condition. Here the ultimate limit state corresponds to a value where the median of the structural drift capacity ($\hat{C}_{ult,D}$) is equal to 0.02. This value corresponds to that suggested by *FEMA-356* (ASCE 2000) as the interstory drift value that is typical for the Life Safety (LS) performance level (which means that the building occupants are protected from loss of life with a significant margin against the onset of partial or total collapse).

Table 3 shows the median values of the yielding ($\hat{C}_{serv,D}$) and the ultimate ($\hat{C}_{ult,D}$) drift capacities. Table 3 also shows the capacity reduction factors (ϕ) and the demand factors (γ) associated with both limit states. The detailed calculation of these values (ϕ and γ) can be found in Montiel (2006).

The standard deviation of the drift capacity associated with the ultimate limit state was found by linear interpolation between the standard deviations corresponding to the yield drift capacity and the collapse drift capacity. The standard deviations were found from curves obtained by means of incremental dynamic analysis of the conventional frame. Figure 8 shows the results corresponding to the second story of that frame (F04). The standard deviation of the logarithm of the yield drift capacity resulted equal to 0.052, while that of the collapse drift capacity is equal to 0.042.

Table 3. Parameters used in Equations 9 and 10 (Montiel 2004)

Limit state	Median value (\hat{C})	Capacity factor (ϕ)	Demand factor (γ)
Serviceability ($serv,D$)	0.00339	0.920	1.10
Ultimate (LS) (ult,D)	0.02	0.982	1.31

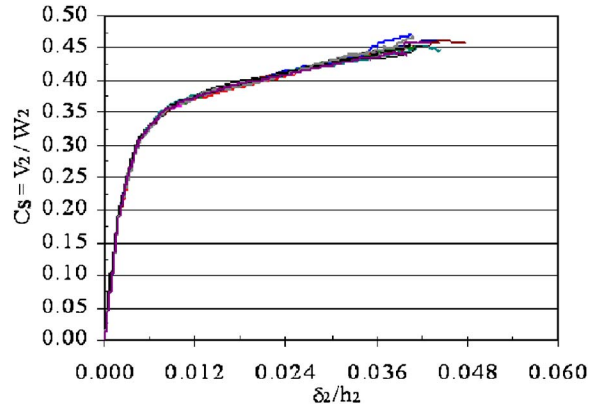


Figure 8. Results of the incremental dynamic analysis. Second story of the *conventional* frame.

FUNDAMENTAL PERIODS OF THE STRUCTURES

The fundamental period of the original building, which was designed in accordance with the 1976 version of the code (*RCDF-1976*), is $T_{0ORIGINAL}=1.32$ s. The moment-resisting frame selected for the analysis is called here F76.

The condition established in the second step of the algorithm is that the vibration frequency of the structure designed with *RCDF-1976* (ω_{76}) be equal to that of the structure designed with *RCDF-2004* (ω_{04}). This implies that ω_{76} should be multiplied by a factor larger than unity, named α_0 :

$$\omega_{04} = \alpha_0 \omega_{76} \quad (18)$$

where (see Equation 5)

$$\alpha_0^2 = \alpha = \left(\frac{K_{04}}{W_{04}} \right) \left(\frac{W_{76}}{K_{76}} \right) \quad (19)$$

K_{04}/W_{04} and K_{76}/W_{76} are the normalized initial stiffness values that correspond to the structures designed with *RCDF-2004* and *RCDF-1976*, respectively. The ratios K_{04}/W_{04} and K_{76}/W_{76} corresponding to the second story of the structure under study are illustrated in Figure 9. The curves that appear in this figure were obtained by means of non-linear static analyses, although the ratios K_{04}/W_{04} and K_{76}/W_{76} could be obtained from linear static analyses.

From Equation 5, the following is obtained:

$$K_{DIS} = K_{76}(\alpha - 1) \quad (20)$$

In this example the deformations of the K braces were neglected, so in this case the lateral stiffness of the TADAS plates was considered equal to that of the dissipating system:

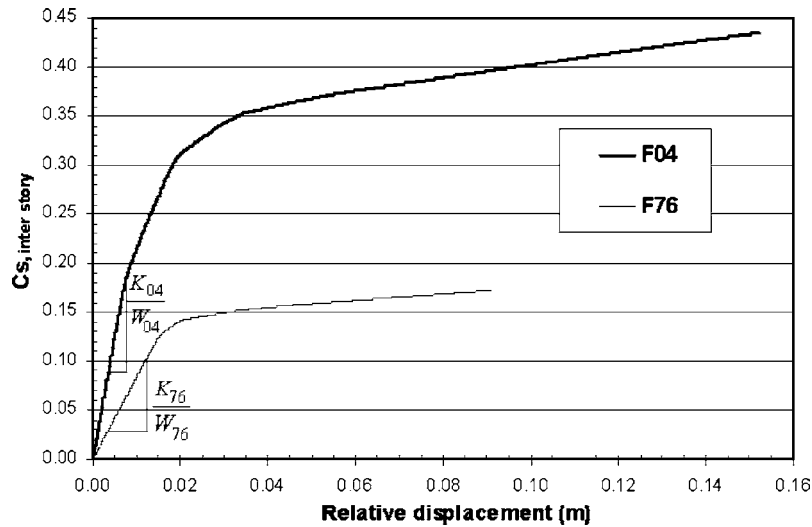


Figure 9. Curves obtained from “pushover” analyses, corresponding to the second story of the original (F76) and the *conventional* (F04) frames.

$$K_{DIS} = K_{TADAS} \quad (21)$$

Table 4 shows the calculations made to obtain the energy-dissipating system stiffness.

The number of TADAS plates needed at each story is computed by means of Equation 8. The results are shown in Table 5.

CONFIDENCE FACTORS AND CONFIDENCE LEVELS RELATED TO THE STRUCTURAL FRAMES RESPONSE

The number of TADAS plates listed in the last column of Table 5 was added to the original frame (F76). The resulting frame (FDIS₁) was excited with the set of 14 ground motions mentioned before. These were scaled to return intervals of $T_{R, serv} = 46$ and

Table 4. Computation of the stiffness K_{TADAS} corresponding to the dissipating systems

Story	K_{04} (Ton/m)	K_{76} (Ton/m)	W_{04} cumulative (Ton)	W_{76} cumulative (Ton)	α	$K_{DIS} = K_{TADAS}$ (Ton/m)
1	37727.27	8307.69	1198.71	723.93	2.74	14476.72
2	25538.46	4822.22	962.33	585.05	3.22	10703.92
3	21250.00	4517.24	725.95	446.17	2.89	8543.04
4	21250.00	4304.76	489.57	307.29	3.10	9033.29
5	7500.00	1525.00	253.19	168.41	3.27	3463.64

Table 5. Number of EDSE that satisfies the serviceability requirements

Story	K_{TADAS} (Ton/m)	t (m)	h (m)	b (m)	N_{DIS}	N_{DIS}^{serv} (Design)
1	14476.72	0.0508	0.4826	0.3556	9.97	10
2	10703.92	0.0508	0.4826	0.3556	7.37	7
3	8543.04	0.0508	0.4826	0.3556	5.89	6
4	9033.29	0.0508	0.4826	0.3556	6.22	6
5	3463.64	0.0508	0.4826	0.3556	2.39	2

$T_{R,ult}=3,038$ years, associated with the serviceability and the ultimate limit states, respectively (see Table 2). The seismic hazard curve shown in Figure 7 was used for this purpose.

The median values of the maximum drifts were calculated for both limit states ($\hat{D}^{vFserv}=0.00192$ and $\hat{D}^{vFult}=0.0334$) and were substituted in Equations 9 and 10 (together with the values shown in Table 3). The confidence factors ($\lambda_{confidence,D}^{serv}$ and $\lambda_{confidence,D}^{ult}$) corresponding to the *conventional* frame F04 and to the rehabilitated frame FDIS₁ are presented in Table 6. The fourth column in this table shows that the confidence factor corresponding to the serviceability limit state ($\lambda_{confidence,D}^{serv}$) is larger than unity ($1.47 > 1.0$). It also shows that the factor associated with the ultimate limit state ($\lambda_{confidence,D}^{ult}$) is smaller than one ($0.45 < 1.0$).

Table 6 presents the confidence levels corresponding to the *conventional* frame F04 as well as that corresponding to the frame with dissipating plates (FDIS₁). The level of confidence (in percentage) was obtained from Figure 1 (Equation 3). It corresponds to total standard deviations $\sigma_{UT}=0.2$ and 0.3 associated with the serviceability and the ultimate limits state, respectively (Montiel 2006). In this example the values of σ_{UT} were assumed the same for the rehabilitated and for the conventional structures; however, these values could be different. The parameter r is equal to 3 for the serviceability state, and equal to 4 for the ultimate limit state. These parameters were obtained from Figure 7.

Table 6. Comparison of the confidence factors and the confidence levels corresponding to frames F04 and FDIS₁ (first trial)

Limit state	F04 $\lambda_{confidence,D}$	F04 Confidence Level	FDIS ₁ $\lambda_{confidence,D}$	FDIS ₁ Confidence Level
Serviceability (<i>serv,D</i>)	1.0	61%	1.47	98%
Ultimate (LS) (<i>ult,D</i>)	1.0	74%	0.45	5%

Table 7. Number of EDSE that satisfies the ultimate resistance requirements

Story	C_{CONVEN}	C_{DIS}^{serv}	ΔC	ΔF_R (Ton)	$4h/f_y b t^2$ (1/Ton)	N_{DIS}^F	F_{DIS}^{serv}	N_{DIS_1}
1	0.412	0.2559	0.156	112.61	0.0831	9	10	19
2	0.412	0.2559	0.156	91.05	0.0831	8	7	15
3	0.408	0.2565	0.151	67.49	0.0831	6	6	12
4	0.420	0.2553	0.165	50.67	0.0831	4	6	10
5	0.383	0.2588	0.124	20.89	0.0831	2	2	4

From Table 6 it can be seen that the confidence level of the FDIS₁ design associated with the serviceability limit state is equal to 98%, which is larger than the confidence level (61%) of the *conventional* frame F04. However, the confidence level of the FDIS₁ design associated with the ultimate limit state is equal to 5%, which is much smaller than that 74% of the *conventional* frame F04. This indicates that it is necessary to introduce more TADAS plates to the structure in order to comply with the requirements corresponding to the ultimate limit state.

NUMBER OF PLATES NECESSARY TO COMPLY WITH THE ULTIMATE LIMIT STATE REQUIREMENTS RELATED TO THE ULTIMATE STORY RESISTANCE

The increased number of TADAS plates is estimated by means of the following expression (see Equation 12):

$$N_{DIS_1} = N_{DIS}^{serv} + N_{DIS}^F \quad (22a)$$

$$N_{DIS_1} = N_{DIS}^{serv} + \Delta F_R \cdot \frac{4h}{f_y b t^2} \quad (22b)$$

The approximate resistance increment ΔF_R needed at each story can be estimated from curves obtained by means of nonlinear static analysis. The increment of the number of plates, using Equations 11 and 22b, is computed in Table 7.

The resulting number of TADAS (N_{DIS_1}) to be placed at the first to fifth stories will now be 19, 15, 12, 10, and 4, respectively (see Table 7). The rehabilitated structure, named FDIS₂, now has a fundamental period equal to 0.52 s.

The rehabilitated structure (FDIS₂) with the increased number of TADAS plates was excited with the same set of scaled ground motions used before (the authors are conscious that there is an error in the scaling factors, because the fundamental period of the revised rehabilitated structure is 0.52 s, instead of 0.7 s; however, the authors consider that the approximation is good enough).

A similar numerical process was performed as before. The revised levels of confidence of the new design are shown in Table 8. From this it can be observed that the

Table 8. Comparison of the confidence factors and the confidence levels corresponding to frames F04 and FDIS₂ (second trial)

Limit state	F04	F04	FDIS ₂	FDIS ₂
	$\lambda_{confidence,D}$	Confidence level	$\lambda_{confidence,D}$	Confidence level
Serviceability (<i>serv</i>)	1.0	61%	1.6	99%
Ultimate(LS) (<i>ult</i>)	1.0	74%	1.44	96%

confidence levels of the FDIS₂ design are 99% and 96%, which are larger than those of the conventional F04 design (which are equal to 61% and 74%) associated with the serviceability and ultimate limit states, respectively.

Up to here the rehabilitated structure (FDIS₂) attains satisfactorily the confidence levels of the F04 frame, related to the maximum story drift and to the ultimate story resistance. Next, it is necessary to review whether the ductility demands of the dissipating systems satisfy the confidence requirements.

CONFIDENCE FACTOR AND CONFIDENCE LEVEL RELATED TO THE DUCTILITY DEMAND OF THE DISSIPATING ELEMENTS

The next step is to verify the confidence factor associated with the ductility demands on the dissipating plates. In this case, Equation 1 is transformed into

$$\lambda_{confidence,\mu}^{ult} = \frac{\phi_{TADAS} \hat{C}_{\mu}}{\gamma_{TADAS} \hat{\mu}^{\nu_{Fult}}} \quad (23)$$

Here, \hat{C}_{μ} is the median value of the ductility capacity of the TADAS plates, and ϕ_{TADAS} and γ_{TADAS} are capacity and demand factors. The values of these parameters are supposed to be known from laboratory tests (\hat{C}_{μ}) and from design guidelines specifications (ϕ_{TADAS} and γ_{TADAS}).

DUCTILITY CAPACITY OF THE TADAS PLATES

In what follows, the ductility capacity of the TADAS plates is estimated.

The maximum allowable ductility is defined as

$$\mu_{max\ allow} = \frac{\delta_{max\ allow}}{\delta_{d_y}} \quad (24)$$

For TADAS plates $\delta_{max\ allow}$ is equal to 0.25 h (recommended by Tsai et al. 1993, from laboratory tests); h is the height of the triangular plate; and δ_{d_y} is the yielding displacement of the dissipating plate, which is given by Equation 15.

Table 9. Median values and standard deviations of the logarithm of the ductility demanded by the EDSE

Story	$\hat{\mu}_{\max \text{ dem}}$	$\sigma_{\ln \mu}$
1	10.80	0.68
2	12.63	0.62
3	11.39	0.67
4	8.93	0.77
5	7.57	0.80

After substituting the corresponding values in Equations 15 and 24, a value of $\mu_{\max \text{ allow}}=21.84$ was obtained. In this study, this value was adopted as \hat{C}_{μ} . The total standard deviation of the logarithm of the ductility capacity was assumed equal to 0.49 (Montiel 2006).

DUCTILITY DEMAND ON THE TADAS PLATES

Next, the median value ($\hat{\mu}^{vul}$) and the standard deviation ($\sigma_{\ln \mu}$) of the logarithm of the ductility demanded of the TADAS plates located on the rehabilitated structure FDIS₂ were obtained. The system was excited by the 14 ground motions mentioned before, all scaled to a return period equal to 3,038 years, associated with the ultimate limit state.

Table 9 shows the statistical response of the TADAS plates corresponding to the earthquake intensity adopted for ultimate limit state design. It can be seen that the maximum ductility demands occur at the lower stories (1, 2, and 3).

In order to give an idea of the nonlinear behavior of the TADAS plates, the hysteretic behavior of the plates located at each story is shown in Figure 10. The curves correspond to the response of the structural system under the ground motion recorded on 19 September 1985, component E-W, at the SCT station.

CONFIDENCE FACTOR AND CONFIDENCE LEVEL CORRESPONDING TO THE TADAS PLATES

The values of the capacity and demand factors (ϕ_{TADAS} and γ_{TADAS}) are supposed to be recommended by the design guidelines. In this study the following values were adopted (Montiel 2006): $\phi_{TADAS}=0.90$, and $\gamma_{TADAS}=1.16$. These values were obtained from equations similar to 2a and 2b. The standard deviations associated with the randomness type of uncertainty in demand (D) and in capacity (C) parameter estimations (σ_{DR} and σ_{CR} , respectively), and to the uncertainty due to incomplete knowledge (epistemic uncertainty) in the estimation of the demand and capacity of the TADAS elements (called σ_{DU} and σ_{CU} , respectively) are presented in Table 10.

With the values in Table 10 and those mentioned in the two preceding subsections, the confidence factor (Equation 23) and the confidence level (Equation 3) were computed. Here, it was assumed that $\sigma_{UT}=0.2$ and $r=4$. Intermediate values used in the estimation process are presented in Table 11. This shows that the confidence level is equal

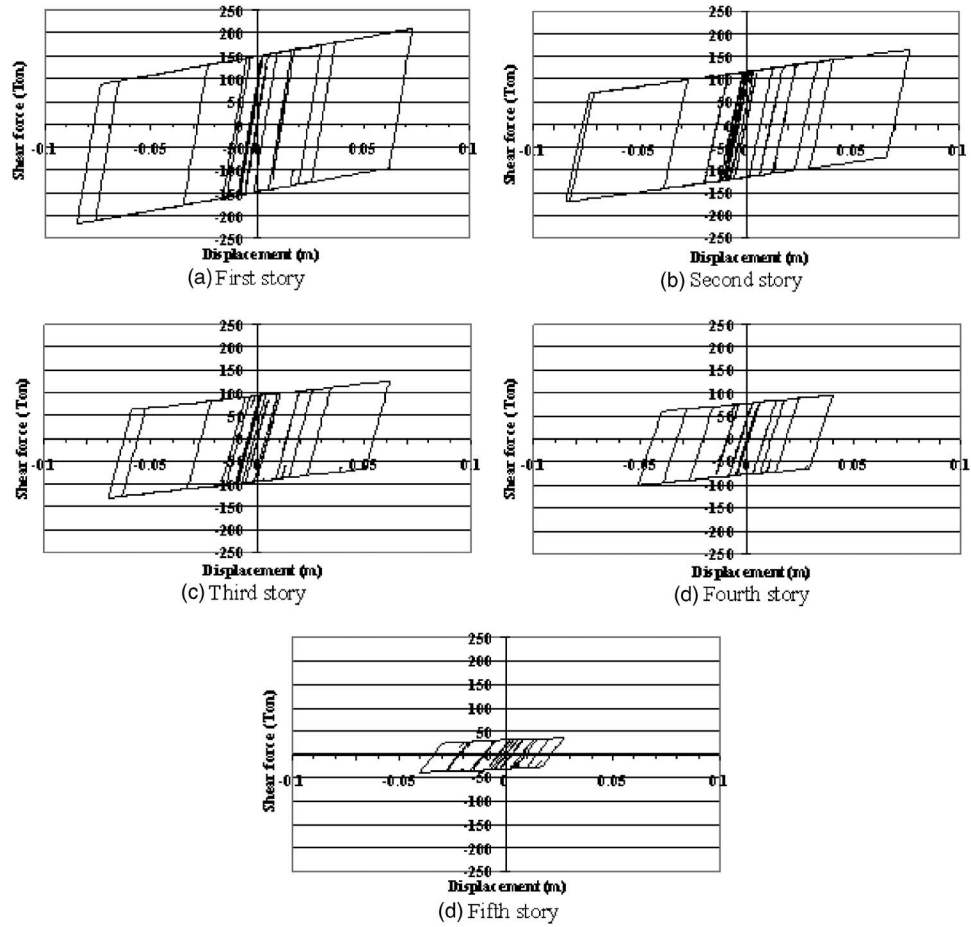


Figure 10. Hysteretic behavior of the TADAS elements. Structure subjected to the SCT-EW, 1985 record.

Table 10. Standard deviation values associated with randomness (R) and epistemic (U) uncertainties in demand (D) and capacity (C) parameter estimation of the TADAS elements

Standard deviations	Demand (D)	Capacity (C)
σ_R	0.57	0.42
σ_U	0.10	0.10

Table 11. Computation of the confidence factor corresponding to the TADAS plates

Limit state	ϕ_{TADAS}	\hat{C}_μ	γ_{TADAS}	$\hat{\mu}^{v_{Fault}}$	$\lambda_{confidence,\mu}^{ult}$	Confidence Level
Ultimate	0.90	21.84	1.16	12.63	1.34	99%

to 99%, which means that the plates are in a safe condition with respect to their ductility demand. The confidence factor and the confidence level mentioned in Table 11 correspond to the dissipating system of the second story, where the maximum ductility demand occurred (see Table 9).

FINAL NUMBER OF PLATES IN EACH STORY

The final number of EDSE to be placed in each story is constituted by three components: $N_{DIS}^{serv} + (N_{DIS}^F)_{final} + (N_{DIS}^u)_{final}$. In our case it is concluded that the number of EDSE at the first to fifth stories are 19, 15, 12, 10, and 4, respectively (see Table 7).

CONCLUDING REMARKS

A method for the rehabilitation of buildings (either with energy-dissipating devices or with any other structural solution; i.e., bracing elements) is proposed. The criterion ensures that the confidence levels of the rehabilitated building, associated with different limit states, are equal to or larger than the confidence level corresponding to a similar conventional structure designed in accordance with a reference code. The method is applied to a five-story reinforced concrete frame, which is rehabilitated with steel TADAS dissipating plates.

ACKNOWLEDGMENTS

The authors thank L. Esteva for his review of the manuscript, and the reviewers designated by the *Earthquake Spectra* editor for their valuable suggestions. The enthusiastic collaboration of Gerardo Rangel is acknowledged. The scholarship given by CONACyT to the first author is acknowledged. This study forms part of a research project sponsored by DGAPA-UNAM.

APPENDIX

The seismic demand hazard curve ($v_D(d)$) for a given structure can be obtained by means of the following integral:

$$v_D(d) = \int_0^\infty -\frac{dv}{dy} P(D \geq d|y) dy \quad (A1)$$

where dv/dy represents the derivative of the seismic hazard curve, y is the seismic intensity, and $P(D \geq d|y)$ is the probability that the maximum response D exceeds a given value d , given an intensity level y .

The intensity y is commonly defined as the ordinate of the scaled spectrum (S_a) associated with the fundamental period of vibration of the structure (T_o).

The structural failure rate value ν_F is calculated by means of the following expression, which takes into account the uncertainty on the structural capacity C (Cornell et al. 2002):

$$\nu_F = \int_0^{\infty} \frac{-d\nu_D(d)}{dd} P(C \leq d) dd \quad (A2)$$

where $P(C \leq d)$ represents the probability that the structural capacity C is smaller than or equal to a given value d .

Equations A1 and A2 can be solved by means of a numerical integration technique.

Contrary to the approach just mentioned, the simple method proposed by Cornell (1996a) does not need to use a numerical integration procedure. The simple method assumes that the seismic hazard curve (represented by ν versus y) is defined by a straight line in a double log graph

$$\nu = Ky^{-r} \quad (A3)$$

This approach also assumes that the median structural response \hat{D} is represented by

$$\hat{D} = ay^b \quad (A4)$$

where a and b are parameters that depend on the seismic response.

Taking into account the two assumptions just mentioned, and considering that the maximum response has lognormal distribution, Equation A1 is transformed into

$$\nu_D(d) = \nu \left[\left(\frac{d}{a} \right)^{1/b} \right] \exp \left(\frac{1}{2} \frac{r^2}{b^2} \sigma_{\ln D|S_a}^2 \right) \quad (A5)$$

where $\sigma_{\ln D}^2$ represents the variance of the logarithm of the structural response given an intensity S_a . The other parameters were defined above.

Considering the assumptions mentioned above, the mean failure rate ν_F , expressed by Equation A2, is transformed into

$$\nu_F = \nu(S_a^{\hat{C}}) \exp \left[\frac{1}{2} \frac{r^2}{b^2} (\sigma_{\ln D|S_a}^2 + \sigma_{\ln C}^2) \right] \quad (A6)$$

where $\sigma_{\ln D}^2$ is the variance of the logarithm of the demand (associated with a given intensity $y=S_a$), and $\sigma_{\ln C}^2$ represents the variance of the logarithm of the structural capacity, which is associated with a certain limit state. The variable C is assumed to be log-normally distributed.

If ν_F is assumed to be equal to a prescribed value $\nu_F = \nu_0$, Equation A6 can be transformed into

$$[e^{-1r/2b\sigma_{\ln c}^2}] \hat{C} \geq [e^{1r/2b\sigma_{\ln D|s_a}^2}] \hat{D}^{\nu_0} \quad (\text{A7})$$

which can be expressed as

$$\phi \hat{C} \geq \gamma \hat{D}^{\nu_0} \quad (\text{A8})$$

Notice that Equations A6 and A7 do not include the “epistemic” uncertainties.

REFERENCES

- American Society of Civil Engineers (ASCE), 2000. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, prepared for the SAC Joint Venture, published by the Federal Emergency Management Agency, *FEMA-356*, Washington, D.C.
- Barroso, L. R., and Winterstein, S., 2002. Probabilistic seismic demand analysis of controlled steel moment-resisting frame structures, *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* **31** (12), 2049–2066.
- Bertero, R. D., and Bertero, V. B., 2002. Performance-based seismic engineering: The need for a reliable conceptual comprehensive approach, *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* **31** (3), 627–652.
- Complementary Technical Norms for Seismic Design, Mexico City Design Regulations (RCDF), 2004.
- Cornell, C. A., 1996a. Calculating building seismic performance reliability: A basis for multi-level design norms, *Proceedings, 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Balkema, Rotterdam, Paper No. 2122, vol. 10, pp. 5707–5712.
- Cornell, C. A., 1996b. Reliability-based earthquake-resistant design: The future, *Proceedings, 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Balkema, Rotterdam, Paper No. 2166.
- Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R. O., and Foutch, D. A., 2002. The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA steel moment frame guidelines, *J. Struct. Eng.* **128** (4), 526–533.
- Ellinwood, B. R., Galambos, T. V., MacGregor, J. G., and Cornell, C. A., 1982. Probability-based load criteria: Load factors and load combinations, *J. Struct. Div. ASCE* **108** (5), 978–997.
- Esteva, L., Díaz, O., and García, J., 2001. Reliability functions for earthquake resistant design, *Reliab. Eng. Syst. Saf.* **73**, 239–262.
- Fajfar, P., and Krawinkler, H., 1997. *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, A. A. Balkema, Rotterdam, 411 pp.
- Hamburger, R. O., Foutch, D. A., and Cornell, C. A., 2003. Translating research to practice: FEMA/SAC performance-based design procedures, *Earthquake Spectra* **19** (2), 255–267.
- Jalayer, F., and Cornell, C. A., 2003. A Technical Framework for Probability-Based Demand and Capacity Factor Design (DCFD) Seismic Formats, *PEER Report 2003/08*, Pacific Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley.
- Koh, H. M., Kim, J. K., and Ha, D. H., 1999. Progress of studies performed in Korea on design rules and cost evaluation in relation to base isolation techniques, *Proceedings, International Post-SMIRT Conference Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Vibration of Structures*, Cheju, Korea, pp. 209–222.

- Montiel, M. A., 2006. Confiabilidad implícita en estructuras convencionales como base para establecer criterios para el diseño sísmico de estructuras reforzadas con disipadores de energía, Ph.D. thesis (in progress), National University of Mexico (in Spanish).
- Montiel, M. A., Ruiz, S. E., and Rangel, G., 2006, Influence of parameter uncertainty on seismic reliability of building structures, submitted to *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*
- RCDF-1976. Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Gaceta Oficial. (in Spanish)
- RCDF-2004. Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Gaceta Oficial. (in Spanish)
- Rosenblueth, E., 1972. Code specifications of safety and serviceability, *International Conference on Planning and Design of Tall Buildings*, Structural Safety and Probabilistic Methods, Technical Committee 10, Lehigh University, Bethlehem, PA, pp. 23–51.
- SAC Joint Venture, 2000a. *Recommended Post-Earthquake Evaluation and Repair Criteria for Welded Steel Moment-Frame Buildings*, prepared for the Federal Emergency Management Agency, Report No. FEMA-352, Washington, D.C.
- SAC Joint Venture, 2000b. *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, prepared for the Federal Emergency Management Agency, Report No. FEMA-350, Washington, D.C.
- SAC Joint Venture, 2000c. *Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings*, prepared for the Federal Emergency Management Agency, Report No. FEMA-351, Washington, D.C.
- SAC Joint Venture, 2000d. *State-of-the-Art Report on Performance Prediction and Evaluation of Steel Moment-Frame Buildings*, prepared for the Federal Emergency Management Agency, Report No. FEMA-355F, Washington, D.C.
- Shome, N., and Cornell, C. A., 1999. Probabilistic Seismic Demand Analysis of Non-Linear Structures, Report No. RMS-35, RMS Program, Stanford University, Stanford, CA.
- Tena Colunga, A., 2000. Modelado analítico de edificios con disipadores de energía, *Revista de Ingeniería Sísmica* **62**, 29–62 (in Spanish).
- Tsai, K.-Ch., Chen, H.-W., Hong, Ch.-P., and Su, Y.-F., 1993. Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction, *Earthquake Spectra* **9** (3), 505–528.
- Wen, Y. K., 1995. Building reliability and code calibration, *Earthquake Spectra* **11** (2), 269–296.
- Wen, Y. K., 2001. Reliability and performance-based design, *Struct. Safety* **23**, 407–428.

(Received 8 July 2004; accepted 7 April 2005)

ESCALAMIENTO DE ACELEROGRAMAS Y NÚMERO MÍNIMO DE REGISTROS REQUERIDOS PARA EL ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS

Selma M. Chan Dorado⁽¹⁾, Sonia E. Ruiz Gómez⁽²⁾ y Marco A. Montiel Ortega⁽²⁾

RESUMEN

Se explora el uso de diferentes criterios de escalamiento de movimientos sísmicos de banda estrecha. Estos corresponden a catorce acelerogramas registrados en suelo blando de la Ciudad de México, específicamente en el patio de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (estación SCT). Los movimientos sísmicos se utilizan para evaluar la confiabilidad estructural de tres estructuras de concreto reforzado (de 5, 10 y 15 pisos, y tres crujiás) diseñadas de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Se estima el mínimo número de movimientos sísmicos (asociados a una banda de confianza) que deben utilizarse para el análisis. Dicho número mínimo de movimientos sísmicos depende de la dispersión de las distorsiones máximas de entrepiso producidas por movimientos sísmicos con un periodo de recurrencia dado.

ABSTRACT

The use of different seismic motion scaling criteria is explored through several narrow-band accelerograms. These correspond to fourteen records obtained on soft soil in Mexico City, specifically in the Ministry of Communications and Transportation site (SCT site). The motions are used for the reliability evaluation of three structures (5-, 10- and 20-story, 3-bay frames) designed in accordance with the Mexico City Seismic Code (RCDF). The minimum number of seismic motions (associated with a confidence band) that should be used in the analysis is estimated. This number of motions depends on the dispersion of the maximum story drifts produced by seismic motions with a given return period.

INTRODUCCIÓN

La respuesta sísmica probabilista de estructuras con comportamiento no lineal sujetas a sismos entre moderados y muy intensos puede estimarse usando diferentes métodos de análisis, entre ellos el método dinámico paso a paso en el tiempo. En este caso, las estructuras se someten a la acción de un conjunto de movimientos sísmicos asociados con ciertos periodos de recurrencia, y

Artículo recibido el 26 de marzo de 2003 y aprobado para su publicación el 28 de septiembre de 2004. Se aceptarán comentarios y/o discusiones hasta cinco meses después de su publicación.

- (1) Universidad Politécnica de Cataluña, c/Jordi Girona 1-3, Módulo D-2, 08034, Barcelona, España, antes en el Instituto de Ingeniería, UNAM. selma.chan@upc.edu.
- (2) Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad Universitaria, 04510 México, DF. SRuizG@iingen.unam.mx; mmo@pumas.iingen.unam.mx.

a partir de estos análisis se obtienen los parámetros estadísticos de la respuesta que interesa (p. ej.: distorsiones máximas de entrepiso, desplazamiento máximo de azotea, ductilidades máximas globales o locales, energía disipada normalizada, etc.). Los parámetros estadísticos que normalmente interesa conocer son la mediana y la desviación estándar de la respuesta. Por ejemplo, el estimador que interesa en este estudio es la mediana de las distorsiones máximas de entrepiso.

De lo anterior, surge la pregunta ¿cuántos acelerogramas se deben utilizar en el análisis de manera que el estimador seleccionado tenga cierto intervalo de confianza? Otras preguntas son ¿cómo seleccionar dichos movimientos? y ¿cómo escalarlos?

Las respuestas a estas preguntas han sido discutidas por varios autores (Matsumura, 1992; Shome *et al.*, 1998; Shome y Cornell, 1999) quienes han sentado bases para el estudio de este tema. Las conclusiones a las que ha llegado el grupo del Prof. Cornell se basan en la respuesta probabilista de marcos de acero resistentes a flexión, sujetos a movimientos sísmicos de banda ancha registrados en terreno duro en California, EUA.

En el presente artículo se analizan marcos de concreto reforzado resistentes a flexión, diseñados de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (1976 y 1993), sujetos a movimientos de banda estrecha registrados en terreno blando, específicamente en el patio de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) en la Ciudad de México.

En este estudio se analiza la influencia que tienen distintos criterios de escalamiento en el número mínimo de movimientos sísmicos que se requieren para garantizar que el estimador (que en este trabajo es la mediana de la distorsión máxima de entrepiso) tenga un intervalo de confianza dado. Cuanto más pequeño es el número de acelerogramas requerido, más ahorro se tiene en tiempo de procesamiento de datos en computadora, pero por otro lado también es menor la banda de confianza del estimador.

Se analizan tres marcos estructurales de concreto reforzado sujetos a diferentes intensidades sísmicas. Se identifica el método de escalamiento que da lugar al menor número de registros sísmicos requeridos para que el estimador tenga cierto nivel de confianza. Además, para cada estructura se obtiene la curva de peligro de demanda estructural y su correspondiente función de probabilidad de excedencia de la distorsión máxima de entrepiso para un intervalo de 50 años. Las probabilidades de excedencia que se calculan en este estudio proporcionan idea sobre la confiabilidad implícita en las construcciones diseñadas de acuerdo con el RCDF, localizadas en el sitio SCT de la ciudad de México.

FACTOR DE ESCALA

Para excitar las estructuras con diferentes niveles de intensidad sísmica es necesario modificar las amplitudes de los movimientos sísmicos registrados por un factor de escala. Este es un valor numérico que multiplica a la historia de aceleraciones del registro, de tal manera que la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura por analizar tenga una

intensidad especificada. Dicha intensidad se asocia a cierto periodo de retorno. Este se obtiene a partir de una curva de peligro sísmico, según el nivel de desempeño que se trate.

El procedimiento para calcular el factor de escala es como sigue:

- a) Se obtiene el periodo fundamental de vibrar (T_0) de la estructura en estudio.
- b) Se proponen los periodos de retorno de los sismos (T_R) para los cuales se revisará la estructura.
- c) Con el periodo de retorno propuesto en el paso (b) se encuentra la intensidad correspondiente.
- d) Se calcula el valor del espectro de resistencia por unidad de masa de cada registro en estudio, correspondiente al periodo T_0 , para la misma demanda de ductilidad y amortiguamiento crítico considerado en la curva de peligro sísmico.
- e) El factor de escala correspondiente al registro en cuestión se calcula como el cociente de la intensidad obtenida de la curva de peligro sísmico, y la obtenida a partir del espectro de respuesta.

Para este estudio se seleccionaron los registros sísmicos que aparecen en la tabla 1, correspondientes a la estación ubicada en el patio de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) en la ciudad de México. Todos los eventos sísmicos a los que corresponden estos movimientos son de subducción, con magnitud mayor que o igual a 5.6. Los acelerogramas fueron previamente cortados y filtrados para corregir su línea base (Villa y Ruiz, 2001).

Tabla 1. Características de los registros sísmicos

Número de sismo	Fecha	Magnitud (M)	Distancia epicentral (km)	Periodo dominante (s)	Coordenadas del epicentro	
					Latitud N	Long.W
1	19-sep-85 EW	8.1	441.69	2.03	18.081	102.942
2	19-sep-85 NS	8.1	441.69	2.05	18.081	102.942
3	25-abr-89 EW	6.9	308.16	2.07	16.603	99.400
4	25-abr-89 NS	6.9	308.16	2.19	16.603	99.400
5	24-oct-93 EW	6.6	314.37	1.83	16.540	98.980
6	24-oct-93 NS	6.6	314.37	1.73	16.540	98.980
7	10-dic-94 EW	6.3	305.39	1.87	18.020	101.560
8	10-dic-94 NS	6.3	305.39	2.02	18.020	101.560
9	22-may-97 EW	6.0	312.25	1.90	18.410	101.810
10	22-may-97 NS	6.0	312.25	1.50	18.410	101.810
11	31-may-90 EW	5.9	316.60	1.98	17.106	100.893
12	31-may-90 NS	5.9	316.60	1.50	17.106	100.893
13	23-may-94 EW	5.6	216.75	1.60	18.030	100.570
14	23-may-94 NS	5.6	216.75	1.65	18.030	100.570

En la fig. 1 se muestran los espectros de pseudoaceleración de los 14 movimientos sísmicos escalados para un periodo de retorno de 50 años y periodo fundamental de vibración $T_o = 1$ s. En la tabla 1 y la fig. 1 se puede ver que los espectros correspondientes a eventos con magnitudes (M) iguales a o menores que 6 (sismos 9 a 14) en general presentan periodos dominantes menores que los de mayor magnitud (sismos 1 a 8). Con el fin de observar esto con mayor claridad en la fig. 1 se presentan (con línea negra gruesa) los promedios correspondientes a los espectros de estos dos grupos de sismos. En la fig. se puede observar que los sismos con magnitudes pequeñas dan lugar a movimientos que tienen formas espectrales que son diferentes a los de magnitudes grandes. En este estudio se seleccionaron solamente movimientos correspondientes a sismos con magnitudes grandes (mayores que 5.6), y con periodos dominantes entre 1.5 y 2.2s (fig. 1). Estos movimientos no son representativos de sismos con intensidades pequeñas; sin embargo, los errores que se cometen al estimar el número de sismos requeridos para el análisis de estructuras ante movimientos con periodos de recurrencia pequeños (p. ej. 10 años) son poco significativos.

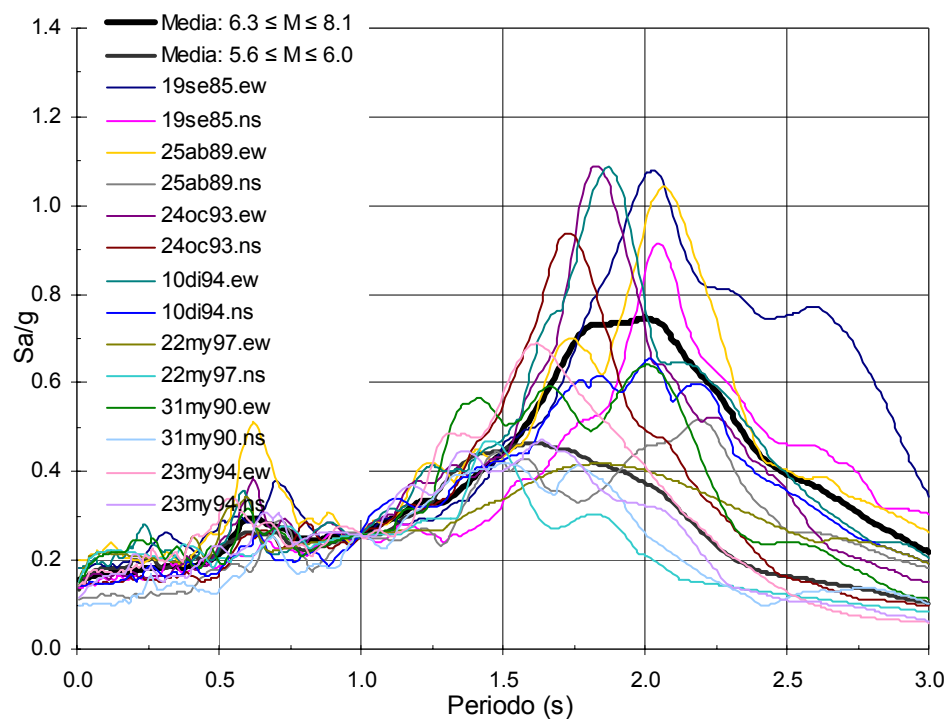


Figura 1. Espectros de pseudoaceleración de 14 movimientos registrados en la estación SCT

CRITERIOS DE ESCALAMIENTO DE ACELEROGRAMAS

Los criterios de escalamiento de acelerogramas se relacionan con el comportamiento que presentan las estructuras ante la acción sísmica. Las características que se toman en cuenta son: la demanda de ductilidad (μ), el amortiguamiento (ξ), y el periodo fundamental de vibrar de la estructura en estudio (T_o). Los criterios de escalamiento que se consideran en este estudio son los siguientes

- a) $\mu = 1$, $\xi = 5\%$, y periodo fundamental de vibrar T_0
- b) $\mu = 1$, $\xi = 20\%$, y T_0
- c) $\mu = 3$, $\xi = 5\%$, y T_0
- d) $\mu = 1$, $\xi = 20\%$, y factores de peso modal

En el primer criterio de escalamiento (inciso *a*) se utilizan curvas y espectros de respuesta lineal elástica ($\mu = 1$), correspondientes a sistemas con amortiguamiento crítico $\xi = 5\%$ y periodo fundamental de vibrar T_0 . Comúnmente los factores de escala se obtienen según este criterio, debido a que las curvas de peligro sísmico que se calculan normalmente corresponden a los valores de μ y ξ antes mencionados.

Una característica del comportamiento inelástico es que el porcentaje de amortiguamiento crítico “equivalente” que originalmente tiene el edificio, aumenta a medida que la acción sísmica es más grande. Es por eso que se analiza el criterio del inciso (*b*).

En el criterio del inciso (*c*) se supone una ductilidad $\mu = 3$. Este valor se asocia al factor de comportamiento sísmico de diseño. El criterio del inciso (*d*) considera el hecho que los modos superiores de vibrar sean significativos en la respuesta, por lo que se utilizan factores de peso que dependen de la masa modal efectiva de cada modo.

En todos los casos se emplea el método de análisis dinámico paso a paso; sin embargo, el criterio con el que se escalan los acelerogramas es diferente en cada caso (incisos *a - d*).

MÉTODO SIMPLIFICADO PARA EVALUAR LA CONFIABILIDAD

En lo que sigue se describe de manera general el método utilizado en este estudio para evaluar la confiabilidad de las estructuras. Se trata del método simplificado propuesto por Cornell (1996).

La curva de peligro de la demanda estructural puede obtenerse mediante la siguiente integral:

$$\nu_D(d) = \int -\frac{\partial \nu(y)}{\partial y} P(D \geq d|y) dy \quad (1)$$

donde $\nu(y)$ es la tasa media anual de excedencia de la intensidad estudiada. $P(D \geq d|y)$ es la probabilidad condicional de que la distorsión máxima de entrepiso D exceda cierto nivel d , debido a la acción de un sismo de intensidad y . En este caso la intensidad y se toma como la pseudoaceleración normalizada respecto a la gravedad, Sa/g .

Si se supone que la función de distribución de probabilidad de la distorsión máxima de entrepiso es lognormal, se llega a (ver deducción en el Apéndice A):

$$P(D \geq d|y) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(d / \hat{D})}{\sigma_{\ln D}}\right) \quad (2)$$

donde \hat{D} es la mediana de D y $\sigma_{\ln D}$ la desviación estándar de su logaritmo natural. Como se indica más adelante, \hat{D} y $\sigma_{\ln D}$ son funciones de S_a / g .

Con el fin de llegar a una ecuación simplificada en lugar de la integral de la ec. 1, Cornell (1996) supone que la tasa media anual de excedencia ν , y que la variación de la mediana (\hat{D}) con la intensidad, pueden expresarse mediante:

$$\nu = k(Sa / g)^{-r} \quad (3)$$

$$\hat{D} = a(Sa / g)^b \quad (4)$$

donde k , r son los parámetros de regresión de la curva que representa la tasa media anual de excedencia de Sa/g ; y a y b son los parámetros de ajuste de la mediana de la máxima distorsión de entrepiso. Sustituyendo las ecs. 3 y 4 en la ec. 1, Cornell (1996) llega a la siguiente expresión para obtener la curva de peligro de la demanda estructural, $\nu_D(d)$:

$$\nu_D(d) = k[S_a / g]^{-r} \exp\left[\frac{1}{2}\left(\frac{r}{b}\sigma_{\ln D}\right)^2\right] \quad (5)$$

Esta puede expresarse como sigue:

$$\nu_D(d) = \nu F_c \quad (6)$$

donde ν representa la curva de peligro sísmico, y F_c se puede interpretar como un “factor de corrección” dado por:

$$F_c = \exp\left[\frac{1}{2}\left(\frac{r}{b}\sigma_{\ln D}\right)^2\right] \quad (7)$$

Los autores del presente estudio compararon los resultados del método exacto (ec. 1) con los del simplificado (ec. 5) correspondientes a edificios de cinco y de diez niveles (Montiel *et al.*, 2002; Montiel *et al.*, 2003), y concluyeron que para esas estructuras ambos métodos dan lugar a confiabilidades similares. Con base en esa comparación, aquí utilizamos el método simplificado de análisis.

NÚMERO MÍNIMO DE ACELEROGRAMAS

En la introducción de este artículo se planteó la pregunta ¿cuántos acelerogramas se deben utilizar en el análisis de manera que el estimador seleccionado tenga cierto intervalo de confianza? En este caso es necesario definir un intervalo de confianza debido a que se está trabajando con un número limitado de acelerogramas. Cuanto más grande sea el número de acelerogramas, el intervalo de confianza es mayor, pero el tiempo de cómputo requerido para el análisis dinámico también es mayor.

En la sección anterior se mencionó que se considera que la distorsión máxima de entrepiso D tiene fdp lognormal con mediana \hat{D} (el estimador seleccionado), por tanto el logaritmo natural de D tiene fdp normal con media $\ln \hat{D}$ (Benjamin y Cornell, 1970). Debido a esto se pueden usar resultados a partir de una fdp normal (se obtiene un intervalo de confianza sobre $\ln \hat{D}$).

Con el fin de encontrar el número de acelerogramas (n) que se requieren para que el estimador (\hat{D}) tenga cierto nivel de confianza es necesario conocer la desviación estándar de $\ln D$, así como proponer un valor del error (e) que se desea admitir al usar \hat{D} para estimar el valor de la mediana de la población. En este artículo se utiliza la siguiente expresión para encontrar el valor de n . Las hipótesis que hay detrás de esta expresión, así como su deducción, se presentan en el Apéndice B⁽¹⁾:

$$n = K_{\alpha/2}^2 \frac{\sigma_{\ln D}^2}{e^2} \quad (8)$$

donde ($K_{\alpha/2}$) está directamente relacionado con el nivel de confianza ($1 - \alpha$) deseado (Apéndice B⁽¹⁾). Si se desea obtener un estimador (mediana de las distorsiones máximas) con un valor $e = \pm 10\%$ con 95% de confianza (eso implica que $K_{\alpha/2} = 2$) se deberá usar un número de registros igual a $n = 4\sigma_{\ln D}^2 / 0.10^2$; sin embargo, si se desea un porcentaje de confianza menor, de por ejemplo 68%, entonces $K_{\alpha/2} = 1$, y la ec. 8 se convierte en:

$$n = \frac{\sigma_{\ln D}^2}{0.010} \quad (9)$$

Las desviaciones estándar promedio del logaritmo de las distorsiones máximas $\sigma_{\ln D}$, para periodos de retorno de 125 años, tienen valores aproximadamente entre 0.17 y 0.3. Si se sustituyen estos valores en la ec. 9 se encuentra que el valor entero de n resulta entre 3 y 9.

⁽¹⁾ Se hace la aclaración que las fórmulas del Apéndice B y, por tanto, la fórmula para determinar el tamaño de la muestra (ec. 8) corresponden a la conocida teoría de muestreo en poblaciones con distribución normal; pero aquí se le asigna a la distorsión máxima de entrepiso, D , una fdp lognormal. Por tanto, el intervalo de confianza no se está obteniendo sobre la mediana, sino sobre el logaritmo de la mediana, que es igual a la media de la distribución (normal) de $\ln D$.

Los reglamentos de diseño generalmente recomiendan que se utilicen entre $n = 3$ y 7 registros para el análisis dinámico de las estructuras (dependiendo del reglamento de diseño que se trate). Es decir, que si se toman como base los valores que se utilizan en la práctica ($3 \leq n \leq 7$), entonces resulta adecuado que el estimador se calcule con una confianza de 68% (esto implica $K_{\alpha/2} = 1.0$), y también que se acepte un valor de $e = 10\%$. Debido a lo anterior, los autores decidieron emplear en este estudio los valores implícitos en la ec. 9; sin embargo, no hay una base para afirmar que estos valores son los óptimos, por lo que sería deseable realizar un análisis de optimización de estos parámetros y su implicación en el análisis de confiabilidad de las estructuras.

PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

En los ejemplos que se presentan más adelante se aplica el siguiente procedimiento de análisis:

Con la curva de peligro sísmico y las ordenadas espectrales asociadas al periodo fundamental de la estructura (correspondientes al criterio de escalamiento considerado) se calculan los factores de escala.

Los registros sísmicos se afectan por los factores de escala para realizar el análisis dinámico paso a paso de las estructuras. A partir de este análisis se obtienen las máximas distorsiones de entrepiso. Se determinan las medianas (\hat{D}) de dichas distorsiones y se ajustan los parámetros a y b de la ecuación 4. Además se evalúa la desviación estándar ($\sigma_{\ln D}$) para diferentes niveles de intensidad sísmica. Con la ec. 9 se calcula el número mínimo de registros (n), para diferentes periodos de retorno T_R .

Se obtiene la curva de peligro de demanda estructural $v_D(d)$ usando el método simplificado de análisis (ec. 5). A partir de esta se calcula la probabilidad de excedencia P en un intervalo de tiempo dado t . Aquí se supone que el proceso es de Poisson, por lo que dicha probabilidad se expresa como sigue:

$$P=1 - \exp[-tv_D(d)] \quad (10)$$

MARCOS ESTRUCTURALES

Se analizan tres marcos planos de concreto reforzado, que corresponden a edificios regulares con planta cuadrada. Un marco es de cinco niveles, otro de diez y el tercero de veinte niveles. Todos tienen tres crujías. Los dos primeros tienen un periodo fundamental (T_o) igual a 1s, y el tercero tiene un periodo de 2.5s. Los edificios se ubican en la zona de terreno blando de la Ciudad de México, cercana al sitio SCT. En la fig. 2 se muestran las elevaciones de los marcos.

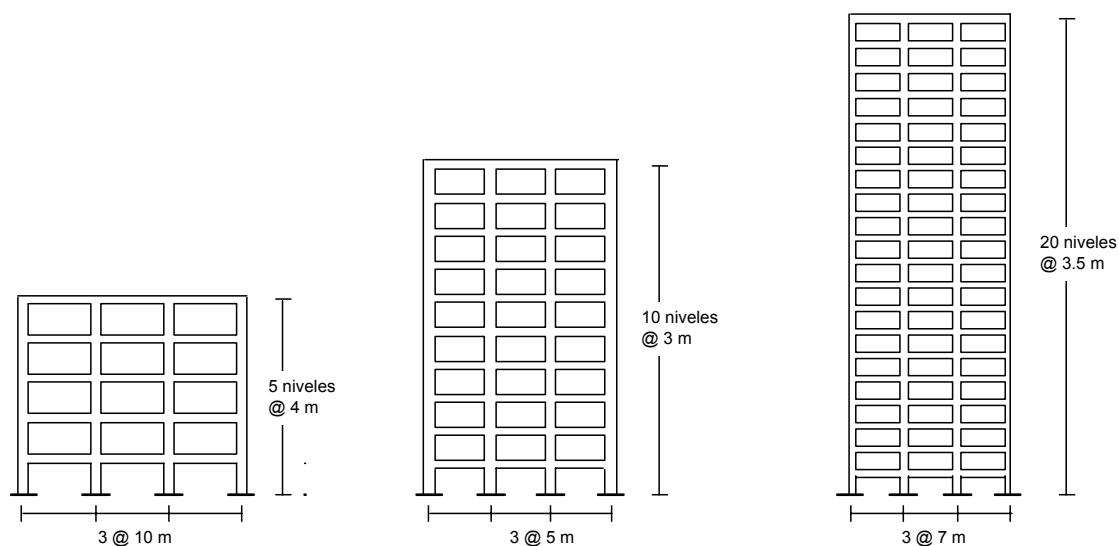


Figura 2. Elevación de los marcos

En lo que sigue se hace el análisis de confiabilidad de los tres marcos antes mencionados. Para cada uno se obtiene su curva de peligro de demanda sísmica, su probabilidad de excedencia en 50 años, y se calcula el número mínimo de movimientos sísmicos con la ec. 9.

EDIFICIO DE CINCO NIVELES

El primer edificio que se estudia consiste de cinco niveles y tres crujeas. Presenta una distribución simétrica en planta. Este fue diseñado por la empresa de ingeniería PROYECT (Granados, 2001) de acuerdo con lo que especifica el RCDF-2003, con un factor de comportamiento sísmico $Q = 3$. El edificio tiene un periodo de vibrar fundamental $T_0 = 1s$.

A partir de un análisis estático no lineal se obtuvo que el coeficiente sísmico de fluencia (C_s) del marco es igual a 0.31. De análisis dinámicos paso a paso se encontró que la máxima distorsión se presenta generalmente en el segundo entrespiso.

En lo que sigue, se obtiene la confiabilidad estructural del marco en estudio usando tres criterios de escalamiento de acelerogramas. El primero considera $\mu = 1$, $\xi = 5\%$; el segundo $\mu = 1$, $\xi = 20\%$, y el último $\mu = 3$, $\xi = 5\%$. En los tres casos se considera que el periodo fundamental de la estructura es $T_0 = 1s$.

Para realizar el análisis se supone conocida la curva de peligro sísmico asociada a los valores: $\mu = 1$, $\xi = 5\%$ y $T_0 = 1s$ (fig. 3). A partir de dicha curva se obtuvieron otras curvas de peligro sísmico correspondientes a otros valores de μ y ξ . Para ello se usó el método numérico propuesto por Esteva (1976). Las curvas de peligro sísmico correspondientes a $\mu = 1$, $\xi = 20\%$ y $T_0 = 1s$, y a $\mu = 3$, $\xi = 5\%$ y $T_0 = 1s$, se presentan también en la fig. 3.

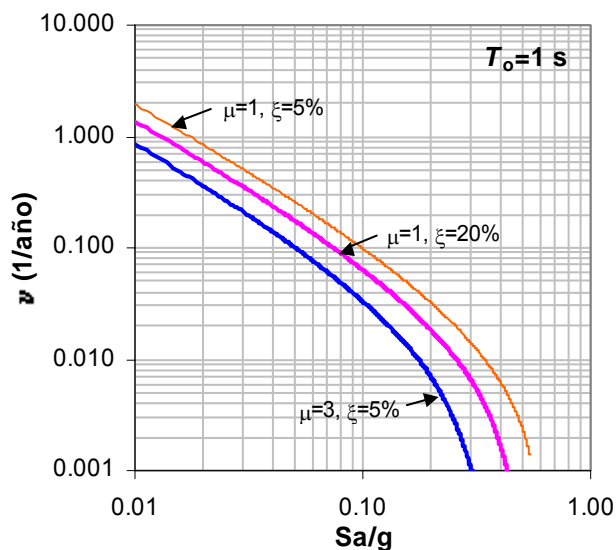


Figura 3. Curvas de peligro sísmico correspondientes a distintas demandas de ductilidad (μ), y a diferentes valores de amortiguamiento crítico (ξ). Sitio SCT, $T_o = 1$ s

Número mínimo de registros requeridos para el análisis del edificio de cinco niveles

En las figs. 4a y b se muestran las medianas \hat{D} y las desviaciones estándar $\sigma_{\ln D}$ de las máximas distorsiones de entrepiso demandadas, en función de distintos periodos de retorno T_R . Los resultados corresponden a los tres criterios de escalamiento mencionados antes. Los detalles del análisis se presentan en Chan (2003).

En la fig. 4a se observa que los valores de las medianas de las máximas distorsiones de entrepiso son similares para los movimientos con periodos de retorno pequeños (T_R), y se separan ligeramente cuando los periodos de retorno se incrementan.

Por otro lado, las desviaciones estándar $\sigma_{\ln D}$ (fig. 4b) tienden a aumentar cuando crece el periodo de retorno. Esto se debe a que para periodos de retorno grandes las intensidades sísmicas son mayores, y la respuesta estructural presenta un comportamiento no lineal. En este caso la estructura responde con un periodo de vibración “equivalente” mayor que el original ($T_o = 1$ s). En la fig. 1 se puede observar que para periodos mayores que el original ($T_o = 1$ s) la dispersión de los movimientos es mayor.

En la tabla 2 se muestra el número mínimo de registros sísmicos requeridos, usando los tres criterios de escalamiento antes mencionados, para distintos periodos de retorno (T_R). Los valores de la tabla 2 se obtuvieron sustituyendo valores en la ec. 9.

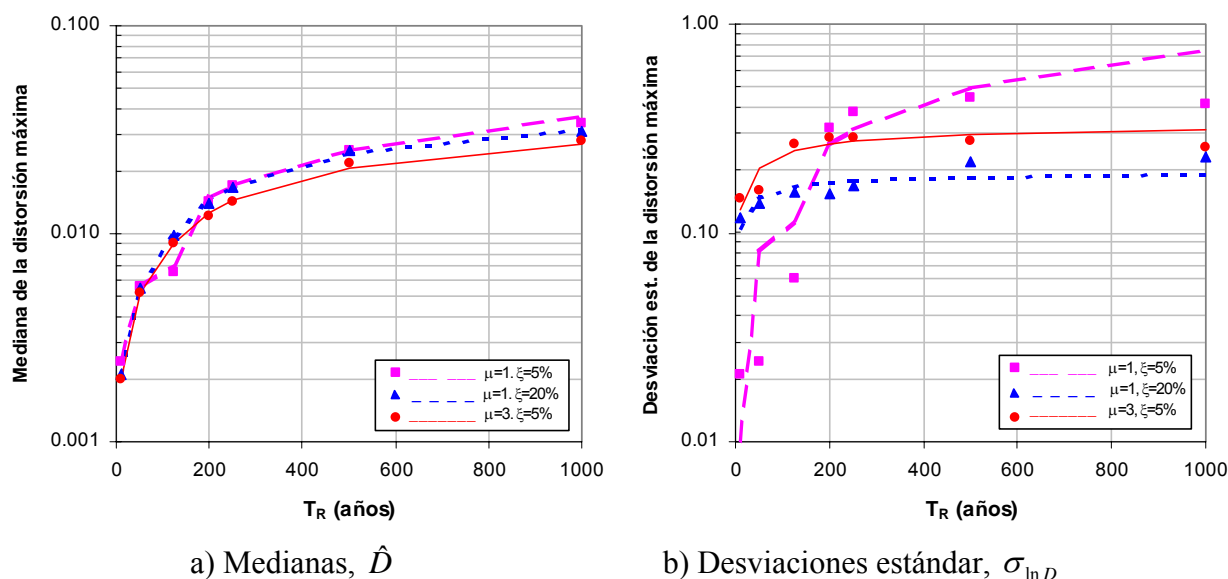


Figura 4. Estadísticos de las distorsiones máximas de entrepiso correspondientes a movimientos asociados a diferentes periodos de retorno. Marco de cinco niveles.

En la tabla 2 aparecen valores de números n que no son enteros. Para que estos lo fueran debería aceptarse un error e diferente a 10%, o bien un valor de $K_{\alpha/2}$ diferente a la unidad (Apéndice B). Para fines prácticos, más adelante se redondearán los números n de la tabla 2 al valor próximo entero, en el entendido que en error que se acepta no es estrictamente de 10%, sino cercano a este.

Tabla 2. Número de registros necesarios para el edificio de cinco niveles, usando tres criterios de escalamiento diferentes

T_R (años)	Número de registros (n)		
	$\mu = 1, \xi = 5\%, T_o=1s$	$\mu=1, \xi = 20\% T_o=1s$	$\mu = 3, \xi = 5\%, T_o = 1s$
10	0.01	1.13	1.68
50	0.67	2.13	4.24
125	1.30	2.74	6.15
200	7.18	3.02	7.09
250	9.84	3.13	7.50
500	24.12	3.44	8.68
1000	56.62	3.67	9.70

Nótese que para periodos de retorno (T_R) menores que 125 años el criterio de escalamiento que da lugar a un menor número de sismos es el de la segunda columna de la tabla 2 ($\mu = 1, \xi = 5\%, T_o=1s$). Los números se indican con letra “negrita”. Para periodos de retorno mayores que 125 años, el criterio que da lugar a un menor número de registros sísmicos es el de la tercera columna ($\mu = 1, \xi = 20\%, T_o=1s$). Esto se debe a que ante sismos con intensidades altas la respuesta de la estructura tiene un comportamiento que es altamente no lineal.

Las curvas de peligro de la demanda estructural (obtenidas con la ec. 5), y de probabilidad de excedencia de una distorsión dada (ec. 10), correspondiente a un intervalo de tiempo $t=50$ años, se presentan en las figs. 5a y b.

Si se comparan las figs. 4a y 5a se observa que cuando las curvas de las fig. 4a se separan, también lo hacen las de la fig. 5a; es decir, que existe una marcada influencia de la mediana de la respuesta máxima en los valores de la confiabilidad estructural.

En las figs. 5a y b se puede ver que la confiabilidad estructural obtenida usando los tres criterios de escalamiento de acelerogramas es muy similar entre sí. Esto hace ver que el valor de la confiabilidad está implícito en la estructura, independientemente del criterio de escalamiento que se use. Las pequeñas diferencias que aparecen entre una y otra curva de las figs. 5a y b se deben a errores de aproximación en los ajustes de los parámetros de las ecuaciones 3 y 4 correspondientes a intensidades altas.

Lo anterior hace ver que los criterios de escalamiento no afectan el valor de la confiabilidad estructural, pero sí el del número mínimo de acelerogramas n .

La fig. 5 muestra que la probabilidad de que la distorsión máxima de entrepiso (D) exceda el valor de 0.012 en 50 años es de aproximadamente 30%, mientras que la probabilidad de que D exceda el valor 0.004 es de 85% aproximadamente.

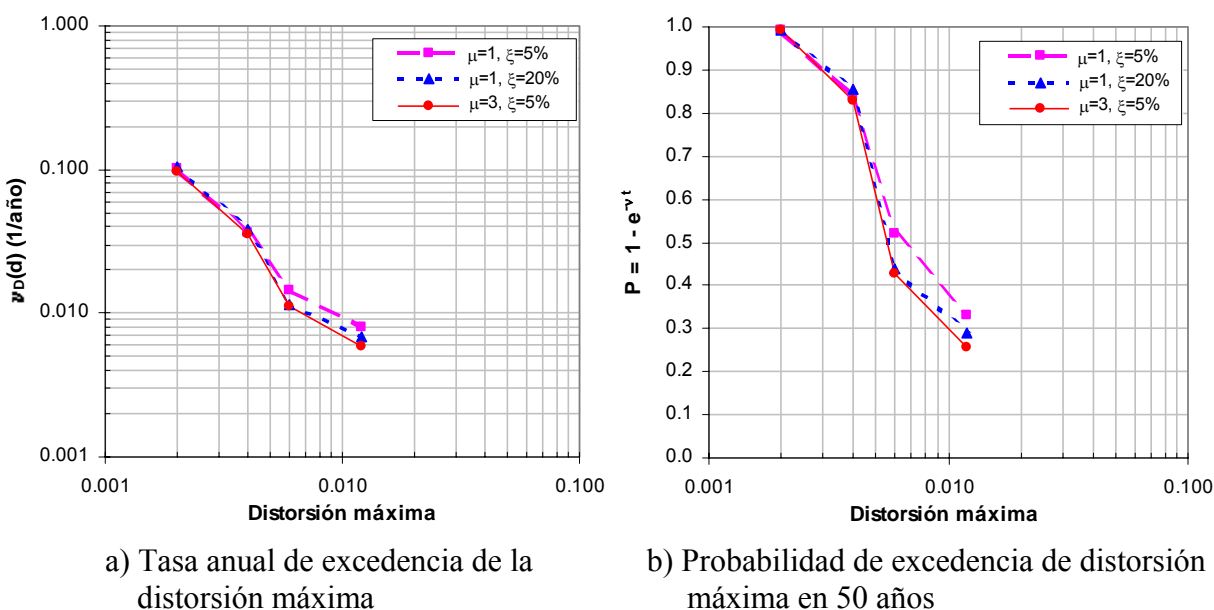


Figura 5. Curvas de confiabilidad para el edificio de cinco niveles, correspondientes a tres criterios de escalamiento.

EDIFICIO DE DIEZ NIVELES

El segundo edificio que se analiza en este estudio también tiene un periodo fundamental $T_o = 1s$. Se trata de un edificio de concreto reforzado de diez niveles con una altura de 3 m cada uno, y tres crujiás de 5 m; distancias medidas de eje a eje (fig. 2b). Al igual que el edificio de cinco niveles, tiene una distribución simétrica en planta, y un periodo de vibrar fundamental $T_o = 1s$ (Montiel, 2001).

El coeficiente sísmico de fluencia (C_s) se obtuvo mediante un análisis no lineal estático. Este es igual a 0.13. Nótese que este valor es menor que lo que resiste el marco de cinco niveles, por lo que se espera que el de diez niveles tenga mayor comportamiento no lineal ante intensidades comparables y por lo tanto, la rigidez se degrade más, y el periodo “equivalente” se alargue más con respecto al edificio de cinco niveles.

De una serie de análisis con todos los sismos y para distintos periodos de retorno, se encontró que en la mayoría de los casos, la máxima distorsión de entrepiso en el marco de diez niveles se presenta en el segundo ó en el tercer entrepiso, dependiendo del nivel de demanda sísmica y del sismo que lo excita.

Para este marco se estudió la influencia de dos de los criterios de escalamiento mencionados antes. Estos corresponden a las siguientes características: $\mu = 1$, $\xi = 5\%$, $T_o = 1s$, y $\mu = 1$, $\xi = 20\%$, $T_o = 1s$.

Las curvas de peligro sísmico para $\mu = 1$, $\xi = 5\%$ y $\mu = 1$, $\xi = 20\%$ son las mismas que las del marco de cinco niveles (fig. 3), ya que el periodo fundamental de vibrar es el mismo. Como las curvas de peligro sísmico son las mismas, los factores de escala que afectan a los acelerogramas también son iguales.

En las figs. 6a y b se muestran las medianas y las desviaciones estándar de los logaritmos de las distorsiones máximas de entrepiso demandadas, correspondientes al edificio de diez niveles, correspondientes a los criterios de escalamiento mencionados antes. Se observa también que los valores de las medianas son muy semejantes, y que las desviaciones estándar son mayores cuando se usa el criterio de escalamiento correspondiente a $\mu = 1$, $\xi = 5\%$ y $T_o = 1s$, que cuando se usa el correspondiente a $\mu = 1$, $\xi = 20\%$ y $T_o = 1s$.

La curva de peligro de demanda y la de probabilidad de excedencia para un periodo de 50 años se muestran en las figs. 7a y b, respectivamente. En estas también se refleja que para una misma estructura y un mismo conjunto de sismos, la tasa anual de excedencia de la respuesta no depende del criterio de escalamiento que se utilice.

En este caso la probabilidad de que D se exceda en 50 años del valor 0.012 es de 32% aproximadamente, mientras que la probabilidad de que D sea mayor que 0.004 se aproxima a 80%.

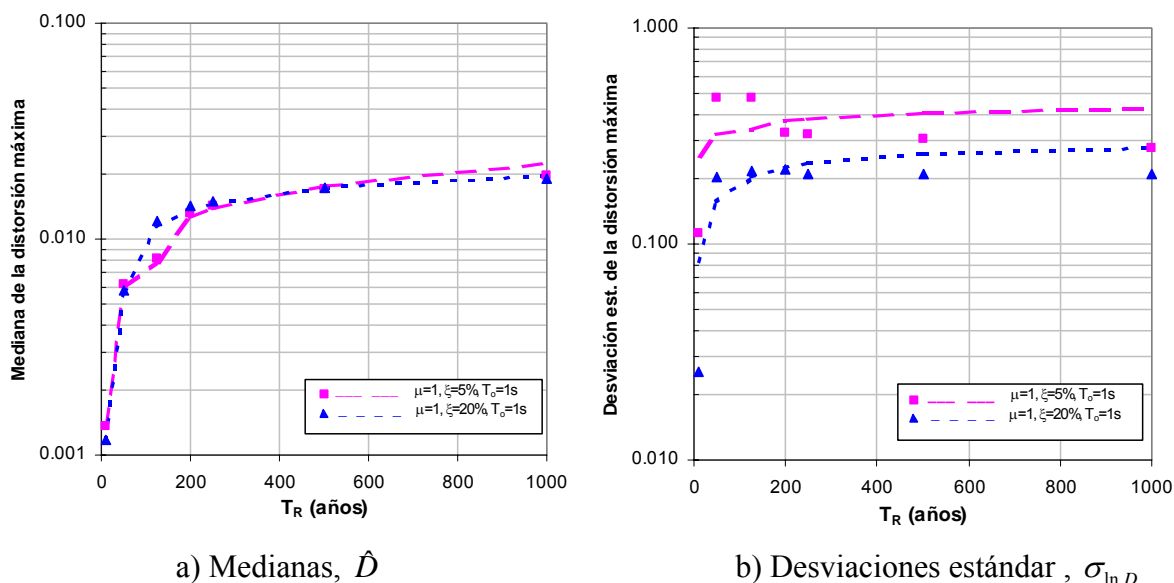


Figura 6. Estadísticos de las distorsiones máximas demandadas. Edificio de diez niveles

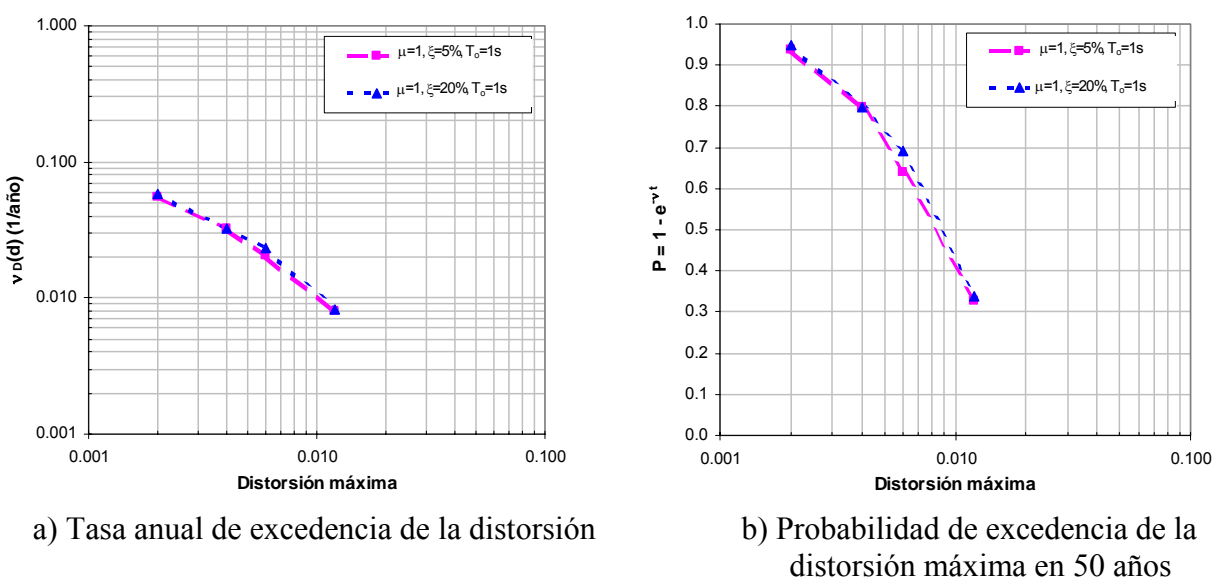


Figura 7. Curvas de confiabilidad para el edificio de diez niveles.

Número mínimo de registros requeridos para el análisis del edificio de diez niveles

Para el análisis del edificio de diez niveles se utilizó una metodología similar a la empleada para analizar el marco de cinco niveles. En la tabla 3 se presenta el número de registros necesarios obtenidos con la ec. 9, según dos criterios de escalamiento: ($\mu = 1$, $\xi = 5\%$, $T_o = 1s$, y $\mu = 1$, $\xi = 20\%$, $T_o = 1s$). Si se compara esta tabla con la tabla 3 se deduce que para el edificio de diez

niveles se requiere mayor número (n) de registros para obtener la misma banda de confianza y el mismo error e , que para el marco de cinco niveles. Esto se debe a que el edificio de diez niveles presentó mayor comportamiento no lineal, y mayor dispersión en su respuesta estructural, para movimientos con periodos de recurrencia similares (esto obedece a que el coeficiente sísmico de fluencia es menor que el del marco de cinco niveles).

Tabla 3. Número mínimo de registros (n) para el edificio de diez niveles

T_R (años)	$\mu = 1, \xi = 5\%, T_0 = 1s$	$\mu = 1, \xi = 20\% T_0 = 1s$
10	1.21	0.66
50	10.11	2.27
125	10.85	3.73
200	12.98	4.51
250	13.41	4.86
500	14.73	5.83
1000	16.11	6.63

La tabla 3 muestra (con letras “negritas”) que, para cualquier nivel de intensidad sísmica, el criterio de escalamiento de la tercera columna ($\mu = 1, \xi = 20\%$ y $T_0 = 1s$) requiere menor número de registros que cuando se usa el criterio de la segunda columna ($\mu = 1, \xi = 5\%$ y $T_0 = 1s$).

EDIFICIO DE VEINTE NIVELES

El tercer edificio que se analiza tiene veinte niveles. Consta de tres crujiás de 7 m y la altura de cada nivel es de 3.5 m, medidos de eje a eje. Al igual que los edificios anteriormente analizados, tiene una distribución simétrica en planta. Para efectuar el análisis estructural se modeló solamente un marco central. El periodo de la estructura es de 2.5s. El coeficiente sísmico obtenido a partir de un análisis no lineal estático resultó igual a 0.12. A diferencia de los edificios anteriores, este se diseñó de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976 (RCDF-1976), y no cumple con las distorsiones máximas de entrepiso especificadas en el RCDF-2004.

Tabla 4. Propiedades dinámicas del marco de veinte niveles

Modo	f (Hz)	T (s)	Masa modal (%)
1	0.39	2.510	0.751
2	1.18	0.846	0.121
3	2.08	0.480	0.041
4	3.02	0.330	0.022
5	4.06	0.246	0.015

En la tabla 4 se presentan las propiedades dinámicas del marco. Estas corresponden a los primeros cinco modos de vibrar, que son los que tienen mayor influencia en la respuesta estructural. De las propiedades dinámicas obtenidas se puede deducir que el porcentaje de masa modal en el segundo modo es relativamente importante en la respuesta del edificio.

Las distorsiones máximas se presentan principalmente en el noveno entrepiso cuando la estructura se somete a sismos con intensidades bajas; sin embargo, a medida que las intensidades aumentan, la distorsión máxima se presenta generalmente en el octavo entrepiso.

Para este edificio se analiza la confiabilidad estructural usando tres criterios de escalamiento. El primero considera $\mu = 1$, $\xi = 5\%$, $T_o = 2.5s$, el segundo considera $\mu = 1$, $\xi = 20\%$, $T_o = 2.5s$, y el tercero es el criterio de escalamiento (d) mencionado en la sección “Criterios de escalamiento de acelerogramas” de este artículo. En este último criterio se asignan factores de peso a los modos de vibrar más importantes, por lo que se le llama criterio de pesos modales (Shome y Cornell, 1999; Chan, 2003).

En el criterio de pesos modales se dan pesos a los modos de vibrar más importantes para definir los valores de las pseudoaceleraciones espectrales (Sa/g), en función de los porcentajes de masa modal efectiva del edificio (tabla 4). En este ejemplo al primer modo se le asigna un porcentaje igual a 80%, al segundo 15%, y al tercero 5%. La suma de porcentajes resulta el cien por ciento. De esta manera, las ordenadas espectrales en el periodo correspondiente a cada modo se multiplican por los porcentajes que se les ha asignado. La intensidad con la que se determina el factor de escala, es la suma de las pseudoaceleraciones espectrales entre la gravedad por su porcentaje de peso. Esta intensidad se denota $(Sa/g)_{\text{modal}}$. Con estas intensidades y las encontradas de la curva de peligro sísmico ($\mu = 1$, $\xi = 20\%$ y $T_o = 2.5s$) se calculan los factores de escala correspondientes a este criterio (los detalles del análisis se presentan en Chan, 2003).

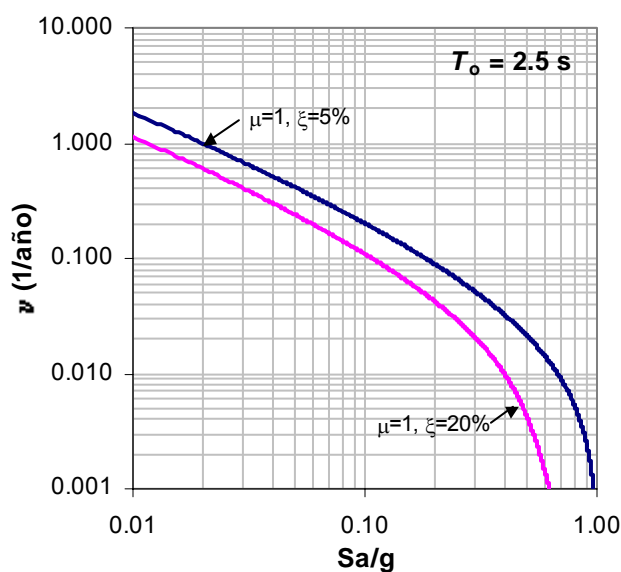


Figura 8. Curvas de peligro sísmico $T_o=2.5s$. Sitio SCT.

Para el criterio de escalamiento $\mu = 1$, $\xi = 20\%$ y pesos modales, se usó la misma curva de peligro sísmico correspondiente a $\mu = 1$, $\xi = 20\%$ y $T_0 = 2.5s$ (fig. 8). En este caso se usó la curva de peligro sísmico para el periodo de vibración correspondiente al primer modo de vibrar ($T_0 = 2.5s$), ya que la participación de este modo es mucho mayor, comparada con la del segundo y la del tercer modo.

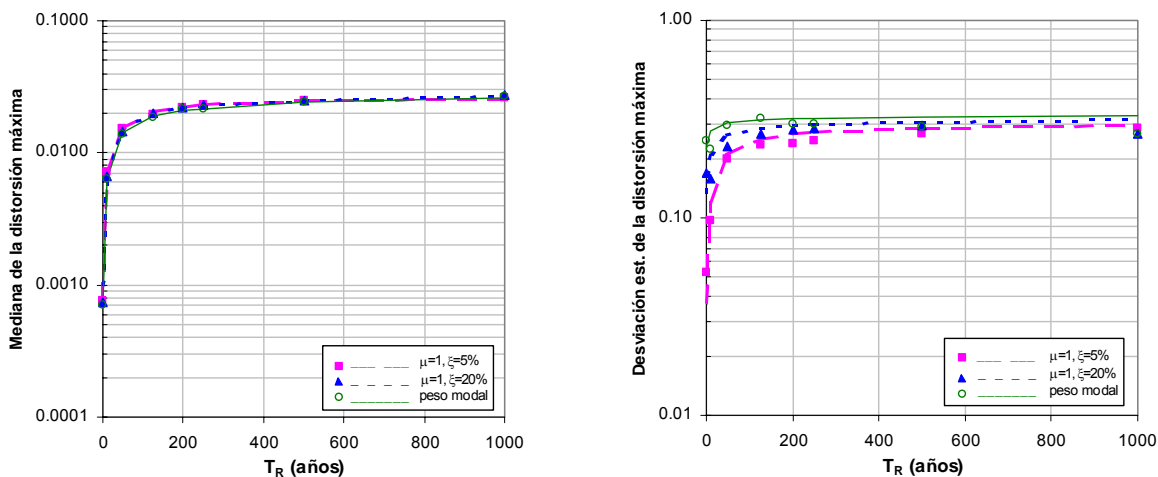
Número mínimo de registros requeridos para el análisis del edificio de veinte niveles

Las medianas y desviaciones estándar del logaritmo de las distorsiones máximas de entropiso que se obtienen al usar los tres criterios mencionados antes se presentan en las figs. 9a y b.

La fig. 9a muestra que las medianas de las distorsiones máximas de entropiso son muy similares para todos los periodos de retorno cuando se emplea cualquiera de los tres criterios de escalamiento. En la fig. 9b se puede apreciar la influencia de los tres diferentes criterios de escalamiento en las desviaciones estándar de las distorsiones máximas de entropiso.

En la fig. 9b se puede observar que el criterio de escalamiento que utiliza $\mu = 1$, $\xi = 5\%$ y $T_0 = 2.5s$ da lugar a desviaciones estándar del logaritmo de la respuesta más pequeñas que las de los otros criterios; por lo tanto, se obtiene un menor número de registros (tabla 5). Le sigue el criterio $\mu = 1$, $\xi = 20\%$ y $T_0 = 2.5s$, y por último el criterio de pesos modales.

De aquí se deduce que el criterio de escalamiento más adecuado para el edificio de veinte niveles es el que considera $\mu = 1$, $\xi = 5\%$, $T_0 = 1s$. Este criterio tiene la ventaja de que no se tienen que construir curvas de peligro sísmico para amortiguamientos diferentes a cinco por ciento.



a) Medianas, \hat{D}

b) Desviaciones estándar, $\sigma_{\ln D}$

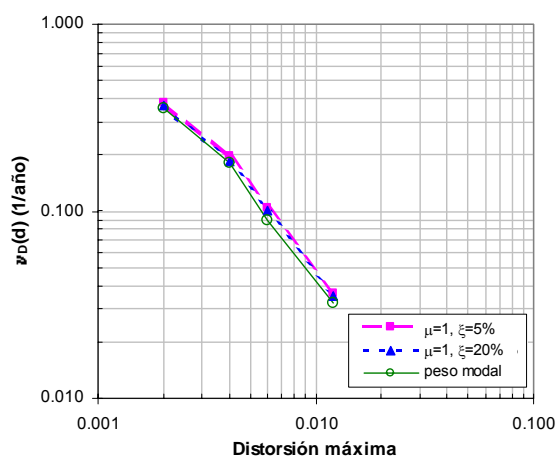
Figura 9. Estadísticos de las distorsiones máximas demandadas correspondientes al edificio de veinte niveles ($T_0 = 2.5s$).

La similitud en el valor de las medianas que se presentan en la fig. 9a se refleja en la confiabilidad estructural, ya que tanto las curvas de tasa anual de excedencia de las distorsiones máximas, como la curva de probabilidad de excedencia de la distorsión en 50 años, son similares (figs. 10a y b). Con esto se verifica la estrecha relación que existe entre las medianas de la respuesta máxima estructural y la confiabilidad estructural, como se mencionó anteriormente.

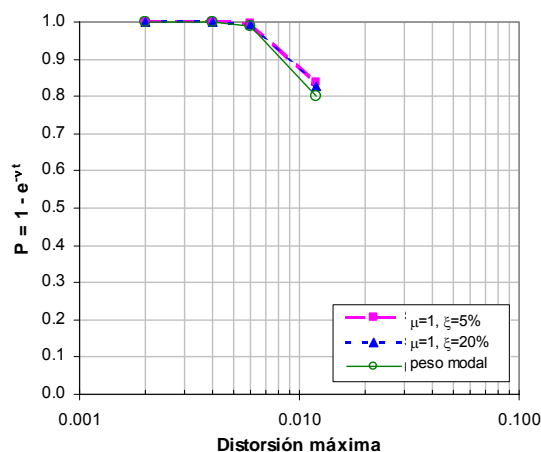
Tabla 5. Número de registros necesarios para el marco de veinte niveles

T_R (años)	Número de registros (n)		
	$\mu = 1, \xi = 5\%, T_o = 2.5s$	$\mu = 1, \xi = 20\%, T_o = 2.5s$	Pesos modales
1	0.13	1.79	5.19
10	1.28	4.17	7.12
50	3.73	6.18	8.25
125	5.30	7.04	8.66
200	5.95	7.37	8.81
250	6.21	7.50	8.87
500	6.81	7.85	9.02
1000	7.15	8.12	9.14

En las figs. 10a y b se observa que las curvas de confiabilidad obtenidas con tres diferentes criterios de escalamiento son similares, como era de esperarse.



a) Tasa anual de excedencia



b) Probabilidad de excedencia de la distorsión máxima en 50 años

Figura 10. Curvas de confiabilidad para el edificio de veinte niveles.

En este caso la probabilidad de que D se exceda del valor 0.012 en 50 años es de aproximadamente 82%, mientras que la probabilidad de que D se exceda de 0.004 es de 100%. Nótese que estas probabilidades de excedencia son mucho mayores a las de los marcos de cinco y de diez niveles, debido a que este marco se diseñó con el RCDF-76 y los otros dos con el RCDF-2004.

ANÁLISIS DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Las conclusiones que se mencionan en lo que sigue se aplican a movimientos de banda angosta, como los registrados en la estación SCT ubicada en terreno blando de la ciudad de México.

Sobre la confiabilidad de las estructuras

En este estudio se mencionó que las curvas de peligro de demanda estructural dependen en gran medida de las medianas de las distorsiones máximas. Para los casos que se analizan aquí, la mediana de la respuesta (en este caso de la máxima distorsión de entrepiso) tiene una gran influencia en los valores de la curva de peligro de demanda y en la probabilidad de excedencia asociada a cierto intervalo de tiempo. Debido a esto, se recomienda verificar que la aproximación en el ajuste de las medianas de las distorsiones máximas sea riguroso, ya que de no ser así se pueden obtener estimaciones erróneas de la confiabilidad estructural.

El estudio de confiabilidad estructural de los tres marcos analizados indica que los edificios con periodo fundamental de vibrar $T_o = 1s$ presentan una confiabilidad muy diferente al edificio con $T_o = 2.5s$. Esto se debe en parte a que este último edificio fue diseñado con el RCDF-1976, y no con el RCDF-2004. Por otro lado, aún cuando se hubiese diseñado con este último reglamento, es muy probable que las confiabilidades de los edificios de todas maneras serían muy diferentes, pues el RCDF (como la mayoría de los reglamentos del mundo) no establece la condición de igual confiabilidad para edificios con diferentes periodos de vibración.

En este estudio se proporciona información útil sobre las probabilidades de falla en cierto intervalo de tiempo de edificios diseñados de acuerdo con el RCDF. Las figs. 5, 7 correspondientes a las estructuras de cinco y diez niveles ($T_o = 1s$) dan idea sobre la confiabilidad implícita en diseños realizados de acuerdo con el RCDF-2004. Por otro lado, la fig. 10 proporciona información sobre la confiabilidad de edificios con periodo $T_o = 2.5s$, localizados en un sitio cercano a la estación SCT, diseñados con el RCDF-1976.

Sobre los criterios de escalamiento

Cuando el marco de cinco niveles ($T_o = 1s$) se excita con sismos escalados a periodos de recurrencia menores que 125 años, desarrolla un comportamiento casi lineal. Debido a esto, resultó más conveniente utilizar el criterio de escalamiento $\mu = 1$, $\xi = 5\%$ y $T_o = 1s$. Esto se deduce a partir de que el número de registros n es menor que para los otros criterios analizados (tabla 2).

Para el marco de diez niveles ($T_o = 1s$) resultó más conveniente utilizar el criterio de escalamiento que considera $\mu = 1$, $\xi = 20\%$ y $T_o = 1s$ (tabla 3). El inconveniente de utilizar el criterio $\mu = 1$, $\xi = 20\%$ y T_o es que las curvas de peligro sísmico generalmente se construyen para un valor de $\xi = 5\%$, por lo que se deberá contar con información suficiente para construir la curva de peligro sísmico correspondiente a $\xi = 20\%$.

Para el marco de veinte niveles ($T_o = 2.5s$), resultó más conveniente utilizar el criterio de escalamiento $\mu = 1$, $\xi = 5\%$ y T_o (tabla 5).

Sobre el número de registros necesarios para tener una banda de confianza dada

De las tablas 2, 3 y 5 se deduce que, cuando se estudian estructuras sujetas a sismos poco intensos ($T_R=10$ años o menos), basta **un solo movimiento típico** del sitio en estudio para estimar que la mediana de las distorsiones máximas de entrepiso cae dentro de una banda de confianza $K_{\alpha/2}$ unitaria.

Por otro lado, cuando se estudian las estructuras ante sismos con periodo de recurrencia $T_R = 125$ años, el número mínimo de registros necesarios varía entre uno y cinco, dependiendo del periodo de vibrar de la estructura y del coeficiente sísmico resistente ante cargas laterales (C_s). Esto se indica en la tabla 6.

Se hace la observación de que el número de registros que recomienda la propuesta del Reglamento de Construcciones para el D.F., en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS-2004) es de “no menos de cuatro movimientos sísmicos”. Este número resultó mayor o igual que los que se requirieron para revisar los estados límite de servicio ($T_R = 10$ años) y de falla ($T_R = 125$ años) de los edificios de cinco y de diez niveles analizados en este trabajo (tabla 6); pero resultó menor que los que se requirieron para analizar el edificio de veinte niveles. Esto puede deberse a que este último se diseñó con la versión NTCS de 1976, y no con la última versión de NTCS.

Tabla 6. Resumen del número mínimo de registros sísmicos. $T_R = 125$ años.

	Número mínimo de registros (n)		
	Edificios con $T_o=1s$		Edificio con $T_o=2.5s$
	Cinco niveles $C_s = 0.31$	Diez niveles $C_s = 0.13$	Veinte niveles $C_s = 0.12$
$T_R = 125$ años	1.3 ► 1	3.7 ► 4	5.3 ► 5

El presente estudio es útil porque se sistematizó el procedimiento de análisis para encontrar el valor de n y de la confiabilidad estructural, y porque proporciona una idea general sobre los valores aceptables del número mínimo de acelerogramas (n) que deben utilizarse para el análisis dinámico de las estructuras.

Con el fin de proporcionar intervalos de valores del número de registros que deben recomendarse en un reglamento de construcciones se recomienda analizar edificios con distintas características estructurales, diferentes coeficientes sísmicos de diseño, y diferentes tipos de excitaciones sísmicas a las que se verán sometidas las estructuras.

El estudio deberá extenderse para definir el nivel de confianza y el error óptimo a partir de estudios de confiabilidad.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a Raúl Granados Granados su valioso apoyo en el diseño estructural, a Mario Ordaz los comentarios críticos al manuscrito, y a Marco Antonio Torres Pérez-Negrón su apoyo y atinadas observaciones. Se agradece el patrocinio de la DGAPA-UNAM para el desarrollo de este proyecto.

REFERENCIAS

Ang, A y W Tang (1975), *Probability concepts in engineering planning and design*, John Wiley & Sons.

Benjamin, J R y C A Cornell (1970), *Probability, statistics and decisions for civil engineers*, McGraw Hill.

Chan, S M (2003), “Influencia del escalamiento de movimientos sísmicos de banda estrecha en la evaluación de la confiabilidad de edificios”, *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

Cornell, C A (1996), “Calculating building seismic performance reliability basis for multilevel design norms”, *Memorias, 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, México, Artículo No 2122.

Esteva, L (1976), “Capítulo 6: Seismicity”, *Seismic risk and engineering decisions*, C. Lomnitz y E. Rosenblueth (editores), Elsevier, pp. 179-224.

Granados, R (2001), Comunicación personal.

Matsumura, K (1992), “On the intensity measure of strong motions related to structural failures”, *Memorias, 10th World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, España, Vol. 1, pp. 375-380.

Montiel, M A (2001), “Casos en que los disipadores de energía constituyen una mejor opción que los contravientos para reforzar edificios”, *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

Montiel, M A, S E Ruiz. y S Chan (2002), “Evaluación de la confiabilidad sísmica de construcciones usando un método simplificado”, *Memorias, VIII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Valparaíso, Chile.

Montiel, M A, S E Ruiz y M A Torres (2003), “Comparison of two alternative methods for

estimating annual mean failure rates of building frames”, *Memorias, International Conference Risk, Vulnerability and Reliability in Construction*, Argel, Argelia, pp. 524-534.

NTCS-2004 (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, octubre, México, D. F.

Shome, N, C A Cornell, P Bazzurro y J E Carballo (1998), “Earthquakes, records and nonlinear responses”, *Earthquake Spectra*, Vol. 14, No. 3, pp. 469-500.

Shome N y C A Cornell (1999), “Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures”, *Reliability of Marine Structures Program, Report No. RMS-35*, Dept. of Civil Eng., Stanford University, Stanford, CA.

Villa, C y S E Ruiz (2001), “Influencia de la intensidad en las características de los movimientos registrados en el Valle de México”, *Informe elaborado para la Secretaría de Obras y Servicios del Gobierno del Distrito Federal*, Convenio GDF-UNAM CT/23/01. México, D. F.

APÉNDICE A: DEDUCCIÓN DE LA ECUACIÓN 2

Se parte de que la función de densidad de probabilidad (fdp) de la distorsión máxima de entrepiso es lognormal (Shome y Cornell, 1999). Esto se expresa como:

$$f_D(d) = \frac{1}{d\sqrt{2\pi}\sigma_{\ln D}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{1}{\sigma_{\ln D}} \ln\left(\frac{d}{\hat{D}}\right)\right)^2\right] \quad (A1)$$

Su función de distribución acumulada se expresa como:

$$F_D(d) = P(D \leq d) = P(\ln D \leq \ln d) \quad (A2)$$

Se define la variable estandarizada u , con fdp normal, con media nula y desviación estándar unitaria, como sigue:

$$u = \frac{\ln D - \ln \hat{D}}{\sigma_{\ln D}} \quad (A3)$$

Si se despeja $\ln D$ de esta última y se sustituye en la ec. A2, se obtiene:

$$F_D(d) = P(u\sigma_{\ln D} + \ln \hat{D} \leq \ln d) = P\left(u \leq \left[\frac{\ln(d / \hat{D})}{\sigma_{\ln D}}\right]\right) \quad (\text{A4})$$

De aquí se deduce que:

$$P(D \leq d) = P\left(u \leq \left[\frac{\ln(d / \hat{D})}{\sigma_{\ln D}}\right]\right) = F_u\left[\frac{\ln(d / \hat{D})}{\sigma_{\ln D}}\right] = \Phi(u) \quad (\text{A5})$$

donde $\Phi(u)$ es la función de distribución acumulada normal estándar.

De lo anterior se deduce la ec. 2 del presente artículo:

$$P(D \geq d) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(d / \hat{D})}{\sigma_{\ln D}}\right) \quad (\text{A6})$$

APÉNDICE B: DEDUCCIÓN DE LA ECUACIÓN 9

El valor del estimador (o sea la distorsión máxima de entrepiso) se obtiene a partir de un número limitado de respuestas estructurales. Estas pueden considerarse *muestras* de un conjunto de variables aleatorias independientes x_1, x_2, \dots, x_n cuyas fdp son iguales a las de las variables X_1, X_2, \dots, X_n (Ang y Tang, 1975). En donde $X = \ln D$, o sea el logaritmo natural del valor de las distorsiones máximas de entrepiso.

El valor medio de la *muestra* está dada por:

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \quad (\text{B1})$$

Su valor esperado es:

$$E(\bar{X}) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n E(X_i) = \frac{1}{n} n\mu = \mu \quad (\text{B2})$$

Es decir que el valor esperado de la media de la muestra es igual a la media de la población (μ), por lo que se dice que \bar{X} es un estimador no sesgado de μ .

La varianza de \bar{X} es igual a:

$$\frac{1}{n^2}(n\sigma^2) = \frac{\sigma^2}{n} \quad \text{Var}\bar{X} = \frac{1}{n^2} \text{Var}\left(\sum_{i=1}^n X_i\right) \quad (\text{B3})$$

En resumen \bar{X} tiene media μ , y desviación estándar σ/\sqrt{n} . Debido al Teorema del Límite Central, la fdp de \bar{X} es Gaussiana.

Enseguida se define la variable estándar u :

$$u = \frac{\bar{X} - \mu}{\sigma/\sqrt{n}} \quad (\text{B4})$$

La probabilidad de que u se encuentre dentro de cierto intervalo $-K_{\alpha/2}$ y $K_{\alpha/2}$ es igual a:

$$P(-K_{\alpha/2} \leq \frac{\bar{X} - \mu}{\sigma/\sqrt{n}} \leq K_{\alpha/2}) = \Phi(K_{\alpha/2}) - \Phi(-K_{\alpha/2}) = 1 - \alpha \quad (\text{B5})$$

De donde se obtiene lo siguiente:

$$P(\bar{X} - K_{\alpha/2} \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \leq \mu \leq \bar{X} + K_{\alpha/2} \frac{\sigma}{\sqrt{n}}) = 1 - \alpha \quad (\text{B6})$$

Esto indica que hay a confianza igual a $1 - \alpha$ de que el valor de μ se encuentre en el intervalo $(\bar{X} - K_{\alpha/2} \frac{\sigma}{\sqrt{n}}, \bar{X} + K_{\alpha/2} \frac{\sigma}{\sqrt{n}})$. Es decir que el intervalo de confianza depende de la desviación estándar σ , del valor de $K_{\alpha/2}$, y del número de muestras n (en este caso, del número de acelerogramas considerados para el análisis). El error de estimación (e) que se comete al usar \bar{X} para estimar el valor de la media poblacional es el siguiente:

$$e = K_{\alpha/2} \sigma / \sqrt{n} \quad (\text{B7})$$

Despejando se obtiene:

$$n = K_{\alpha/2}^2 \frac{\sigma^2}{e^2} = K_{\alpha/2}^2 \frac{\sigma_{\ln D}^2}{e^2} \quad (\text{B8})$$

REFERENCIAS

1. **Alamilla, J. L., (2001)**, Comunicación personal.
2. **Alonso J, Alonso & Asociados SC., (2005)**, Comunicación personal, Mexico.
3. **Baker y Cornell, (2005)**, A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34: 1193-1217.
4. **Barroso L. R., y Winterstein S., (2002)**, Probabilistic seismic demand analysis of controlled steel moment-resisting frame structures, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31 (12), 2049-2066.
5. **Bertero, R. D. y Bertero, V. B, (2002)**, Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31 (3), 627-652.
6. **Bojórquez, E. y Ruiz, S. E., (2004)**, Strength reduction factors for the Valley of Mexico, considering low-cycle fatigue effects, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 516, Vancouver, Canadá, agosto.
7. **Campero Alcántara Roberto, (2003)**, Evaluación de la confiabilidad sísmica-estructural de un marco en el plano de diez niveles utilizando el método simplificado y el método exacto, *Tesis de licenciatura* presentada en la Escuela Militar de Ingenieros. México D.F., junio.
8. **Campos D. y Esteva L., (1997)**, Modelo de Comportamiento Histerético y de Daño para Vigas de Concreto Reforzado, *XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, México.
9. **Chan Dorado, S. M., (2003)**, Influencia del escalamiento de movimientos sísmicos de banda estrecha en la evaluación de la confiabilidad de edificios, *Tesis de maestría* presentada en la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.
10. **Chan Dorado, S. M., Ruiz S. E. y Montiel, M. A., (2005)**, Escalamiento de acelerogramas y número mínimo de registros requeridos para el análisis de estructuras, *Revista de Ingeniería Sísmica*, Vol 72, pp1-24, enero-junio.
11. **Cornell CA., (1996)**, Realiability-Based Earthquake-Resistant Design the Future. *11th World Conference on Earthquake Engineering*; Paper No. 2166. Acapulco, Mexico, junio.
12. **Cornell C. A., Jalayer F., Hamburger R. O. y Foutch D. A., (2002)**, The Probabilistic Basis for the 2000 SAC/FEMA Steel Moment Frame Guidelines, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, abril, 128 (4).

13. **Ellinwood B. R., Galambos T. V., MacGregor J. G. y Cornell, C. A., (1982)**, Probability-based load criteria: load factors and load combinations, *J. of Structural Division*, ASCE, 108 (5), 978-997.
14. **Esteva L., Díaz O. y García J., (2001)**, Reliability functions for earthquake resistant design. *Reliability Engineering & System Safety* , 73, 239-262.
15. **Esteva, L. (1968)**, Bases para la formulación de decisiones de diseño sísmico, *Tesis doctoral*, Facultad de Ingeniería, UNAM.
16. **Fajfar P. y Krawinkler H., (1997)**, Seismic design methodologies for the next generation of codes, A.A. Balkema, Rotterdam, 411 pp.
17. **FEMA, (2000)**, Recommended post-earthquake evaluation and repair criteria for welded steel moment-frame buildings, *Report No. FEMA-352*, SAC Joint Venture, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
18. **FEMA, (2000a)**, Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings, *Report No. FEMA-350*, SAC Joint Venture, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, septiembre.
19. **FEMA, (2000b)**, Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings, *Report No. FEMA-351*, SAC Joint Venture, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, septiembre.
20. **FEMA-350, (2000)**, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, prepared by the *SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency*, Washington, DC.
21. **FEMA-351, (2000)**, Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings, prepared by the *SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency*, Washington, DC, septiembre.
22. **FEMA-355F, (2000)**, State of Art Report on Performance Prediction and Evaluation of Steel Moment-Frame Buildings, prepared by the *SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency*, Washington, DC, septiembre.
23. **Granados R, Proyect SC, (2004)**, Comunicación Personal, Mexico.
24. **García Jarque F. E., García Jarque Ingenieros S. C., (2004)**, Comunicación personal, Mexico.
25. **Hamburger R. O., Foutch D. A. y Cornell, C. A., (2003)**, Translating research to practice: FEMA/SAC performance-based design procedures, *Earthquake Spectra*, 19 (2), 255-267.
26. **Jaimes Tellez M. A. y Reinoso, E., (2006)**, Comparación del comportamiento de edificios en el valle de México ante sismos de subducción y de falla normal, aceptado para publicación en la *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS.
27. **Jalayer F. y Cornell, C. A., (2003)**, A technical framework for probability-based demand and capacity factor design (DCFD) seismic formats, *PEER Report 2003/08*, Pacific Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley.

28. **Krawinkler H. y Seneviratna G. D. P. K., (1998)**, Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation, *Engineering Structures*, Elsevier Science Ltd., Vol. 20, No. 4-6, pp. 452-464.
29. **Koh H. M., Kim J. K. y Ha D. H., (1999)**, Progress of studies performed in Korea on design rules and cost evaluation in relation to base isolation techniques, *Proceedings of the International Post-SMIRT Conference Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Vibration of Structures*, Cheju, Korea, 209-222.
30. **Meli R., (1976)**, Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, *Publicación del Instituto de Ingeniería*, UNAM, No. 375, junio.
31. **Meli, R. y Mendoza C. J., (1991)**, Reglas de verificación de calidad del concreto, *Revista de Ingeniería*, LXI, México.
32. **Mendoza, C. J., (1983)**, Propiedades Mecánicas de los Concretos Fabricados en el Distrito Federal, *Informe Interno*, Instituto de Ingeniería, UNAM, agosto.
33. **Mirza A y McGregor J. (1979b)**, Variability of Mechanical Properties of Reinforcing Bars, *Journal of the Structural Division (ACSE)*, May 1; 105 No ST5.
34. **Montiel M. A., Ruiz S. E. y Chan S. M., (2002)**, Evaluación de la confiabilidad sísmica implícita en las construcciones, *Memorias de las Octavas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Valparaíso, Chile, 25 al 27 de abril.
35. **Montiel M.A., Palacios J., Aparicio J.L., Ruiz S. E. y Granados R., (2002)**, Evaluación de la confiabilidad sísmica de marcos, *Memorias del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puebla, Pue., 30 de octubre al 2 de noviembre.
36. **Montiel M. A., Ruiz S.E. y Torres M. A., (2003)**, Comparison between two alternative methods for estimating mean failure rates of building frames, *Memorias del Coloquio Internacional RISQUE, VULNÉRABILITÉ & FIABILITÉ DANS LA CONSTRUCTION*, 11 y 12 octubre. Alger, Argelia.
37. **Montiel, M. A. y Ruiz, S. E., (2006)**, Seismic design method for reliability-based rehabilitation of buildings, *Earthquake Spectra*, Vol. 22, No. 1, pp 1-26, febrero.
38. **Nassar A. A. y Krawinkler H., (1991)**, Seismic demands for SDOF and MDOF systems, Reporte No. 95, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.
39. **NTCS-(2004)**, Propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, <http://www.smie.org.mx/>.
40. **Palacios Morales, J., (2002)**, Cálculo y obtención de gráficas de curvas de vulnerabilidad sísmica en marcos estructurales planos de concreto reforzado, *Trabajo de Tesis*, presentado en la Escuela Militar de Ingenieros, de la Universidad del Ejército y Fuerza Aérea, Secretaría de la Defensa Nacional, para obtener el Título de Ingeniero Constructor Militar. México, D.F.
41. **Peir, J. y Cornell C. A., (1973)**, Spatial and Temporal Variability of Live Loads, *J. of the Structural Division*, ACSE; 5: 903-922.

42. **Rangel Aguilar G., (2004)**, Obtención de curvas de confiabilidad estructural de un edificio de concreto reforzado de 15 niveles y tres crujías, *Tesis de licenciatura* presentada en la Facultad de Estudios Superiores ACATLÁN, UNAM. México D.F., agosto.
43. **Rangel G., Montiel M.A. y Ruiz S.E., (2005)**, Influencia en la confiabilidad sísmica estructural de las incertidumbres en las propiedades mecánicas y en las cargas vivas, *Memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, septiembre, México, D.F.
44. **Rangel G., (2006)**, Influencia de las incertidumbres en las propiedades de los materiales y en la carga viva en la confiabilidad estructural. *Tesis de maestría*, DEPMI, UNAM, en proceso.
45. **RCDF-(1976)**, Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, *Gaceta Oficial*.
46. **RCDF-(2004)**, Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, *Gaceta Oficial*.
47. **Rodríguez M. y Botero J. C., (1994)**, Aspectos del Comportamiento Sísmico de Estructuras Considerando las Propiedades Mecánicas del Acero Producido en México, *Research Report, Institute of Engineering*, UNAM, México.
48. **Rosenblueth, E., (1972)**, Code specifications of safety and serviceability, *International Conference on Planning and Design of Tall Buildings*, Structural Safety and Probabilistic Methods, Technical Committee 10, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania, 23-51.
49. **Ruiz, S. E. y Soriano, A., (1997)**, Design Live Loads for Office Buildings in Mexico and the United States, *Journal of Structural Engineering*, june: 816-822.
50. **Shome N. y Cornell, C. A., (1999)**, Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures. *Reliability of Marine Structures Program, Reporte no. RMS-35*, Dept of Civil Eng., Stanford University, Stanford, CA.
51. **Terán-Gilmore, A., (2005)**, Performance-based earthquake resistant design of framed buildings using energy concepts, *Tesis doctoral*, Universidad de California, Berkeley.
52. **Tsai K-Ch., Chen H-W., Hong Ch-P., Su Y-F., (1993)**, Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction, *Earthquake Spectra*, 9 (3), 505-528.
53. **Vamvatsikos D y Cornell C. A. (2002a)**, Incremental dynamic analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol 31, pp. 491-514.
54. **Vamvatsikos D y Cornell C. A., (2002b)**, The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering, *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, paper 479. London, UK.
55. **Villa Velázquez, C. y Ruiz, S. E., (2001)**, Influencia de la intensidad en las características de los movimientos registrados en el Valle de México, *Informe elaborado para la Secretaría de Obras y Servicios del Gobierno del Distrito Federal*, Convenio GDF-UNAM CT/23/01, México, D. F.

56. **Villa Velázquez, C. I., (2001)**, Análisis de movimientos sísmicos registrados en el valle de México. *Trabajo de Tesis*, presentado en la Facultad de Ingeniería, UNAM Acatlán, para obtener el Título de Ingeniero Civil.
57. **Wen YK., (1995)**, Building Reliability and Code Calibration, *Earthquake Spectra*, 11, 269- 296.
58. **Wen Y. K., (2001)**, Reliability and performance-based design, *Structural Safety*, 23, 407-428.