



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE
EDIFICIOS USANDO CONCEPTOS DE ENERGÍA**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

DOCTOR EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

EDÉN BOJÓRQUEZ MORA

TUTORA:

DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ

CO-TUTOR:

DR. AMADOR TERÁN GILMORE



JUNIO 2007

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Luis Esteva Maraboto
Secretario: Dr. Roberto Meli Piralla
Vocal: Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez
1^{er}. Suplente: Dr. Amador Terán Gilmore
2^{do}. Suplente: Dr. Orlando Javier Díaz López

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez

FIRMA

A DIOS...

DEDICATORIA

*A DIOS PORQUE GRACIAS A EL
TODOS ESTAMOS AQUI Y DE EL
SOMOS. CON EL TODO SIN EL NADA*

*A LA VIRGEN DEL ROSARIO POR
ACOMPANARME Y CUIDARME
SIEMPRE, EN TODOS LOS LUGARES
QUE ME ENCONTRARA*

*A MIS PADRES ANA Y WILDO
QUE MAS PUEDO DECIR A
QUIENES LES DEBO TANTO, ES UNA
VERDADERA DICHA QUE ESTEN A
NUESTRO LADO, LOS AMO*

*A LA DRA. SONIA RUIZ POR SU
APOYO INCONDICIONAL, SU
PACIENCIA, COMPRENSIÓN, SUS
CONSEJOS, COMPARTIR SUS
CONOCIMIENTOS, Y POR TANTAS
COSAS BUENAS QUE POSEE QUE NO
TERMINARÍA POR DESCRIBIRLAS EN
TAN CORTO ESPACIO Y CON MI POBRE
VOCABULARIO, ESPECIALMENTE
GRACIAS POR SU AMISTAD. ES UNA
EXCELENTE PERSONA*

*A MI ABUELITA, MI
HERMANA WILNYA Y MIS
HERMANOS WILDO, OMAR Y JUAN
CON TODO MI CARIÑO Y MI AMOR,
POR TANTOS MOMENTOS QUE
HEMOS VIVIDO UNIDOS, SIEMPRE
APOYANDONOS UNOS A LOS OTROS
Y QUE HAN SIDO
FUNDAMENTALES PARA QUE YO
ESTE AQUÍ. SON UN GRAN
EJEMPLO, NO PUDE HABER
TENIDO MEJORES HERMANOS,
LOS AMO*

A LA UNAM, Y EL INSTITUTO DE INGENIERÍA por permitirme hacer uso de sus instalaciones, y porque me permitieron recibir una formación no solo académica, sino deportiva, cultural, artística y en otros aspectos de la vida, siempre estaré agradecido con estas instituciones.

A CONACYT Y LA DGEP por el apoyo económico otorgado para la realización de mis estudios.

A MIS SINODALES DR. AMADOR TERÁN GILMORE, DR. LUIS ESTEVA MARABOTO, DR. ROBERTO MELI PIRALLA, DR. ORLANDO JAVIER DIAZ LOPEZ por la revisión de la Tesis que sirvió para enriquecerla, y por compartir un poco de sus tantos conocimientos y experiencias, no solo son grandes investigadores, también grandes personas.

AL DR. ALFREDO REYES SALAZAR por el gran apoyo que siempre me ha brindado siempre le estaré agradecido, y por su gran amistad.

A TODOS LOS PROFESORES que me han impartido clases, porque han sido pieza fundamental en mi formación, para que yo pudiera lograr esta meta más en mi Vida.

A MI TIO, TIA, MADRINA, PADRINO Y LA FAMILIA gracias por todo su apoyo, confianza y cariño siempre pueden contar conmigo, así como yo he contado con ustedes.

A LOS DEL DEPA 302 ese departamento de donde tengo tanto recuerdos tan maravillosos que nunca olvidaré, y que fue como mi Hogar durante todo el tiempo que he estado ahí, viví momentos que siempre estarán presentes en mi Corazón, principalmente cada uno de ustedes siempre los llevaré donde quiera que vaya, pues de todos me llevo un hermoso recuerdo, gracias por su amistad y solo quiero terminar diciendo un par de palabras "*OTRO NIVEL*".

A LOS AMIGOS DEL INSTITUTO porque enriquecieron y alegraron mi Vida con su presencia, compartiendo tantos momentos juntos que hicieron que mi estancia durante estos años fuera una grandiosa aventura, gracias a todos.

A LILIANA Y SU FAMILIA por el apoyo que me brindaron, y todos los momentos que compartimos juntos siempre les estaré agradecido, pues no hubiera sido lo mismo sin haberlos conocido.

A LOS AMIGOS DEL CORO DE LA IGLESIA DEL CUC con quienes tuve la dicha de cantar y compartir la palabra de Dios por más de 5 años, me llevo grandes recuerdos de cada uno de ustedes.

A MIS ESTUDIANTES quienes desarrollaron su trabajo de Tesis y su Verano Científico a mi lado, de quienes aprendí tanto y que contribuyeron en el desarrollo de mi Tesis, gracias por su apoyo.

A MIS AMIGAS MISIONERAS SCALABRINI quienes desde el primer momento me recibieron con una linda sonrisa, a pesar de ser un completo extraño me abrieron las puertas de su Hogar, pero más que nada de su gran Corazón.

A VICTOR LOPEZ Y CARLOS SLIM por apoyar a tantos jóvenes Guasavenses y de todo México en el fortalecimiento de su educación, que es la base para el futuro de una mejor Nación. Espero que cada día haya más personas como ustedes en este Mundo.

A LOS PADRES DOMINICOS DE LA IGLESIA DEL CUC (ESPECIALMENTE AL PADRE DIDIER) Y A LOS PADRES FRANCISCANOS DE LA IGLESIA DEL CRISTO por transmitirme y enseñarme la palabra de Dios, y poder permitirme conocer un poquito más de cerca a quien todo le debemos.

A MIS AMIGOS CATEQUISTAS, A MIS NIÑOS DEL CATECISMO Y MIS NIÑOS DEL CORO espero haberlos hecho tan felices como ustedes lo hicieron conmigo los quiero mucho a todos.

A MIS AMIGOS DEL EQUIPO DE FUTBOL DEL INSTITUTO por cada uno de los partidos que jugamos juntos, quizás no fuimos campeones, pero eso sí no cabe la menor duda que somos los subcampeones número uno.

A LOS PROFESORES Y AMIGOS DE NAPOLES por su apoyo y confianza, y porque su compañía hizo que no fuera nada difícil estar en un País tan lejos de mi gente, gracias.

A todas las personas que se han cruzado por mi camino y que he tenido la dicha de conocer, quizás no he mencionado a todos, pero tanto a los que mencioné como a los que no y que me han apoyado, siempre les estaré eternamente agradecido, **QUE DIOS LOS BENDIGA!!**.

EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICIOS USANDO CONCEPTOS DE ENERGIA

INDICE

INTRODUCCION

Capitulo 1. OBJETIVOS Y ORGANIZACION DE LA TESIS

*OBJETIVOS GENERALES
ORGANIZACION DE LA TESIS*

Capitulo 2. LA ENERGIA HISTERETICA DISIPADA EN EL DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS

*INTRODUCCION
LIMITACIONES DE CRITERIOS DE DISEÑO BASADOS
EN LIMITAR LOS DESPLAZAMIENTOS MAXIMAS DE ENTREPISO
IMPORTANCIA DE LA ENERGIA HISTERETICA DISIPADA
ENERGIA HISTERETICA NORMALIZADA
ESPECTROS DE ENERGIA HISTERETICA NORMALIZADA CON TAFU*

Capitulo 3. DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS BASADO EN CONFIABILIDAD USANDO LA ENERGIA HISTERETICA DISIPADA (CRITERIO I)

*CRITERIO DE DISEÑO I
Capacidad de energia histeretica normalizada
Criterio de diseño propuesto
EJEMPLO DE APLICACION
DESEMPEÑO SISMICO DEL MARCO ESTRUCTURAL
REFLEXIONES FINALES SOBRE EL CAPITULO 3*

Capitulo 4. EL INDICE DE ACUMULACION LINEAL DEL DAÑO EN EL DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS

*INTRODUCCION
IMPORTANCIA DEL INDICE DE ACUMULACION LINEAL
DEL DAÑO
IMPORTANCIA DE LOS INDICES DE DAÑO SEGUN EL
ESTADO LIMITE QUE SE TRATE*

*CAPACIDAD CICLICA DE MARCOS ESTRUCTURALES DE
ACERO Y SUS CORRESPONDIENTES SIGL EQUIVALENTES
ESPECTROS DE INDICE DE ACUMULACION LINEAL DEL
DAÑO CON TAFU*

**Capitulo 5. DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS BASADO EN
CONFIABILIDAD USANDO EL INDICE DE ACUMULACION LINEAL DEL
DAÑO (CRITERIO II)**

*CRITERIO DE DISEÑO PROPUESTO
EJEMPLO DE APLICACION
REFLEXIONES SOBRE EL CAPITULO 5*

**Capitulo 6. COMPARACION DE LA CONFIABILIDAD DE LOS DISEÑOS
OBTENIDOS AL APLICAR LOS CRITERIOS I Y II Y EL RCDF-2004**

*INTRODUCCION
DISTORSIONES MAXIMAS DE ENTREPISO
ENERGIA HISTERETICA NORMALIZADA
INDICE DE ACUMULACION LINEAL DEL DAÑO*

**Capitulo 7. FACTIBILIDAD DEL DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS
BASADO EN CONCEPTOS DE ENERGIA (DE LA TEORIA A LA PRACTICA
PROFESIONAL)**

*INTRODUCCION
ANALISIS DEL CRITERIO BASADO EN LA ENERGIA
HISTERETICA NORMALIZADA*

Capitulo 8. CONCLUSIONES

REFERENCIAS

APENDICE A. *Algunos factores de transformacion entre
SIGL y SMGL, correspondientes a ductilidades, a distorsiones
maximas de entrepiso y a energia histeretica normalizada,*
Bojorquez E y Ruiz SE, aceptado para el 3er Congreso
Nacional de Ingenieria Sismica, Girona, España 2007.

APENDICE B. *Reliability-based evaluation procedure for
the preliminary seismic design of steel structures, using
energy concepts,* Bojorquez E, Ruiz SE y Teran-Gilmore A.
Articulo sometido a la Revista Engineering Structures.

APENDICE C. *Confiabilidad sismica de varios edificios
de acero (4 a 10 niveles) localizados en suelo blando
de la ciudad de Mexico, diseñados con el RCDF-2004,*
Bojorquez E, Diaz A, Ruiz SE y Garcia-Jarque F.
Articulo aceptado para la Revista de Ingenieria Sismica.

RESUMEN

En esta tesis se proponen dos criterios para el diseño sísmico de estructuras que consideran la confiabilidad estructural y la acumulación del daño estructural. El primer criterio utiliza espectros de ductilidad y de energía histerética normalizada con tasa anual de falla uniforme (TAFU), mientras que el segundo criterio utiliza espectros de índice de acumulación lineal del daño con TAFU.

En la primera parte de la tesis se estudian las limitaciones de las demandas máximas para garantizar un desempeño satisfactorio de las estructuras sujetas a sismos. Se observa el efecto del tiempo de duración del movimiento de los sismos en las estructuras, y se hace ver la importancia que puede tener la energía histerética en la respuesta sísmica de estructuras al ser normalizada con respecto a la resistencia y desplazamiento de fluencia. Se dan las herramientas necesarias tanto para obtener espectros de energía histerética normalizada con TAFU como para utilizar el primer criterio de diseño propuesto, el cual se aplica para diseñar un marco estructural de acero de ocho niveles y tres crujías. La respuesta estructural del marco se compara con la de una estructura diseñada con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-2004). Se observa que la estructura diseñada con el criterio aquí descrito tiene un mejor desempeño estructural, logrando una reducción importante en las distorsiones de entrepiso, parámetro utilizado por la mayoría de los códigos de diseño sísmico para medir el desempeño sísmico de las estructuras. Finalmente, en esta parte de la tesis se observa que para estructuras formadas de elementos con poca capacidad de disipación de energía es más adecuado hacer el diseño basado en el control de la energía disipada por comportamiento plástico, lo mismo sucede en el caso de estructuras con alta capacidad de disipación de energía por comportamiento plástico, sometidas a demandas sísmicas severas, tal como sucede en estructuras con periodos de vibración cercanos al periodo dominante del suelo desplantadas en suelo blando del valle de México.

En la segunda parte de la tesis se describen las limitaciones de la energía histerética normalizada como parámetro para considerar de manera explícita el daño acumulado. Se observan las ventajas de utilizar el índice de acumulación lineal del daño en el diseño sísmico de estructuras, especialmente para estados límite de seguridad y cercanos al colapso. Se propone un procedimiento para obtener la capacidad cíclica de marcos estructurales de acero y sus correspondientes SIGL equivalentes. Posteriormente, se describe un algoritmo para obtener espectros de índice de acumulación lineal del daño con TAFU. Dichos espectros se utilizan en un segundo criterio alternativo propuesto. El segundo criterio se aplica a una estructura de acero con características similares a la estructura diseñada con el primer criterio.

Se analiza el desempeño sísmico de las estructuras diseñadas con ambos métodos propuestos para distintos parámetros de diseño, y se describen las ventajas y desventajas de cada uno de ellos con la finalidad de utilizarlos en la práctica profesional de la ingeniería. Se concluye la efectividad de ambos criterios, tanto por incluir parámetros importantes que afectan el comportamiento estructural, como por incorporar la confiabilidad prescrita en las estructuras (obteniendo niveles satisfactorios), y por su relativamente fácil aplicación, lo cual es fundamental con la finalidad futura de incorporarlo en normas de diseño sísmico.

Finalmente, se describe con detalle los requisitos fundamentales para utilizar los criterios en la práctica profesional de la ingeniería, con el objetivo de que un ingeniero estructural pueda aplicar los métodos aquí propuestos con las herramientas que el dispone; además, se hacen ver los requerimientos y la viabilidad de obtenerlos para poder contar en las normas futuras de diseño sísmico con métodos que toman en cuenta de manera explícita las demandas de deformación plástica acumulada.

INTRODUCCIÓN

Eventos sísmicos registrados en los últimos años como los de México 1985, Northridge 1994 y Kobe 1995 han dejado de manifiesto la necesidad de mejorar las metodologías de diseño sísmico de estructuras, ya que una cantidad importante de estructuras diseñadas bajo códigos sísmicos no exhibieron un comportamiento adecuado durante dichos eventos. La mayoría de los Reglamentos de diseño sísmico de estructuras, incluyendo el RCDF-2004 se basan en el uso de espectros de diseño derivados de S1GL para garantizar los requerimientos de resistencia lateral de las estructuras, y en el control de las distorsiones máximas de entrepiso como parámetro principal para medir el desempeño estructural; sin embargo, tanto los espectros de diseño, como las distorsiones máximas de entrepiso representan demandas máximas sobre las estructuras, y pueden resultar insuficientes al no considerar las demandas acumuladas por deformaciones plásticas durante la acción de un sismo. Las demandas acumuladas pueden jugar un papel muy importante especialmente en estructuras con baja capacidad de disipación de energía, o estructuras con alta capacidad de disipación de energía, sujetas a movimientos de larga duración como los que ocurren en el valle de México, especialmente aquellas con periodos cercanos al periodo dominante del suelo. El efecto que tienen las demandas acumuladas y por lo tanto el daño acumulado sobre las estructuras no se contempla de manera explícita en los códigos de diseño sísmico actuales, lo que puede implicar una posible subestimación del efecto sísmico sobre algunas estructuras.

Una forma de considerar el daño acumulado de manera explícita es con el uso de conceptos de energía sísmica o mediante índices de daño que consideran de manera explícita las demandas de energía sísmica sobre las estructuras. Sin embargo, aún cuando se considere el daño acumulado de manera explícita, los códigos de diseño sísmico de estructuras no están asociados a niveles prescritos de confiabilidad en estructuras diseñadas con sus especificaciones. Además, la mayoría de los reglamentos del mundo se basan principalmente en estudios de S1GL con comportamiento elastoplástico perfecto para diseño sísmico de estructuras, y por otro lado, existen diferencias entre la respuesta de los modelos reales y de los sistemas simplificados. Los códigos contemplan dichas diferencias entre la respuesta de estructuras simplificadas y reales, pero no garantizan una misma tasa de excedencia entre ambos sistemas estructurales, y los espectros de diseño sísmico de estructuras recomendados por dichos reglamentos no están asociados a niveles de confiabilidad o tasas anuales de falla. En resumen, los inconvenientes en el diseño sísmico son la no consideración explícita del daño acumulado, la no inclusión de niveles prescritos de confiabilidad de las estructuras y una obtención de la demanda sísmica que se basa en estudios de S1GL que no toman en cuenta la confiabilidad o la tasa anual de excedencia al obtener la respuesta de estructuras de sistemas de múltiples grados de libertad (SMGL).

El objetivo de este trabajo es proponer dos criterios de diseño sísmico de marcos estructurales de acero que consideren los niveles de confiabilidad en las estructuras, las incertidumbres entre la respuesta de S1GL y estructuras de múltiples grados de libertad (MGDL) reales para niveles de confiabilidad similares, y la consideración explícita del

daño acumulado a través de la energía histerética disipada o del índice de acumulación lineal del daño en las estructuras sujetas a la acción de los sismos. Se contrastan los dos criterios propuestos y se analiza la eficacia en términos de desempeño y la fácil aplicación de cada uno de ellos. Finalmente, se expone con detalle cuales son los estudios requeridos que permitirán en un futuro próximo la incorporación de los métodos aquí expuestos, en los códigos de diseño sísmico; es decir, en la práctica de la ingeniería.



Capítulo 1

OBJETIVOS Y ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

1.1 Objetivos Generales

Los objetivos de esta tesis son los siguientes:

- a) Revisar la importancia de la energía histerética disipada para el diseño sísmico de estructuras, así como sus limitaciones, especialmente cuando dicha energía se normaliza respecto a la resistencia y al desplazamiento de fluencia.
- b) Proponer y aplicar un primer criterio de diseño sísmico que considera tanto la confiabilidad en las estructuras como las demandas acumuladas de manera explícita, a través de espectros de ductilidad y espectros de energía histerética normalizada con tasa anual de falla uniforme (TAFU); además, hacer ver en qué casos un diseño que considera la ductilidad global máxima y las distorsiones máximas de entrepiso es una buena solución al problema sísmico.
- c) Subrayar la importancia que tiene considerar las demandas acumuladas en las estructuras, a través del índice de acumulación lineal del daño, para estados límite de seguridad y cercano al colapso.
- d) Proponer un método para evaluar la capacidad cíclica de estructuras y S1GL equivalentes con la finalidad de obtener espectros de índice de acumulación lineal del daño con TAFU.
- e) Proponer un segundo criterio de diseño sísmico basado en el uso de espectros de índice de acumulación lineal del daño con TAFU.
- f) Analizar ambos procedimientos aquí propuestos, y hacer ver algunas observaciones sobre los niveles de confiabilidad obtenidos al utilizarlos.
- g) Puntualizar los estudios requeridos con el objetivo de que los procedimientos aquí planteados pueden ser utilizados en la práctica de la ingeniería, y ver si es factible cumplir con los requerimientos para aplicar los criterios presentados con base en estudios futuros.



1.2 Organización de la tesis

Capítulo 1. En este capítulo se describen los objetivos generales y la forma en que se desarrolla la tesis.

Capítulo 2. Se observa la importancia de la energía histerética disipada como parámetro de diseño sísmico, especialmente al ser normalizada respecto a la fuerza y al desplazamiento de fluencia. Se describe un algoritmo para obtener espectros de energía histerética normalizada con TAFU.

Capítulo 3. Se propone un primer criterio de diseño sísmico basado en el uso de espectros de ductilidad y energía histerética normalizada con TAFU, que considera tanto la confiabilidad de las estructuras diseñadas, como el daño acumulado en las mismas, y se aplica para el diseño sísmico de un marco estructural de acero de ocho niveles. Se hace ver la importancia de la capacidad de rotación plástica acumulada, así como en qué casos un diseño convencional es adecuado. Finalmente, se compara la respuesta de la estructura obtenida con el criterio propuesto y con la de otra estructura con características similares diseñada con el RCDF-2004.

Capítulo 4. Se muestra la importancia del índice de acumulación lineal del daño para estados límite de seguridad y cercanos al colapso. Se evalúa la capacidad cíclica de marcos estructurales de acero y sus SIGL equivalentes con la finalidad de obtener espectros de índice de acumulación lineal del daño con TAFU.

Capítulo 5. Se propone y aplica un segundo criterio de diseño sísmico que utiliza los espectros de índice de acumulación lineal del daño para el diseño de una estructura de acero de ocho niveles.

Capítulo 6. Se analizan los resultados de los dos criterios de diseño sísmico aquí propuestos, con la finalidad de opinar sobre los niveles de desempeño sísmico y de confiabilidad estructural obtenidos con cada uno de ellos.

Capítulo 7. Se dan algunas recomendaciones sobre estudios futuros que se requieren con la finalidad de aplicar los procedimientos aquí propuestos en la práctica profesional de la ingeniería.

Apéndice A. Artículo aceptado para publicarse en las memorias del 3er Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Girona, España 2007, por Bojórquez E y Ruiz SE. “*Algunos factores de transformación entre SIGL y SMGL, correspondientes a ductilidades, a distorsiones máximas de entrepiso y a energía histerética normalizada*”.

Apéndice B. Artículo sometido a la Revista Engineering Structures, por Bojórquez E, Ruiz SE y Terán-Gilmore A. “*Reliability-based evaluation procedure for the preliminary seismic design of steel structures, using energy concepts*”.

Apéndice C. Artículo aceptado para publicarse en la Revista de Ingeniería Sísmica, por Bojórquez E, Díaz MA, Ruiz SE y García-Jarque F. “*Confiabilidad sísmica de varios edificios (cuatro a diez niveles) localizados en suelo blando de la ciudad de México, diseñados con el RCDF-2004*”.



Capítulo 2

LA ENERGÍA HISTERÉTICA DISIPADA EN EL DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS

2.1 Introducción

La distorsión máxima de entrepiso es uno de los principales parámetros utilizados por los códigos de diseño sísmico para medir el desempeño sísmico de las estructuras; sin embargo, en dicho parámetro no se contempla de manera explícita el efecto que tiene la acumulación del daño estructural. Dicha acumulación puede ser muy importante especialmente en estructuras sometidas a sismos de larga duración como los que ocurren en el valle de México y periodos de vibración cercanos al periodo dominante del suelo (Terán-Gilmore, 2001; Bojórquez y Ruiz, 2004). Se han hecho esfuerzos por entender el efecto del tiempo de duración del movimiento sobre las estructuras; es decir, el efecto acumulativo del daño (Fajfar, 1992; Ballio y Castiglioni 1994; Reinoso y Ordaz, 2001; Manfredi, 2001; Malhotra, 2002; Chou y Uang, 2003; Boomer *et al*, 2004; Chai, 2005; Iervolino *et al*, 2006; Bojórquez *et al*, 2006a); sin embargo, aún no se incorpora de manera explícita dicho efecto en las normas de diseño sísmico actuales. Algunos investigadores promueven la actualización del diseño sísmico por medio de metodologías de diseño que contemplen el efecto acumulativo de las demandas de deformación plástica y con ello el efecto que tiene el tiempo de duración del movimiento sobre las estructuras (Akiyama, 1985; Fajfar, 1992; Cosenza y Manfredi, 1996; Terán-Gilmore 1996).

Una forma de considerar el daño acumulado de manera explícita es a través de conceptos de energía sísmica. El uso de la energía sísmica fue inicialmente propuesto por Housner (1956) y ha sido utilizada por otros investigadores para fines de diseño sísmico (Akiyama, 1985). Los métodos basados en conceptos de energía consisten en suministrar a la estructura una capacidad de energía superior o igual a la energía que le demandan los sismos (Uang y Bertero, 1990). Se han desarrollado metodologías de diseño sísmico que se basan exclusivamente en el uso de la energía plástica histerética (Akbas, *et al* 2001; Casanova 2004; Choi y Kim, 2006); sin embargo, dicho parámetro por sí solo puede resultar insuficiente al no considerar la historia completa del número y de la magnitud de los ciclos de comportamiento plástico. El control de la energía histerética, en complemento con el control de las demandas máximas (ductilidades y distorsiones máximas de entrepiso), puede ser una buena alternativa para garantizar un desempeño satisfactorio de las estructuras sismo-resistentes sobretodo en las que presentan baja capacidad de acumulación del daño o que están sujetas a demandas sísmicas severas.



Otra limitación de la mayoría de los códigos de diseño sísmico en el mundo, además de no considerar de manera explícita el daño acumulado en las estructuras, es no incluir los niveles de confiabilidad implícitos en las estructuras diseñadas con sus especificaciones. La mayoría de los reglamentos del mundo se basan principalmente en estudios de S1GL con comportamiento elastoplástico perfecto para diseño sísmico de estructuras. Estos no garantizan una misma tasa de excedencia entre la respuesta de S1GL y de estructuras reales, como se ha desarrollado en estudios recientes (Inoue y Cornell, 1991; Esteva *et al.*, 2005; Bojórquez, *et al* 2005). Además, los espectros de diseño sísmico de estructuras recomendados por dichos reglamentos en general no están asociados a niveles de confiabilidad como lo mencionan diversos estudios (Cornell, 1992; Wen, 1995; Ghosh y Collins, 2002; 2006; Rivera y Ruiz, 2004). Por otro lado, la degradación en las características mecánicas que exhiben los elementos estructurales no se consideran de manera explícita (Bojórquez y Rivera, 2005). Al respecto se han propuesto diversos factores para considerar dicha degradación (Terán-Gilmore y Espinoza, 2003). En resumen, algunas limitaciones importantes en el diseño sísmico son la no consideración explícita del daño acumulado, la no inclusión de niveles prescritos de confiabilidad de las estructuras, y una estimación de la demanda máxima sísmica que se basa en estudios de S1GL.

El objetivo de este capítulo es analizar las limitaciones de considerar solo la ductilidad y las distorsiones máximas de entrepiso para el diseño sísmico de estructuras, así como ver el efecto que tiene el tiempo de duración del movimiento, y finalmente observar la importancia de utilizar la energía histerética disipada como parámetro de diseño, así como obtener las herramientas necesarias para proponer un criterio de diseño sísmico de estructuras basado en confiabilidad que considere las demandas acumuladas a través de espectros de energía histerética normalizada. Dicho criterio se describe en el capítulo 3.

2.2 Limitaciones de criterios de diseño basados en limitar los desplazamientos máximos de entrepiso

Si bien los desplazamientos máximos son un indicador del daño que ocurre en las estructuras sujetas a acciones sísmicas, y pueden resultar una condición de diseño sísmico, el control exclusivo de dichas desplazamientos no garantiza el buen desempeño de una estructura sismo-resistente. Para demostrar esta limitación enseguida se utiliza el registro de SCT del sismo ocurrido el 19 de septiembre de 1985 (figura 2.1); por otro lado, además, se utiliza un registro que se obtiene al tomar una pequeña porción de la fase intensa de SCT (parte en línea gruesa de la figura 2.1, "SCT recortado"). Debido a que los códigos se basan en el uso de espectros elásticos que son reducidos por ductilidad y sobrerresistencia, los espectros elásticos juegan un papel muy importante en el diseño sísmico, por lo tanto con la finalidad de demostrar las deficiencias de los desplazamientos máximos, se obtienen los espectros de respuesta tanto elásticos como inelásticos para ambos registros sísmicos.

En la figura 2.2 se comparan los espectros lineales y no lineales obtenidos para ambos registros sísmicos. Se observa cómo el espectro lineal del registro SCT puede obtenerse únicamente considerando una pequeña parte del registro. Sin embargo, las estructuras se diseñan para que incursionen en su intervalo no lineal, por lo tanto es necesario comparar los espectros no lineales. La figura 2.2 muestra también los espectros para una ductilidad de 2, las mismas observaciones que en el caso de los espectros lineales, son



válidas para el caso de los espectros no lineales. Esto implica que se obtendría un diseño similar al utilizar cualquiera de los dos espectros. Pero ¿qué pasaría con el desempeño de la estructura sujeta a la acción de ambos registros?. Supongamos que una estructura de 1GL (“diseño resultante”) se somete a la acción de ambos registros. Dicho sistema tiene las siguientes características: un periodo de vibración $T_0=1.5s$, coeficiente sísmico $C_y=0.2$, amortiguamiento $\zeta=5\%$, comportamiento elastoplástico y sufre degradación en su resistencia basado en una ley constitutiva de energía histerética normalizada respecto a la resistencia inicial y desplazamiento inicial de fluencia (Bojórquez y Rivera, 2005). La respuesta de la estructura ante la acción de ambos registros se ilustra en la figura 2.3 a través de sus ciclos histeréticos. En primer lugar, se observa cómo el máximo desplazamiento para ambos casos es bastante similar, lo que implica que en términos de desplazamientos máximos ya sean elásticos o inelásticos se puede considerar la misma respuesta; sin embargo, en el caso del número de ciclos de comportamiento plástico se observan diferencias importantes cuando se considera el registro completo, como era de esperarse, se demandan a la estructura un mayor número de ciclos, lo que implica un mayor daño estructural; además, la reducción en la resistencia es mucho mayor que en el caso del registro recortado. Por lo tanto, es evidente que utilizar únicamente los desplazamientos máximos como parámetro principal para fomentar el buen desempeño estructural puede llevar a diseños del lado de la inseguridad, debido al efecto de la acumulación del daño a lo largo del tiempo en la estructura. Con lo anterior se trata de mostrar que en algunos casos, es necesario utilizar parámetros que consideren el efecto del daño acumulado, como pueden ser el tiempo de duración del movimiento, la energía histerética (representada por el área encerrada en los ciclos de comportamiento plástico) o algún indicador de daño que tome en cuenta la acumulación de demandas no lineales.

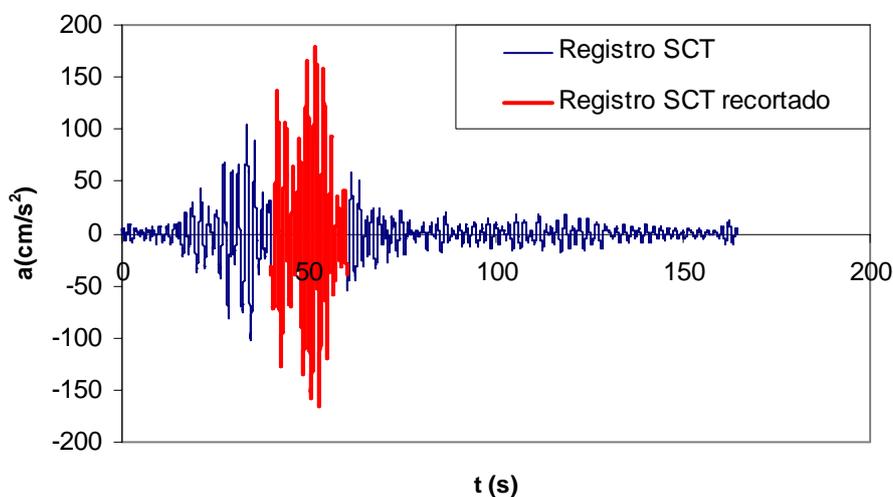


Figura 2.1. Registro sísmico SCT (sismo del 19 de septiembre de 1985).

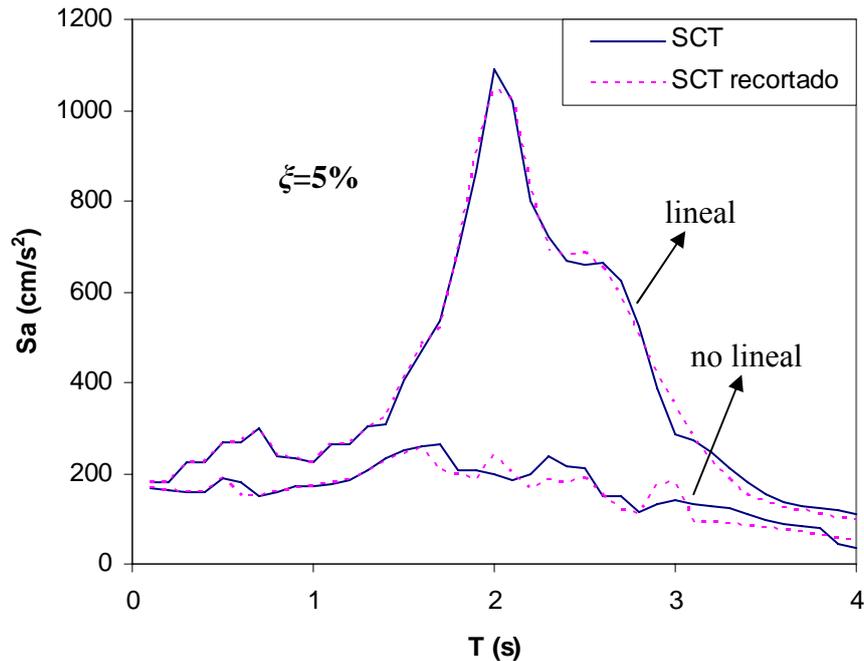


Figura 2.2. Espectros del registro SCT y SCT recortado.

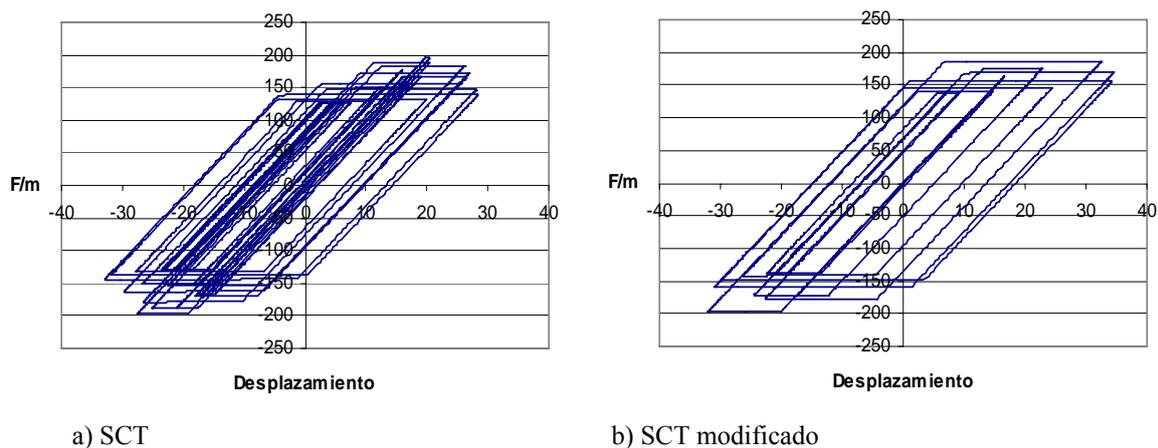


Figura 2.3. Respuesta del S1GL sujeto a la acción del registro SCT y SCT modificado.

2.3 Importancia de la energía histerética disipada

La importancia de la energía histerética disipada está asociada con el tiempo de duración del movimiento sísmico. Para ilustrar esto supóngase que una estructura se somete a desplazamiento monotónico creciente (un análisis de empuje lateral estático no lineal ‘push-over’, en inglés), en este caso la estructura llegará a la falla cuando alcance su capacidad de ductilidad última μ_u ; sin embargo, la estructura puede ser sometida a ciclos histeréticos con una amplitud en términos de ductilidad menor a μ_u y llegar a la falla. En la figura 2.4 se muestra una prueba experimental en un elemento de acero sujeto a ductilidad constante, se observa cómo, a pesar de que se mantiene una demanda máxima constante, el sistema llega a la falla debido al efecto acumulativo del daño, o fatiga de bajo número de ciclos. Sin embargo, el mismo elemento sometido a un



desplazamiento creciente hubiera desarrollado mayor ductilidad. Esto implica que una estructura puede llegar a la falla por el efecto acumulativo del daño. En la figura 2.4 se observa que el área encerrada bajo los ciclos de comportamiento plástico (energía histerética) sigue creciendo, así como en el caso del daño estructural. Por lo tanto, es evidente la relación que tiene la energía histerética disipada con el daño estructural acumulado.

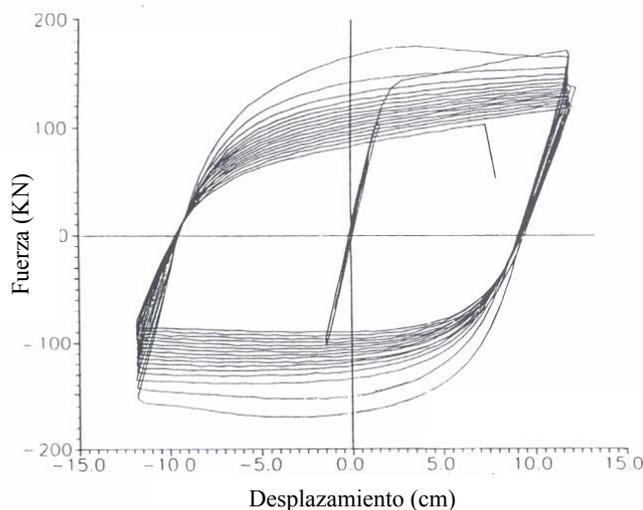


Figura 2.4. Gráfica fuerza-desplazamiento de un espécimen de acero sujeto a ciclos de desplazamiento constantes (Ballio y Castiglioni, 1994).

Se hizo ver que la energía histerética está relacionada con el daño estructural; sin embargo, la pregunta que surge es ¿podrá aplicarse dicho parámetro para el diseño sísmico de estructuras? El diseño sísmico se basa en el uso de espectros de diseño obtenidos a partir de S1GL, pero en el caso de estructuras reales, existen muchos elementos en los cuales se presenta una disipación de energía histerética, por lo que es de utilidad comprobar que mediante S1GL se puede determinar la energía histerética disipada en sistemas reales y complejos. En las siguientes figuras, se comparan las demandas de desplazamientos máximos de azotea y de energía histerética disipada entre un marco estructural de acero de cinco niveles y tres crujías y su respectivo S1GL equivalente, ambos sometidos a un conjunto de registros sísmicos (obtenidos en suelo blando de la ciudad de México) escalados para distintos periodos de recurrencia (Bojórquez *et al*, 2004). En la figura 2.5a, el eje de las abscisas representa los desplazamientos máximos en el S1GL equivalente, y el eje de las ordenadas los desplazamientos máximos de azotea en el marco estructural. Las abscisas de la figura 2.5b representan la energía histerética en el S1GL equivalente, y las ordenadas el mismo parámetro para el marco estructural. En las figuras 2.5 se observa que existe menor incertidumbre cuando se obtiene la energía histerética en una estructura de un S1GL equivalente que en el caso de los desplazamientos máximos. De aquí se deduce que es razonable usar espectros de energía histerética para el diseño sísmico. Terán-Gilmore, 2001 demostró que los daños causados por el temblor del 19 de septiembre de 1985 pueden interpretarse mejor si se utiliza este tipo de espectros que utilizando los espectros convencionales que se encuentran en los códigos de diseño sísmico.

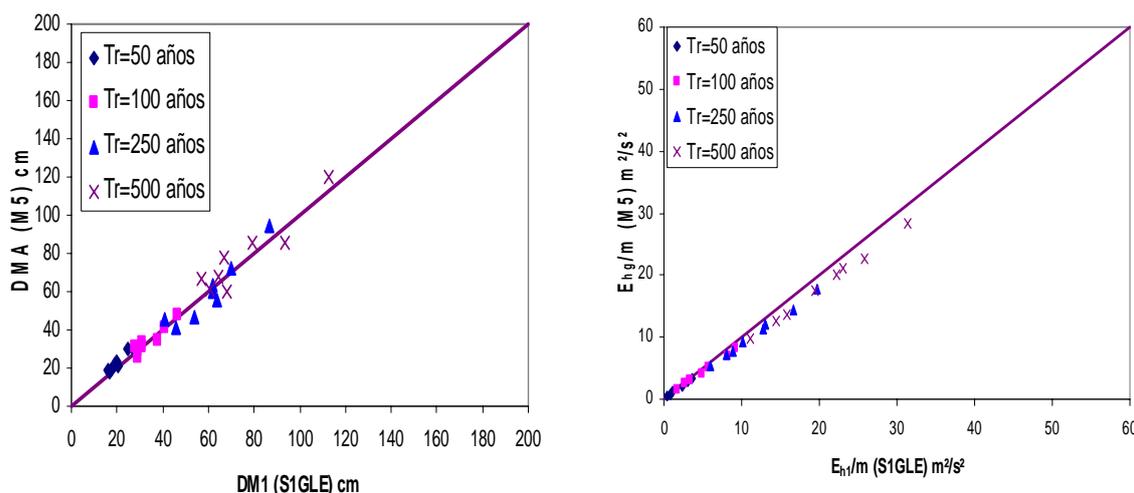


Figura 2.5. Comparación entre desplazamientos máximos de azotea y energía histerética disipada entre un marco estructural de acero y su S1GL equivalente (Bojórquez *et al*, 2004).

2.4 Energía histerética normalizada

La energía histerética E_H proporciona una idea del número y magnitud promedio de los ciclos en los que una estructura incursiona en su comportamiento plástico, y puede resultar un parámetro apropiado para medir el daño estructural, pero presenta desventajas debido a que no aporta información suficiente acerca de la importancia que las demandas acumuladas de deformación plástica tienen en el desempeño sísmico de las estructuras, ya que se pueden tener valores similares de energía histerética correspondientes a sistemas que tienen gran resistencia y pocos ciclos de carga, a los sistemas que tienen poca resistencia y muchos ciclos de carga; sin embargo, el daño que se presenta en ambos sistemas es completamente diferente. Un parámetro que se correlaciona mejor con el daño estructural es la energía histerética normalizada respecto a la resistencia (F_y) y desplazamiento de fluencia (X_y) (ecuación 2.1).

$$E_N = \frac{E_H}{F_y X_y} \quad (2.1)$$

Varios investigadores han utilizado la energía histerética normalizada para desarrollar recomendaciones para el diseño y detallado de elementos de concreto reforzado (Gosain, Brown y Jirsa, 1977; Scribner y Wight, 1980; Darwin y Nmai, 1985); además, se han formulado algunas metodologías de diseño que consideran explícitamente el efecto de los ciclos plásticos a través de la energía histerética (Krawinkler y Nassar, 1992; Terán-Gilmore y Simon, 2006). En el capítulo 4 de este trabajo se utilizan espectros de energía histerética normalizada para proponer un criterio de diseño sísmico de marcos estructurales de acero. En la sección que sigue se describe el procedimiento para obtener dichos espectros asociados a una TAFU.



2.5 Espectros de energía histerética normalizada con TAFU

La tasa media anual de falla en una estructura se evalúa con la expresión 2.2 propuesta por Esteva (1968) y Cornell (1968):

$$v_F = \int \left| \frac{\partial v}{\partial y} \right| P(Q \geq 1|y) dy \quad (2.2)$$

donde $\left| \frac{\partial v}{\partial y} \right|$ es el valor absoluto de la derivada de la curva de peligro sísmico, Q se expresa como la relación entre la demanda y la capacidad de energía histerética disipada $Q = \frac{E_{ND}}{E_{NC}}$. $P(Q \geq 1|y)$ es la probabilidad de que se presente la falla del sistema, dada una intensidad y .

La metodología para obtener los espectros con tasa anual de falla uniforme es la siguiente (Rivera, 2006; Rivera y Ruiz, 2007):

- Se establece el valor del coeficiente sísmico (C_y) y periodo del sistema (T_0).
- Se escalan los registros para que en el periodo correspondiente T_0 tengan la pseudoaceleración deseada (Shome y Cornell, 1999; Chan *et al*, 2005).
- Se somete el sistema a los registros escalados y se obtiene la demanda sísmica sobre el S1GL de cada uno de los registros sísmicos utilizados.
- Se evalúa la probabilidad de que la estructura falle ($Q \geq 1$) para cierto nivel de intensidad sísmica (donde la intensidad está dada en términos de la pseudoaceleración) $P(Q \geq 1|y)$. Dicha probabilidad se determina como el número de registros que provocan la falla del sistema entre el número total de registros utilizados. $P(Q \geq 1|y)$ representa las curvas de vulnerabilidad del sistema.
- Con la probabilidad de falla $P(Q \geq 1|y)$ y las curvas de peligro sísmico (v), se obtiene la tasa anual de falla del sistema (v_F).
- Se repite el proceso para otras intensidades.
- Se generan las curvas de peligro de demanda estructural para diferentes periodos de vibración estructural.
- Se selecciona el valor de la tasa anual de falla. Para dicho valor se lee el coeficiente sísmico asociado a un periodo. Finalmente se trazan los espectros con TAFU.

En la figura 2.3 se ilustra un ejemplo de un espectro de energía histerética normalizada asociado a una TAFU (v_{FO}).

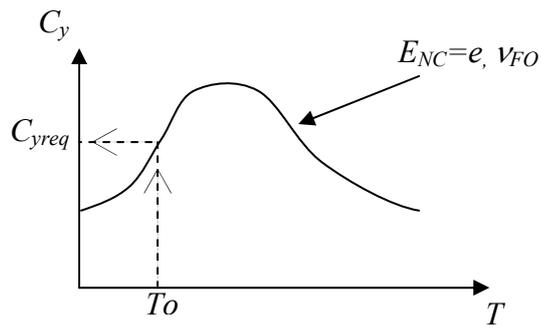


Figura 2.3. Espectro correspondiente a una tasa anual de falla ν_{FO} de un S1GL con comportamiento bilineal y una $E_{NC}=e$.

Este tipo de espectros se utilizan posteriormente en el capítulo 4.



Capítulo 3

DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS BASADO EN CONFIABILIDAD Y EN EL USO DE LA ENERGÍA HISTERÉTICA NORMALIZADA (CRITERIO I)

3.1 Criterio de diseño propuesto

Se propone un criterio de diseño sísmico de marcos estructurales de acero que se basa en el uso de S1GL equivalentes que representan las características de una estructura de MGDG real. Se utilizan espectros de energía histerética normalizada con TAFU. Al determinar los requerimientos en S1GL equivalentes, es posible mediante factores de transformación de respuesta (descritos en el Apéndice A) determinar los requerimientos en marcos estructurales de acero reales. En este trabajo los sistemas equivalentes (que representan las características de las estructuras) se refieren a S1GL con coeficiente sísmico (C_y), periodo fundamental de vibración (T_0) y porcentaje de amortiguamiento crítico (ξ) iguales al del sistema de MGDG.

El criterio propuesto se basa en garantizar tres condiciones de diseño: 1) El requerimiento de resistencia lateral (a través del coeficiente sísmico C_y), para no exceder el valor de la ductilidad global disponible, asociada con una tasa anual de falla ν_{FO1} seleccionada para este estado límite, 2) El control de la distorsión máxima de entrepiso asociada con una tasa anual de falla ν_{FO2} ; y 3) El requerimiento de energía histerética disipada asociada a una tasa anual de falla ν_{FO3} . Por simplicidad aquí se supone $\nu_{FO1} = \nu_{FO2} = \nu_{FO3} = \nu_{FO}$. Antes de describir el procedimiento, es importante estimar la capacidad de disipación de energía histerética normalizada. Por tal motivo, en la siguiente sección se obtiene dicha capacidad para el caso de estructuras de acero.

3.1.1 Capacidad de energía histerética normalizada

En este trabajo, la capacidad de disipación de energía histerética normalizada global en un marco estructural de acero se define mediante la siguiente expresión:

$$E_{NCG} = \frac{E_{HCG}}{C_{yG} D_{yG} W} \quad (3.1)$$

donde E_{HCG} es la capacidad de disipación de energía histerética del sistema global, que se estima como se ilustrará mas adelante. D_{yG} y C_{yG} son el desplazamiento y el coeficiente sísmico global de fluencia que se obtienen mediante un análisis de empuje lateral estático no lineal ('push-over'), y W es el peso total de la estructura.



Con el fin de evaluar la capacidad de disipación de energía histerética en un marco regular de acero se hacen las siguientes hipótesis: a) El comportamiento plástico debe concentrarse en las vigas que integran la estructura (la estructura debe diseñarse como un sistema viga débil-columna fuerte, para que las columnas no exhiban daño considerable) y b) El nivel de daño estructural en las vigas que integran un mismo piso debe ser similar.

Bojórquez *et al* (2006b) demostraron que para el caso de marcos estructurales de acero regulares el daño es bastante similar en las vigas que integran un mismo piso. En el caso de estructuras irregulares, el procedimiento puede usarse siempre y cuando se establezca la contribución de cada elemento en la capacidad total de disipación de energía de la estructura.

Con la hipótesis de que las vigas son los únicos elementos capaces de disipar energía por comportamiento no lineal, la capacidad de disipación de energía histerética debería ser igual a la suma de la energía histerética disipada por todas las vigas. Sin embargo, cuando una estructura se sujeta a la acción de un sismo, no todas las vigas desarrollan el total de su capacidad de disipación de energía histerética, por lo que es necesario establecer la contribución de cada viga a la capacidad total del sistema. Debido a que la segunda condición establece que las vigas que integran un mismo piso sufren un daño similar, es suficiente estimar la capacidad de energía histerética en la estructura a través del conocimiento de la disipación de dicha energía a lo alto de la estructura. En esta tesis, la distribución de la energía a lo alto del edificio se realiza mediante un factor de participación de energía histerética Fp_{EH} . Dicho factor indica el grado de participación de cada piso en la capacidad total de disipación de energía de un edificio (Apéndice B). Esto implica que la capacidad de disipación de energía de cada piso (capacidad total de los elementos de disipar energía) se corrige por dicho factor como se muestra en la ecuación 3.2, donde la capacidad de disipación de energía histerética de la estructura es igual a la suma de la capacidad de cada piso (i) multiplicada por su correspondiente factor de participación de energía histerética Fp_{EH_i} .

$$E_{NCG} = \frac{\sum_{i=1}^{NP} Fp_{EH_i} E_{H_{Ci}}}{C_{yG} D_{yG} W} \quad (3.2)$$

donde NP es el número de pisos en la estructura, $E_{H_{Ci}}$ es la capacidad de disipación de energía histerética del piso i, y Fp_{EH_i} es el factor de participación de energía histerética del piso i (que se obtiene como se describe en el Apéndice B).

Para evaluar la capacidad de disipación de energía histerética en un elemento estructural se consideró la propuesta de (Akbas *et al*, 1997) para el caso de elementos de acero con sección W , como se ilustra a continuación:

$$E_{He} = 2Mp\theta_{pa} = 2Z_f F_y \theta_{pa} \quad (3.3)$$

donde Z_f es el módulo de sección de los patines, F_y es el esfuerzo de fluencia, y θ_{pa} es la capacidad de rotación plástica acumulada del elemento. Esta ecuación considera que únicamente los patines del elemento disipan energía por deformación plástica.



Sustituyendo la ecuación 3.3 en la 3.2 se obtiene la siguiente ecuación, que representa la *capacidad de energía histerética normalizada correspondiente a marcos estructurales de acero*:

$$E_{NCG} = \frac{\sum_{i=1}^{NP} (2 NC Z_f F_y \theta_{pa} F_{pEHi})}{C_{yG} D_{yG} W} \quad (3.4)$$

donde NC representa el número de crujías.

En la siguiente sección se describe el criterio de diseño sísmico propuesto en esta tesis.

3.1.2 Criterio de diseño propuesto

Una metodología de diseño sísmico requiere que la respuesta de una estructura se revise con niveles de capacidad específicos en función del desempeño sísmico requerido. Metodologías de diseño propuestas recientemente contemplan esta revisión en tres distintas etapas:

a) *Prediseño Global*. Estimación de manera rápida y razonable de las demandas sísmicas globales y compararlas con los niveles de capacidad globales. Un uso adecuado de los espectros de respuesta proporciona información que permite determinar las características mecánicas globales (coeficiente sísmico, periodo de vibración, amortiguamiento y capacidad de deformación última) que requiere una estructura.

b) *Diseño Local Preliminar*. Una vez que se cuenta con las características globales en una estructura, es necesario establecer las propiedades estructurales y detallado a nivel local (obtención de el tamaño, resistencia y detallados de los elementos estructurales).

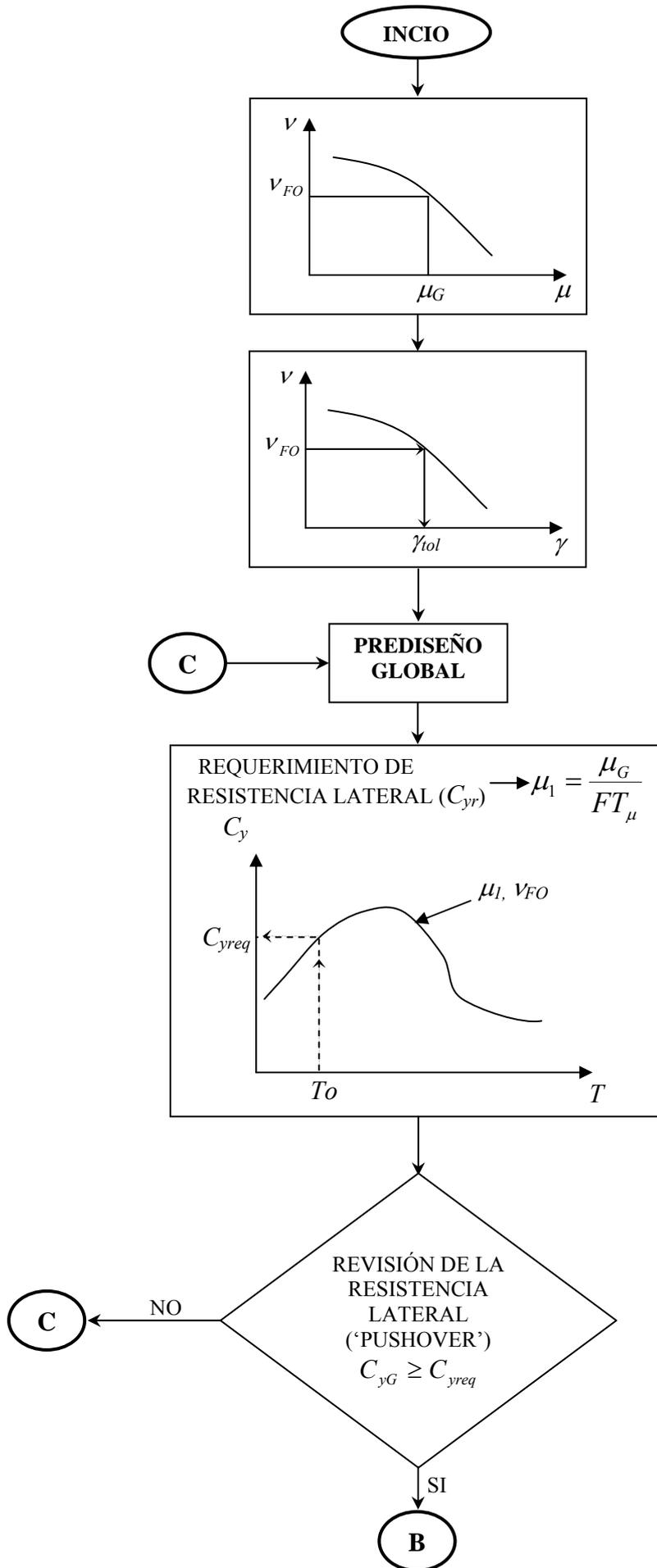
c) *Revisión del Diseño Preliminar*. Se han propuesto algunas recomendaciones para la revisión del diseño preliminar a través de una serie de análisis dinámicos estructurales para medir el desempeño de las estructuras a nivel local y global.

Varios autores han identificado la importancia del *Prediseño Global* y *Diseño Local Preliminar*, y varias metodologías se han propuesto para estos dos pasos del diseño (Bertero y Bertero, 1992; Priestley, 2000). Terán y Simon (2006) propusieron una metodología de prediseño para contemplar estos dos pasos del diseño que se basa en el control de las demandas máximas y acumuladas.

Es importante mencionar que el uso del criterio propuesto, requiere de un prediseño ya establecido, el cual se puede realizar mediante las metodologías antes descritas, mediante algún código de diseño sísmico, o alternativamente el prediseño puede corresponder a un diseño ante cargas gravitatorias.

Para lograr el objetivo aquí planteado, el criterio utiliza dos curvas de peligro de demanda estructural, dos diferentes tipos de espectros con TAFU (espectro de ductilidad y de energía histerética normalizada); y tres factores de transformación para considerar las diferencias entre SIGL y SMGL (uno para ductilidad, otro para distorsiones máximas de entrepiso y uno para energía histerética normalizada).

El criterio de diseño propuesto consiste en lo siguiente (figura 3.1):



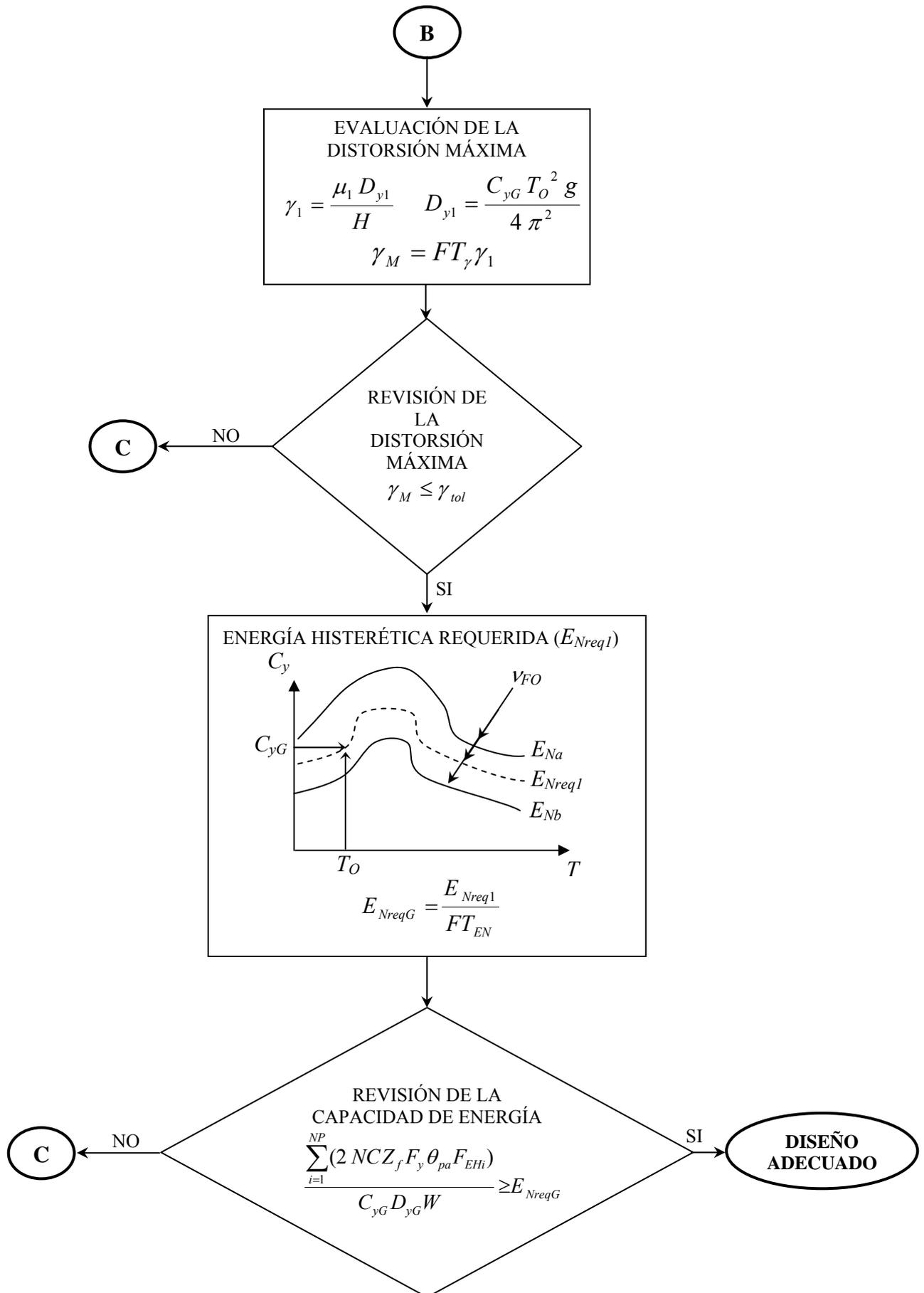


Figura 3.1. Diagrama de flujo del criterio propuesto.



1. Confiabilidad deseada en la estructura.

La confiabilidad deseada en la estructura se determina aquí en términos de la tasa anual de falla estructural. El primer paso es establecer la capacidad de ductilidad global disponible (μ_G) de la estructura, y la distorsión máxima de entrepiso tolerable (γ_{tol}), ambos asociados a una tasa anual de falla (ν_{FO}). Estos valores deben ser proporcionados por los códigos sísmicos en el futuro o, alternativamente pueden evaluarse para una estructura en particular diseñada de acuerdo con algún código de diseño que contenga niveles de seguridad mínimos comúnmente aceptados por la sociedad.

2. Resistencia lateral requerida para el control de la ductilidad máxima.

Este paso consiste en determinar los requerimientos de resistencia lateral (coeficiente sísmico requerido C_{yreq}) de la estructura a través de los espectros de ductilidad constante con TAFU (figura 3.2) en función del periodo de la estructura T_0 , la capacidad de ductilidad μ_G y la tasa anual de falla deseada en la estructura ν_{FO} .

Debido a que los espectros se obtienen a partir de S1GL, se utiliza un factor de transformación de ductilidad FT_μ (ver Apéndice A) para considerar las incertidumbres que existen entre la respuesta de un marco estructural de acero y de un S1GL. Es conveniente mencionar que debido a que el S1GL equivalente que representa la estructura tiene el mismo periodo, coeficiente sísmico y amortiguamiento, los espectros de S1GL pueden utilizarse para determinar los requerimientos de resistencia en la estructura real por ser los mismos; sin embargo, la ductilidad desarrollada por la estructura y el sistema equivalente difieren, por lo que es necesario usar el factor de transformación de ductilidad.

En la figura 3.2 se ilustra un espectro de ductilidad μ_I (ductilidad en el S1GL) asociado a una TAFU, y la forma en que se obtiene el C_{yreq} para una estructura que tiene un periodo T_0 , y una capacidad de ductilidad de su sistema equivalente μ_I asociada a una tasa anual de falla ν_{FO} . Los pasos detallados para calcular este tipo de espectros se pueden encontrar en Rivera (2006) y Rivera y Ruiz (2007).

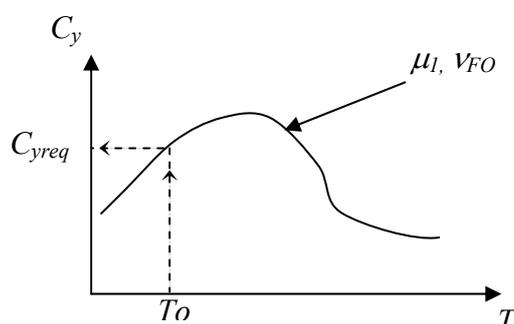


Figura 3.2. Espectro correspondiente a una tasa anual de falla ν_{FO} de un S1GL con comportamiento bilineal y ductilidad μ_I .



3. Revisión de la resistencia lateral requerida.

La primera condición de diseño que consiste en garantizar la resistencia lateral requerida se determina mediante un análisis de empuje lateral estático no lineal ‘push-over’ (figura 3.3) sobre la estructura real. Con este análisis se evalúa el coeficiente sísmico real de la estructura y se compara con el coeficiente sísmico requerido, si $C_{yG} \geq C_{yreq}$ entonces se continúa con el procedimiento, de lo contrario la estructura debe rediseñarse.

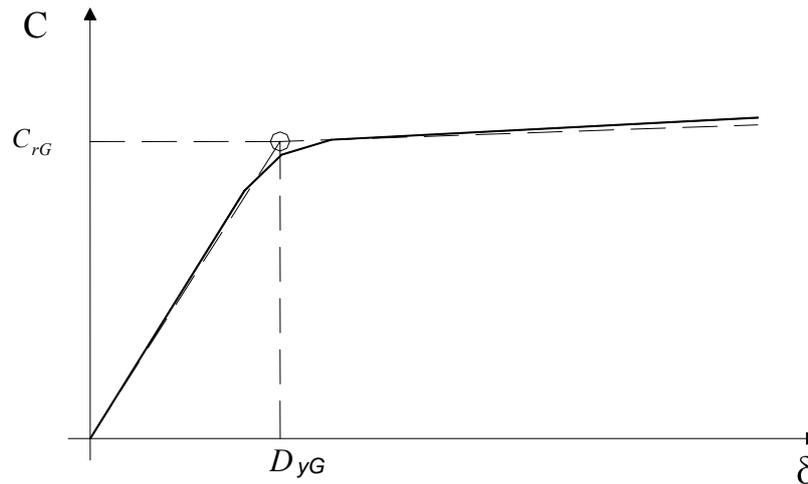


Figura 3.3. Ejemplo de un análisis de empuje lateral estático no lineal (‘push-over’).

4. Revisión de la distorsión máxima de entrepiso.

La distorsión máxima de entrepiso en la estructura se determina a partir de la distorsión máxima en el S1GL. La distorsión máxima en el modelo simplificado se evalúa de la siguiente manera:

$$\gamma_1 = \frac{\mu_1 D_{y1}}{H} \quad (3.5)$$

donde μ_1 y D_{y1} , son la demanda de ductilidad y el desplazamiento de fluencia en el S1GL, respectivamente; y H , la altura total. D_{y1} se evalúa con la siguiente expresión:

$$D_{y1} = \frac{C_{y_{real}} T_o^2 g}{4 \pi^2} \quad (3.6)$$

Enseguida, la distorsión máxima de entrepiso se determina como sigue:

$$\gamma_M = FT_\gamma \gamma_1 \quad (3.7)$$

donde FT_γ es el factor de transformación de distorsión máxima de entrepiso (Apéndice A), y γ_M la demanda de distorsión máxima de entrepiso en la estructura.



Finalmente, se compara la distorsión máxima de entrepiso con la condición de diseño que en este caso es γ_{tol} (asociada a v_{FO}):

$$\gamma_M \leq \gamma_{tol} \quad (3.8)$$

Si la distorsión máxima de entrepiso γ_M es menor o igual que la tolerable γ_{tol} (asociada a una v_{FO}), entonces se satisface la segunda condición de diseño, de lo contrario la estructura debe rediseñarse.

5. Energía histerética normalizada que debe ser capaz de soportar la estructura.

En esta etapa se evalúan las demandas acumuladas esperadas a través del espectro de energía histerética normalizada (figura 3.4). Para ello, en esta sección se introducen los espectros asociados a una tasa anual de falla v_{FO} . Con el periodo de la estructura T_0 y el coeficiente sísmico real C_{yG} , se obtiene la energía histerética normalizada requerida en el S1GL que representa las características de la estructura E_{Nreq1} , donde $E_{Nreq1} = E_{HI}/F_y D_y$ representa la relación entre la energía histerética en el S1GL (E_{HI}) dividida entre la fuerza y el desplazamiento de fluencia.

Una vez obtenida E_{Nreq1} el siguiente paso es obtener la energía histerética normalizada requerida en la estructura E_{NreqG} , para ello se utiliza el factor de transformación de energía histerética FT_{EN} (Apéndice A) que relaciona la energía entre el S1GL y el SMGL.

$$E_{NreqG} = \frac{E_{Nreq1}}{FT_{EN}} \quad (3.9)$$

6. Revisión de la capacidad de disipación de energía.

Para satisfacer los requisitos de energía se requiere que se cumpla la siguiente condición:

$$E_{NCG} \geq E_{NreqG} \quad (3.10)$$

donde E_{NCG} es la capacidad de energía histerética normalizada en la estructura.

La capacidad de disipación de energía puede estimarse mediante la expresión 3.4, que sustituyendo en la ecuación 3.10 resulta:

$$\frac{\sum_{i=1}^{NP} (2 NC Z_f F_y \theta_{pa} F_{p_{EHi}})}{C_{yG} D_{yG} W} \geq E_{NreqG} \quad (3.11)$$

Finalmente, si se cumple la ecuación 3.11 el diseño propuesto es adecuado, de lo contrario debe rediseñarse la estructura.

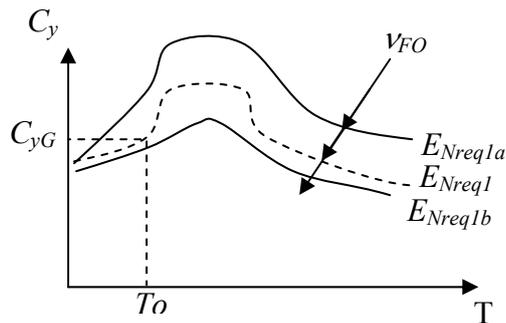


Figura 3.4. Espectros de energía histerética normalizada asociados a una tasa anual de falla v_{FO} .

3.2 Ejemplo de Aplicación

El criterio de diseño propuesto se aplica a un marco estructural de acero de ocho niveles y tres crujeas que se considera ubicado en la zona IIIb del valle de México. Las características geométricas del marco se muestran en la figura 3.5. Es importante mencionar que se parte de un prediseño que puede ser establecido mediante un código de diseño sísmico o algún procedimiento simplificado. En este caso se utilizaron secciones W de acero (AISC, 2003) tanto para las vigas como para las columnas. En la tabla 3.1, se muestran las secciones W obtenidas en los diferentes niveles del marco.

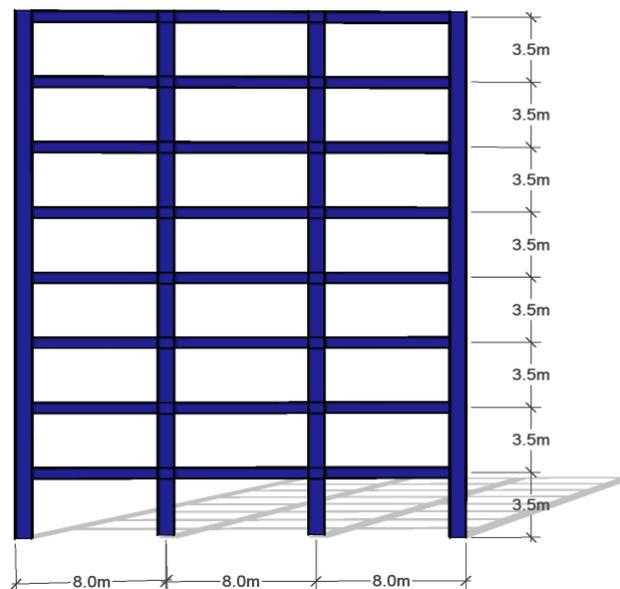


Figura 3.5. Geometría del marco estructural.

Tabla 3.1. Secciones propuestas para la estructura.

Nivel	Vigas	Columnas Internas	Columnas Externas
1	W24x76	W36x194	W36x194
2	W24x94	W36x194	W36x194
3	W24x94	W36x170	W36x170
4	W24x94	W36x170	W36x170
5	W24x76	W36x150	W36x150
6	W21x62	W36x150	W36x150
7	W21x50	W36x135	W36x135
8	W21x50	W36x135	W36x135



1. Confiabilidad deseada en la estructura

El primer paso para el diseño sísmico consiste en establecer el nivel de confiabilidad del sistema a través de la tasa anual de falla estructural, en este caso se establece una tasa anual de falla $v_{FO}=0.003$ que está asociada a una capacidad de ductilidad global de la estructura $\mu_G=3$. La tasa anual de falla se seleccionó con base en las curvas de peligro de demanda que presentaría un marco estructural de acero diseñado con el RCDF-2004 con características similares a la estructura que se diseñará con el método propuesto. La figura 3.5 ilustra la correspondiente curva de peligro de demanda para una estructura con características similares e igual número de niveles a la considerada en el ejemplo ilustrativo. Se observa que la tasa anual de falla asociada a $\mu_G=3$ es igual a 0.003. Se supone que tanto la ductilidad, la distorsión máxima de entrepiso y la energía histerética normalizada estarán asociadas a un mismo nivel de tasa anual de falla. La distorsión máxima de entrepiso resulta $\gamma_{tol}=0.023$ para una $v_{FO}=0.003$ como se muestra en la figura 3.7 (Bojórquez *et al.*, 2007, Apéndice C). Finalmente, la energía histerética normalizada con respecto a la fuerza y resistencia de fluencia del sistema (E_{NG}) asociada a $v_{FO}=0.003$ se obtendrá más adelante (un espectro de E_{NG} con TAFU).

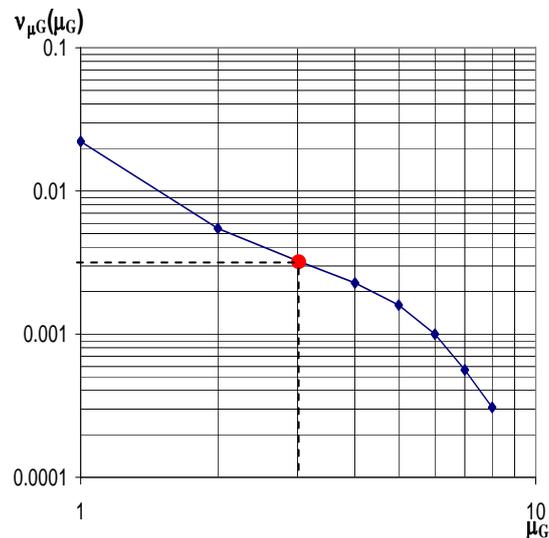


Figura 3.6. Curva de peligro de ductilidad para un marco de acero de ocho niveles.

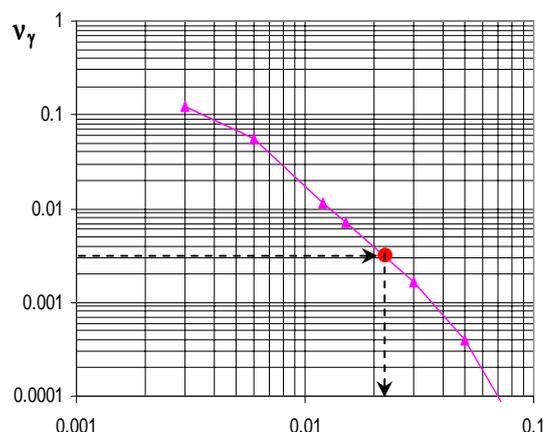


Figura 3.7. Curva de peligro de distorsión máxima de entrepiso para un marco de acero de ocho niveles.



2. Resistencia lateral requerida para el control de la ductilidad máxima

El coeficiente sísmico requerido se determina utilizando el espectro de ductilidad para $v_{FO}=0.003$. Los espectros utilizados en este trabajo (tanto de ductilidad como de energía histerética asociados a una TAFU) se obtuvieron a partir de 31 acelerogramas reales registrados en la zona IIIb del valle de México. La figura 3.8 ilustra los espectros de respuesta elásticos para 3% de amortiguamiento (este nivel de amortiguamiento ha sido utilizado en otros estudios Popov, Tsai y Engelhardt, 1989) de los 31 acelerogramas utilizados en este estudio, escalados para el periodo de vibración de la estructura, que se obtuvo de un análisis de eigen-valores ($T_0=1.07s$).

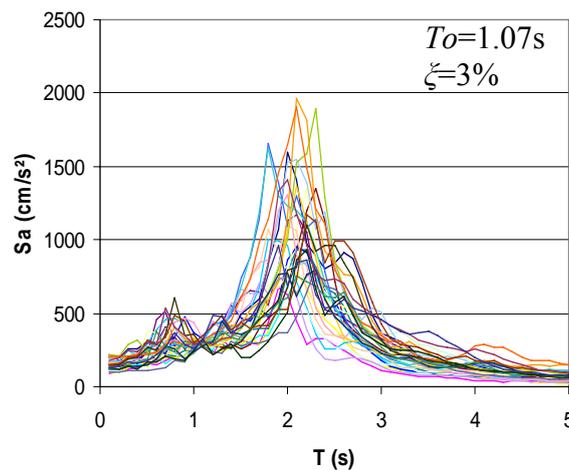


Figura 3.8. Espectros de respuesta elásticos de los registros sísmicos utilizados para la obtención de los espectros con tasa anual de falla uniforme.

Los acelerogramas se escalaron a cierto nivel de intensidad para el periodo fundamental de vibración de cada uno de los marcos estudiados (Shome y Cornell, 1999; Chan *et al*, 2005). Estudios han demostrado la eficiencia de este criterio de escalación (Shome *et al*, 1998; Iervolino y Cornell, 2005). Sin embargo, recientemente se ha demostrado la importancia de la forma espectral en la respuesta sísmica de estructuras al utilizar este criterio de escalación de registros sísmicos (Baker y Cornell, 2004; Montiel y Ruiz, 2007; Elena-Torralba y Ruiz, 2007), en donde se promueve el uso del parámetro ε definido por los ingenieros sismológicos como el número de desviaciones estándar para las cuales el logaritmo de la aceleración espectral observada difiere del logaritmo de la aceleración espectral esperada obtenida de una ecuación de predicción del movimiento del terreno (ley de atenuación). En este estudio, se utiliza el criterio de escalación de Shome y Cornell (1999) debido a que la forma espectral de los registros sísmicos usados es similar cuando son escalados para los periodos fundamentales de los marcos en estudio.

Se debe tomar en cuenta las diferencias entre la respuesta de una estructura y su S1GL equivalente, debido a que dichos espectros se obtuvieron para S1GL. Esto se realiza mediante el factor de transformación de ductilidad. Utilizando el factor de transformación de ductilidad del S1GL equivalente (Apéndice A) se obtiene $\mu_I=3.3$. Por lo tanto, considerando $v_{FO}=0.003$, y una ductilidad $\mu_I=3.3$, se obtiene un $C_{yreq}=0.375$ a partir del espectro de la figura 3.9, para un periodo $T_0=1.07s$.

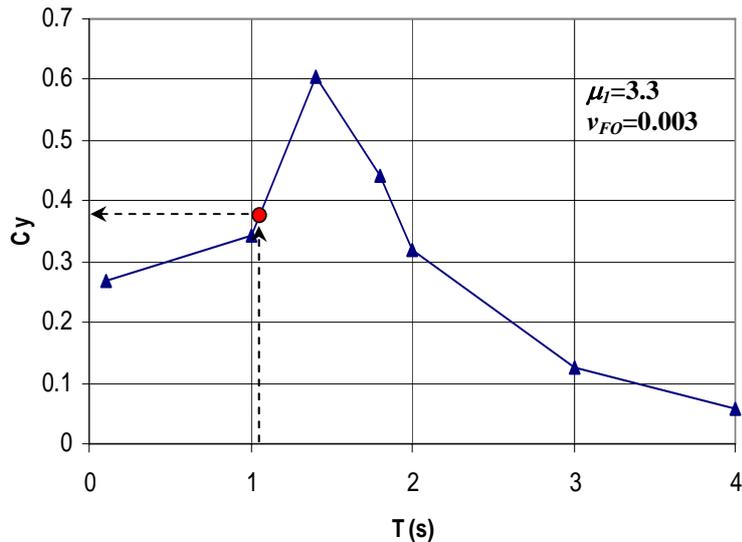


Figura 3.9. Espectro de ductilidad $\mu_I=3.3$ asociado a una tasa anual de falla de 0.003. Comportamiento bilineal con 3% de rigidez de posfluencia y $\zeta=3\%$.

3. Revisión de la resistencia lateral requerida ($C_{yreal} \geq C_{yreq}$)

De un análisis de empuje lateral estático ‘push-over’ (figura 3.10) se obtiene $C_{yG}=0.41$. En la figura 3.10, el eje horizontal indica el desplazamiento máximo de azotea; mientras que el eje vertical representa el coeficiente sísmico, que es la relación entre el cortante basal dividido entre el peso total de la estructura. Dado que $C_{yG} \geq C_{yreq}$ ($0.41 > 0.375$), entonces, se cumple la primera condición de diseño, y se continúa verificando la siguiente condición de aceptación.

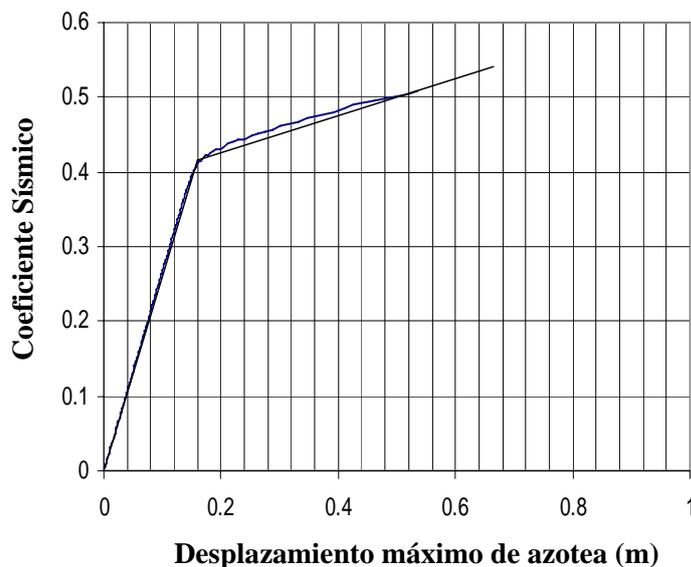


Figura 3.10. Análisis ‘push-over’ del marco estructural propuesto.



4. Revisión de la distorsión máxima de entrepiso

Primero se determina la distorsión máxima del S1GL equivalente mediante la expresión 3.10, donde $\mu_I=3.3$, $H=28\text{m}$. D_{yI} que representa el desplazamiento de fluencia en el S1GL se obtiene con la expresión 3.6. En este caso $D_{yI}=0.117\text{m}$.

Sustituyendo los valores se obtiene $\gamma_I=0.014$. Como se mencionó, la distorsión máxima de entrepiso en la estructura real se estima amplificando el valor de γ_I mediante FT_γ . Utilizando los resultados que se presentan en el Apéndice A, se obtiene para una $\nu(\gamma)=0.003$ un $FT_\gamma=1.7$. De la ecuación 3.7, se obtiene que $\gamma_M=0.023$ y debido a que $\gamma_M=0.023$ es igual a $\gamma_{tol}=0.023$, se satisface la ecuación 3.8, y se concluye que la condición relativa a la distorsión máxima de entrepiso ($\gamma_{tol} > \gamma_M$) sí se cumple.

5. Energía histerética normalizada que debe ser capaz de soportar la estructura

La energía histerética requerida en el S1GL se obtiene mediante los espectros de energía histerética normalizada asociados a una tasa anual de falla de 0.003. En la figura 3.11 se ilustra el espectro de energía histerética normalizada E_N , donde se obtiene mediante el periodo de la estructura $T_0=1.07\text{s}$ y el coeficiente sísmico real $C_{yG}=0.41$, una $E_{NreqI}=9$. Por lo tanto, con la ecuación 7 y el factor de transformación de energía histerética normalizada asociada a una $\nu(E_N)=0.003$ (Apéndice A), se obtiene que la energía histerética normalizada requerida en la estructura es $E_{NreqG}=9/3.5=2.6$.

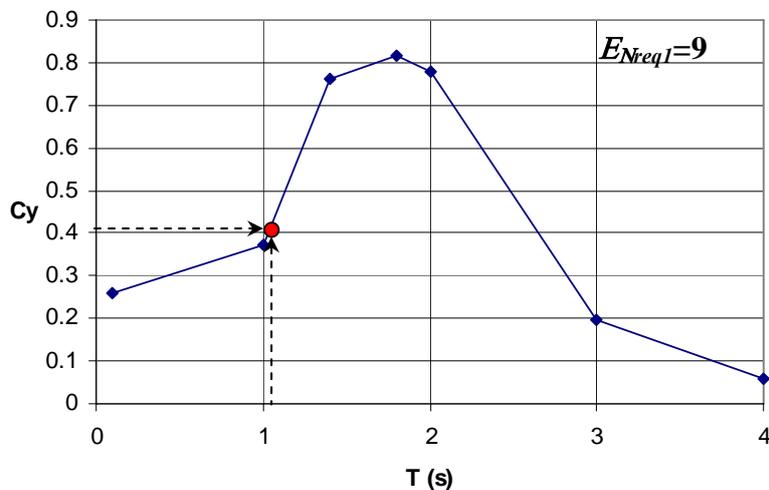


Figura 3.11. Espectro de energía histerética normalizada (E_N) asociado a una tasa anual de falla de 0.003 y una $E_{HNreqI}=9$.

6. Revisión de la capacidad de disipación de energía

Para satisfacer los requisitos de energía se requiere que se cumpla la siguiente condición (ecuación 3.12):

$$\frac{\sum_{i=1}^{NP} (2 NC Z_f F_y \theta_{pa} F_{PEHi})}{C_{yG} D_{yG} W} \geq 2.6 \quad (3.12)$$



Para determinar el numerador del lado izquierdo de la ecuación 3.16 que corresponde a la capacidad total de disipación de energía histerética de la estructura se utiliza la tabla 3.2. En este ejemplo se supuso que $\theta_{pa}=0.05$ (Akbas *et al*, 1997; Choi y Shen, 2001), que para fines conservadores corresponde al límite inferior de capacidad de rotación obtenido en pruebas experimentales.

Tabla 3.2. Capacidad de disipación de energía histerética de la estructura.

Nivel	2 NC	F_y (kg/cm ²)	Z_f (cm ³)	θ_{pa}	Fp_{EH}	Σ (kg.m)
1	6	2533	2328	0.05	0.20	3538
2			3046		0.94	21761
3			3046		0.98	22687
4			3046		0.69	15974
5			2328		0.42	7431
6			1692		0.24	3086
7			1161		0.14	1236
8			1161		0.08	706
Total						76419

Haciendo todas las sustituciones en la ecuación 3.12 se obtiene:

$$\frac{76419}{0.41(0.15)(663600)} = 1.9 < 2.6$$

Debido a que no se cumple la ecuación 3.12, el diseño no es satisfactorio, y la estructura debe rediseñarse. Es importante mencionar que al utilizar otro nivel de capacidad de rotación acumulada en los elementos, el diseño podría ser satisfactorio, por ejemplo para $\theta_{pa}=0.1$, lo cual indica que la condición impuesta de energía histerética normalizada, regirá o no dependiendo de dicho parámetro; es decir, para estructuras con elementos de alta capacidad de rotación acumulada, un diseño convencional basado en resistencia y control de la distorsión máxima de entrepiso será adecuado. Es necesario que en un futuro se realicen más estudios para poder evaluar de una manera más real la capacidad de rotación plástica en elementos. El procedimiento aquí propuesto puede utilizarse usando los valores de la rotación plástica acumulada en los elementos que resultan de análisis experimentales.

Debido a que el diseño no fue satisfactorio, se procede a rediseñar la estructura, incrementando ligeramente las secciones, y se repite el procedimiento a partir del tercer paso. El nuevo diseño se ilustra en la tabla 3.3 y se regresa al paso 2.

Tabla 3.3. Secciones propuestas para la estructura en la segunda iteración.

Nivel	Vigas	Columnas Internas	Columnas Externas
1	W24x94	W36x194	W36x194
2	W24x94	W36x194	W36x194
3	W24x94	W36x170	W36x170
4	W24x94	W36x170	W36x170
5	W24x84	W36x150	W36x150
6	W21x73	W36x150	W36x150
7	W21x57	W36x135	W36x135
8	W21x50	W36x135	W36x135



SEGUNDA ITERACIÓN

2. Resistencia lateral requerida para el control de la ductilidad máxima

En este caso el periodo resulta $T_o=1.04s$. De la figura 3.12 se obtiene un coeficiente sísmico requerido $C_{yreq}=0.36$.

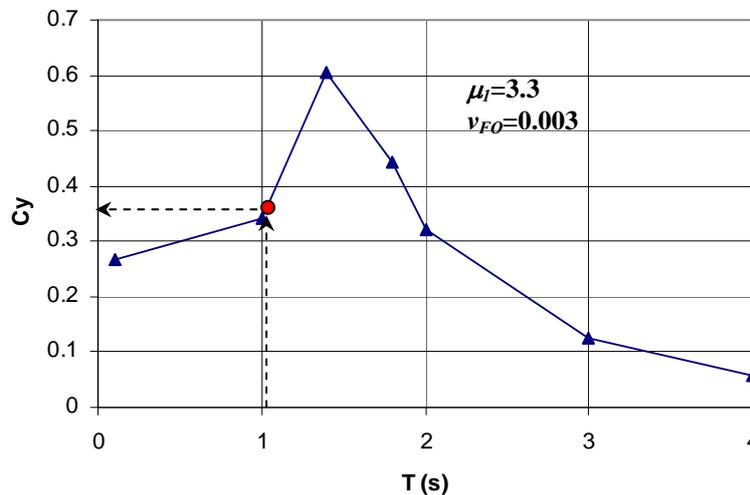


Figura 3.12. Espectro de ductilidad $\mu_I=3.3$ asociado a una tasa anual de falla de 0.003.

3. Revisión de la Resistencia Lateral Requerida ($C_{yreal} \geq C_{yreq}$)

De un análisis 'push-over' (figura 3.13) se obtiene $C_{yreal}=0.43$. Como $C_{yreal} \geq C_{yreq}$ ($0.43 > 0.36$), entonces se cumple la primera condición de diseño, y se continúa verificando las siguientes condiciones de aceptación.

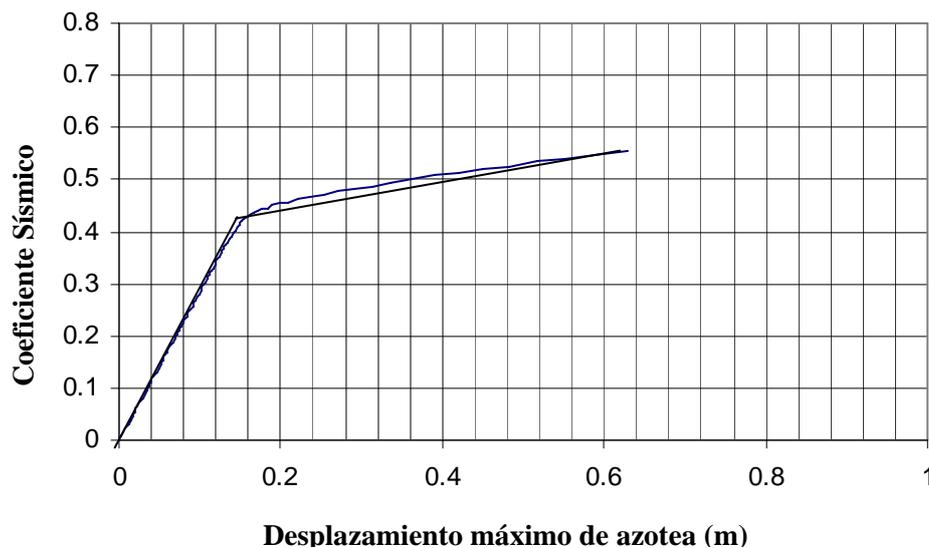


Figura 3.13. Análisis 'push-over' del marco estructural propuesto (segunda iteración).



4. Revisión de la distorsión máxima de entrepiso

Para esta estructura, $\mu_I=3.3$, $H=28\text{m}$ y D_{yI} que representa el desplazamiento de fluencia en el S1GL se obtiene con la expresión 3.6.

Sustituyendo los valores se obtiene $\gamma_I=0.0136$ y la distorsión máxima de entrepiso resulta $\gamma_M=0.023$ y debido a que $\gamma_M=0.023$ es igual a $\gamma_{tol}=0.023$, se satisface la ecuación 3.8, y por lo tanto se cumple esta condición de aceptación del diseño.

5. Energía histerética normalizada que debe ser capaz de soportar la estructura

En la figura 3.14 se ilustra el espectro de E_{HN} , para el periodo de la estructura $T_0=1.04\text{s}$ y el coeficiente sísmico real $C_{yreal}=0.43$ se obtiene $E_{NreqI}=7$. Por lo tanto, se tiene que la energía histerética normalizada requerida en la estructura es $E_{NreqG}=7/3.5=2$.

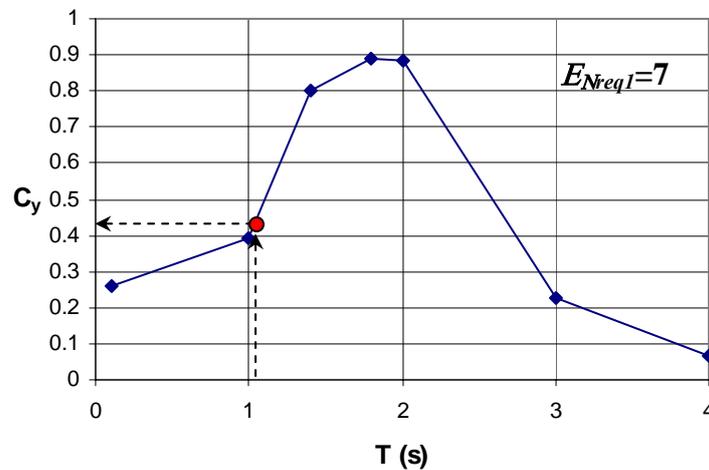


Figura 3.14. Espectro de energía histerética normalizada asociado a una tasa anual de falla de 0.003 y una $E_{NreqI}=7$.

6. Revisión de la capacidad de disipación de energía

Se revisa la ecuación 3.16 con ayuda de la tabla 3.4:

$$\frac{\sum_{i=1}^{NP} (2 NC Z_f F_y \theta_{pa} F_{pEHi})}{C_{yG} D_{yG} W} \geq 2$$

Haciendo las sustituciones en la ecuación anterior, se obtiene:

$$\frac{79511}{0.43 (0.14) (663600)} = 2 \geq 2$$

La estructura propuesta cumple con el balance de energía y la tercera y última condición de diseño, por lo tanto el diseño final propuesto es adecuado.



Tabla 3.4. Capacidad de disipación de energía histerética de la estructura.

Nivel	2 NC	F_y (kg/cm ²)	Z_f (cm ³)	θ_{pa}	F_{pEH}	Σ (kg.m)
1	6	2533	3046	0.05	0.20	4630
2			3046		0.94	21761
3			3046		0.98	22687
4			3046		0.69	15974
5			2655		0.42	8476
6			2062		0.24	3761
7			1425		0.14	1516
8			1161		0.08	706
Total						79511

3.3 Desempeño sísmico del marco estructural

En esta parte se presenta el desempeño sísmico del marco estructural diseñado con el procedimiento propuesto, así como de un marco con la misma configuración estructural pero diseñado de acuerdo con el RCDF-2004. El marco obtenido con el Reglamento, fue diseñado usando parámetros que son consistentes con aquellos utilizados en el ejemplo ilustrativo; particularmente: a) se utilizó un factor de comportamiento sísmico $Q=3$; y b) espectros correspondientes a la zona IIIb del valle de México (García-Jarque 2005). Una información detallada acerca de este diseño se encuentra en (Díaz, 2006). Las secciones finales de ambos diseños se ilustran en las tablas 3.5 y 3.6.

Tabla 3.5 Secciones finales obtenidas con el criterio de diseño propuesto ($T_o=1.04s$).

Nivel	Vigas	Columnas Internas	Columnas Externas
1	W24x94	W36x194	W36x194
2	W24x94	W36x194	W36x194
3	W24x94	W36x170	W36x170
4	W24x94	W36x170	W36x170
5	W24x84	W36x150	W36x150
6	W21x73	W36x150	W36x150
7	W21x57	W36x135	W36x135
8	W21x50	W36x135	W36x135

Tabla 3.6 Secciones obtenidas con el RCDF-2004 ($T_o=1.20s$).

Nivel	Vigas	Columnas Internas	Columnas Externas
1	W21x83	W36x210	W36x194
2	W21x93	W36x210	W36x194
3	W21x93	W36x194	W36x182
4	W21x83	W36x194	W36x182
5	W18x71	W36x170	W36x160
6	W18x65	W36x170	W36x160
7	W18x55	W36x160	W36x135
8	W18x46	W36x160	W36x135



Ambas estructuras se sujetaron al registro sísmico obtenido en suelo blando del valle de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. El registro fue escalado para un periodo de retorno de 0.003^{-1} años según el periodo de vibración de cada estructura, por lo que se utilizaron distintos factores de escala.

En la figura 3.15 se comparan las distorsiones de entrepiso. Se observan diferencias entre ambos diseños. Las distorsiones son mayores en la estructura diseñada con el RCDF-2004. Por ejemplo, la distorsión máxima de entrepiso en este marco es de alrededor de 0.026, mientras que en el marco diseñado con el procedimiento planteado es de 0.016. Esto representa una reducción del 38% en las distorsiones cuando se utiliza el criterio aquí planteado. La distorsión de entrepiso es el principal parámetro usado para diseño sísmico en la mayoría de los códigos del mundo. Se concluye que el procedimiento propuesto muestra importantes reducciones en los niveles de desplazamientos máximos de entrepiso y que influye en el nivel de confiabilidad estructural. Cabe mencionar que al utilizar el método se obtiene una distorsión de 0.023, mientras que de este análisis resulta 0.026. Esta pequeña diferencia se debe a que en el caso del método se tomaron en cuenta un conjunto de registros sísmicos, mientras que aquí solo se sometió a un registro en particular.

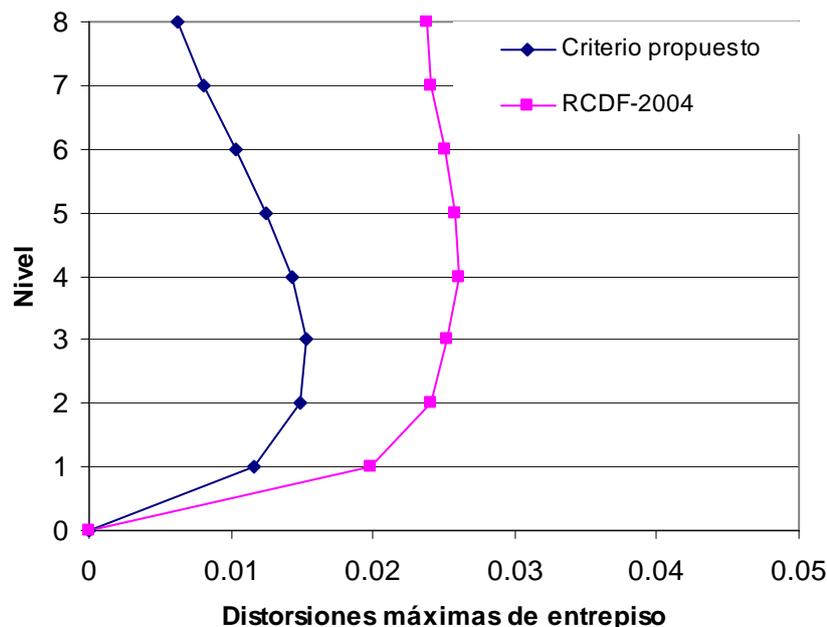


Figura 3.15. Distorsiones de entrepiso en los marcos estructurales sujetos al sismo de 1985 registrado en la estación SCT escalado para un periodo de retorno de 0.003^{-1} años.

3.4 Reflexiones finales sobre el capítulo 3

Se propuso un procedimiento de diseño sísmico de marcos estructurales de acero basado en confiabilidad que considera de manera explícita la demanda de energía histerética. El procedimiento toma en cuenta la confiabilidad y las demandas acumuladas en la estructura a través de espectros de energía histerética normalizada con TAFU.

El criterio se aplicó para diseñar una estructura de acero de ocho niveles. Su desempeño sísmico se compara con el de un marco estructural diseñado de acuerdo con el RCDF-



2004. Se observa un mejor desempeño estructural en el diseño obtenido con el criterio aquí planteado, con una reducción del 38% en la distorsión máxima de entrepiso.

Se hace ver que las demandas de deformación plástica tienen importancia significativa para estructuras con elementos de baja capacidad de rotación máxima acumulada sujetas a movimientos de larga duración. En el caso de estructuras con elementos de alta capacidad de rotación plástica acumulada, un diseño sísmico basado en resistencia y en el control de las distorsiones máximas de entrepiso resulta aceptable siempre y cuando no se someta a demandas sísmicas severas. En conclusión, existen dos casos en los que es de vital importancia considerar las demandas acumuladas por deformaciones plásticas. La primera corresponde a estructuras con baja capacidad de acomodar deformaciones plásticas y la segunda a estructuras sujetas a demandas sísmicas severas, tal es el caso de estructuras con periodos de vibración cercanos al periodo dominante del suelo, ubicadas en terreno blando del valle de México.

El criterio de diseño sísmico basado en confiabilidad aquí propuesto en complemento de manera adecuada con las metodologías de diseño sísmico actuales puede dar lugar a un desempeño más favorable de estructuras sujetas a la acción de movimientos sísmicos de larga duración.

La manera en que está planteado el criterio aquí propuesto es simple con la finalidad de que pueda aplicarse en la práctica profesional de la ingeniería. Sin embargo, se debe resaltar que aún no puede aplicarse de manera directa, ya que se deben confirmar con mayores estudios las hipótesis aquí expuestas. Por ejemplo, se debe contar con suficiente información experimental para validar y reducir la incertidumbre al suponer una capacidad de rotación plástica acumulada en elementos de acero. Se debe proporcionar a los ingenieros de la práctica los espectros de diseño con TAFU, para ductilidad y energía histerética normalizada. De preferencia se debe contar con un software donde puedan determinarse dichos espectros para las distintas zonas del valle de México. En el capítulo 7 se discute con mayor detalle lo necesario para aplicar el criterio aquí propuesto en la práctica de la ingeniería.



Capítulo 4

EL ÍNDICE DE ACUMULACIÓN LINEAL DEL DAÑO EN EL DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS

4.1 Introducción

Los espectros juegan un papel fundamental en las metodologías de diseño sísmico de estructuras, ya que representan las máximas demandas sobre estructuras de diferentes periodos de vibración. Los códigos de diseño sísmico se basan en espectros de demandas de ductilidad máxima de S1GL. Dichos espectros no contemplan de manera explícita las demandas acumuladas sobre una estructura. Además, en la mayoría de los casos, los criterios de diseño no garantizan cierto nivel de seguridad o de tasa anual de falla de las estructuras. El criterio planteado en el capítulo 3 considera tanto las demandas acumuladas como la confiabilidad de las estructuras diseñadas, mediante *espectros de ductilidad y energía histerética normalizada* con TAFU, así como las diferencias entre la respuesta de S1GL y SMGL para tasas anuales de falla similares. Sin embargo, la energía histerética tiene algunas limitaciones: por ejemplo, no considera la historia completa de ciclos de comportamiento plásticos. Por tal motivo, el uso de este parámetro para representar el daño acumulado y su aplicación para el diseño sísmico puede ser limitado. Distintos investigadores proponen diversos indicadores de daño que toman en cuenta el efecto del daño acumulado sobre las estructuras. Estos índices resultan de la combinación lineal de la energía histerética normalizada y de los desplazamientos máximos (Park y Ang, 1985; Bozorgnia y Bertero, 2001), de la energía histerética normalizada respecto a máximas demandas elásticas (Rodríguez, 1997), o de la consideración explícita del número y magnitud de los ciclos plásticos ya sea de manera directa o aceptando ciertas hipótesis (Krawinkler y Zohrei, 1983; Terán-Gilmore y Jirsa, 2005).

Una medida alternativa para la evaluación del daño es el *índice de acumulación lineal del daño* (conocido como la regla de Miner), ya que considera la magnitud y el número total de ciclos de comportamiento plástico. El inconveniente de dicho índice es la información necesaria para su evaluación, ya que existe una escasez de pruebas experimentales o resultados analíticos que puedan usarse para evaluar dicho índice.

Se han desarrollado algunas propuestas para utilizar los índices de daño en el diseño sísmico, y se han propuesto algunos métodos para diseñar estructuras, utilizando estos índices (Terán-Gilmore, 1996; Cosenza y Manfredi, 1996; Sanchez y Terán-Gilmore, 2005); sin embargo, en ningún caso se ha propuesto un criterio de diseño sismo-resistente de estructuras que utilice espectros de índice de acumulación lineal de daño



con TAFU de manera que se garantice que la estructura tenga cierto nivel de confiabilidad en un intervalo dado de años.

Debido a lo anterior, aquí se propone un criterio de diseño sismo-resistente que contempla tanto las demandas acumuladas de manera explícita en las estructuras como la confiabilidad de las mismas utilizando espectros de índice de acumulación lineal del daño con confiabilidad uniforme. El primer paso, antes de proponer un procedimiento basado en el índice de acumulación lineal del daño, es determinar la importancia de este parámetro en el diseño sísmico. Para lograr dicho objetivo, en este capítulo se explora su importancia especialmente para estados límites cercanos al colapso.

4.2 Importancia del índice de acumulación lineal del daño

El índice de acumulación lineal del daño presenta algunas ventajas sobre otros parámetros de diseño sísmico, ya que considera de manera explícita el número y magnitud de los ciclos de comportamiento plástico. Sin embargo, su evaluación es laboriosa, por lo tanto surge la pregunta, ¿será necesario utilizar un parámetro que no resulta tan práctico para el diseño sísmico de estructuras? Si dicho índice da una mejor descripción del comportamiento de las estructuras sujetas a la acción de los sismos, la respuesta sería afirmativa. Por esta razón, antes de proponer un método de diseño sísmico de estructuras usando el índice de acumulación lineal del daño, se hace ver su importancia a través de los resultados de un ejemplo que se presenta en lo que sigue.

Para observar la importancia de utilizar el índice de acumulación lineal del daño se comparan las curvas de peligro de demanda estructural de dicho índice, con las curvas de peligro de distorsión máxima de entrepiso, por ser este un parámetro básico en el diseño sismo-resistente de estructuras. A continuación se definen ambos indicadores de daño.

Definición del índice de daño en términos de distorsiones máximas de entrepiso

$I_{D\gamma}$ es el índice de daño en términos de las distorsiones máximas de entrepiso, γ_D representa la demanda de distorsión máxima de entrepiso sobre la estructura y γ_C es la capacidad de distorsión máxima de la estructura como se indica en la ecuación 4.1. En este trabajo se utilizó $\gamma_C=0.1$ la sugerida por el FEMA-351 para el caso de capacidad a colapso. Cuando $I_{D\gamma}$ alcanza un valor igual a 1 implica la falla del sistema.

$$I_{D\gamma} = \frac{\gamma_D}{\gamma_C} \quad (4.1)$$

Definición del índice de acumulación lineal del daño

La definición del índice de acumulación lineal del daño es la siguiente:

$$I_{DL} = \sum_{i=1}^{N_{dif}} \frac{n_i}{N_i} \quad (4.2)$$

donde:



I_{DL} es el índice de acumulación lineal del daño. Un valor igual a la unidad implica la falla del sistema.

N_i número de excursiones plásticas que la estructura puede desarrollar antes de fallar por fatiga cuando se le sujeta exclusivamente a ciclos de ductilidad constante μ_{pi} , correspondiente al i -ésimo intervalo de ductilidades.

n_i número de excursiones plásticas con magnitud μ_{pi} que resulta de las demandas sísmicas sobre la estructura.

N_{dif} número de intervalos de ductilidades en los que se clasifican todas las excursiones plásticas de la estructura.

Definición de curvas de peligro del índice de daño

Las curvas de peligro de demanda estructural de ambos índices se obtienen con la ecuación 2.2, sustituyendo el término Q por I_D .

$$v_{ID} = \int \left| \frac{\partial v}{\partial y} \right| P(I_D \geq id|y) dy \quad (4.3)$$

donde:

$P(I_D \geq id|y)$ es la probabilidad de que el índice de daño en la estructura exceda un valor de índice igual a id . Aquí I_D representa a los índices de daño de distorsiones máximas de entrepiso ó de acumulación lineal del daño.

Los términos restantes de la ecuación 4.3 se definieron en la ecuación 2.2.

Mientras que la evaluación del índice de daño en términos de distorsiones máximas de entrepiso es muy conocida, no sucede lo mismo en el caso del índice de acumulación lineal de daño en una estructura. A continuación se describe el procedimiento para evaluar el índice de acumulación lineal de daño, así como las hipótesis planteadas para su evaluación.

Hipótesis para evaluar el índice de acumulación lineal de daño en marcos estructurales de acero.

Para evaluar el daño en marcos estructurales de acero aquí se hacen las siguientes hipótesis:

1. La acumulación del daño en la estructura se supone lineal, por lo tanto, se utiliza un índice de acumulación lineal del daño.
2. Los únicos elementos del marco que pueden fallar y brindarle a la estructura capacidad de disipar energía son las vigas.



3. Todas las vigas que componen el piso crítico sufren el mismo nivel de daño.
4. El sistema falla cuando falla el piso crítico; es decir, cuando fallan las vigas que componen el piso más dañado. Esta hipótesis representa el criterio de falla considerado en este estudio.

La primera hipótesis implica la consideración de que el daño se acumula de manera lineal, lo cual no necesariamente es válido. Esta consideración no es válida ya que la contribución al daño en la estructura por parte de los primeros ciclos y los últimos ciclos de comportamiento plástico es diferente, debido a que las características de una estructura cambian a medida que esta se va dañando. Esto puede apreciarse en la figura 4.1 en una prueba experimental de un elemento de acero (Krawinkler y Zohrei, 1983), donde se observa una mayor degradación de resistencia en los primeros y en los últimos ciclos de carga, mientras que en ciclos intermedios se mantiene el mismo ciclo histerético sin degradación significativa. Por lo tanto es lógico pensar que se presenta un mayor daño en los primeros y últimos ciclos de carga; sin embargo, en el caso de que la estructura se lleve a la falla, la consideración de acumulación lineal del daño es suficientemente aproximada, ya que se considera el número total de ciclos de carga que resiste el sistema.

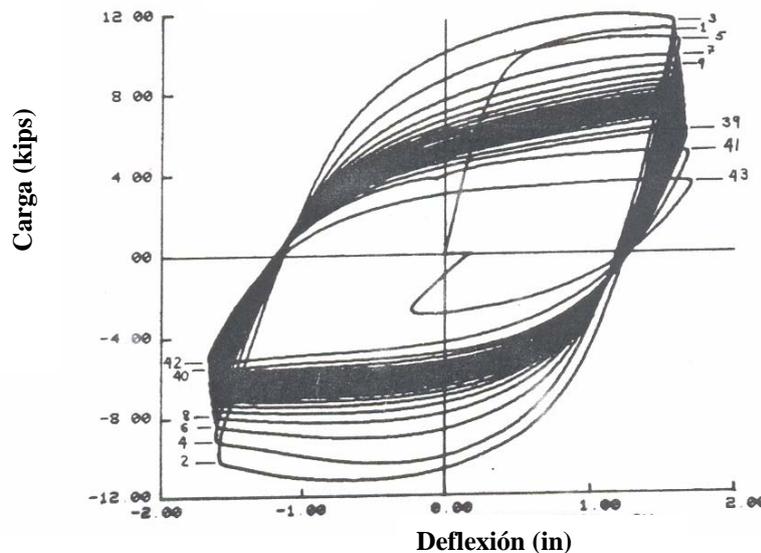


Figura 4.1. Gráfica carga deflexión de un elemento de acero sometido a desplazamiento constante (Krawinkler y Zohrei, 1983).

Un diseño en el cual las columnas reciban el mayor daño, y sean los primeros elementos en fallar, tendrá un desempeño muy pobre y puede llevar a la falla temprana de la estructura. Por tal motivo, la hipótesis número 2 es algo que debe buscarse para lograr un diseño satisfactorio; es decir, un desempeño adecuado de la estructura (filosofía viga-débil columna-fuerte).

Las hipótesis 3 y 4 se han comprobado en varios marcos de acero (Bojórquez *et al.*, 2006b).



4.3 Importancia de los índices de daño según el estado limite que se trate

Se determinaron las curvas de peligro tanto del índice de daño de distorsiones máximas de entrepiso, como del índice de acumulación lineal de daño (figura 4.2). Para ello utilizaron ocho marcos estructurales de acero diseñados con el RCDF-2004 utilizados en trabajos previos (Bojórquez *et al.*, 2006c), los cuales se sometieron a nueve registros sísmicos obtenidos en suelo blando del valle de México. Algunas características importantes de los marcos se ilustran en la tabla 4.1. En dicha tabla se utiliza la nomenclatura MiQj, donde i representa el número de niveles del marco, y j el factor de comportamiento sísmico utilizado en el diseño. Por ejemplo, M4Q2 representa un marco estructural de acero de cuatro niveles diseñado con un factor de comportamiento sísmico $Q=2$. Los resultados obtenidos se presentan en la figura 4.2 en la cual el eje horizontal representa el índice de daño tanto de distorsiones máximas de entrepiso (líneas discontinuas) como el de acumulación lineal del daño (líneas continuas), y el eje vertical representa la tasa anual de excedencia de los índices de daño.

Tabla 4.1. Periodo fundamental de vibración (T_0), coeficiente sísmico resistente (C_y) y desplazamiento de fluencia (δ_f) correspondientes a los marcos analizados

Marco	T_0	C_y	δ_f (m)
M4Q2	0.86	0.48	0.125
M4Q3	0.90	0.45	0.136
M6Q2	1.03	0.45	0.170
M6Q3	1.07	0.42	0.174
M8Q2	1.11	0.43	0.186
M8Q3	1.20	0.38	0.192
M10Q2	1.28	0.39	0.216
M10Q3	1.37	0.36	0.226

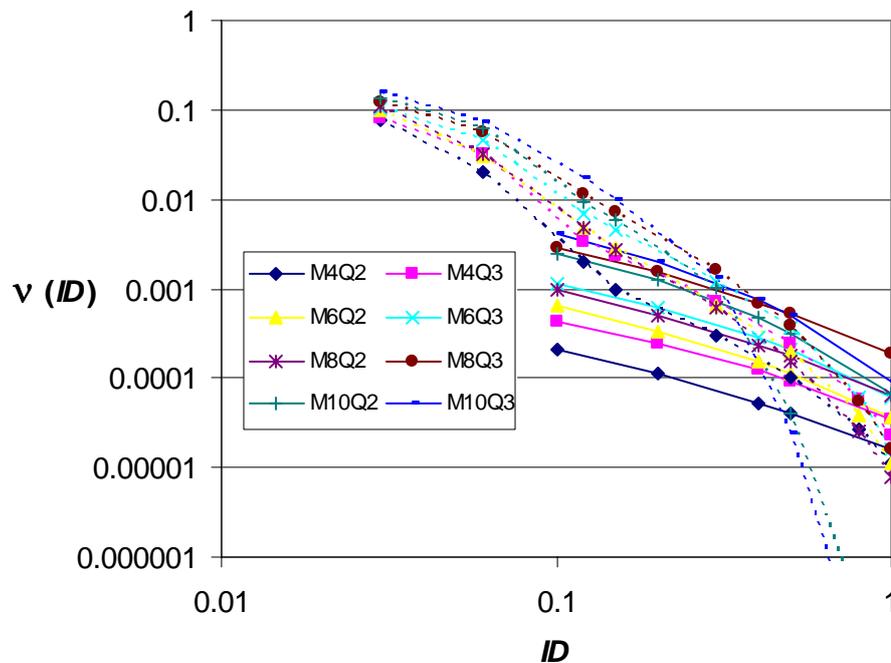


Figura 4.2. Curvas de peligro de demanda en términos de las ecuaciones 1 y 2 correspondientes a marcos de acero [ID_γ ---, ID_L —].



En la figura 4.2 se observan los siguientes puntos. En primer lugar para el caso de I_D con valores pequeños, los valores de las curvas de peligro de demanda resultan mayores para el caso de $I_{D\gamma}$ que para I_{DL} ; es decir, la tasa de excedencia resulta mayor para $I_{D\gamma}$. Esto implica que para estados límite como el de servicio, se espera una mayor importancia de las distorsiones máximas de entrepiso que de las demandas acumuladas (medidas en este caso con el índice de acumulación lineal del daño). Estas observaciones son válidas para los ocho marcos.

El punto en el cual ocurre el cruce entre las curvas de peligro de demanda para ambos indicadores de daño, representa que tanto la distorsión máxima de entrepiso como el índice de acumulación lineal del daño tienen igual importancia. Observese que el punto de cruce entre ambas curvas para los marcos de 10 niveles (M10Q2 y M10Q3) ocurre para valores de índice de daño menores que para los marcos con menor número de niveles; es decir, a medida que el periodo de la estructura se incrementa (periodo de la estructura cada vez más cercanos al periodo de suelo $T_s=2s$), el punto de cruce se presenta para valores de I_D menores, lo que sugiere que en el caso de estructuras cuyo periodo de vibración se acerca cada vez más al periodo dominante del suelo, se vuelve cada vez más importante el daño acumulado por deformaciones plásticas, especialmente para el estado límite de seguridad de vidas. Esto implica que no deben despreciarse en el diseño sísmico de estructuras las demandas acumuladas, y que tanto las distorsiones máximas de entrepiso como el índice de acumulación lineal del daño deben revisarse.

Finalmente, para el caso del estado límite cercano al colapso (I_D cerca de 1), resulta evidente el papel que tiene el índice de acumulación lineal del daño, ya que la tasa anual de falla resulta en valores mucho mayores que en el caso de la distorsión máxima de entrepiso, por lo tanto, despreciar dicho parámetro puede llevar a diseños del lado de la inseguridad.

En resumen se hacen las siguientes observaciones para el diseño sísmico de estructuras: Para el caso del estado límite de servicio se recomienda revisar las distorsiones máximas de entrepiso, en el caso del estado límite de seguridad de vidas se recomienda revisar tanto las distorsiones máximas de entrepiso como alguna medida de la capacidad cíclica de la estructura (demandas de daño acumulado), por ejemplo, el índice de acumulación lineal del daño.

Por todo lo anterior, es clara la importancia de tomar en cuenta las demandas acumuladas en el diseño sísmico de estructuras; sin embargo, la evaluación del índice de acumulación lineal del daño en una estructura no es práctica. Con la finalidad de evaluar de una forma práctica el índice de acumulación lineal de daño en las estructuras es conveniente utilizar modelos simplificados (S1GL) equivalentes; de manera similar a lo que se hace en los códigos de diseño sísmico que se basan en el uso de espectros de diseño sísmico (derivados de dichos modelos simplificados). Debido a lo anterior, en la siguiente sección se describe la manera de obtener los espectros para dicho indicador de daño (I_{DL}) pero primeramente se describe un procedimiento para obtener la capacidad cíclica de marcos estructurales de acero y S1GL ya que este es el punto crucial para poder evaluar el índice de acumulación lineal del daño.



4.4 Capacidad cíclica de marcos estructurales de acero y sus correspondientes S1GL equivalentes

El problema para obtener espectros de índice de acumulación lineal del daño radica en determinar la capacidad cíclica de S1GL que representen las características de estructuras reales. En lo que sigue se propone un procedimiento para obtener la capacidad cíclica de S1GL. Una vez obtenida esta capacidad, es posible evaluar el índice de acumulación lineal del daño en S1GL, y los espectros de índice de acumulación lineal del daño con TAFU.

Capacidad Cíclica de S1GL

Se propone un procedimiento para obtener la capacidad cíclica de S1GL que representan la capacidad cíclica de marcos estructurales de acero, la cual se basa en la capacidad de los elementos que constituyen a dichos marcos. Se adoptan las hipótesis 1, 2, 3 y 4 mencionadas en la sección anterior (que se utilizaron para evaluar el daño en marcos estructurales de acero), además, se considera que el primer modo de vibración domina la respuesta de la estructura.

El procedimiento que se propone para obtener la capacidad cíclica de marcos estructurales de acero es el siguiente (Bojórquez *et al.*, 2006b):

1. Se realiza un análisis ‘push-over’ del marco estructural.
2. Se obtiene la historia de ductilidades globales de la estructura del análisis ‘push-over’. La ductilidad global de desplazamiento se define como la relación entre el desplazamiento de azotea y el desplazamiento de fluencia del marco (obtenido del análisis ‘push-over’).
3. Mediante el análisis ‘push-over’ se obtiene la historia completa de demandas de ductilidades locales a nivel sección en todas las vigas que integran el marco. El marco se empuja hasta la falla.
4. Cada valor de ductilidad global en la historia se asocia a una ductilidad local de los elementos en el piso crítico (el que alcanza primero la falla).
5. Dado que se conoce el número de semiciclos que desarrollan los elementos de acero, se deduce el número de semiciclos que puede desarrollar la estructura para cierto nivel de ductilidad global. La capacidad cíclica local de los elementos se obtiene mediante pruebas de laboratorio.

La ecuación 4.4 representa la ecuación general para obtener la capacidad cíclica global de marcos estructurales de acero. En la figura 4.3 se muestra una curva de capacidad típica en estructuras.

$$N_{sc} = \frac{a}{(\mu_G)^b} \quad (4.4)$$



En la ecuación 4.4, μ_G representa la ductilidad global del sistema, a y b son parámetros de ajuste que representan la capacidad de la estructura para desarrollar ciclos de comportamiento plástico, y N_{sc} es el número de semiciclos que resiste la estructura.

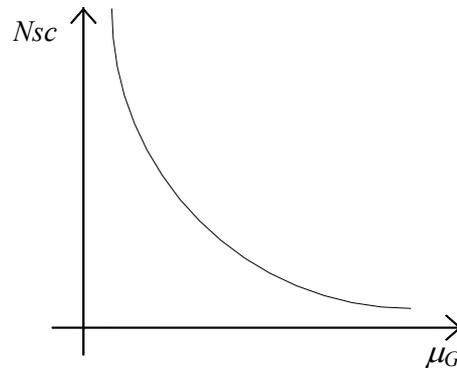


Figura 4.3. Curva típica de capacidad cíclica de marcos estructurales de acero.

Para obtener la capacidad cíclica de S1GL equivalentes se requiere calcular la relación entre la ductilidad global de una estructura y la ductilidad del S1GL (factor de transformación de ductilidad descrito en el Apéndice A), correspondientes ambas a una misma tasa anual de falla. Tomando en cuenta dicho factor, y suponiendo que la forma de la curva de capacidad cíclica de la estructura es similar a la del S1GL, la ecuación 4.4 se transforma en:

$$N_{sc} = \frac{a}{(F_{\mu} \mu_1)^b} \quad (4.5)$$

donde μ_1 es la ductilidad en el S1GL. Con la capacidad cíclica de S1GL equivalente es posible evaluar el índice de acumulación lineal del daño.

Es importante mencionar que en este caso se considera que no existe influencia significativa de la distribución espacial de las demandas locales de energía en los marcos, ya que para los marcos aquí analizados, las demandas locales de energía en los marcos se distribuyen de manera uniforme; es decir, no existen concentraciones de daño. Por esta razón se puede suponer que las formas de las curvas de capacidad cíclica de los marcos y sus S1GL equivalentes son similares. Sin embargo, para estructuras donde existen concentraciones de daño, esta hipótesis no es aceptable.

4.5 Espectros de índice de acumulación lineal del daño con TAFU

Con la siguiente expresión (Esteva 1968, Cornell 1968) se puede evaluar la tasa media anual de falla de una estructura:

$$v_F = \int \left| \frac{\partial v}{\partial y} \right| P(Q \geq q|y) dy \quad (4.6)$$



donde:

$$Q = \frac{\text{Demanda estructural}}{\text{Capacidad estructural}}. \text{ En el caso del índice de acumulación lineal del daño}$$

$$Q = I_{DL}.$$

$P(Q \geq q|y) = P(I_{DL} \geq id|y)$ es la probabilidad de exceder cierto nivel de daño id , dada una intensidad y .

La metodología para obtener los espectros con TAFU se describió en el capítulo 2 para espectros de energía histerética normalizada. El procedimiento es similar para espectros de índice de acumulación lineal del daño con TAFU.

En la figura 4.4 se ilustra un ejemplo de un espectro de índice de acumulación lineal de daño para $I_{DL}=i$, con tasa anual de falla uniforme v_{FO} .

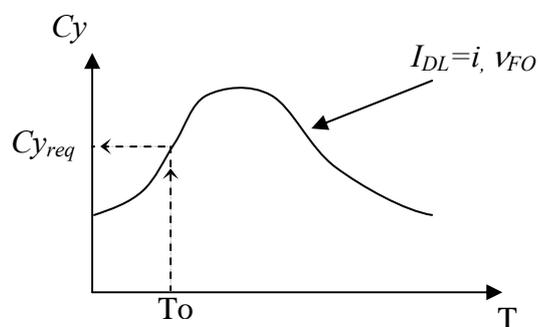


Figura 4.4. Espectro correspondiente a una tasa anual de falla v_{FO} de un S1GL con comportamiento bilineal y un índice de acumulación lineal del daño $IDL=i$.



Capítulo 5

DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS BASADO EN CONFIABILIDAD Y EN EL USO DEL ÍNDICE DE ACUMULACIÓN LINEAL DEL DAÑO (CRITERIO II)

5.1 Criterio de diseño propuesto

En esta sección se propone un criterio de diseño alternativo (criterio II) que se basa en el uso de espectros de índice de acumulación lineal de daño con TAFU. Se deben garantizar dos condiciones de diseño: 1) los requerimientos de resistencia lateral de la estructura (coeficiente sísmico C_y) para satisfacer las demandas acumuladas sobre la estructura, que se cumplen a través del uso de espectros de índice de acumulación lineal del daño. Para esto se utilizan los espectros de I_{DL} asociados a una tasa anual de falla preestablecida v_{FO1} . 2) el control de la distorsión máxima de entrepiso asociada a una tasa anual de falla v_{FO2} .

Enseguida se mencionan los pasos a seguir del criterio alternativo que se propone en esta tesis:

1. Tasa anual de falla deseada en la estructura.

El primer paso es seleccionar los valores de las tasas anuales de falla v_{FO1} y v_{FO2} correspondientes al nivel de desempeño deseado en la estructura, donde v_{FO1} está asociada al nivel de desempeño en términos del índice de acumulación lineal del daño, y v_{FO2} a la distorsión máxima de entrepiso tolerable (γ_{tol}) del marco estructural.

2. Prediseño.

La primera fase consiste en proponer un prediseño de la estructura y las secciones que la componen (en este caso se trata de marcos estructurales de acero). El prediseño puede realizarse mediante el procedimiento descrito en el capítulo 3, o a través de algún código de diseño sísmico (por ejemplo el RCDF-2004). Se determina el periodo fundamental de vibración de la estructura T_0 a partir del prediseño.

3. Resistencia lateral requerida.

Este paso consiste en determinar los requerimientos de resistencia lateral (coeficiente sísmico requerido C_{yreq}) de la estructura a través de los espectros de índice de acumulación lineal de daño con TAFU (ver figura 4.4) en función del periodo de la estructura T_0 , su capacidad medida mediante el índice I_{DL} y la tasa anual de falla deseada en la estructura v_{FO} .



4. Revisión de la resistencia lateral requerida.

La primera condición de diseño que consiste en garantizar la resistencia lateral requerida se determina mediante un análisis estático no lineal ‘push-over’ de la estructura real. En este paso se evalúa el coeficiente sísmico real de la estructura C_{yG} y se compara con el coeficiente sísmico requerido que se obtuvo en el paso 3. Si $C_{yG} \geq C_{yreq}$, entonces se continúa con el procedimiento, de lo contrario se regresa al paso 2, que consiste en rediseñar la estructura.

5. Revisión de la distorsión máxima de entrepiso.

Para cumplir con los requerimientos de distorsión máxima de entrepiso se debe satisfacer que la distorsión máxima de entrepiso γ_M sea menor o igual que la distorsión máxima de entrepiso tolerable γ_{tol} (ecuación 5.1). Donde γ_M se determina a través de la distorsión en un S1GL equivalente γ_1 , y el factor de transformación FT_γ que relaciona las distorsiones entre la estructura y su S1GL equivalente asociados a cierto nivel de tasa anual de falla. La distorsión máxima en el S1GL se evalúa con la ecuación 3.5 (renombrada 5.2). En esta ecuación μ_1 (ductilidad en el S1GL) se determina utilizando espectros de ductilidad con TAFU (figura 5.1), D_{y1} es el desplazamiento de fluencia del S1GL obtenido mediante la ecuación 3.11.

$$\gamma_M \leq \gamma_{tol} \quad (5.1)$$

$$\gamma_1 = \frac{\mu_1 D_{y1}}{H} \quad (5.2)$$

Utilizando las ecuaciones 5.2 y 3.2, la distorsión máxima de entrepiso del marco estructural (SMGL) resulta:

$$\gamma_M = FT_\gamma \frac{\mu_1 D_{y1}}{H} \quad (5.3)$$

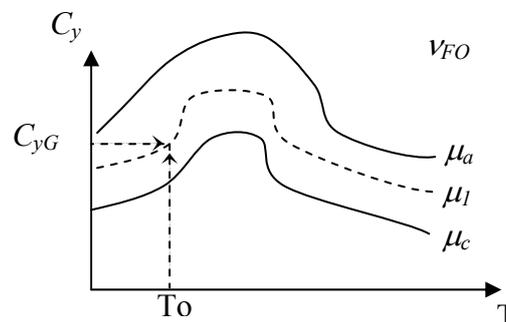


Figura 5.1. Espectros de ductilidad asociados a una tasa anual de falla v_{FO} .

Finalmente, la condición para revisar la distorsión máxima de entrepiso se expresa de la siguiente manera:



$$\gamma_M = FT_\gamma \frac{\mu_1 D_{y1}}{H} \leq \gamma_{tol} \quad (5.4)$$

Si se satisface esta condición el diseño es adecuado, de lo contrario la estructura debe rediseñarse (regresar al paso 2).

5.2 Ejemplo de Aplicación

El criterio de diseño propuesto en la sección anterior se aplicará para diseñar un marco estructural de acero de ocho niveles y tres crujías que se considera se ubicará en la zona IIIb del valle de México (igual al marco del ejemplo que se analizó en el capítulo 3). Las características geométricas globales del marco se ilustran en la figura 5.2. El diseño se realizará para satisfacer dos estados límite, el primero correspondiente a un estado límite regido por las distorsiones máximas de entrepiso (estado límite 1), mientras que el segundo caso corresponde a un estado límite dominado por las demandas acumuladas (índice de acumulación lineal del daño, estado límite 2).

Con la finalidad de obtener niveles de confiabilidad similares a las estructuras diseñadas con el RCDF-2004, se obtienen las tasas anuales de falla de un marco estructural diseñado con dicho reglamento. Esto se puede apreciar en la figura 5.3 que corresponde a la estructura M8Q3 de la tabla 4.1. En la figura 5.3 se ilustran las curvas de peligro de demanda estructural, el primer rectángulo (en negro) corresponde al estado límite 1 y el siguiente (en gris) al segundo estado límite, el cual está dominado por las demandas acumuladas. El objetivo fundamental de revisar estos estados límite es hacer ver la necesidad de incorporar (en ciertos casos) las demandas acumuladas de manera explícita en los criterios de diseño sísmico.

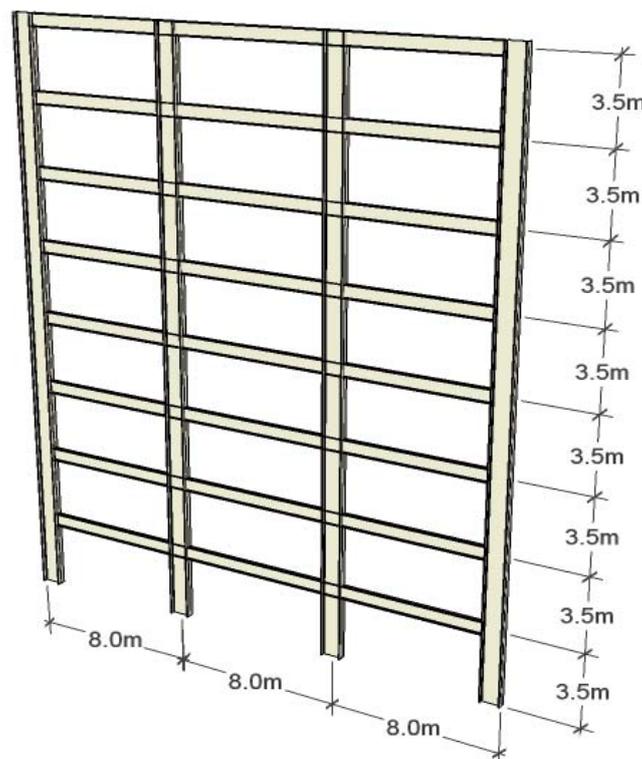


Figura 5.2. Geometría del marco estructural.

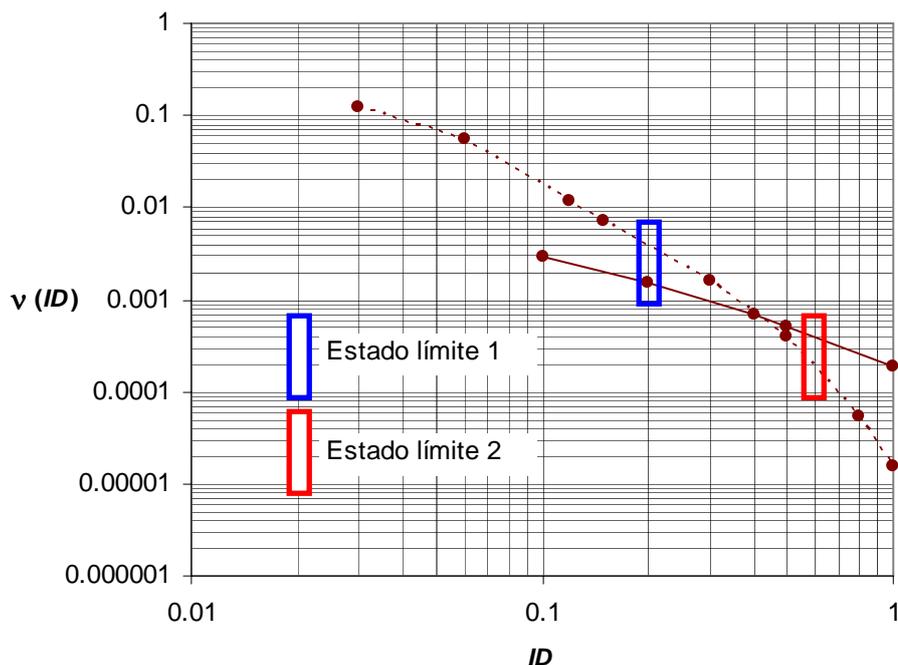


Figura 5.3. Curvas de peligro de demanda en términos de la distorsión máxima de entrepiso y del índice de acumulación lineal de daño del marco M8Q3 [$I_{D\gamma}$ ---, I_{DL} —].

1. Tasa anual de falla deseada en la estructura

El primer paso es seleccionar la tasa anual de falla deseada en la estructura; es decir, los valores de las tasas anuales de falla v_{FO1} y v_{FO2} correspondientes a I_{DL} y a la distorsión máxima de entrepiso tolerable (γ_{tol}) del marco estructural. Las tasas anuales de falla seleccionadas corresponden a los estados límite mencionados en el párrafo anterior, los cuales con la finalidad de obtener la confiabilidad de diseños reales se seleccionaron a partir de una estructura diseñada con el RCDF-2004 (M8Q3, figura 5.3). En primer lugar el estado límite 1 corresponde a un $I_D=0.2$, que en términos de distorsión máxima de entrepiso para este estado límite resulta $\gamma_{tol}=0.02$, ya que se utilizó una distorsión máxima de entrepiso contra colapso de 0.1. De la misma forma se obtuvieron los parámetros para el estado límite 2. Los estados límite se ilustran en la tabla 5.1. Cabe mencionar que la primera etapa de diseño consiste en satisfacer el estado límite 1, y el siguiente paso es revisar el estado límite 2.

Tabla 5.1. Estados límite a revisar

Estado límite 1	$I_{DL}=0.2, v_{FO1}=0.002$	$I_{D\gamma}=0.2 \rightarrow \gamma_{tol}=0.02, v_{FO2}=0.004$
Estado límite 2	$I_{DL}=0.6, v_{FO1}=0.0004$	$I_{D\gamma}=0.6 \rightarrow \gamma_{tol}=0.06, v_{FO2}=0.0002$

2. Prediseño Global

Una vez que se establece la confiabilidad deseada de la estructura, el siguiente paso es su prediseño. Se utilizarán secciones W de acero del (AISC, 2003) tanto para las vigas como para las columnas. Se utilizó un sistema viga débil-columna fuerte y de esta manera tanto la energía disipada como el daño estructural se concentren en las vigas, y



así obtener un prediseño eficiente, pero sobretodo racional. El periodo de la estructura resulta $T_o=1.20s$. El motivo por el cual no se utilizó el mismo prediseño inicial utilizado en el criterio I sino un diseño más ligero, es debido a que en aquel caso se observó que el prediseño era suficiente para satisfacer lo requerimientos de distorsión máxima de entrepiso, pero una ligera reducción en las secciones implica que no se cumpla con dicha condición. En este caso se pretende observar cómo un diseño que satisface el índice de acumulación lineal del daño para el primer estado límite no garantiza que la condición impuesta por la distorsión máxima de entrepiso se garantice, por lo tanto, reducir las secciones del prediseño obtenido en el criterio I, lleva a esta condición.

4. Resistencia lateral requerida (C_{yreq})

El coeficiente sísmico requerido C_{yreq} en la estructura se determina a través de los espectros de índice de acumulación lineal de daño con TAFU en función del periodo de la estructura T_o , su capacidad de acumulación del daño $I_{DL}=0.2$ y la tasa anual de falla deseada en la estructura $v_{FOI}=0.002$ que corresponden al estado límite 1.

Para obtener el índice de acumulación lineal del daño, es necesario obtener la capacidad cíclica del S1GL, para ello se utilizó la ecuación 5.5 obtenida mediante el procedimiento descrito en el capítulo 4 sección 3 (Bojórquez *et al*, 2006b), mediante el análisis de los ocho marcos descritos en la tabla 4.1 y a través de resultados experimentales y analíticos obtenidos por (Krawinkler y Zohrei, 1983; Daali y Korol, 1995; Lee y Stojadinovic 2004); (se hace la aclaración que dicha ecuación es aplicable únicamente para marcos estructurales con características similares a los utilizados en los presentes análisis). En la ecuación 5.5, N_{sc1} es el número de semiciclos que resiste el S1GL con periodo T cuando se sujeta a ciclos de ductilidad μ . Debido a que se requiere la resistencia para el periodo del marco de interés, no es necesario contar con todo el espectro de I_{DL} en su totalidad, basta con utilizar las curvas de peligro de demanda del S1GL para el periodo del marco estructural en estudio. Es importante mencionar que las curvas de peligro de demanda estructural y los espectros aquí utilizados se obtuvieron utilizando los 31 acelerogramas reales registrados en la zona IIIb del valle de México mismos que se utilizaron en el primer criterio propuesto, y un amortiguamiento crítico del 3% (ver figura 3.8). De la curva de peligro de demanda estructural asociada a un $I_{DL}=0.2$ y para el periodo $T_o=1.20s$ (figura 5.4) se obtiene un coeficiente sísmico requerido $C_{yreq}=0.36$.

$$N_{sc1} = \frac{1465 - 589T}{(0.912 \mu)^{2.33}} \quad (5.5)$$

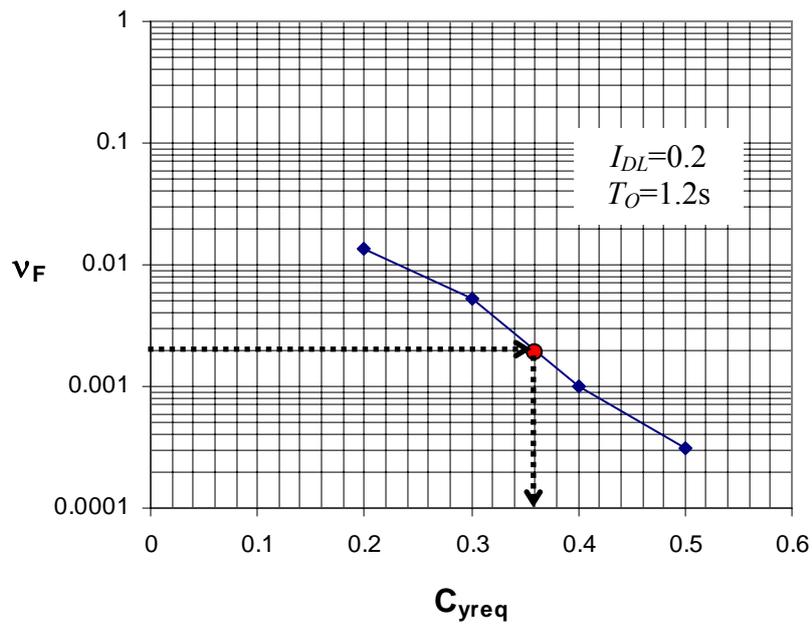


Figura 5.4. Curva de peligro de demanda estructural de un S1GL con periodo $T_o=1.20s$ e $I_{DL}=0.20$.

4. Revisión de la resistencia lateral requerida ($C_{yG} \geq C_{yreq}$)

De un análisis ‘push-over’ (figura 5.5) se obtiene $C_{yG}=0.38$, valor que es mayor que el coeficiente sísmico requerido C_{yreq} , por lo tanto se concluye que satisface la primera condición de diseño.

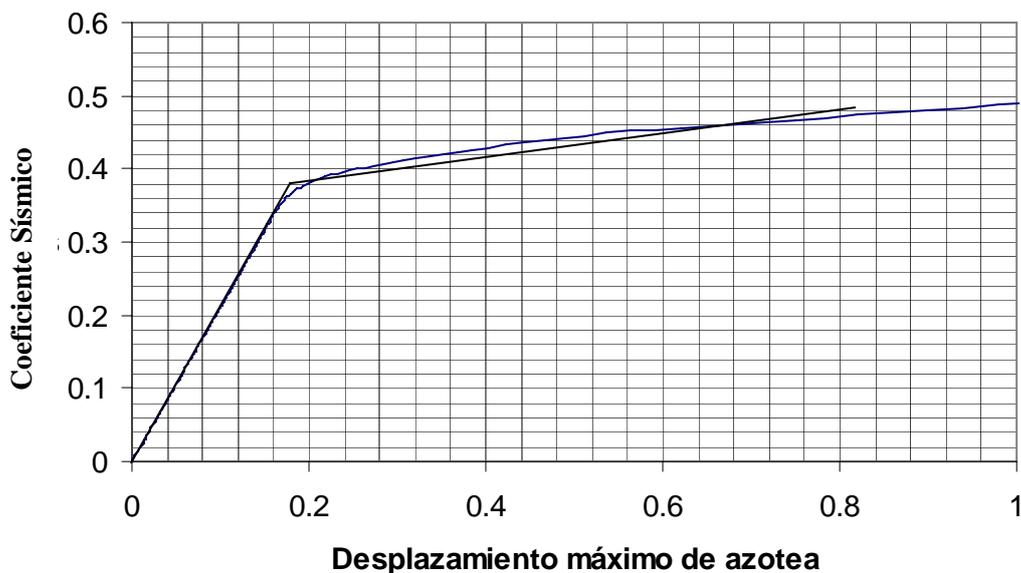


Figura 5.5. Análisis ‘push-over’ del marco estructural propuesto.



5. Revisión de la distorsión máxima de entrepiso

Para satisfacer los requisitos de distorsión máxima de entrepiso se requiere que $\gamma_M \leq \gamma_{tol}$. Donde γ_M se determina con la ecuación 5.3. En dicha ecuación se utiliza un $FT_\gamma = 1.7$ obtenido en el Apéndice A, D_{y1} se obtiene mediante la ecuación 3.6, H es la altura total igual a 28m y finalmente, μ_1 se determina utilizando espectros de ductilidad con TAFU. En la figura 5.6 se ilustran los espectros para distintas ductilidades ($\mu=2$ y $\mu=4$) y una tasa anual de falla $\nu_f=0.004$ que corresponde a la tasa anual de falla deseada para el caso de las distorsiones máximas de entrepiso, interpolando los valores de dichos espectros se obtiene que $\mu_l=3.5$. Sustituyendo todos los valores en las expresiones 5.2 y 5.3 se obtiene $\gamma_M=0.029$ que es mayor que $\gamma_{tol}=0.02$, por lo que el diseño propuesto no es adecuado. Se observa que aún cuando los requisitos de demanda acumulada a través del índice de acumulación lineal del daño se satisfacen, no ocurre lo mismo para las distorsiones máximas de entrepiso, lo cual era de esperarse, ya que el estado límite que se revisó corresponde a aquel en el cual son de mayor importancia las demandas máximas en la estructura. El objetivo fundamental de revisar dicho estado era comprobar que para este caso regían las distorsiones máximas de entrepiso, lo cual quedó demostrado.

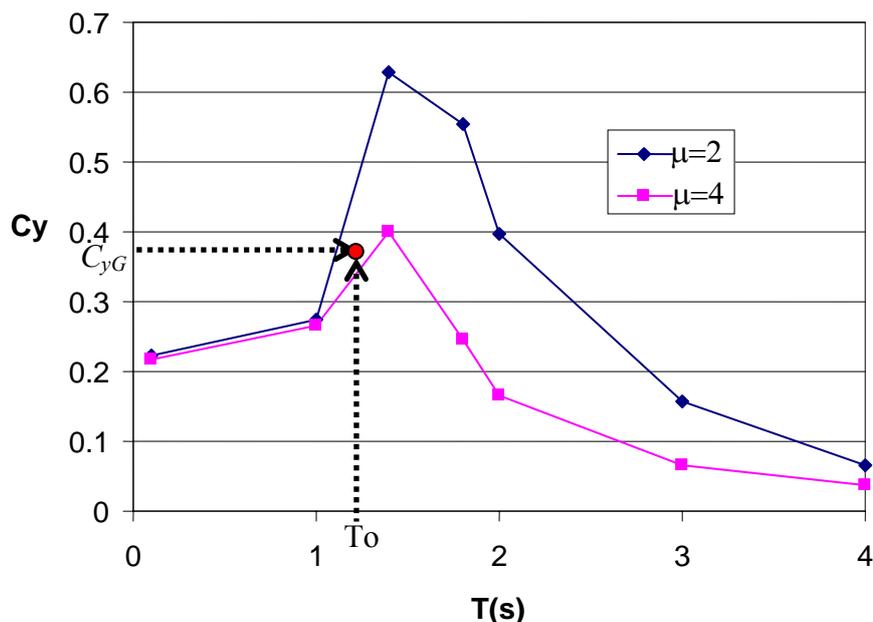


Figura 5.6. Espectros de ductilidad asociados a una tasa anual de falla $\nu_f=0.004$.

Debido a que la estructura no cumple con los requisitos, debe ser rediseñada y por lo tanto se regresa al paso 2 (relativa al prediseño).

SEGUNDA ITERACIÓN

2. Prediseño

El prediseño propuesto se ilustra en la Tabla 5.2. En este caso el periodo resulta $T_0=1.16s$.



Tabla 5.2. Secciones propuestas para el marco estructural (segunda iteración).

Nivel	Vigas	Columnas Internas	Columnas Externas
1	W21x73	W36x194	W36x194
2	W21x93	W36x194	W36x194
3	W21x93	W36x170	W36x170
4	W21x93	W36x170	W36x170
5	W21x73	W36x150	W36x150
6	W21x62	W36x150	W36x150
7	W21x50	W36x135	W36x135
8	W21x50	W36x135	W36x135

3. Resistencia lateral requerida (C_{yreq})

Con la finalidad de garantizar los dos estados límite de manera simultánea para el caso de las demandas acumuladas se utiliza la figura 5.7, que contiene las curvas de peligro de demanda estructural para el caso de $T_o=1.16s$, y los $I_{DL}=0.2$ e $I_{DL}=0.6$ respectivamente. Por lo tanto, el C_{yreq} será el mayor obtenido de ambos estados límite. En este caso resulta mayor para el segundo estado límite (punto gris de la figura 5.7), de donde se obtiene $C_{yreq}=0.36$.

4. Revisión de la resistencia lateral requerida ($C_{yG} \geq C_{yreq}$)

Del análisis 'push-over' (figura 5.8) se obtiene $C_{yG}=0.39$ que es mayor al coeficiente sísmico requerido $C_{yreq}=0.36$, por lo que se verifica que satisface esta condición de diseño.

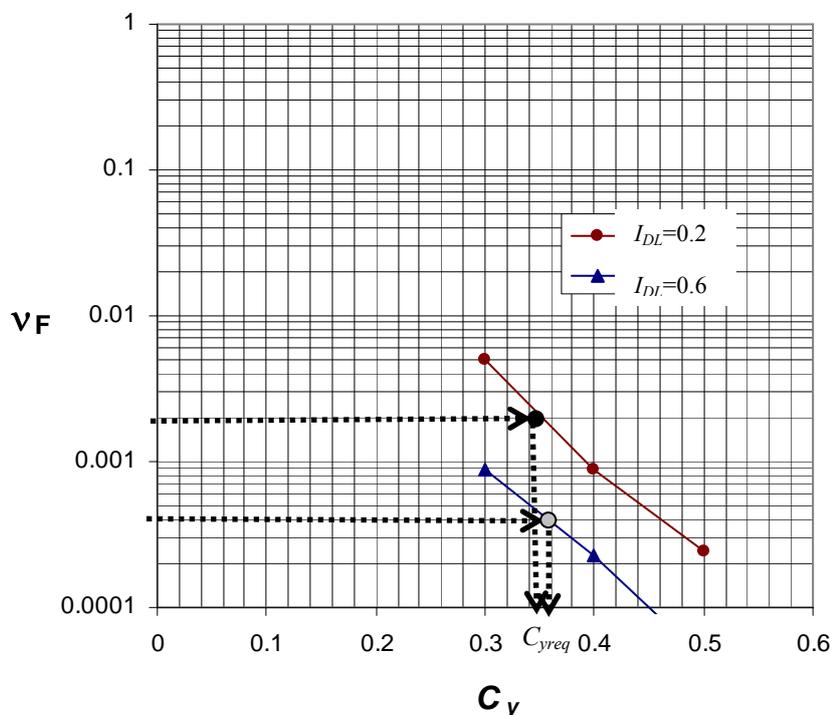


Figura 5.7. Curvas de peligro de demanda estructural de un S1GL con periodo $T_o=1.16s$, para $I_{DL}=0.20$ e $I_{DL}=0.60$.

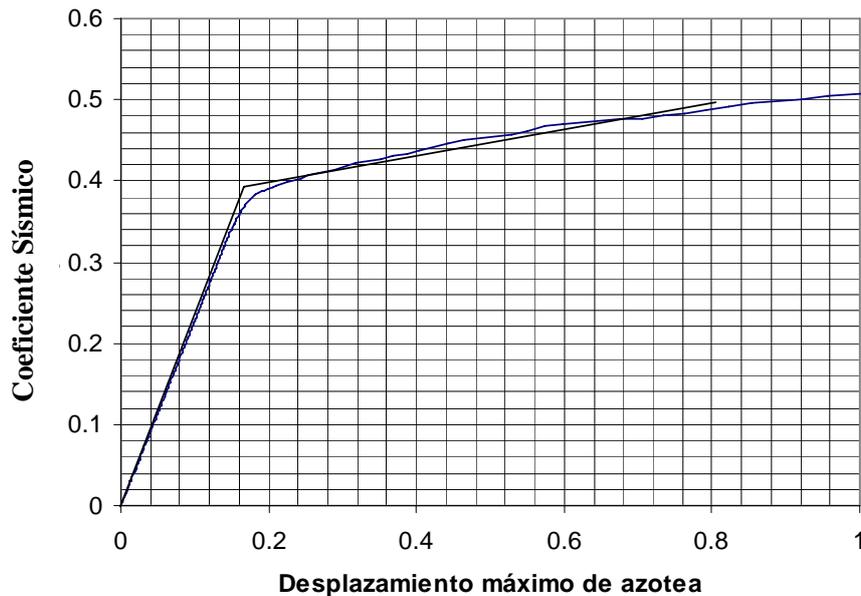


Figura 5.8. Análisis “push-over” del marco estructural (segunda iteración).

5. Revisión de la distorsión máxima de entrepiso

ESTADO LÍMITE 1

Primeramente se revisará el primer estado límite que corresponde a una $\gamma_{tot}=0.02$ asociada a una $\nu_{FO2}=0.004$, para esto es necesario obtener la ductilidad demandada μ_I para dicha tasa anual de falla. En la figura 5.9 se ilustran los espectros de ductilidad para $\nu_F=0.004$, donde se obtiene que $\mu_I=2$. Sustituyendo $FT_\gamma=1.7$, $C_{yG}=0.39$, $T_o=1.16s$, $\mu_I=2$ y $H=28m$ en las ecuaciones 5.2 y 5.3 se obtiene que $\gamma_M=0.016$ que es menor que $\gamma_{tot}=0.02$, por lo que se comprueba que se satisface la condición para el primer estado límite.

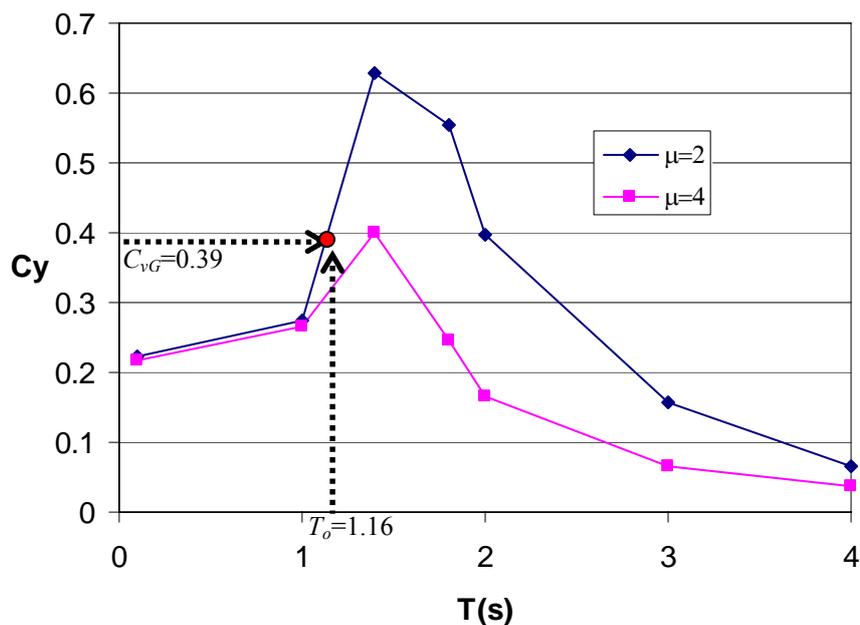


Figura 5.9. Espectros de ductilidad asociados a una tasa anual de falla $\nu_F=0.004$.



ESTADO LÍMITE 2

Este estado corresponde a $\gamma_{tol}=0.06$ asociada a un valor $\nu_{FO2}=0.0002$. En la figura 5.10 se ilustran los espectros de ductilidad para $\nu_F=0.0002$, donde la ductilidad resulta $\mu_I=6.7$. Sustituyendo $FT_\gamma=1.7$, $C_{yreal}=0.39$, $T_o=1.16$ s, $\mu_I=6.7$ y $H=28$ m en las ecuaciones 5.2 y 5.3 se obtiene que $\gamma_M=0.053$ que es menor a $\gamma_{tol}=0.060$, por lo tanto se satisface la condición de distorsión para el segundo estado límite. Es importante hacer notar como al satisfacer la condición de demanda acumulada para el estado límite que se encuentra más cercano al colapso, fue suficiente para satisfacer todos los estados límite planteados para el caso de distorsiones máximas de entrepiso. Con esto se hace notar la importancia de controlar las demandas acumuladas en el diseño sísmico de estructuras, sobretodo al utilizar el índice de acumulación lineal del daño, ya que en dicho índice se consideran de manera explícita las d , las cuales son un caso particular de este parámetro. Por lo tanto, el diseño propuesto es adecuado.

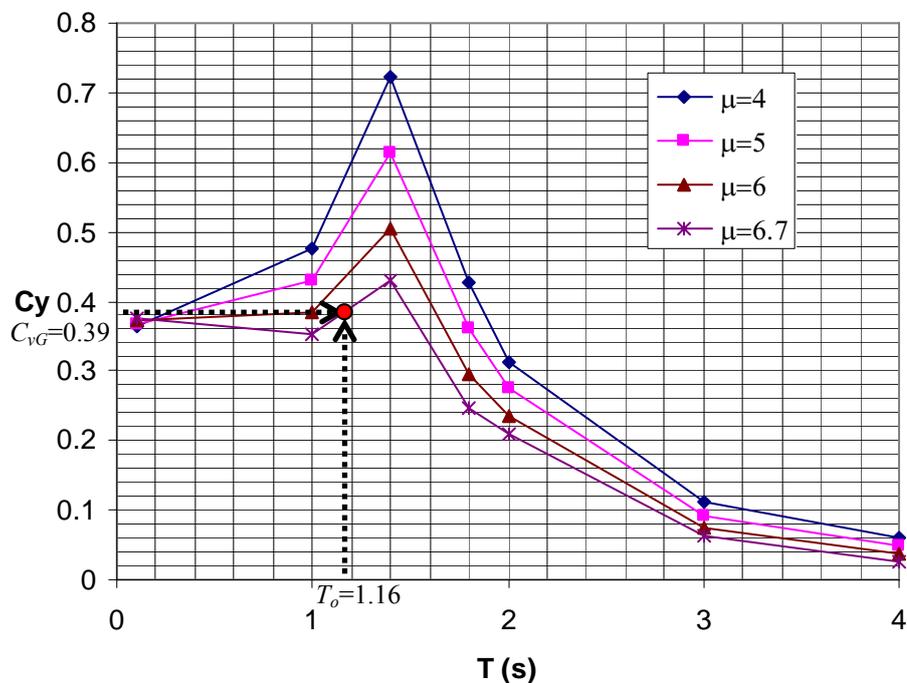


Figura 5.10. Espectros de ductilidad asociados a una tasa anual de falla $\nu_F=0.0002$.

5.3 Reflexiones sobre el capítulo 5

Se propuso un procedimiento de diseño sísmico basado en espectros de índice de acumulación lineal del daño. El criterio puede ser aplicado fácilmente si se cuenta con las herramientas necesarias. Sin embargo, esta es una limitación del criterio, ya que actualmente no se cuenta con espectros de diseño en este caso de I_{DL} con TAFU, ni con las pruebas experimentales suficientes para evaluar la capacidad cíclica de elementos. Pero a medida que se cuenta con las pruebas experimentales suficientes y con espectros de diseño con TAFU, el método será fácilmente llevado de la teoría a la práctica de la ingeniería.



Es importante mencionar que la capacidad cíclica del marco estructural se obtuvo a partir de un número muy reducido de pruebas experimentales, por lo que es necesario continuar haciendo estudios de este tipo.

En el procedimiento se hace ver mediante un ejemplo lo expuesto en el capítulo anterior, que para el caso de estados límite como el de servicio, el diseño se rige por las distorsiones máximas de entrepiso, mientras que para estados límite cercanos al colapso, son de gran importancia las demandas acumuladas obtenidas a través del índice de acumulación lineal del daño. Con el fin de observar el desempeño del marco obtenido con el segundo criterio, en el siguiente capítulo se analiza la confiabilidad sísmica obtenida con los diseños del criterio I y II presentados en este trabajo.



Capítulo 6

CONFIABILIDAD DE LOS DISEÑOS OBTENIDOS AL APLICAR LOS CRITERIOS I Y II

6.1 Introducción

Se ha observado la importancia de las demandas acumuladas por deformaciones plásticas en el diseño sísmico de estructuras, y se han propuesto dos criterios de diseño que consideran dichas demandas. La primera basada en la energía histerética normalizada, parámetro que está relacionado directamente con las demandas plásticas acumuladas, y la segunda que toma en cuenta estas demandas a través del índice de acumulación lineal del daño. Ambos criterios se utilizaron para diseñar un marco estructural de acero con características similares. El objetivo de este capítulo es obtener la confiabilidad de las estructuras diseñadas con ambos criterios propuestos para distintos parámetros de desempeño, que son los parámetros objetivo en cada criterio propuesto (el resumen de los diseños obtenidos se ilustran en las tablas 6.1 y 6.2). Para lograr estos objetivos, se obtienen las curvas de peligro de demanda asociadas a las distorsiones máximas de entrepiso, la energía histerética normalizada y el índice de acumulación lineal del daño. Finalmente, se dan algunas conclusiones sobre los niveles de confiabilidad obtenidos al utilizar cada uno de los criterios propuestos.

Tabla 6.1 Secciones obtenidas con el criterio I ($T_0=1.04s$).

Nivel	Vigas	Columnas Internas	Columnas Externas
1	W24x94	W36x194	W36x194
2	W24x94	W36x194	W36x194
3	W24x94	W36x170	W36x170
4	W24x94	W36x170	W36x170
5	W24x84	W36x150	W36x150
6	W21x73	W36x150	W36x150
7	W21x57	W36x135	W36x135
8	W21x50	W36x135	W36x135

Tabla 6.2 Secciones obtenidas con el criterio II ($T_0=1.16s$).

Nivel	Vigas	Columnas Internas	Columnas Externas
1	W21x73	W36x194	W36x194
2	W21x93	W36x194	W36x194
3	W21x93	W36x170	W36x170
4	W21x93	W36x170	W36x170
5	W21x73	W36x150	W36x150
6	W21x62	W36x150	W36x150
7	W21x50	W36x135	W36x135
8	W21x50	W36x135	W36x135

6.2 Distorsiones máximas de entrepiso

En primer término se analiza la confiabilidad de los dos diseños en términos de la distorsión máxima de entrepiso. Se utiliza este parámetro por ser de especial interés en la ingeniería sísmica, ya que los códigos de diseño se basan además de la resistencia, en el control de dicho parámetro para garantizar el buen desempeño estructural.

Las curvas de peligro de distorsión máxima de entrepiso se muestran en la figura 6.1. Se observan diferencias entre la confiabilidad obtenida en los criterios I y II. Las diferencias se deben principalmente a que los criterios tienen objetivos parámetros de control diferentes, aunque con el objetivo de obtener estructuras seguras ante sismos. Por otro lado, es importante mencionar que el diseño obtenido con el Criterio I resulta ligeramente más rígido que el obtenido con el Criterio II como lo delatan los periodos de vibración, por lo tanto, las intensidades sísmicas esperadas en términos de la pseudoaceleración son mayores para el diseño del Criterio II, ya que su periodo de vibración es más cercano al periodo dominante del suelo ($T_s=2s$).

Para ambos criterios, las tasas de excedencia resultan pequeñas; es decir, el nivel de seguridad es adecuado en términos de la distorsión máxima de entrepiso. Por ejemplo, suponiendo que la distorsión máxima de entrepiso tolerable es de 0.03 (como lo señala el Apéndice A del RCDF-2004 para este tipo de estructuras), las tasas de falla para los marcos diseñados resultarán de 9×10^{-6} para el Criterio I y 4×10^{-5} para el Criterio II, que resultan en periodos de recurrencia de 111111 años y 25000 años, que son periodos sumamente grandes para este tipo de estructuras. Además las tasas de falla son menores a las comúnmente obtenidas en marcos de acero diseñados con el RCDF-2004. Por ejemplo, (Bojórquez *et al.*, 2007) determinó para ocho marcos de acero tasas de falla entre 7×10^{-4} y 18×10^{-4} , que son bastante mayores a las obtenidas en los marcos diseñados con los criterios propuestos.

Los resultados necesitan calibrarse para estructuras con periodos que sean mayores al periodo dominante del suelo. Además, se deberá contar con información más confiable tanto de las capacidades de energía histerética normalizada, como de las capacidades cíclicas de las estructuras, parámetros relevantes en los diseños finales obtenidos con cada uno de los criterios.

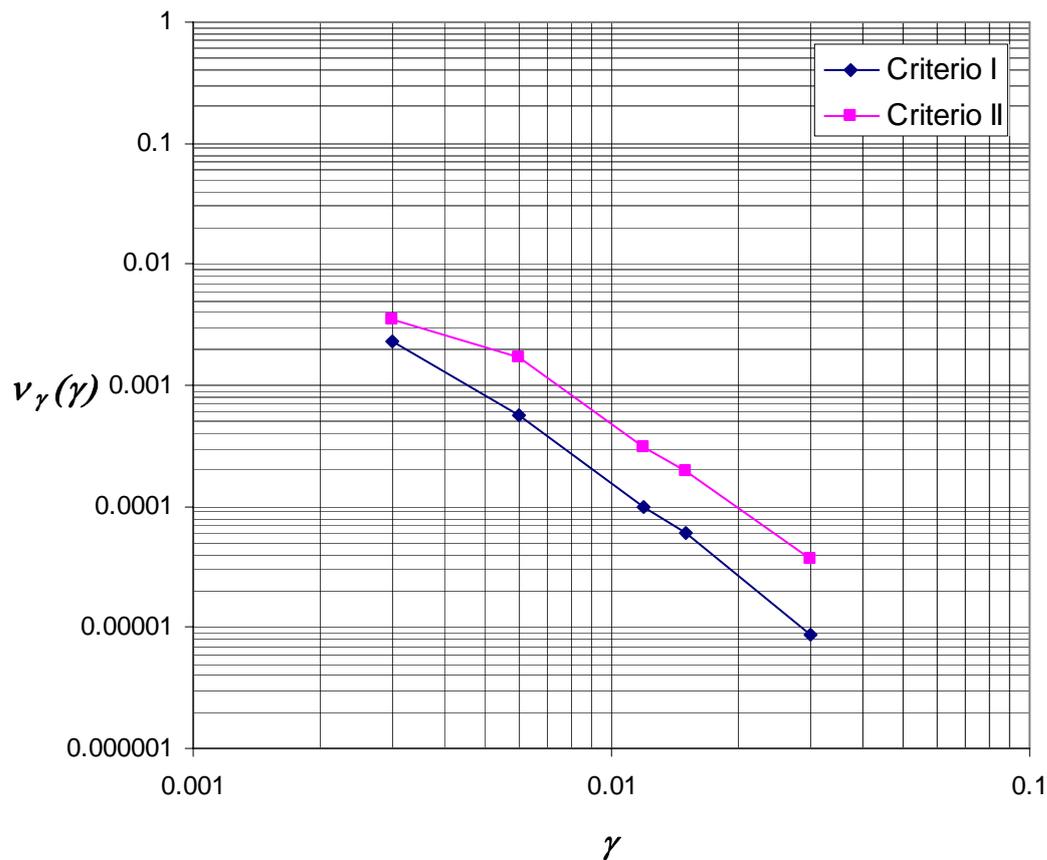


Figura 6.1. Curvas de peligro de distorsión máxima de entrepiso para los Criterios I y II.

6.3 Energía histerética normalizada

En lo siguiente, se contrasta la confiabilidad sísmica en términos de la energía histerética normalizada para las estructuras diseñadas con ambos criterios.

La figura 6.5 presenta las curvas de peligro de demanda de energía histerética normalizada. Se confirma lo obtenido en la figura 6.2 (para el caso de las distorsiones máximas de entrepiso). El diseño obtenido con el Criterio I tiene niveles de confiabilidad mayores que el obtenido con el Criterio II, debido a lo expuesto anteriormente. Sin embargo, en este caso las tasas de excedencia resultan mayores que en el caso de las distorsiones máximas de entrepiso, lo que indica niveles de confiabilidad menores para este parámetro, y de ahí la importancia de diseñar una estructura para que tenga una adecuada capacidad de disipación de energía histerética, pues este parámetro puede regir en el diseño sísmico.

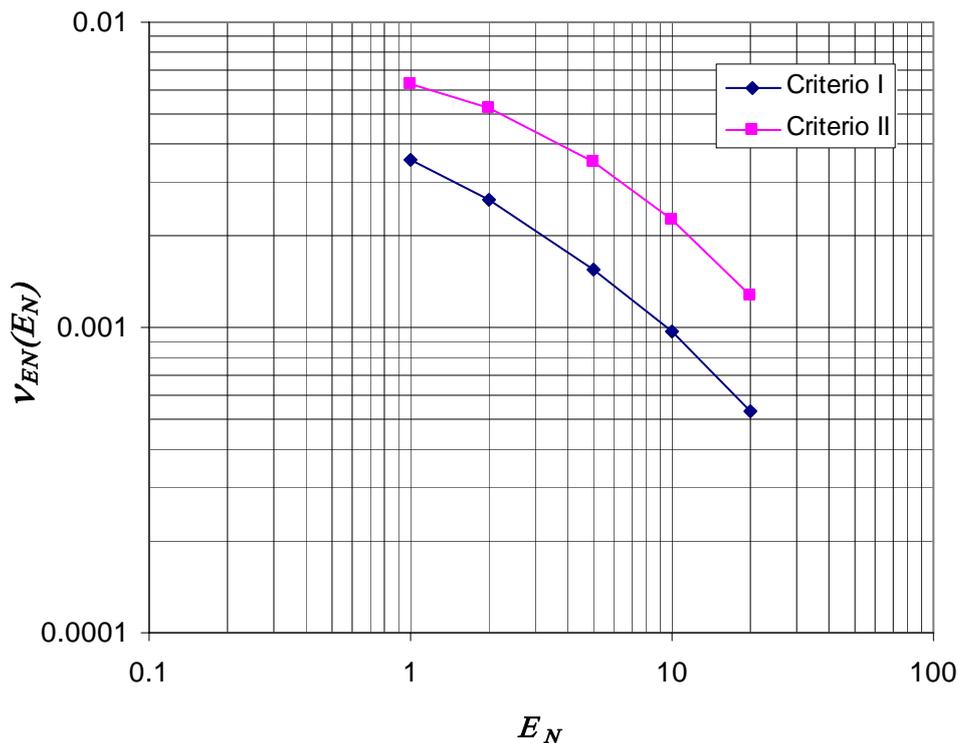


Figura 6.2. Curvas de peligro de energía histerética normalizada para ambos diseños.

6.4 Índice de acumulación lineal del daño

El estudio del desempeño sísmico de las estructuras diseñadas con ambos criterios propuestos en términos de las distorsiones máximas de entrepiso y de la energía histerética normalizada mostró que las estructuras diseñadas con ambos criterios resultan en tasas de excedencia adecuados e incluso en algunos casos sumamente bajos. Sin embargo, es necesario confirmar los resultados en términos del índice de acumulación lineal del daño, para obtener conclusiones que permitan tomar decisiones acerca de los niveles de confiabilidad implícitos en ambos diseños para cualquier parámetro representativo del daño estructural aquí considerado. Para lograr tal objetivo, a continuación se muestran las curvas de peligro de demanda en términos del índice de acumulación del daño para los dos diseños.

La figura 6.3 refleja lo obtenido para el caso de la energía histerética normalizada. Los niveles de confiabilidad desarrollados tanto por el Criterio I (método basado en la energía histerética normalizada) como por el Criterio II son menores para el caso de los parámetros que toman en cuenta el daño acumulado, comparados con los niveles de seguridad para el caso de la distorsión máxima de entrepiso. Esto confirma el comentario respecto a la importancia de considerar el daño acumulado por deformaciones plásticas, pues la no consideración de tal parámetro puede llevar a diseños inadecuados. Además, se observa cómo la diferencia entre la confiabilidad sísmica en términos del índice de acumulación lineal del daño se redujo, y no fue tan grande como ocurrió con los otros parámetros.



Los resultados aquí presentados tendrán que calibrarse a medida que se cuente con pruebas experimentales que sean más representativas de las características dinámicas de las estructuras sujetas a la acción de los sismos.

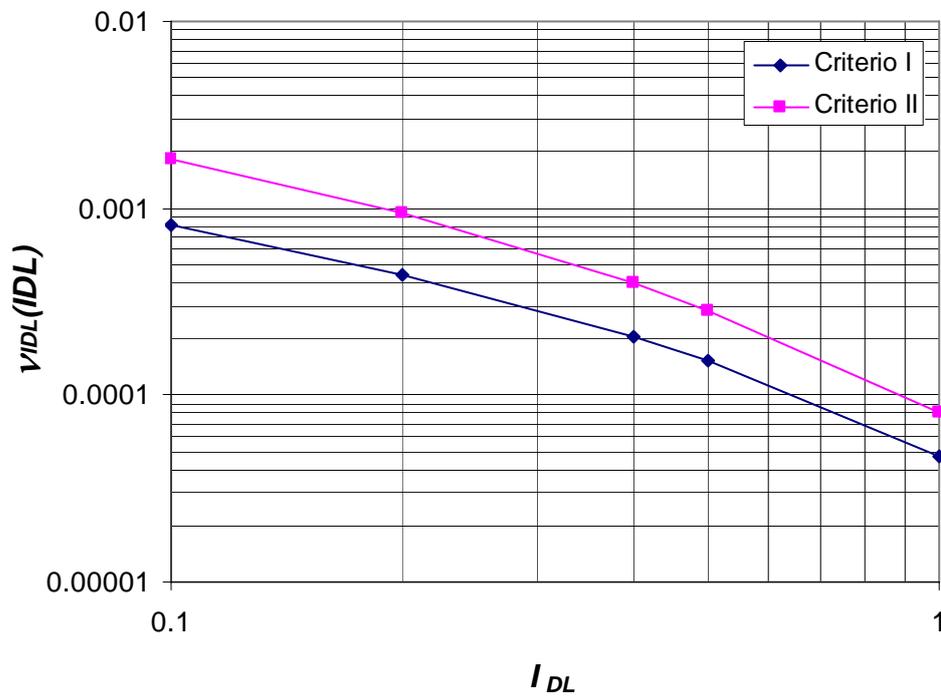


Figura 6.3. Curvas de peligro de índice de acumulación lineal del daño para los dos diseños.



Capítulo 7

FACTIBILIDAD DEL DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS BASADO EN CONCEPTOS DE ENERGÍA (DE LA TEORÍA A LA PRÁCTICA PROFESIONAL)

7.1 Introducción

En el capítulo 6 se observó que los diseños obtenidos tanto con el criterio I basado en la energía histerética como con el criterio II resultan en niveles de desempeño adecuados, sin importar el parámetro para el cual se mida la respuesta sísmica. Este capítulo está enfocado en observar los requerimientos necesarios para llevar el Criterio I de la teoría a su aplicación en la práctica profesional de la ingeniería, y así lograr una evolución en los códigos de diseño sísmico actuales para que tomen en cuenta el efecto que tiene el tiempo de duración de los sismos (la acumulación del daño estructural). Cabe mencionar que los requerimientos necesarios en el caso del Criterio II con bastante similares, solo que en este caso se utiliza el Criterio I como fines ilustrativos. Para lograr el objetivo aquí planteado, se analiza el procedimiento de diseño del Criterio I, y se observan las partes que necesitan ponerse en práctica debido a que los códigos de diseño sísmico actuales no cuentan con ellas. La finalidad última es que un ingeniero en la práctica profesional pueda aplicar los criterios aquí presentados.

7.2 Análisis del criterio basado en la energía histerética normalizada

CONFIABILIDAD EN LA ESTRUCTURA

Los códigos de diseño futuros deberán contar con niveles de confiabilidad de las estructuras diseñadas para garantizar una seguridad mínima en las estructuras que se encuentran en nuestra sociedad, y así evitar en mayor medida las catástrofes naturales que año con año provocan pérdidas tanto materiales, como de seres vivos. Sin embargo, cual es la seguridad mínima con que debe contar una estructura, o que nivel de confiabilidad resulta adecuado en una estructura sismo-resistente? En otras palabras, que nivel de confiabilidad es confiable?. Responder esta pregunta no es una tarea fácil. Sin embargo, la evolución de los códigos desde su inicio hasta la actualidad ha mostrado que las estructuras diseñadas con los modernos códigos resultan en niveles de confiabilidad mayores a los obtenidos con códigos anteriores, por lo que se ha logrado obtener estructuras más seguras. Por lo tanto, una buena alternativa es obtener la



confiabilidad sísmica de las estructuras diseñadas con códigos modernos en términos del parámetro que fomenta el desempeño sísmico de las estructuras (distorsión máxima de entrepiso).

Otra alternativa para obtener los niveles de confiabilidad sísmica es mediante un balance entre seguridad y economía. Por ejemplo, suponiendo que el parámetro que garantiza el control de las demandas sísmicas en una estructura es el coeficiente sísmico; es decir, a medida que se incrementa el coeficiente sísmico en una estructura, se logra una menor respuesta sísmica pero los costos asociados con la estructura son mayores, y suponiendo que el nivel de confiabilidad se mide en términos de la tasa anual de falla, a medida que disminuye la tasa anual de falla se incrementa el coeficiente sísmico necesario en la estructura.

PREDISEÑO

El prediseño se deberá basar en el equilibrio entre demanda y capacidad de disipación de energía histerética normalizada. Mientras que la demanda puede obtenerse mediante un espectro de prediseño de E_N (ver figura 7.1), el cual puede determinarse por ejemplo para cualquier zona del valle de México. El problema en el prediseño radica en obtener, la capacidad de disipación de energía histerética en una estructura. Sin embargo, este problema puede resolverse si se cuenta con información experimental suficiente para validar la capacidad de disipación de energía en las estructuras, y las hipótesis adoptadas en los procedimientos de diseño, ya que las hipótesis utilizadas en este trabajo para obtener la capacidad global de la estructura resultan adecuadas como se demostró. Por otro lado, es necesario obtener una expresión general válida para cualquier estructura acerca del factor de participación de energía histerética a lo largo de la altura, lo cual se logra mediante el análisis de un conjunto de marcos que representen determinado tipo de estructura. Por lo tanto, la solución al prediseño será atendida en mayor medida, con base en estudios futuros. La ventaja de los criterios aquí presentados es que no requieren grandes cambios para llevarlo a la práctica de la ingeniería.

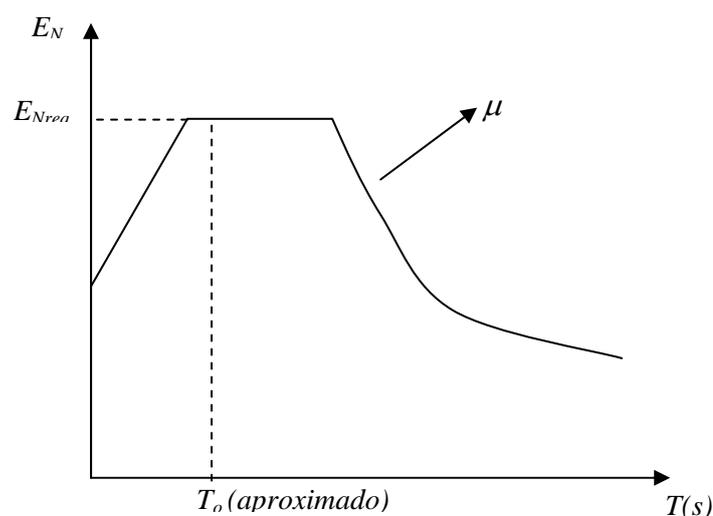


Figura 7.1 Espectro de energía histerética normalizada para el prediseño.



RESISTENCIA LATERAL REQUERIDA Y CONTROL DE LA DISTORSIÓN MÁXIMA DE ENTREPISO

La obtención tanto de la resistencia lateral requerida como de la distorsión máxima de entrepiso puede lograrse mediante espectros de diseño de ductilidad con TAFU, y a través de un análisis de empuje lateral estático no lineal ('push-over'). Los espectros de diseño de ductilidad con TAFU (figura 7.2) son una realidad muy próxima, por lo que se irán implementando en futuros estudios. Por otro lado, los programas de diseño utilizados en despachos de cálculo como el SAP2000, ya cuentan con una subrutina que permite realizar análisis 'push-over' en las estructuras, por tal motivo, la obtención de la resistencia lateral requerida y el control de la distorsión máxima de entrepiso (pasos requeridos en los Criterios presentados) podrán realizarse sin complicaciones por parte de ingenieros en la práctica profesional.

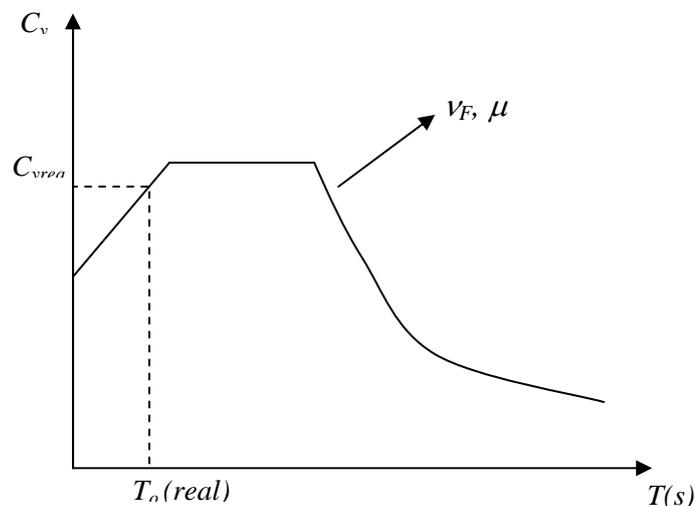


Figura 7.2 Espectro de diseño de ductilidad con TAFU.

ENERGÍA HISTERÉTICA

La revisión de la energía histerética normalizada se basa en controlar las demandas de energía histerética normalizada asociadas a una TAFU. Por lo tanto, en esta parte son necesarias dos cosas: primeramente, que los reglamentos de diseño cuenten con espectros de diseño en términos de E_N (ver figura 7.3) y en segundo lugar con las capacidades de las estructuras para disipar energía por comportamiento plástico.

En la tabla 7.1 se hace un resumen de lo que se requiere para llevar los criterios propuestos a la práctica de la ingeniería, y qué tan accesible es lograr dicho requerimiento, con la finalidad de implementar los métodos de diseño sísmico aquí presentados basado en el control de la energía histerética normalizada y del índice de acumulación lineal del daño en los reglamentos de diseño sísmico actuales, y que puedan ser aplicado por parte de ingenieros estructurales de la práctica profesional.

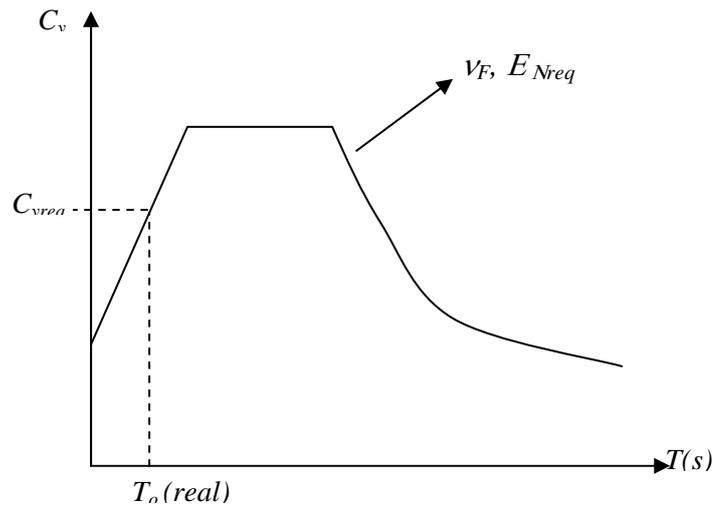


Figura 7.3 Espectro de diseño de energía histerética normalizada con TAFU.

Si bien, el número de requisitos expuestos en la tabla 7.1 es grande, es accesible cumplir con cada uno de ellos; además, el contar con todos los requisitos expuestos no modifica los criterios presentado en este trabajo. Por lo tanto, la implementación de los criterios aquí expuestos que toman en cuenta la acumulación del daño estructural en los códigos de diseño sísmico, puede llegar a ser una realidad no muy lejana, aunque aún falta un gran camino por recorrer, está permitirá la evolución de los códigos de diseño sísmico.

Tabla 7.1. Requisitos para llevar los Criterios de diseño propuestos de la teoría a la práctica profesional de la ingeniería sísmica.

REQUISITO	VIABLE
Contar con niveles de confiabilidad o tasas anuales de falla en las estructuras diseñadas	SI
Contar con espectros de energía histerética normalizada para el prediseño	SI
Contar con factores de transformación para tomar en cuenta las incertidumbres que existen entre S1GL y SMGL	SI
Contar con espectros de diseño sísmico con TAFU para ductilidad, energía histerética normalizada e I_{DL}	SI
Contar con una expresión general para obtener el factor de participación de energía histerética a lo largo de la altura en estructuras regulares, o mediante la determinación de un piso crítico, al calcular el porcentaje de energía que necesita disipar tal piso, se puede diseñar los pisos con base en el piso crítico.	SI
Contar con programas de cómputo en despachos de cálculos que puedan realizar análisis de empuje lateral estático no lineal ('push-over')	SI
Contar con un número importante de pruebas experimentales que puedan sustentar la capacidad de rotación plástica acumulada, o la capacidad cíclica en los elementos que integran a las estructuras	SI





CONCLUSIONES

CON RESPECTO AL CRITERIO I

Se proponen dos criterios de diseño sísmico de estructuras. Estos consideran de manera explícita el daño acumulado por deformaciones plásticas, así como la confiabilidad estructural al considerar espectros con TAFU. El primer criterio se basa en el control de la energía histerética normalizada, así como de la distorsión máxima de entrepiso. Primeramente, se hace ver la importancia de la energía histerética normalizada en el diseño sísmico de estructuras, así como las limitaciones que tienen los desplazamientos máximos como parámetro fundamental para el diseño. En esta etapa se concluye que los espectros de energía histerética pueden ser una herramienta útil para el diseño sísmico de edificios.

El primer criterio planteado es relativamente fácil de aplicar, y considera la respuesta sísmica de las estructuras de una manera simple (mediante espectros con TAFU y una formulación sencilla). El criterio se utiliza para diseñar una estructura de acero de ocho niveles, cuya respuesta se compara con la de una estructura diseñada con el RCDF-2004. Se observa como la estructura diseñada con el primer criterio propuesto tiene un desempeño más favorable que la diseñada con el RCDF-2004, reduciendo hasta en un 38% la distorsión máxima de entrepiso. Además, se concluye que en estructuras con baja capacidad de deformación plástica, es deseable controlar la energía histerética normalizada en el diseño sísmico.

CON RESPECTO AL CRITERIO II

El segundo criterio de diseño propuesto en esta tesis consiste en el control del índice de acumulación lineal del daño, así como de la distorsión máxima de entrepiso.

Con la finalidad de obtener espectros de índice de acumulación lineal del daño con TAFU para el criterio planteado, se propone un procedimiento para representar la capacidad cíclica de sistemas de MGDL mediante modelos simplificados de S1GL. Dada la escasez de pruebas experimentales, se hacen ver las limitaciones para aplicar este criterio. Se concluye que el formato para fines prácticos de diseño sísmico del criterio no cambiaría (es decir, el procedimiento de diseño se mantiene), y que solo se requiere la información experimental que pueda utilizarse para reducir la incertidumbre con respecto a la capacidad cíclica de estructuras sujetas a la acción de los sismos. El criterio se aplica a un marco estructural de acero con características similares al utilizado en el primer criterio.

Se hace ver que el índice de acumulación lineal del daño es importante para estados límite cercanos al colapso, y por lo tanto, es conveniente revisar el daño acumulado para dicho estado límite. Para el estado límite de servicio, se observa que gobierna el control de la distorsión máxima de entrepiso.



CONCLUSIONES GENERALES

Los dos criterios de diseño sísmico propuestos se utilizaron para el diseño de un marco estructural de ocho niveles, ambos con características similares. Se concluye que estos muestran un desempeño satisfactorio en términos de la distorsión máxima de entrepiso, como se observa en las curvas de peligro de distorsión máxima de entrepiso que se muestran en el capítulo 6 (figura 6.1).

Con respecto a la energía histerética normalizada, se obtiene que los niveles de seguridad son menores que los correspondientes al caso de distorsión máxima de entrepiso en ambos criterios, como se observa en las curvas de peligro de energía histerética normalizada ilustradas en la figura 6.2. Finalmente, en la figura 6.3 se muestran las curvas de peligro de índice de acumulación lineal del daño, en ellas se concluye lo observado en el caso de la energía histerética normalizada, niveles de seguridad menores con respecto a los obtenidos para la distorsión máxima de entrepiso. Por lo tanto, se concluye que diseños que no contemplen el daño acumulado a través de los parámetros aquí estudiados o algún otro parámetro representativo del daño acumulado puede llevar a diseños del lado de la inseguridad. En términos generales, para la distorsión máxima de entrepiso, la confiabilidad obtenida con los criterios aquí presentados es adecuada para este tipo de sistemas estructurales, ya que resulta mayor a la obtenida en estructuras diseñadas con el RCDF-2004.

A medida que se cuente con información experimental que permita reducir la incertidumbre que existe para evaluar la capacidad estructural, medida en términos de cualquier parámetro, la aplicabilidad de estos métodos de diseño estará más al alcance de la práctica de la ingeniería.

APÉNDICE A

ALGUNOS FACTORES DE TRANSFORMACIÓN ENTRE S1GL Y SMGL, CORRESPONDIENTES A DUCTILIDADES, A DISTORSIONES MÁXIMAS DE ENTREPISO Y A ENERGÍA HISTERÉTICA NORMALIZADA

Edén Bojórquez y Sonia E. Ruiz

Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Apdo Postal 70-163, Coyoacán, C.P. 04510, México, D.F., ebojorquezm@iingen.unam.mx sruizg@iingen.unam.mx

RESUMEN

Uno de los requisitos de todo código de diseño sísmico de estructuras debe ser su fácil aplicación en la práctica profesional. El uso de modelos simplificados como sistemas de un grado de libertad (S1GL) es una buena alternativa para lograr esta condición. En este trabajo se obtienen factores de transformación para estimar la respuesta (en términos de ductilidades, de distorsiones máximas de entrepiso y de energía histerética normalizada) de sistemas de múltiples grados de libertad (SMGL), a partir de la respuesta de S1GL equivalentes, garantizando una misma tasa anual de excedencia de ambos sistemas. Se analizan ocho marcos de acero diseñados con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, así como sus correspondientes S1GL equivalentes que representan las características de dichos marcos. Ambos sistemas estructurales se sujetan a la acción de nueve movimientos sísmicos registrados en terreno blando del Valle de México. Para ambos sistemas estructurales se obtienen las curvas de peligro de demanda estructural. Estas toman en cuenta todas las posibles intensidades de los movimientos sísmicos que se esperan en el sitio. Finalmente, los factores de transformación se obtienen de la relación entre las curvas de peligro de demanda de los SMGL y la de los modelos simplificados, para una misma tasa anual de excedencia.

SUMMARY

One of the requirements of the seismic design codes must be its easy application by structural engineers. The use of simplified models as single degree of freedom (SDOF) systems is a good alternative to achieve this condition. In this study, transformation factors are obtained to evaluate the response (in terms of ductilities, maximum interstory drifts and normalized hysteretic energy) of multi-degree of freedom (MDOF) systems based on the response of equivalent SDOF systems, for a given level of annual exceedance rate in both systems. Eight steel frames designed with the Mexican City Building Code (RCDF-2004) as well as their corresponding equivalent SDOF systems (which represent the frames characteristics), are analyzed. Both structural systems are subjected to nine motions recorded in soft soil of the Valley of Mexico. For both systems the structural demand hazard curves are obtained. These take into account all the possible intensities of the seismic motions expected at the site. Finally, the transformation factors are obtained from the ratio between the demand hazard curves corresponding to the MDOF systems and the curves corresponding to the simplified models, for the same mean annual exceedance rate.

Introducción

Los códigos de diseño sísmico futuros deberán estar orientados no solo en garantizar un nivel de desempeño satisfactorio, sino también un nivel de confiabilidad adecuado en las estructuras sismo-resistentes. Esto permitirá a los ingenieros diseñar para cierto nivel de riesgo pre-establecido en las estructuras. Para lograr este objetivo

el primer paso es conocer la confiabilidad de edificios diseñados con diversas normas como se ha realizado a través de diversos estudios, con la finalidad de establecer intervalos de confianza en las estructuras que permitan al ingeniero tomar decisiones. Aún existe una brecha para aplicar los criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad. Son claras las ventajas al utilizar S1GL para representar estructuras reales, por lo que es necesario dirigir esfuerzos para obtener factores que relacionen no solo la respuesta entre ambos sistemas estructurales, sino garantizando que existe la misma probabilidad de excedencia de cierta respuesta en los S1GL y en los SMGL. Esto permitirá obtener las demandas requeridas en las estructuras a través de espectros de diseño sísmico asociados a tasas de falla uniforme.

Objetivos

El objetivo del presente estudio es obtener factores de transformación (FT) que relacionen la respuesta en términos de ductilidad, distorsión máxima de entrepiso y energía histerética normalizada (que son los parámetros más utilizados para representar la respuesta de las estructuras sujetas a la acción de los sismos), de manera que se garantice una misma tasa anual de excedencia correspondiente a los S1GL y a los SMGL.

Modelos de marcos estructurales

En este trabajo se analizan ocho marcos estructurales de acero de 4, 6, 8 y 10 niveles diseñados con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-2004). Para cada marco se utilizaron factores de comportamiento sísmico de $Q=3$ y $Q=4$ en el diseño. Las características geométricas globales de los marcos se muestran en la figura 1 y sus características dinámicas más importantes en la tabla 1, en donde T_0 representa el periodo fundamental de vibración de la estructura, C_y el coeficiente sísmico resistente y Δ el desplazamiento global de fluencia.

En la tabla 1, M4Q2 se refiere a un marco estructural de cuatro niveles diseñado con un coeficiente sísmico $Q=2$, lo mismo sucede en el caso de los otros marcos. Para el análisis tanto de los marcos como de los S1GL se utilizó un amortiguamiento crítico del 3% y un modelo de comportamiento bilineal con 3% de rigidez de posfluencia.

En la tabla 1 se puede observar que para las estructuras de acero utilizadas en este estudio (en donde los periodos se encuentran en la meseta del espectro de diseño especificado en el RCDF-2004) el coeficiente sísmico disminuye linealmente al incrementarse el periodo de vibración estructural. Esto se debe a que al incrementarse la demanda de esfuerzos es mayor la dimensión de los perfiles de acero comerciales adecuados, por lo que se incrementa la rigidez estructural. Debido a esto, el coeficiente sísmico (C_y) y el periodo (T_0) presentan una relación lineal. Se hace notar que en estructuras de concreto reforzado, la rigidez del sistema no necesariamente presenta una relación lineal con su resistencia.

Para cada marco estructural se obtuvo un S1GL equivalente que representa sus características dinámicas. La manera en que se obtuvieron los S1GL equivalentes fue haciendo que fueran iguales tanto el periodo de vibración, como el cortante basal a la fluencia y el porcentaje de amortiguamiento crítico de los marcos estructurales de acero y los S1GL. Tanto el cortante basal resistente como el desplazamiento de fluencia de cada marco se obtuvieron mediante un análisis de empuje lateral estático

no-lineal (“push-over”, en inglés). El periodo se obtuvo mediante un análisis de eigenvalores.

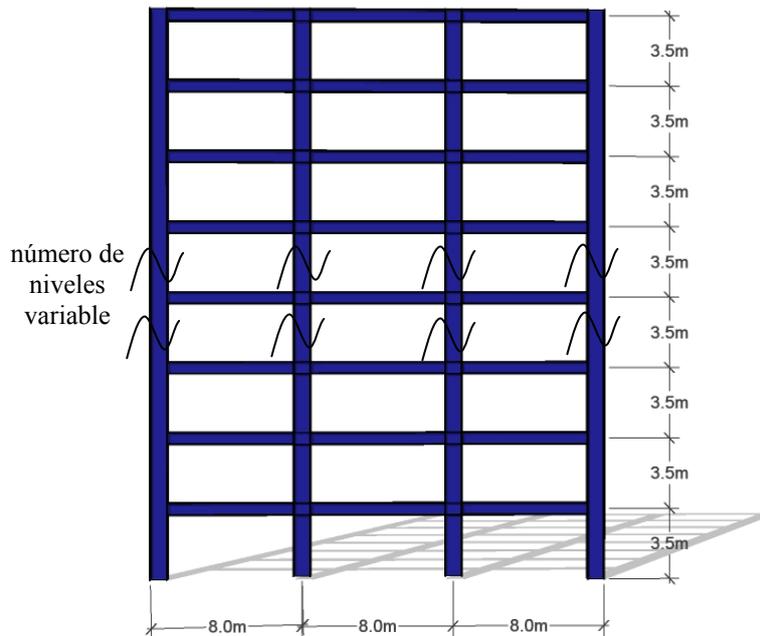


Figura 1. Geometría de los marcos utilizados

Tabla 1. Periodo fundamental de vibración (T_0), coeficiente sísmico resistente (C_y) y desplazamiento de fluencia (y) correspondientes a los marcos analizados.

Marco	T_0	C_y	y (m)
M4Q2	0.86	0.48	0.125
M4Q3	0.90	0.45	0.136
M6Q2	1.03	0.45	0.170
M6Q3	1.07	0.42	0.174
M8Q2	1.11	0.43	0.186
M8Q3	1.20	0.38	0.192
M10Q2	1.28	0.39	0.216
M10Q3	1.37	0.36	0.226

Movimientos Sísmicos

Se utilizaron nueve acelerogramas reales registrados en la zona IIIb del Valle de México cuya ubicación se ilustra en la figura 2. Dichos registros corresponden al sismo de Colima de 1995 que tuvo una magnitud de 7.3. La figura 3 muestra los espectros de respuesta elásticos para 3% de amortiguamiento crítico de los nueve acelerogramas utilizados en este estudio.

Los acelerogramas se escalaron a cierto nivel de intensidad, correspondiente al periodo fundamental de cada uno de los marcos estudiados (Shome y Cornell 1999; Chan *et al*, 2005). Se ha demostrado la eficacia de este criterio de escalación para

movimientos registrados en terreno rocoso (Shome *et al*, 1998; Iervolino y Cornell 2005); sin embargo, recientemente se ha hecho ver la importancia de la forma espectral en la respuesta sísmica de estructuras al utilizar este criterio de escalación de registros sísmicos, sobretodo en movimientos sísmicos de banda angosta (Baker y Cornell, 2004; Montiel y Ruiz, 2007) a través del parámetro ϵ . Este se define como el número de desviaciones estándar para las cuales el logaritmo natural de la aceleración espectral observada difiere del logaritmo natural de la aceleración espectral esperada que se obtiene a partir de una ecuación de predicción del movimiento del terreno. En este estudio, se utiliza el primer criterio de escalación (Shome y Cornell 1999) debido a que la forma espectral de los registros sísmicos usados es bastante similar cuando estos se escalan para los periodos fundamentales de los marcos, como se ilustra (para el caso del marco M4Q2) en la figura 4. Un comportamiento similar se presenta para espectros escalados a los otros periodos de vibración que se mencionan en la tabla 1.

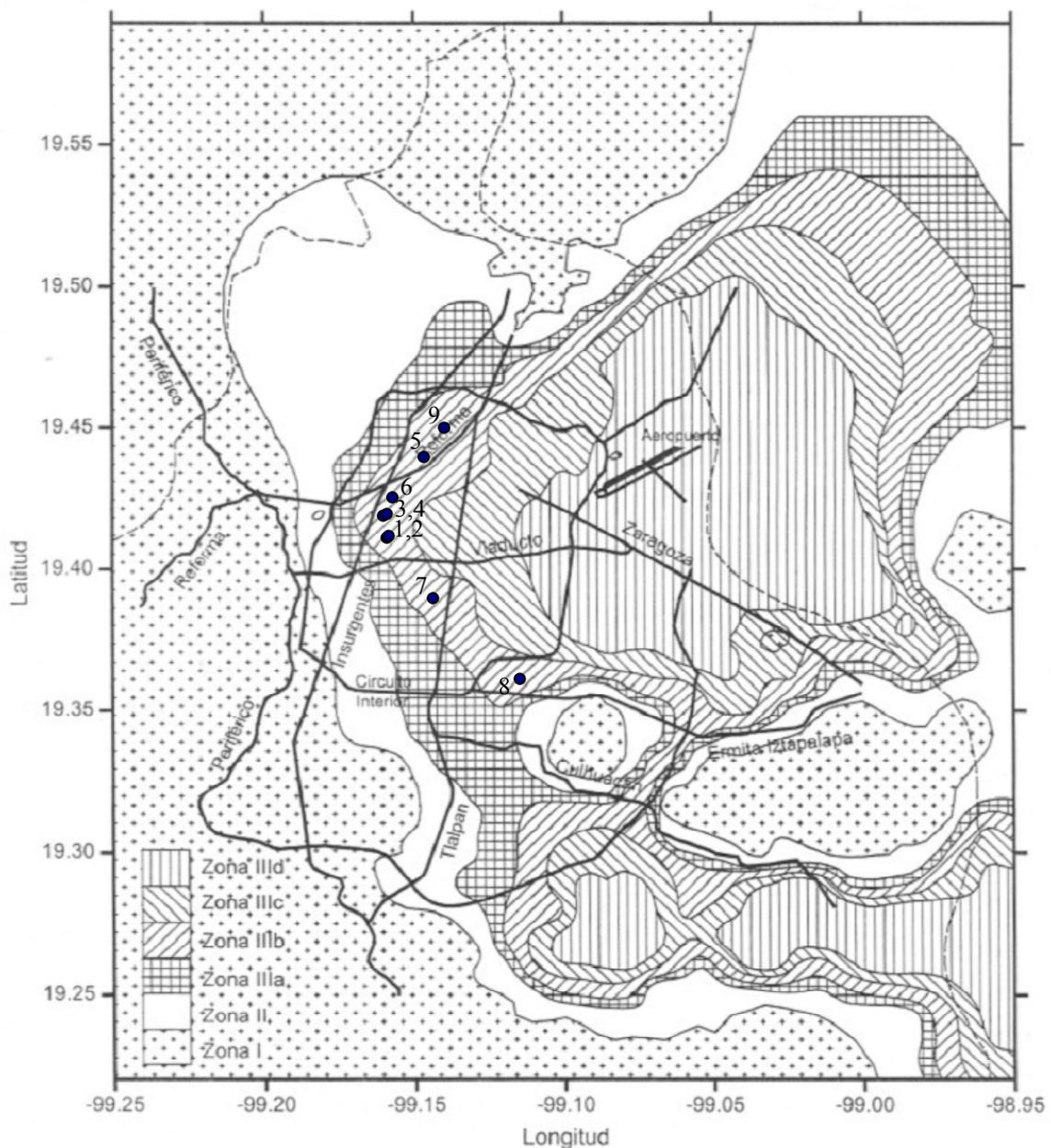


Figura 2. Ubicación de los registros sísmicos en el Valle de México

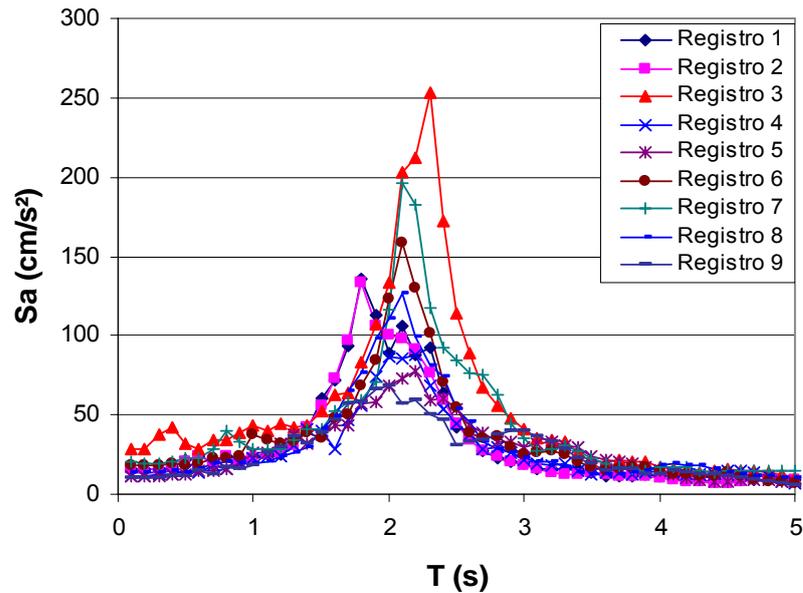


Figura 3. Espectros de respuesta elástica de los registros sísmicos

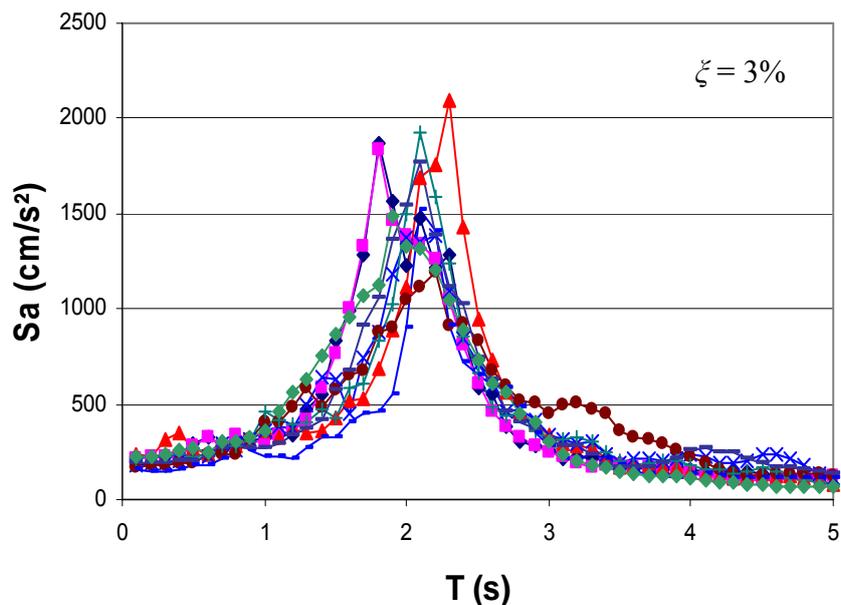


Figura 4. Espectros de respuesta elástica de los registros sísmicos escalados para el periodo $T_o=0.86s$, correspondiente al marco M4Q2

Curvas de Peligro de Demanda Estructural

La mayoría de los reglamentos del mundo se basan principalmente en estudios de S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto para diseño sísmico de estructuras. Estos no garantizan una misma tasa de excedencia entre la respuesta de S1GL y de estructuras reales (Inoue y Cornell, 1991; Esteva *et al.*, 2005; Bojórquez, *et al* 2005). Por otro lado, los espectros de diseño sísmico de estructuras recomendados por dichos reglamentos no están asociados a niveles de confiabilidad o tasas anuales de falla prescritos (Ghosh y Collins, 2002; Rivera y Ruiz, 2004; 2007). Las tendencias actuales de diseño sísmico de estructuras se refieren a espectros de diseño que

tomen en cuenta la confiabilidad de las estructuras; sin embargo, para recomendar el uso de este tipo de espectros en los códigos de diseño actuales, es necesario contar con herramientas que nos permitan relacionar la respuesta de S1GL y la de estructuras reales asociados a niveles de confiabilidad similares; es decir, factores que relacionen ambas respuestas para una misma probabilidad de excedencia de cierta respuesta. Esto se logra al relacionar las curvas de peligro de demanda estructural de los marcos estructurales y sus correspondientes S1GL equivalentes. Las curvas de peligro de demanda se obtienen aquí a partir de la ecuación 1 (Esteva 1968; Cornell, 1968):

$$\nu_D(d) = \int \left| \frac{d\nu(Sa)}{dSa} \right| P(D > d | Sa) dSa$$

(1)

donde D representa la respuesta estructural de interés (en este estudio se consideran la demanda de ductilidad, la distorsión máxima de entrepiso y la energía histerética normalizada respecto a la fuerza y al desplazamiento de fluencia), $\nu_D(d)$ es el número de veces por año que se excede el parámetro d , Sa es la pseudoaceleración, $\nu(Sa)$ es el número de veces por año que ocurre una intensidad mayor que Sa . $\nu(Sa)$ representa la curva de peligro sísmico del sitio de interés, y $P(D > d | Sa)$ es la probabilidad de que el valor de D en una estructura exceda d . $P(D > d | Sa)$ representa la curva de vulnerabilidad del sistema.

Factores de Transformación

Las relaciones entre las respuestas de ambos sistemas estructurales (marcos de acero y sus S1GL equivalentes) para una misma tasa de excedencia ν_o se denominan en este trabajo *factores de transformación*, los cuales toman en cuenta la diferencia entre la respuesta de ambos sistemas estructurales (ver figura 5).

En este trabajo se calculan factores de transformación de las siguientes variables de respuesta:

1) *Ductilidad global máxima*. Este se analiza debido a su importancia en el diseño sísmico de estructuras, ya que los espectros especificados en los códigos de diseño sísmico se basan en el uso de espectros para este parámetro.

2) *Distorsión máxima de entrepiso*, por ser el principal parámetro a controlar para obtener un desempeño sísmico satisfactorio según la normativa actual, y

3) *Energía histerética disipada normalizada* ya que proporciona información acerca de las demandas acumuladas que ejercen las acciones sísmicas sobre las estructuras.

En la siguiente parte de este trabajo se obtienen los *factores de transformación* para cada uno de estas respuestas.

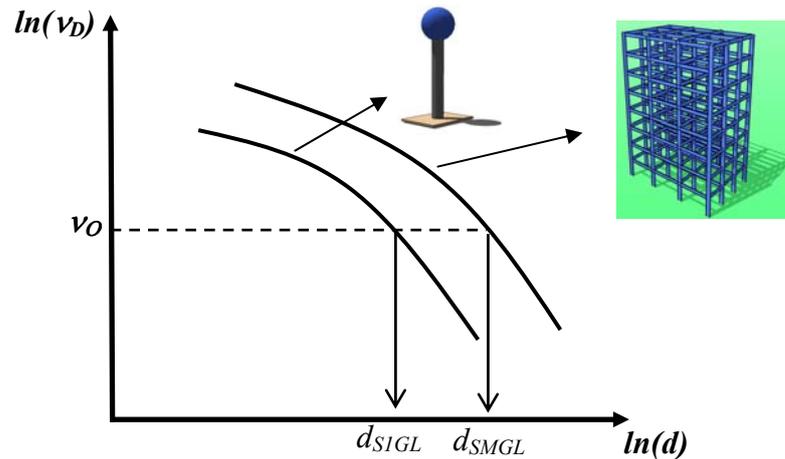


Figura 5. Ejemplo de curvas de peligro de demanda estructural para un SMGL y su correspondiente S1GL equivalente

1. Factores de Transformación de Ductilidad, FT_μ

Debido a que la demanda de ductilidad en una estructura real puede diferir de la de un S1GL equivalente, es deseable considerar las incertidumbres en la respuesta de una estructura real y un S1GL que representa las características de dicha estructura mediante un factor de transformación apropiado.

El factor de transformación de ductilidades se obtiene mediante la siguiente relación:

$$FT_\mu = \frac{\mu_{SMGL}(v_0)}{\mu_{S1GL}(v_0)} \quad (2)$$

donde FT_μ es el factor de transformación correspondiente a la ductilidad global, $\mu_{SMGL}(v_0)$ es la ductilidad global en el marco estructural de acero asociada a una tasa anual de excedencia \square_\square y $\mu_{S1GL}(v_0)$ es la ductilidad en el S1GL equivalente correspondiente a una tasa anual de excedencia \square_\square (ver figura 5).

En la figura 6 se representan los factores de transformación de ductilidad obtenidos para los ocho marcos y sus S1GL equivalentes analizados en este trabajo. El eje vertical indica el valor del factor de transformación definido como la relación entre la ductilidad desarrollada en un marco estructural de acero, dividido entre la ductilidad global desarrollada por su respectivo S1GL equivalente, para un mismo nivel de tasa anual de falla. La figura 6 muestra que los valores son muy cercanos a la unidad especialmente para tasas anuales de falla pequeños; es decir, para demandas de ductilidad grandes. Además, los valores obtenidos son similares sin importar las características de los marcos estructurales de acero. Mediante un ajuste de los análisis realizados se obtiene la ecuación 3, que indica que la ductilidad en un marco estructural de acero representa el 91.2% de la ductilidad de su correspondiente S1GL equivalente, sin importar el valor de la tasa de excedencia considerada.

$$FT_\mu = 0.912 \quad (3)$$

Lo anterior implica que al utilizar espectros de diseño de ductilidad de S1GL para representar las demandas en estructuras reales, el diseño resultará ligeramente conservador, por lo que puede considerarse que los espectros de S1GL de ductilidad son adecuados para determinar la resistencia lateral requerida.

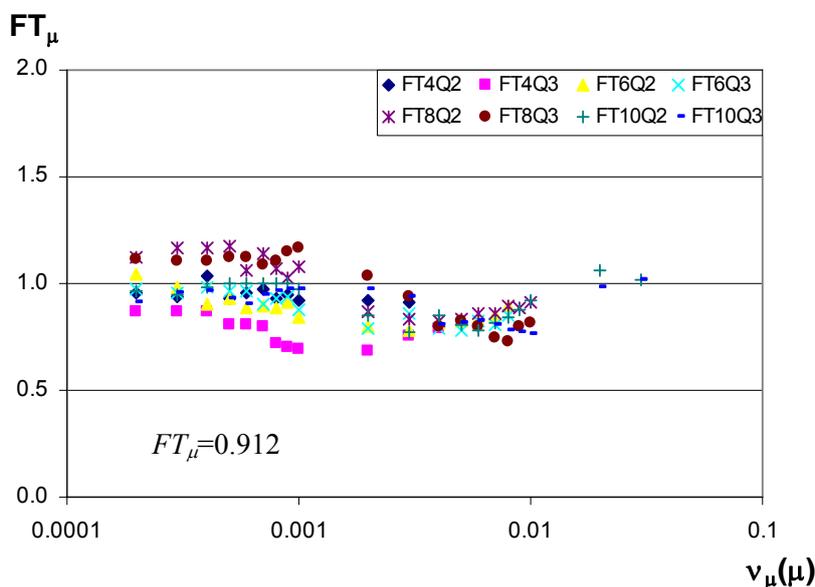


Figura 6. Factores de transformación de ductilidad (FT_{μ}) asociados a distintas tasas de excedencia

2. Factores de Transformación de Distorsiones Máximas de Entrepiso, FT_{\square}

Enseguida se presentan los factores de transformación de distorsión máxima de entrepiso correspondientes a los marcos estructurales de acero en estudio. Estos factores se determinaron como la relación entre las curvas de peligro de distorsión máxima de entrepiso de los marcos y las correspondientes a las distorsiones del S1GL (distorsión global máxima). Esta última se obtuvo como la relación entre el desplazamiento máximo dividido entre la altura del marco. Los resultados para diferentes valores de tasas de excedencia se ilustran en la figura 7.

En la figura 7 se observan valores de factores de transformación de distorsión máxima de entrepiso entre 1.5 y 2.5. A medida que se incrementan los valores de tasa anual de falla, se reducen los factores de transformación. Esto implica que se obtuvieron mayores distorsiones máximas de entrepiso en el SMGL para tasa anuales de falla pequeñas, lo cual implica que para niveles de no-linealidad grandes; es decir, para niveles de intensidad sísmica alta, existen mayores diferencias entre el SMGL y el modelo simplificado. Por lo tanto, utilizar las distorsiones obtenidas de un S1GL para representar las distorsiones en marcos estructurales de acero puede llevar a diseños inadecuados. Esto es importante por ser una de las respuestas estructurales más utilizadas por los códigos de diseño sísmico para fomentar el desempeño estructural y no estructural de edificios sismo-resistentes.

A partir del ajuste de los resultados se determinó la ecuación 4, la cual es aplicable para marcos con características similares a los analizados en este trabajo, y periodos de retorno a la falla entre 100 y 1000 años (ver figura 7).

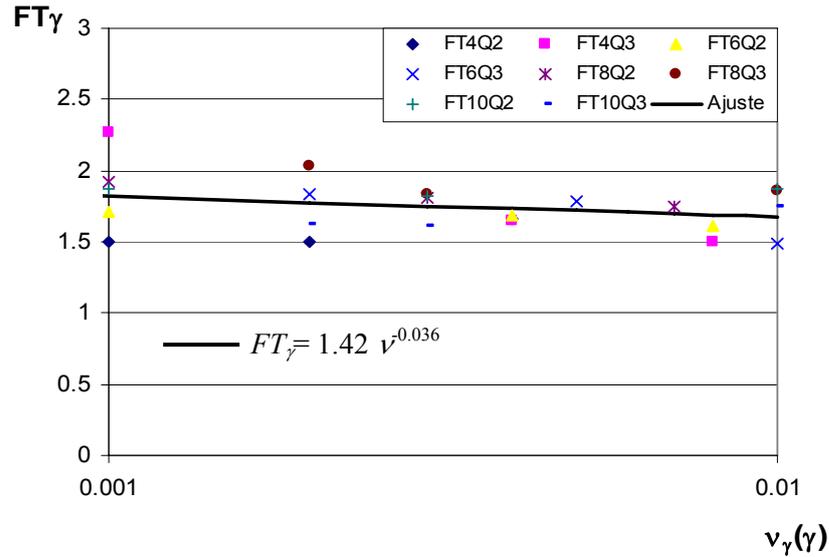


Figura 7. Factores de transformación de distorsión máxima de entrepiso (FT_\square) asociados a distintas tasas anuales de excedencia

$$FT_\gamma = 1.42 \nu^{-0.036} \quad (4)$$

3. Factores de Transformación de Energía Histerética Normalizada, FT_{EHN}

Los factores de transformación de energía histerética normalizada se obtienen de la misma forma en que se calculan los factores para el caso de ductilidades globales y distorsiones máximas de entrepiso, con la diferencia que en este caso se dividen los valores de las curvas de peligro de energía histerética normalizada de los S1GL equivalentes entre los valores correspondientes a los marcos estructurales de acero, debido a que la energía disipada en los S1GL equivalentes es mucho mayor que la disipada por los marcos estructurales.

La energía histerética para el caso de los marcos se obtuvo utilizando únicamente la energía disipada por las vigas. Dicha energía disipada (E_{HG}) se normalizó con respecto a la fuerza de fluencia (F_y) y al desplazamiento global de fluencia (D_{yG}) (obtenidos a través de un análisis estático no-lineal "push-over") [$EHN_{SMGL} = E_{HG} / F_y D_{yG}$]. Por otro lado, la energía histerética para el caso de los S1GL se normalizó respecto a la resistencia y desplazamiento de fluencia del S1GL, [$EHN = E_H / (F_y d_y)$].

Mediante un ajuste de los resultados se obtuvo la ecuación 5 (cuya gráfica se muestra en la figura 8 con línea continua). Esta es válida para estructuras similares a las aquí estudiadas, y para periodos de retorno entre 100 y 5000 años.

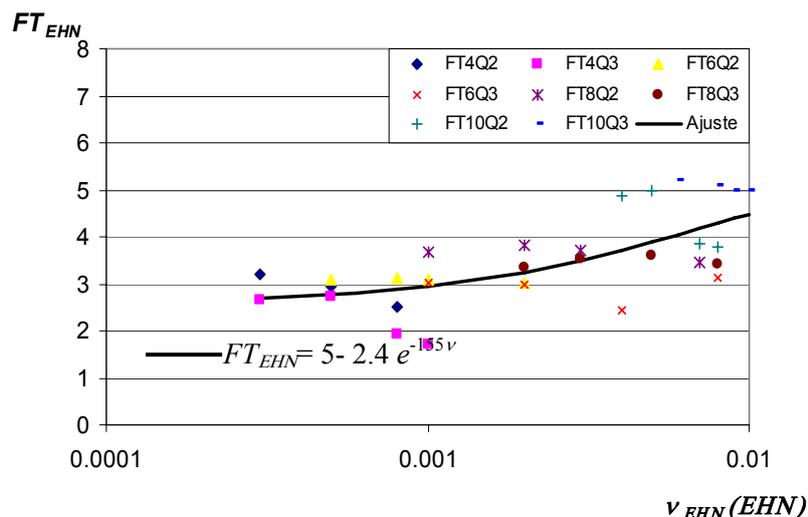


Figura 8. Factores de transformación de energía histerética normalizada EHN (FT_{EHN}) asociados a distintas tasas de excedencia

$$FT_{EHN} = 5 - 2.4e^{-155v} \quad (5)$$

En la figura 8 se observa que el factor de transformación de energía histerética normalizada se encuentra en valores alrededor de 3. Esto indica que la energía histerética normalizada de un S1GL es aproximadamente tres veces la energía histerética normalizada en un marco estructural de acero (considerando únicamente la energía disipada por las vigas). En la figura 8, también se observa que al aumentar los valores de la tasa de excedencia, se incrementa el factor de transformación. Esto se debe a que los niveles de no-linealidad desarrollados por las estructuras para esta tasa de excedencia aún son pequeños. Para niveles más altos de no linealidad FT_{EHN} tiende a estabilizarse en valores cercanos a 3. Los valores de FT_{EHN} altos se deben, por un lado, a que sólo se consideró la energía disipada por las vigas, y por otro lado a las diferencias entre el desplazamiento de fluencia global de los marcos estructurales y los desplazamientos de fluencia de sus respectivos S1GL equivalentes (ver figura 9). En todos los casos resultó mayor el desplazamiento de fluencia de los marcos, y por lo tanto al normalizar la energía histerética respecto a este parámetro, hay una mayor reducción del valor de EHN en los marcos estructurales de acero.

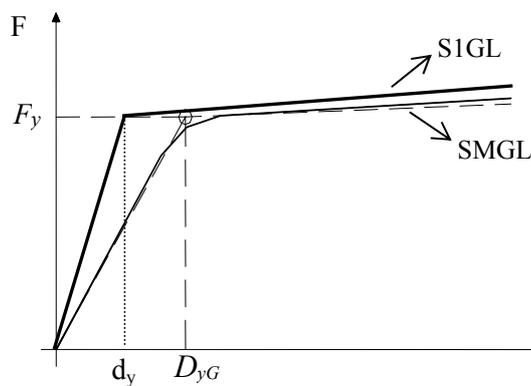


Figura 9. Ejemplo de análisis estático no-lineal ("push-over") en un marco estructural (SMGL) y en un S1GL

Conclusiones

Se determinan factores de transformación de demandas de ductilidad, de distorsiones máximas de entrepiso y de energía histerética normalizada para representar la respuesta de SMGL a través de modelos simplificados (S1GL equivalentes), asociados a tasas de excedencia similares, los cuales son válidos para el caso de estructuras como a las analizadas en este trabajo. La finalidad de obtener estos factores es incorporarlos en un futuro en nuevas metodologías de diseño basadas en confiabilidad. Se observan relaciones consistentes entre la respuesta de ambos sistemas estructurales.

1) Los factores de transformación de ductilidades (FT_{μ}) resultan cercanos a la unidad (independiente de la tasa de excedencia del sistema), por lo que se puede deducir que la determinación de la resistencia lateral requerida mediante espectros de diseño (al menos para marcos estructurales regulares de acero) da lugar a valores ligeramente conservadores, por lo tanto los espectros basados en la respuesta de S1GL pueden ser utilizados con cierto nivel de confianza.

2) Los factores de transformación de distorsiones máximas de entrepiso (FT_{γ}), resultan mayores que la unidad ($1.5 < FT_{\gamma} < 2.5$). Se observan ligeros incrementos en dicho factor a medida que se reduce la tasa anual de excedencia, lo cual se debe a la mayor no-linealidad estructural y, por lo tanto, mayor incertidumbre que en la respuesta de las estructuras.

3) Finalmente, para el caso de la energía histerética normalizada los resultados indican que los S1GL que representan las características de los marcos estructurales de acero disipan una cantidad de energía cercana a tres veces la energía disipada por los marcos. Las diferencias tan grandes entre la energía histerética disipada por los marcos y sus S1GL equivalentes se deben a que en los marcos se considera únicamente la energía disipada por las vigas; además, a que el desplazamiento global de fluencia de los marcos y el desplazamiento de fluencia de los S1GL son muy diferentes.

Los resultados obtenidos en este estudio se han incorporado a una metodología de diseño sísmico de estructuras basada en confiabilidad tomando en cuenta el control de la energía histerética disipada en el diseño sísmico (Bojórquez *et al.*, 2007).

Referencias:

- Baker J, Cornell CA. "A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2004, Vol. 34, pp. 1193-1217.
- Bojórquez E, Ruiz S.E., Esteva L. (2005), "Funciones de transformación de respuestas máximas entre marcos estructurales y sus correspondientes S1GL con probabilidades de falla similares". XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (CD), Ciudad de México.
- Bojórquez E, Ruiz S.E., Terán-Gilmore A. (2007), "Procedure for reliability-based seismic design using concepts". Artículo sometido para posible publicación en *Engineering Structures*.
- Chan S, Ruiz S.E., Montiel M.A. (2005), "Escalamiento de acelerogramas y número mínimo de registros requeridos para el análisis de estructuras". *Revista de Ingeniería Sísmica*, Vol. 72, pp. 1-24.
- Cornell C.A. (1968), "Engineering seismic risk analysis", *Bulletin of the*

- Seismological Society of America, Vol. 58(5), pp. 1583-1606.
- Esteva L. (1968), "Criterios para la construcción de espectros para diseño por sismo". Boletín del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales, 19, Universidad Central de Venezuela.
 - Esteva L, Ruiz S.E., Rivera J. (2005), "Reliability and performance-based seismic design of structures with energy-dissipating devices". 9th World Seminar on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures, Kobe, Japón.
 - Ghosh S, Collins K. (2002), "Application of uniform hazard energy spectra in reliability-based seismic design". 7th U.S. National Conference on Earthquake Engineering.
 - Iervolino I, Cornell C.A. (2005), "Records selection for nonlinear seismic analysis of structures". Earthquake Spectra, Vol. 21(3), pp.685-713.
 - Inoue T, Cornell C.A. (1991). "Seismic hazard analysis of MDOF structures". ICASP 6, Ciudad de México 1991, 1, 437-444.
 - Montiel M.A., Ruiz S.E. (2007), "Influence of structural capacity uncertainty on seismic reliability of building structures under narrow-band motions". Artículo aceptado para publicarse en Earthquake Engineering and Structural Dynamics.
 - RCDF (2004), "Reglamento de Construcciones del Distrito Federal".
 - Rivera J.L., Ruiz S.E. (2004), "Seismic response spectra having uniform mean failure rates: systems with dissipating devices and without them". 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver B.C., Canada 2004, Paper No. 15.
 - Rivera J.L, Ruiz S.E. (2007), "Design approach based on UAFR spectra for structures with displacement-dependent dissipating elements". Artículo en prensa Earthquake Spectra, mayo.
 - Shome N, Bazurro P, Cornell C.A, Carballo J.E. (1998), "Earthquakes, records and nonlinear MDOF responses". Earthquake Spectra, Vol.14, pp. 469-500.
 - Shome N, Cornell C.A. (1999), "Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures". Reliability of Marine Structures Program, Report No. RMS-35, Dept. of Civil Eng., Stanford University.

Agradecimientos

El primer autor agradece a CONACYT la beca otorgada para realizar estudios de posgrado. Esta investigación se realizó dentro del proyecto DGAPA-UNAM 106205.

APÉNDICE B

Reliability-based evaluation procedure for the preliminary seismic design of steel structures, using energy concepts

Eden Bojórquez^a, Sonia E. Ruiz^a, Amador Terán-Gilmore^b

^a Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Apdo. Postal 70-472, Coyoacán, C.P. 04510, México, D.F.

^b Universidad Autónoma Metropolitana, Depto. de Materiales, Av. San Pablo 180, Col. Reynosa Tamaulipas, 02200 México, D.F.
ebojorquezm@iingen.unam.mx sruizg@iingen.unam.mx tga@correo.azc.uam.mx

Abstract

A procedure for the structural evaluation of the preliminary design of earthquake-resisting structures is proposed. The reliability-based evaluation takes into account explicitly the maximum and cumulative plastic deformation demands in the earthquake-resistant structure. Particularly, the procedure verifies that the structure has the capability to control and accommodate the maximum demands of global ductility, interstory drift and hysteretic energy (energy dissipated through plastic deformation), through the use of: A) Maximum ductility spectra and normalized hysteretic energy spectra with uniform annual failure rates; and B) Transformation factors that take into account the differences between the response of multi-degree-of-freedom and single-degree-of-freedom systems. The use of the procedure is illustrated through its application to the structural revision of the preliminary design of an eight-story steel frame.

Keywords: Reliability-based approach, normalized hysteretic energy spectra, uniform annual failure rate, transformation factors, evaluation procedure.

1. Introduction

Because several structures designed according to modern seismic codes have not exhibited adequate dynamic behavior during major recent seismic events (e.g., Mexico 1985, Northridge 1994 and Kobe 1995), the international community of structural engineers is currently attempting to improve seismic design criteria. A large percentage of current seismic design codes, including the Mexican City Building Code are based on the use of pseudo-acceleration spectra to design the lateral strength and lateral stiffness that the earthquake-resistant structure requires to control, within acceptable thresholds, its global ductility and interstory drift demands. Nevertheless, in some cases, other parameters may be relevant to seismic performance. Consider the importance of cumulative plastic deformation demands for the seismic design of structures exhibiting low cumulative plastic deformation capacity and/or structures subjected to long-duration narrow-banded ground motions and exhibiting a fundamental period of vibration close to the

dominant period of motion. In cases like these, seismic design should be updated to explicitly account for the effect of the cumulative plastic deformation demands, and thus, indirectly, for the effect of duration of strong motion on structural performance [1-5]. This can be achieved through the use of damage indexes that explicitly consider the effect of the cumulative plastic deformation demands [6-10] or, alternatively, using hysteretic energy spectra, as proposed herein.

One way to assess explicitly the effect of cumulative deformation demands on the level of structural damage is through energy concepts. The use of energy for this purpose was initially discussed by Housner [11]. Usually, energy-based methodologies are aimed to provide the structure with an energy dissipating capacity that is larger or equal than the expected energy demand [12-13]. Although some seismic design approaches have been based exclusively on the demand-supply balance of hysteretic energy [14-15]; in some cases the explicit consideration of hysteretic energy during seismic design may lead to inadequate results because this approach does not consider the manner in which that energy is dissipated. Thus, a better alternative for seismic design is to complement the use of hysteretic energy with other control requirements, such as those formulated by current seismic design formats (e.g., maximum ductility and interstory drift).

Other limitation of current seismic design is that it does not take explicitly into consideration the reliability of the earthquake-resistant structure. Besides that, most seismic regulations world-wide are based in studies carried out on single-degree-of-freedom (SDOF) systems having elasto-plastic behavior. In many cases of practical interest, these regulations do not guarantee a consistent exceedence level between the SDOF systems used to establish the design requirements, and the multi-degree-of-freedom (MDOF) structures designed according to them [16-17]. It should also be mentioned that design spectra contemplated by current codes are usually not associated to specific reliability levels or annual failure rates [18-19], and that degradation of the mechanical characteristics usually exhibited by structures are not considered explicitly.

The aim of this paper is to introduce a reliability-based evaluation procedure for the structural revision of the preliminary design of steel frames. The acceptance conditions for the revision are based in those originally discussed by Collins et al. [20], which were extended by Rivera and Ruiz [21] to the design of

structures having energy dissipating devices. The present study adds within this context, the effect of cumulative deformation demands through the use of normalized hysteretic energy spectra with uniform annual failure rates.

2. Basic Definitions

2.1. Normalized Hysteretic Energy

The hysteretic energy dissipated by a structure can be defined from the equation of motion of a SDOF system:

$$m \ddot{x}(t) + c \dot{x}(t) + f_s(x, \dot{x}) = -m \ddot{x}_g(t) \quad (1)$$

where m is the mass of the system; c , the viscous damping coefficient; $f_s(x, \dot{x})$, the non-linear force; \ddot{x}_g , the ground acceleration; and x , the displacement with respect to the base of the system. A period above x indicates a derivative with respect to time. In case of an elastic linear system, $f_s(x, \dot{x}) = kx$, where k is the stiffness of the system.

Integrating each member of Equation 1 with respect to x , yields:

$$\int m \ddot{x}(t) dx + \int c \dot{x}(t) dx + \int f_s(x, \dot{x}) dx = -\int m \ddot{x}_g(t) dx \quad (2)$$

Equation 2 can be written as an energy balance equation [13]:

$$E_K + E_D + E_S + E_H = E_I \quad (3)$$

where E_K , E_D , E_S and E_H represent the kinetic (k), viscous damping (D), deformation (S) and hysteretic (H) energies, respectively; and E_I is the relative input energy. The term directly related to the cumulative plastic deformation demands is E_H .

The hysteretic energy E_H can be interpreted physically by considering that it is equal to the total area under all the hysteresis loops a structure undergoes during the ground motion. Although E_H provides a rough idea of the cumulative plastic deformations demands, this response parameter by itself does not provide enough information to assess structural performance, in such way that it is convenient to normalize it as follows:

$$E_N = \frac{E_H}{F_y \delta_y} \quad (4)$$

where F_y and δ_y are the strength and displacement at first yield, respectively. For an elasto-perfectly-plastic system subjected to multiple plastic excursions, E_N is the sum of all plastic displacements reached in the different cycles normalized by δ_y , in such way that E_N is a direct measure of the cumulative plastic deformation demands. For a system with degrading hysteretic behavior, E_N could be defined to include all plastic excursions for which the capacity does not degrade to a value less than a specified fraction of F_y (say 0.75). Such a definition allows for the rational evaluation of structural damage in degrading systems.

While several researchers have used E_N to develop recommendations for the design and detailing of ductile reinforced concrete elements [22-24], some design methodologies that explicitly consider the effect of plastic cycling through E_N have been formulated [25-26].

2.2. Normalized Hysteretic Energy Spectrum with UAFR

A normalized hysteretic energy spectrum associated to particular values of E_N and of uniform annual failure rate (UAFR) is defined so that the lateral strength of a SDOF system with vibration period T is such that the system is able to control its normalized hysteretic dissipated energy demand (E_{Nr1}), within the threshold value of E_N , according to the annual failure rate associated to the spectra. As illustrated in Fig. 1, the ordinates of a normalized hysteretic energy spectrum correspond to strength (pseudo-acceleration, S_a). The algorithm to obtain a UAFR normalized hysteretic energy spectrum is similar to that used to obtain a UAFR maximum ductility spectra, except that instead of controlling the maximum ductility demand, the former type of spectra focuses in controlling the cumulative ductility demand. Rivera and Ruiz [21] discuss in detail the formulation of UAFR constant maximum ductility strength spectra.

2.3. Normalized Hysteretic Energy Capacity of the Structure

In this study the normalized hysteretic energy capacity of a structure is defined as:

$$E_{NCG} = \frac{E_{HG}}{C_{yG} D_{yG} W} \quad (5)$$

where E_{HG} is the hysteretic energy dissipating capacity of the structure at the global level; D_{yG} and C_{yG} , the global displacement and global seismic coefficient at yield, respectively (see Fig. 2); and W , the total weight of the structure. It is understood by seismic coefficient the base shear of the structure normalized by W .

In order to evaluate the hysteretic energy structural capacity of a regular steel frame designed according to the principles of capacity design, the following simplifications can be considered [27]: A) Plastic behavior tends to concentrate in its beams (the structure has been designed according to a strong column-weak beam approach; and B) The level of energy dissipated in all the beams located at one story is similar. The hysteretic energy dissipating capacity of a frame can be approximated through the sum of the hysteretic energy dissipating capacity of all its beams. Nevertheless, not all the beams in a frame develop their full energy dissipating capacity during ground motion, in such a manner that it is necessary to consider the contribution of each beam. If, as stated before, the level of energy dissipated in the beams of a story is similar, it is sufficient to consider the participation of each story to the global energy dissipating mechanism. Herein, a story energy participation factor is used (F_{EH}). While Fig. 3 illustrates the concept, Appendix A discusses it in detail. Note that the maximum value for the participation factor is 1 for the stories that contribute with all their energy dissipating capacity to the global capacity of the structure. According to the above, the energy dissipating capacity of a frame can be established as:

$$E_{NCG} = \frac{\sum_{i=1}^{NP} (E_{Hi} F_{EHi})}{C_{yG} D_{yG} W} \quad (6)$$

where NP is the number of stories in the building; E_{Hi} , the energy dissipating capacity of the i -th story; and F_{EHi} , its corresponding energy participation factor.

Evaluating the energy dissipating capacity of structural elements in a rigorous way is a difficult task. In this study, the hysteretic energy dissipating capacity of steel elements having a W section will be established as [14]:

$$E_{He} = 2 M_p \theta_{pa} = 2 Z_f F_y \theta_{pa} \quad (7)$$

where Z_f is the section modulus of the flanges, F_y is the yield stress, and θ_{pa} is the cumulative plastic rotation capacity of the structural element.

Substituting Eq. 7 into Eq. 6:

$$E_{NCG} = \frac{\sum_{i=1}^{NP} (2 NC Z_f F_y \theta_{pa} F_{EHi})}{C_{yG} D_{yG} W} \quad (8)$$

where NC is the number of bays in the frame.

3. Performance-Based Numerical Seismic Design

A numerical performance-based methodology requires that the response of the structural and non-structural members be checked against threshold levels established as a function of the required seismic performance. Recently proposed design methodologies contemplate this check at three different steps:

- a. *Global Predesign.* Quick and reasonable estimates of global seismic demands should be established and checked against global threshold levels. Within this context, the judicious use of response spectra provides information that allows the determination of a set of global mechanical characteristics (base shear, period of vibration, damping coefficient, and ultimate deformation capacity) that can adequately control and accommodate, within technical and cost constraints, the global response of the structure.
- b. *Preliminary Local Design.* Once the global mechanical characteristics have been determined, it is necessary to establish the structural properties and detailing at the local level. This step

contemplates the analyses of complex analytical models of the structure, to obtain design information for the sizing, strength design and detailing of the structural elements.

- c. *Revision of the Preliminary Design.* Some recommendations have been formulated for the revision of the preliminary design through a series of dynamic structural analyses that address the global and local performance of the structure.

Within the context of performance-based design, the structural properties should be provided in such way that, within technical and cost constraints, the structure is capable of controlling and accommodating adequately its dynamic response. Several authors have identified the importance of the *Global Predesign* and *Preliminary Local Design*, and several methodologies have been offered to address these two steps [28-29]. Teran and Simon [26] have offered a predesign methodology that addresses these two steps and takes into consideration the control of the maximum and cumulative displacement demands.

The procedure introduced herein focuses on the *Revision of the Preliminary Design* step. In this sense, the procedure is more an evaluation tool than a design tool. As suggested before, the *Revision of the Preliminary Design* should consider the dynamic response of the structure, and check that this response does not exceed response thresholds established as a function of what is considered acceptable performance. To accomplish this, full-blown nonlinear time history analysis of the structure are required. Nevertheless, simple procedures have been established for structural revision. For instance, the requirements included in FEMA 273 [30] evaluate the expected performance of the structure through combining a pushover analysis (nonlinear static analysis) and an estimate of the roof displacement of the structure derived from displacement spectra and a SDOF to MDOF transformation factor.

The procedure introduced herein follows a similar approach than the one contemplated by FEMA 273, in the sense that the evaluation approach is based on complementing a pushover analysis with estimates of the dynamic response of the structure derived from response spectra. Nevertheless, the proposed procedure does not only contemplate the maximum lateral displacement of the structure, but its maximum and cumulative plastic deformation demands and the reliability of the structure. To make this possible, the procedure contemplates two hazard curves; two different types of UAFR spectra (maximum ductility spectra and normalized hysteretic energy spectra); and three SDOF to MDOF transformation factors (one

to check maximum ductility, one for maximum displacement, and one for hysteretic energy capacity). Given the limitations involved in obtaining in a reliable manner hazard curves and SDOF to MDOF transformation factors for irregular structures, it is suggested to limit the use of the proposed procedure to regular structures. An irregular structure will usually require full-blown nonlinear time-history analysis to evaluate its seismic performance.

4. Evaluation Procedure

The evaluation procedure is based on the understanding that spectra can be used to capture the global dynamic response of MDOF structures. That is, it is assumed that through the use of spectra and appropriate SDOF to MDOF transformation factors, the dynamic response of a regular steel building can be estimated for revision purposes. Particularly, spectra are used to revise whether: A) The lateral strength of the structure is able to control the maximum global ductility demand within a threshold associated to an annual failure rate ν_{FO1} ; B) The lateral stiffness and strength can adequately control the maximum interstory drift demand within a threshold associated to an annual failure rate ν_{FO2} ; and C) The structure is able to control the normalized hysteretic energy demands within a threshold associated to an annual failure rate ν_{FO3} . For simplicity sake, it will be assumed that $\nu_{FO1} = \nu_{FO2} = \nu_{FO3} = \nu_{FO}$.

As with any other evaluation procedure, the procedure introduced herein may result in several iterations before it arrives to the final design of the structure. How much iteration depends on how the *Global Predesign* and *Preliminary Local Design* steps have been carried out. While a well conceived predesign methodology should result in very few iterations; a predesign that does not take into account explicitly the control of the maximum and cumulative deformation demands in the structure may result in several iterations.

The revision of the structural performance of the preliminary design for the life safety limit state implies the following (Fig. 4):

- a. *Desired annual failure rate.* The reliability associated to the structure is established in terms of annual failure rates. The first step is to establish the available global ductility capacity of the structure (μ_G) and the tolerable maximum story drift (γ_{tol}), both associated to an annual failure

rate (v_{FO}). These values should be available from seismic codes in the near future or, alternatively, they can be evaluated for a particular structure designed in accordance with a seismic code that contains structural safety levels commonly accepted by the Society.

- b. *Lateral strength requirements for maximum ductility control.* The global lateral strength requirements are evaluated from the design seismic coefficient (C_{yr}) established from a maximum ductility UAFR spectrum. As shown in Fig. 4, the spectrum used for evaluation purposes (corresponding to a ductility μ_1 and a UAFR v_{FO}) is evaluated at the actual period of the structure (T_o). To estimate the value of μ_1 , a SDOF to MDOF transformation factor ($T_\mu = \mu_G / \mu_1$) is used. Appendix B discusses the obtention of T_μ and offers an expression (see Figure B.2) to estimate its value for regular steel frames similar to that used to illustrate the application of the procedure. All spectra used in the illustrative example were derived from 31 ground motions recorded in the Lake Zone (subzone IIIb) of Mexico City. Fig. 5 shows the elastic response spectra for the motions and 3% of critical damping. The motions under consideration were scaled according to Shome and Cornell [31]. Although several studies suggest this scaling criterion is appropriate for broad-band motions [32-33], special care should be exercised when applying it to other soil conditions [34-35].
- c. *Revision of lateral resistance.* A “pushover” analysis is carried out to estimate the actual lateral strength in the structure, C_{yG} (see Fig. 2). The actual seismic coefficient in the structure is then compared against the required strength C_{yr} :

$$C_{yG} \geq C_{yr} \quad (10)$$

In case Eq. 10 is not satisfied, the strength of the structural elements should be adjusted accordingly. In case it is satisfied, the procedure advances to the next step.

- d. *Revision of the maximum interstory drift.* As summarized in Fig. 4, the maximum interstory drift demand can be established through simplifying assumptions. First, the maximum drift in a SDOF model of the building can be estimated as:

$$\gamma_1 = \frac{\mu_1 D_{y1}}{H} \quad (11)$$

where μ_1 and D_{y1} are the expected ductility and yield displacement in the SDOF system, respectively; and H , the total height of the building. D_{y1} is estimated as:

$$D_{y1} = \frac{C_{yG} T_o^2 g}{4 \pi^2} \quad (12)$$

Next, the maximum interstory drift in the building (γ_M) can be estimated as:

$$\gamma_M = T_\gamma \gamma_1 \quad (13)$$

where T_γ is a drift transformation factor. Appendix B discusses the obtention of T_γ and offers an expression (see Figure B.3) to estimate its value for regular steel frames similar to that used to illustrate the application of the procedure.

Finally, the estimated maximum interstory drift is checked, as shown in Fig. 4, against the design threshold, γ_{tol} :

$$\gamma_M \leq \gamma_{tol} \quad (14)$$

If the value of γ_M does not satisfy Eq. 14, the structure must be resized (and if needed, its lateral strength adjusted). In case the equation is satisfied, the evaluation procedure advances to the next step.

- e. *Hysteretic energy requirements.* The expected cumulative plastic deformation demands are estimated from UAFR normalized hysteretic energy (pseudo-acceleration) spectra. Fig. 4 illustrates how the period T_o and the seismic coefficient C_{yG} are used to estimate the normalized hysteretic energy demands in an equivalent SDOF system (E_{Nr1}). Particularly, from a large set of normalized hysteretic energy spectra corresponding to different values of E_N , the spectrum that includes the coordinate pair defined by C_{yG} and T_o is selected, and its particular value of E_N assigned to the SDOF system. To estimate the hysteretic energy requirements in the actual structure, a normalized hysteretic energy transformation factor (T_{EN}) is used:

$$E_{NrG} = \frac{E_{Nr1}}{T_{EN}} \quad (15)$$

Appendix B discusses the obtention of T_{EN} and offers an expression (see Figure B.4) to estimate its value for regular steel frames similar to that used to illustrate the application of the procedure.

- f. *Revision of energy dissipating capacity.* To satisfy the energy requirements in the structure, the following condition should be satisfied:

$$E_{NCG} \geq E_{NrG} \quad (16)$$

Substituting Eq. 8 into Eq. 16, the following expression is obtained:

$$\frac{\sum_{i=1}^{NP} (2 NC Z_f F_y \theta_{pa} F_{EH_i})}{C_{yG} D_{yG} W} \geq E_{NrG} \quad (17)$$

In case the latter equation is not met, the detailing used in the structural elements and connections can be changed to increase their rotational capacities, or the lateral strength of the structure increased to reduce the normalized hysteretic energy demands.

Before concluding the description of the proposed procedure, it should be emphasized that the structure demand hazard curves should be specific. The demand hazard curves as well as the transformation factors should be established for specific types of buildings. Particularly the curves and factors used for the evaluation of a specific building should be derived for a number of stories, structural system and structural material that are consistent with the structural properties of that building. The demand hazard curves and transformation factors should be available to the designer, who should concentrate in applying them.

5. Illustrative example

The procedure is applied to refine the seismic design of a structural steel frame having eight stories and three bays. The frame, shown in Fig. 6, is assumed to be located in the Lake Zone of Mexico City (specifically in Zone IIIb). The global predesign of the frame is such that it complies with the requirements included in the Mexico City Building Code for ductile steel frames. While Table 1 summarizes the sizes of the structural elements of the frame, an eigen-value analysis yields a fundamental

period of vibration (T_o) of 1.07 seconds. The global predesign did not contemplate the reliability of the frame or its cumulative deformation demands.

- a. *Desired annual failure rate.* As shown in Figs. 7 and 8, the example considers an annual failure rate ν_{F0} equal to 0.003, which is associated to a global ductility capacity μ_G of 3, and a maximum tolerable story drift of 0.023. These values were obtained from the analysis of a steel building with dimensions and material properties similar to the one under study in this example [36].
- b. *Lateral strength requirements for maximum ductility control.* The required seismic coefficient for the frame is determined from a UAFR maximum ductility spectrum corresponding to ν_{FO} of 0.003. As shown in Fig. 9, a seismic coefficient $C_{yr} = 0.375$ is obtained for $T_o = 1.07$ seconds. According to Figure B.2, T_μ equals 0.9, in such manner that $\mu_1 = \frac{\mu_G}{T_\mu} = \frac{3}{0.9} = 3.3$.
- c. *Revision of lateral resistance.* The plot included in Fig. 10, derived from a “pushover” analysis of the frame, indicates that the seismic coefficient at yield is equal to 0.41. While the horizontal axis corresponds to roof displacement, the vertical axis plots the seismic coefficient. The preliminary design of the building satisfies the first acceptance condition: $C_{yG} \geq C_{yr}$ ($0.41 > 0.375$), in such way that the evaluation procedure proceeds to the next step.
- d. *Revision of the maximum interstory drift.* The revision of interstory drift demand in the building is established using Eqs. 11 to 13. According to Figure B.3, T_γ equals 1.75, in such manner that:

$$D_{y1} = \frac{C_{yG} T_o^2 g}{4 \pi^2} = 0.116 \text{ m}$$

$$\gamma_1 = \frac{\mu_1 D_{y1}}{H} = 0.013$$

$$\gamma_M = T_\gamma \gamma_1 = 0.023$$

The maximum expected demand of interstory drift is less or equal than the threshold established for $\gamma_{tol} = 0.023$ in such way that the evaluation procedure proceeds to the next step.

- e. *Hysteretic energy requirements.* The hysteretic energy requirements are derived through normalized hysteretic energy spectra corresponding to $v_{FO} = 0.003$. Fig. 11 shows that $T_o = 1.07s$ and $C_{yG} = 0.41$ yield $E_{Nr1} = 9$. The normalized hysteretic energy required in the actual building is estimated by considering that Fig. B.4 yields T_{EN} equal to 3.5:

$$E_{NrG} = \frac{E_{Nr1}}{T_{EN}} = 2.6$$

- f. *Revision of energy dissipating capacity.* To satisfy the hysteretic energy requirements, the structure should satisfy:

$$\frac{\sum_{i=1}^{NP} (2 NC Z_f F_y \theta_{pa} F_{EHi})}{C_{yG} D_{yG} W} \geq 2.6 \quad (18)$$

where F_{EH} can be estimated as (see Appendix A):

$$F_{EH} = \min(F_{EH}^*, 1) \quad (19)$$

where

$$F_{EH}^* = \frac{1}{(-0.0675\mu + 2.82)h/H} \exp\left[-\frac{1}{2} \frac{(\ln(h/H) - \ln(0.031\mu + 0.3461))}{0.06\mu + 0.39}\right]$$

and h/H is the ratio of the height relative to the base at which the slab of a particular story is located and the total height of the building, and μ is the expected ductility demand in the structural frame. Considering for the example that $\theta_{pa} = 0.05$ [14, 37] and taking into consideration the properties summarized in Table 2, Eq. 18 yields:

$$\frac{76419}{0.41(0.15)(663600)} = 1.9 < 2.6 \quad (20)$$

Because the above equation is not met, the detailing used in the structural elements and connections should be changed to increase their rotational capacities, or the lateral strength of the structure increased to reduce the normalized hysteretic energy demands. Considering an increment of θ_{pa} from 0.05 to 0.10, Eq. 18 yields:

$$\frac{2(76419)}{0.41(0.15)(663600)} = 3.8 < 2.6 \quad (21)$$

in such manner that the design satisfies its evaluation objectives.

Before concluding the paper, the authors want to point out that cumulative deformation demands are important for the seismic design of structures exhibiting low cumulative plastic deformation capacity, such as the one initially considered in the illustrative example ($\theta_{pa} = 0.05$); and for structures subjected to long-duration narrow-banded ground motions and exhibiting a fundamental period of vibration close to the dominant period of motion. For structures that do not fall in any of the two cases discussed above, conventional maximum displacement procedures should be used during their seismic evaluation.

6. Conclusions

A reliability-based seismic evaluation procedure for the preliminary seismic design of steel structures that accounts explicitly for energy demands was proposed. The procedure takes into account the reliability and the cumulative deformation demands in the structure through the use of normalized hysteretic energy spectra associated to a specific annual failure rate. The evaluation approach was applied to revise the preliminary design of an eight-story steel frame. It was observed that the demands of cumulative plastic deformation are important for structural frames with low cumulative rotational capacity. For structures with high plastic deformation capacity, it is usually sufficient to use a conventional evaluation criterium provided they are not subjected to long-duration narrow-banded ground motions and exhibit a fundamental period of vibration close to the dominant period of motion. Finally, it is concluded that the reliability-based seismic design evaluation procedure proposed herein complement adequately current seismic design methodologies to achieve adequate performance of frames in which energy demands are relevant to their seismic performance.

Acknowledgements

The support given by CONACYT to the first author is appreciated. This study was partially supported by DGAPA-UNAM (IN106205).

Appendix A. HYSTERETIC ENERGY HEIGHT DISTRIBUTION FACTOR

The hysteretic energy demand is not usually constant through height. To take this into account, some researchers have proposed a linear distribution through height [14]. Nevertheless, recent studies suggest that if energy dissipation is concentrated in the beams of a regular frame, a lognormal distribution represents best the manner in which energy is dissipated through height [27]. A hysteretic energy participation factor (F_{EH}) will be determined to estimate the contribution of each story to the energy dissipation capacity of a building. Particularly, F_{EH} evaluates the percentage of ultimate energy capacity that a story dissipates during the ground motion (the critical stories contribute their full energy dissipating capacity, fact that is indicated by $F_{EH} = 1$ for each one of those stories).

To establish F_{EH} for the frame considered in the illustrative example, eight structural steel frames were subjected to accelerograms recorded in subzone IIIb of the Lake Zone of Mexico City [36]. The records were scaled according to the criteria described for the 31 motions considered in the paper. Fig. A.1 illustrates mean values of F_{EH} for the frames. h/H is the ratio between the height at which the slab of a particular story is located relative to the base (h), and the total height of the building (H). The distribution of F_{EH} along the height of the buildings is similar to a lognormal distribution function, in such manner that the following expression is proposed:

$$F_{EH} = \min (F_{EH}^*, 1) \quad (\text{A.1})$$

$$F_{EH}^* = \frac{1}{(-0.0675\mu + 2.82)h/H} \exp\left[-\frac{1}{2} \frac{(\ln(h/H) - \ln(0.031\mu + 0.3461))^2}{0.06\mu + 0.39}\right]$$
 Fig. A.2 compares the F_{EH} distribution estimated according to Eq. A.1 with the actual distributions derived for the frames under consideration and a global ductility demand (μ) of 6. Similar comparisons were observed for other ductility values.

Appendix B. TRANSFORMATION FACTORS

Seismic design codes are commonly based on the use of spectra derived from SDOF systems. However, the ductility and other relevant parameters (e.g., maximum interstory drift and normalized hysteretic

energy) in actual structures differ from those estimated through SDOF systems. As a consequence, it is desirable to consider the differences between the seismic demands in the MDOF structure and its SDOF model [38]. This can be achieved through the use of SDOF to MDOF transformation factors that can be derived according to what is illustrated in Figure B.1. For the same level of annual failure rate, Figures B.2 to B.4 present transformation factors that relate ductility, maximum interstory drift, and normalized hysteretic energy demands developed in structural steel frames and their respective equivalent SDOF systems. The figures were developed from the response of eight steel frames designed according the Mexican City Building Code to different ground motions recorded in the Lake Zone of Mexico City [38]. All transformation factors are established by normalizing the actual seismic demand in a structural steel frame by the respective demand estimated in an equivalent SDOF system. Equations obtained through statistical analysis to evaluate the transformation factors are included in Figs. B2 to B.4.

References

- [1] Teran-Gilmore A. Consideraciones del uso de la energía plástica en el diseño sísmico. *Revista de Ingeniería Sísmica*; 65:81-110. (in Spanish)
- [2] Bojorquez E, Ruiz SE. Strength reduction factors for the valley of Mexico taking into account low cycle fatigue effects. 13^o World Conference on Earthquake Engineering (CD), paper 516, Vancouver Canada 2004.
- [3] Fajfar P. Equivalent ductility factors taking into account low-cycle fatigue. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1992; 21:837-848.
- [4] Cosenza E, Manfredi G. Seismic design based on low cycle fatigue criteria. XI World Conference on Earthquake Engineering (CD), paper 1141, Acapulco, México 1996.
- [5] Fajfar P. and Krawinkler H., editors (1997), "Conclusions and Recommendations", *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, A.A. Balkema.
- [6] Krawinkler H, Zohrei M. Cumulative damage in steel structure subjected to earthquake ground motions. *Computer and Structures* 1983; 16:531-541.
- [7] Park YJ, Ang AH. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering* 1985; 111:No. ST4:740-757.
- [8] Bozorgnia Y, Bertero V. Improved shaking and damage parameters for post-earthquake applications. *Proceedings of the SMIP01 Seminar on Utilization of Strong-Motion Data 2001*, Los Angeles, California.
- [9] Rodríguez ME. A measure of the capacity of earthquake ground-motions to damage structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1994; 23:627-643.
- [10] Terán-Gilmore A, Jirsa JO. "A damage model for practical seismic design that accounts for low cycle fatigue". *Earthquake Spectra* 2005; 21:803-832.
- [11] Housner GW. Limit design of structures to resist earthquakes. *First World Conference on Earthquake Engineering*, Berkeley, California 1956.
- [12] Akiyama H. *Earthquake-Resistant Limit-State Design for Buildings*. University of Tokyo Press, Tokyo 1985.
- [13] Uang CM, Bertero VV. Evaluation of seismic energy in structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1990; 19:77-90.
- [14] Akbas B, Shen J, Hao H. Energy Approach in performance-based design of steel moment resisting frames for basic safety objective. *The Structural Design of Tall Buildings* 2001, 10:193-217.
- [15] Choi H, Kim J. Energy-based seismic design of buckling-restrained braced frames using hysteretic energy spectrum. *Engineering Structures* 2006, 28:304-311.
- [16] Inoue T, Cornell CA. Seismic hazard analysis of MDOF structures", *ICASP 6*, Ciudad de México 1991; 1, 437-444.

- [17] Esteva L, Ruiz S, Rivera J. Reliability and performance-based seismic design of structures with energy-dissipating devices. 9th World Seminar on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures, Kobe, Japan 2005.
- [18] Wen YK. Building Reliability and Code Calibration. *Earthquake Spectra* 1995; 11, 269-296.
- [19] Cornell CA. Reliability-based earthquake-resistant design: the future. Proceedings, 11th World Conference on Earthquake Engineering, Balkema Rotterdam, Paper No. 2166.
- [20] Collins KR, Wen YK, Foutch DA. Investigation of alternative seismic design procedures for standard building. Rep. No. UILU-ENG-95-2003, Urbana-Champaign, Illinois University.
- [21] Rivera JL, Ruiz SE. Design approach based on UAFR spectra for structures with displacement-dependent dissipating elements. *Earthquake Spectra* 2007, May issue.
- [22] Gosain NK, Brown RH, Jirsa JO. Shear requirements for load reversals on RC members. *Journal of Structural Engineering*, ASCE 1977; 103, No. ST7, 1461-1476.
- [23] Scribner CF, Wight JK. Strength decay in R/C beams under load reversals. *Journal of Structural Division*, Proc. ASCE 1980; 106, No. ST4, 861-876.
- [24] Darwin D, Nmai CK. Energy dissipation in RC beams under cyclic loading. *Journal of Structural Engineering*, ASCE 1985; 112, No. 8, 1829-1846.
- [25] Krawinkler H, Nassar A. Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities. *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings 1992* (Editors: H. Krawinkler and P. Fajfar), Elsevier Applied Science, U.K., pp. 95-104.
- [26] Teran-Gilmore A, Simon R. Use of constant cumulative ductility spectra for performance-based seismic design of ductile frames. 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering (CD), Paper 1781, 2006.
- [27] Bojorquez E, Diaz MA, Ruiz SE, Teran-Gilmore A. Correlation between local and global cyclic structural capacity of SMR frames. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (CD), Geneva Switzerland 2006.
- [28] Bertero RD, Bertero VV, Tall reinforced concrete buildings: conceptual earthquake-resistant design methodology, Report No. UCB/EERC-92/16, University of California.
- [29] Priestley MJN, Performance based seismic design, Twelfth World Conference on Earthquake Engineering, Paper 2831.
- [30] Federal Emergency Management Agency, NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, ASCE/FEMA 273 Prestandard.
- [31] Shome N, Cornell CA. Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures. Reliability of Marine Structures Program 1999, Report No. RMS-35, Dept. of Civil Eng., Stanford University.
- [32] Shome N, Bazurro P, Cornell CA, Carballo JE. Earthquakes, records and nonlinear MDOF responses. *Earthquake Spectra* 1998; 14:469-500.
- [33] Iervolino I, Cornell CA. Records selection for nonlinear seismic analysis of structures. *Earthquake Spectra* 2005; 21(3):685-713.
- [34] Baker J, Cornell CA. A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2004, 34:1193-1217.
- [35] Montiel MA, Ruiz SE. Influence of some parameter uncertainty on seismic reliability of building structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2006. (accepted paper)
- [36] Bojorquez E, Diaz MA, Ruiz SE, Garcia-Jarque F. Confiabilidad sísmica de varios edificios de mediana altura localizados en suelo blando de la ciudad de México, diseñados con el RCDF-2004. *Revista de Ingeniería Sísmica* (accepted paper, in spanish).
- [37] Choi B, Shen J. The establishing of performance level thresholds for steel moment-resisting frames. *The Structural Design of Tall Buildings* 2001, 10:193-217.
- [38] Bojorquez E, Ruiz SE. Factores de transformación de ductilidades, distorsiones máximas de entrepiso y de energía histerética normalizada entre SIGL y SMGL. (Accepted, Third National Conference on Earthquake Engineering, Girona, Spain).

Figure Captions

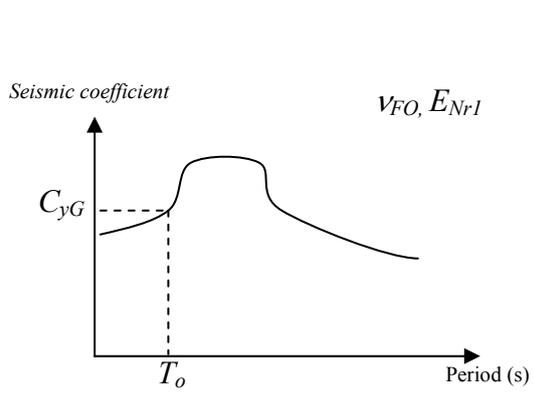


Fig. 1 Estimation of normalized hysteretic energy.

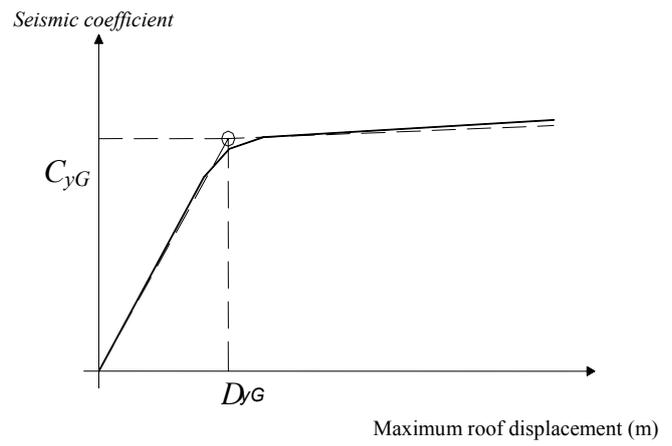


Fig. 2 Estimation of the actual seismic coefficient at yield.

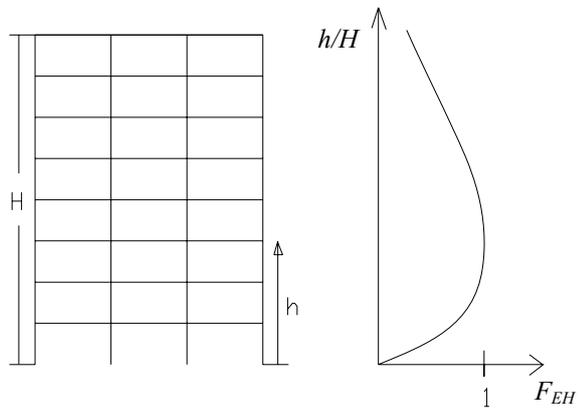
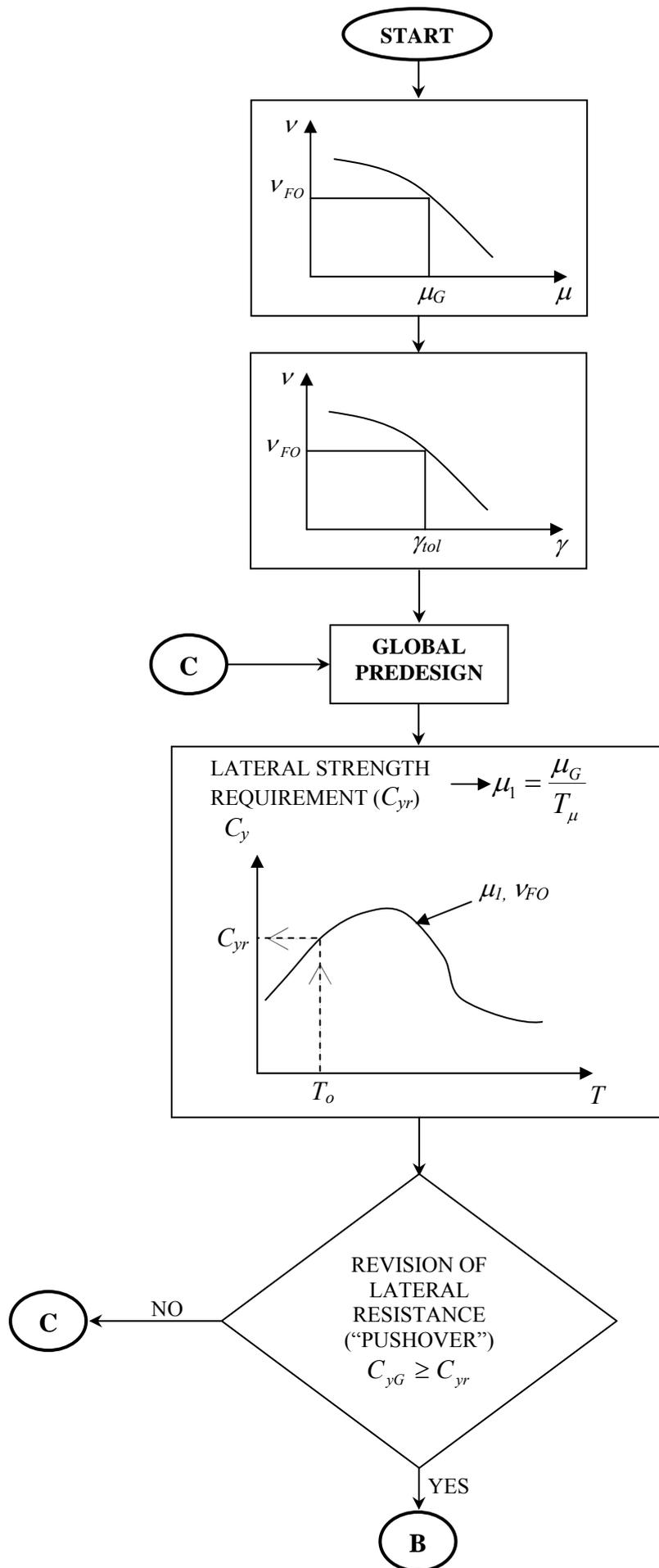


Fig. 3 Energy participation factor through height.



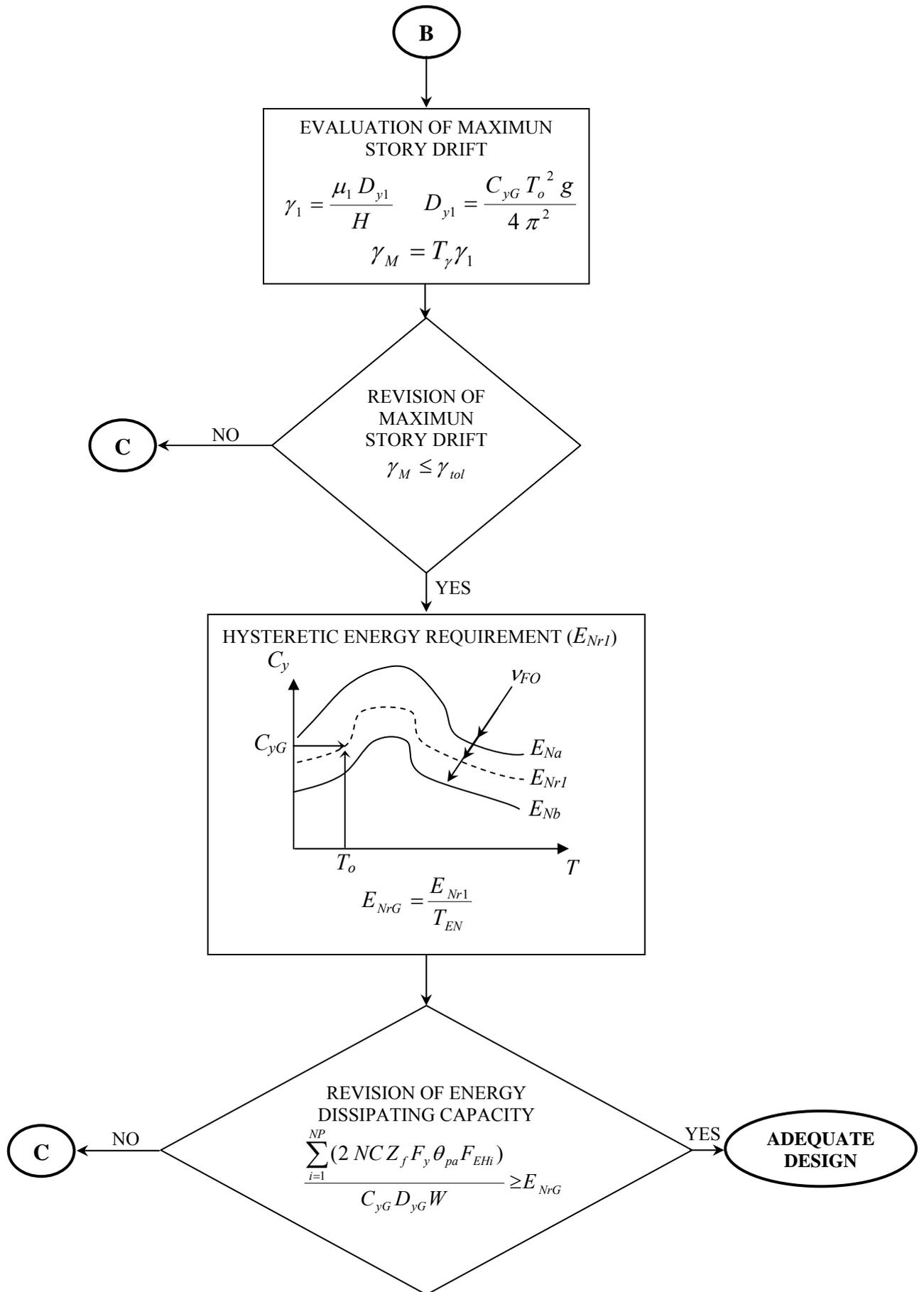


Fig. 4 Flowchart propose procedure.

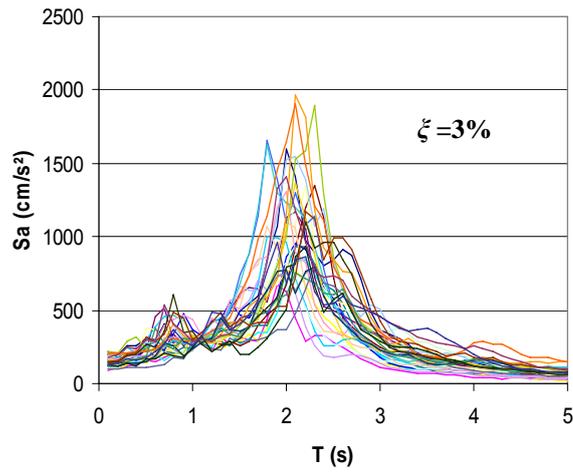


Fig. 5 Elastic response spectra for the ground motions under consideration.

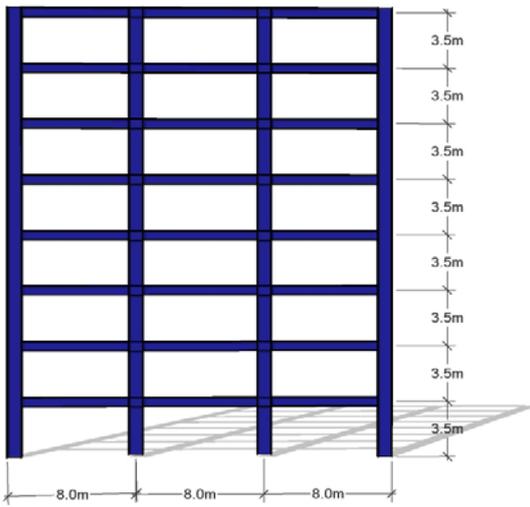


Fig. 6 Geometry of the structural frame.

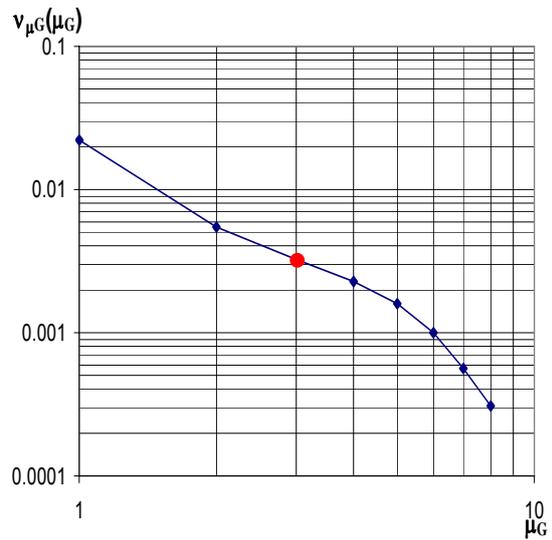


Fig. 7 Ductility hazard curve for a steel 8-story frame [36].

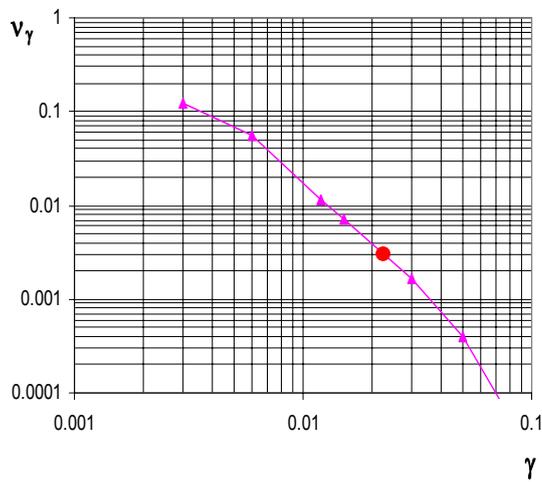


Fig. 8 Interstory hazard curve for a steel 8-story frame [36].

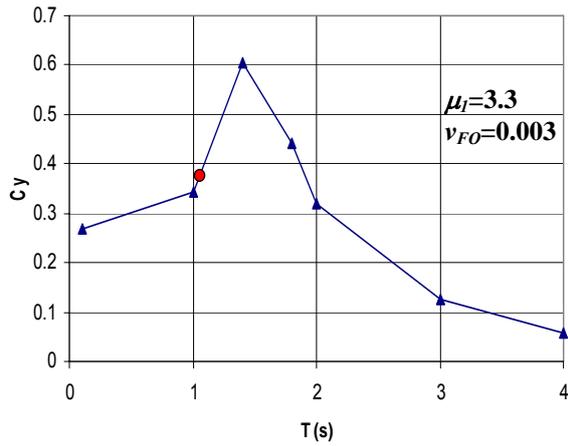


Fig. 9 Maximum ductility spectrum. Bilinear behavior with 3% post-yielding stiffness.

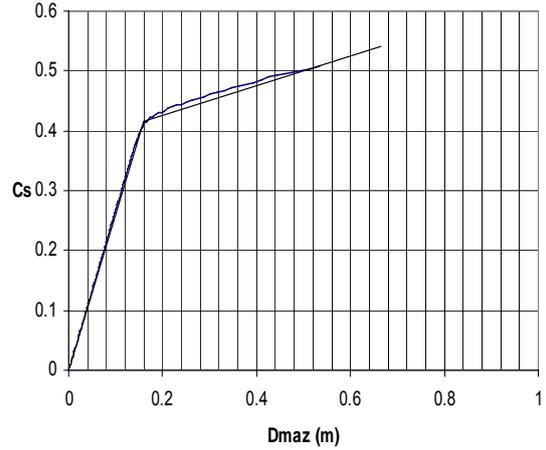


Fig. 10 Roof displacement vs seismic coefficient.

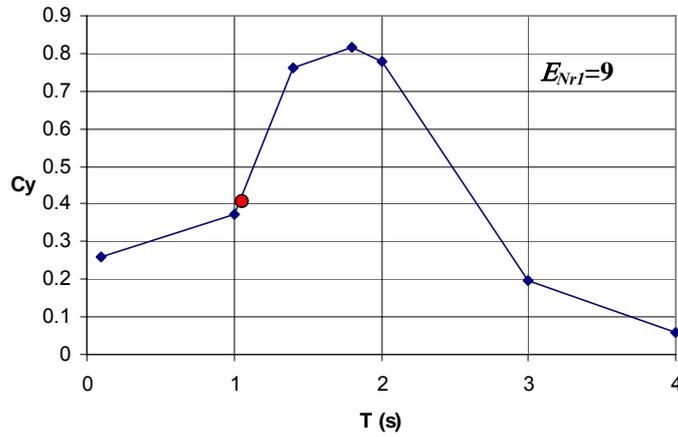


Fig. 11 Normalized hysteretic energy spectra associated to ν_{FO} of 0.003.

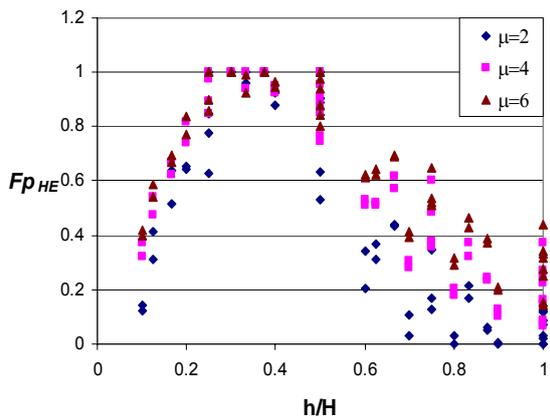


Fig. A.1 Mean values of the hysteretic energy participation factor (associated to a specific μ level) along the height obtained from the analysis of eight structural steel frames.

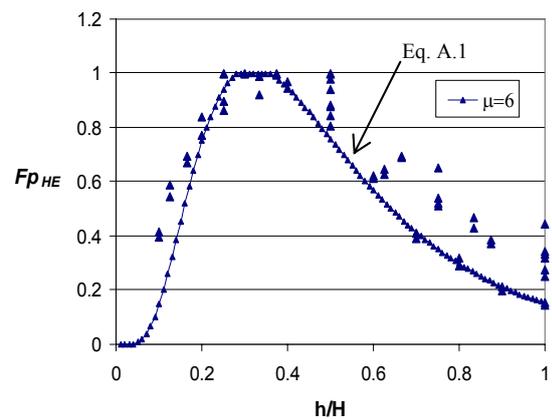


Fig. A.2 Comparison between Fp_{EH} obtained from the analysis for $\mu=6$ and with Eq. A.1.

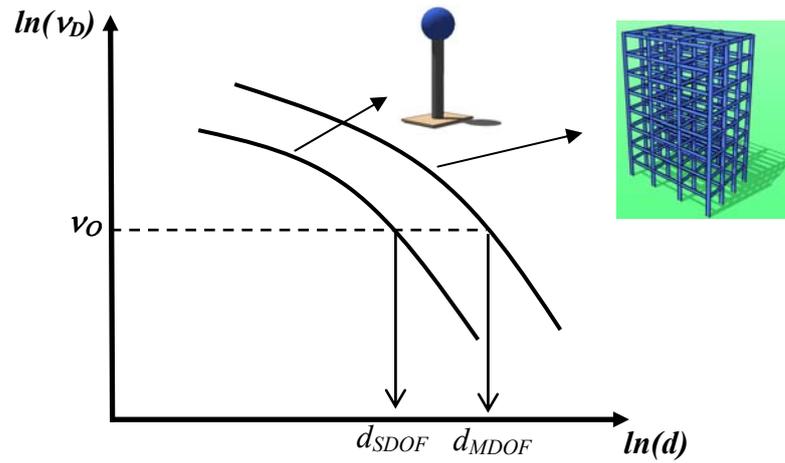


Fig. B.1 An example to obtain the transformation factor, for a parameter d .

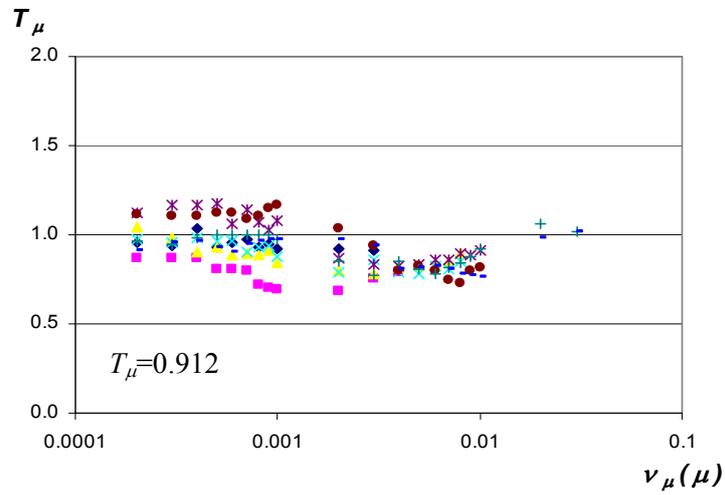


Fig. B.2 Ductility transformation factors.

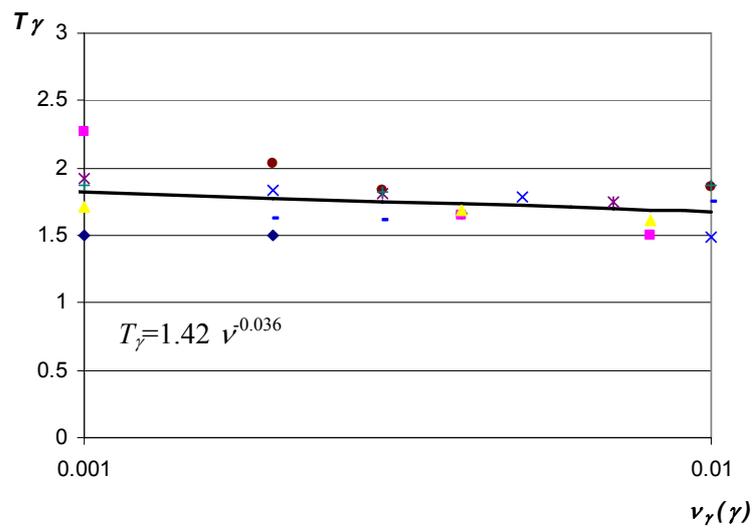


Fig. B.3 Maximum interstory drift transformation factors.

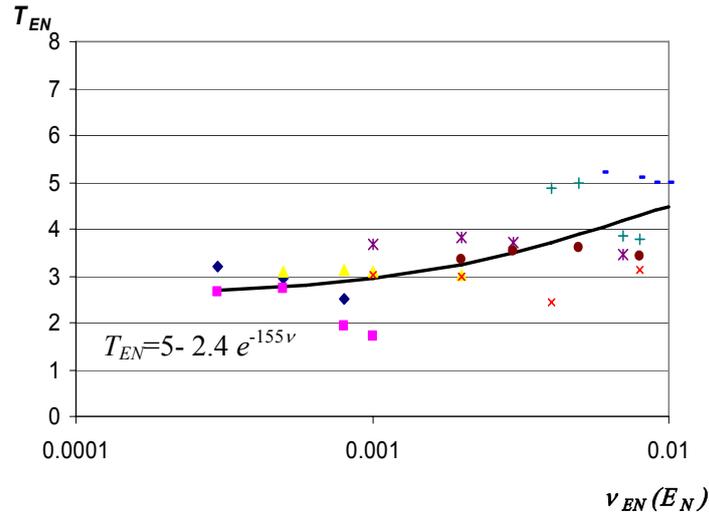


Fig. B.4 Normalized hysteretic energy transformation factors.

Table 1 Sections proposed for the building.

Story	Beams	Internal columns	External columns
1	W24x76	W36x194	W36x194
2	W24x94	W36x194	W36x194
3	W24x94	W36x170	W36x170
4	W24x94	W36x170	W36x170
5	W24x76	W36x150	W36x150
6	W21x62	W36x150	W36x150
7	W21x50	W36x135	W36x135
8	W21x50	W36x135	W36x135

Table 2 Summarizes the computations made to establish the value corresponding to the left-hand side of Eq. 17.

Store	2 NC	F_v (kg/cm ²)	Z_f (cm ³)	θ_{pa}	F_{EH}	Σ (kg.m)
1	6	2533	2328	0.05	0.20	3538
2			3046		0.94	21761
3			3046		0.98	22687
4			3046		0.69	15974
5			2328		0.42	7431
6			1692		0.24	3086
7			1161		0.14	1236
8			1161		0.08	706
Total						76419

APÉNDICE C

CONFIABILIDAD SÍSMICA DE VARIOS EDIFICIOS (CUATRO A DIEZ NIVELES) LOCALIZADOS EN SUELO BLANDO DE LA CIUDAD DE MÉXICO, DISEÑADOS CON EL RCDF-2004

Edén Bojórquez Mora⁽¹⁾, Mauro Alexis Díaz González^(1, 2), Sonia E. Ruiz Gómez⁽¹⁾ y Francisco E. García Jarque⁽²⁾

RESUMEN

Se evalúa la confiabilidad de ocho edificios de acero (cuatro a diez niveles), localizados en terreno blando (zona IIIb) de la ciudad de México, diseñados con el RCDF-2004. Los edificios se suponen estructurados a base de marcos rígidos regulares. Las curvas de peligro de demanda de los edificios se comparan con curvas (obtenidas previamente) correspondientes a tres edificios de concreto reforzado (C/R) localizados en el mismo sitio, diseñados con el RCDF-2004. Se proporciona información sobre la confiabilidad implícita en el conjunto de edificios de acero y de C/R. Se hace notar que es la primera vez que en México se realiza este tipo de estudios a partir de diseños hechos de acuerdo con el RCDF-2004 por firmas de ingeniería. Además, se obtienen curvas de peligro de demanda de los sistemas de un grado de libertad (S1GDL) que representan las características de los ocho edificios de acero en estudio. A partir de las curvas de peligro de demanda de los edificios y de los S1GDL se estima una función de transformación entre la respuesta máxima de los S1GDL y de los edificios de acero, correspondientes a una misma tasa anual de excedencia. Dicha función es útil para estimar ductilidades globales máximas de los SMGDL a partir de resultados obtenidos con S1GDL, lo que simplifica el análisis.

ABSTRACT

The reliability of eight medium height steel buildings (four to ten stories) located in soft soil in Mexico City is evaluated. They are designed in accordance with the Mexico City Building Design Code (RCDF-2004). The buildings are constituted by regular moment resistant frames. The demand hazard curves of the buildings are compared with curves (previously calculated) of three reinforced-concrete (R/C) buildings located at the same site, and designed with the RCDF-2004. A general idea is given about the reliability implicit on the set of steel and R/C buildings. It is noticed that this is the first study developed in Mexico based on designs made in accordance with the RCDF-2004 by engineering companies. In addition, demand hazard curves of single-degree-of-freedom systems (SDOF), which are equivalent to the eight steel buildings, are obtained. From the demand hazard curves of the multi-degree-of-freedom (MDOF) buildings and of the SDOF systems a transformation function between the maximum response of the S1GDL and of the steel buildings, corresponding to a same annual rate of exceedance, is proposed. That function is useful to evaluate maximum global ductility demands of MDOF systems from results corresponding to SDOF systems, which simplifies the analysis.

INTRODUCCIÓN

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004 (RCDF-2004), al igual que la mayoría de los reglamentos del mundo, no establece condiciones para que un diseño estructural tenga un valor de confiabilidad preescrito, por lo que las estructuras construidas en México tienen tasas anuales de falla que son desconocidas. Por lo anterior, los autores decidieron evaluar las tasas anuales de falla que están implícitas en varios edificios diseñados de acuerdo con el RCDF-2004. Con el fin de que los diseños fueran lo más apegados a la realidad, los edificios que se analizan aquí se diseñaron en una firma de ingeniería bajo la supervisión del cuarto autor.

Los edificios analizados se suponen ubicados en la zona IIIb del valle de México (RCDF-2004), zona en donde las construcciones han sufrido mayores daños durante temblores intensos. Los edificios de acero son de mediana altura (entre cuatro y diez niveles) con periodos fundamentales de vibración que se encuentran en la rama ascendente del espectro de respuesta elástico de movimientos sísmicos intensos registrados en la zona IIIb.

Se eligió estudiar edificios de cuatro, seis, ocho y diez niveles, y tres crujeas debido a que dadas las características de los mismos, se espera que presenten el fenómeno de “ablandamiento” estructural (este ocurre a medida que se alarga el “periodo efectivo” del edificio), y que dicho periodo se acerca al periodo dominante del suelo. Meli y Ávila, (1989) encontraron que las estructuras más dañadas durante el sismo de 1985 en suelo blando son aquellas cuyos periodos fluctúan entre 0.5 y 1.5s ya que en este tipo de estructuras se presenta el fenómeno de “ablandamiento”.

Primeramente se calculan curvas de peligro de demanda de ductilidad global de ocho marcos estructurales representativos de cada uno de los edificios (sistemas de múltiples grado de libertad, SMGDL). Las curvas de peligro de demanda indican la tasa con la que se excede por año cierto nivel de respuesta máxima (el inverso de dicha tasa anual es el periodo esperado de recurrencia).

En segundo lugar se comparan las curvas de peligro de distorsión máxima de entrepiso (γ) de los marcos de acero diseñados para un factor de comportamiento sísmico $Q = 3$ con las correspondientes a tres edificios de concreto reforzado (Montiel y Ruiz, 2007) ubicados en la misma zona (IIIb) y diseñados para un factor $Q = 3$ de acuerdo con el RCDF-2004 por distintas firmas de ingeniería (Proyect, S. C., 2004; García Jarque Ingenieros S. C., 2004; Alonso y Asociados, S. C., 2004). La confiabilidad estructural se representa mediante tres diferentes indicadores: 1) tasas anuales de excedencia, 2) índice de confiabilidad β , y 3) mediante la probabilidad de excedencia de la distorsión máxima de entrepiso en 50 años.

El conjunto de todas las curvas de peligro de distorsión máxima de entrepiso proporciona una idea global sobre la confiabilidad implícita en edificios de mediana altura diseñados de acuerdo con el RCDF-2004, localizadas en la zona IIIb del valle de México. Se hace notar que este es el primer estudio en México en donde se presenta la confiabilidad de edificios de acero y de concreto reforzado diseñados con el RCDF-2004.

Las relaciones de tasa anual de excedencia - vs- respuesta máxima son útiles para calibrar nuestro reglamento de diseño (RCDF-2004) y establecer valores tolerables de distorsión máxima de entrepiso asociados a periodos de recurrencia dados, correspondientes a distintos estados límite. Además, dichas relaciones se podrán emplear también en futuros estudios de optimación.

Por otro lado, resulta más económico y práctico trabajar con modelos simplificados en vez de trabajar con modelos elaborados, por lo que en muchas ocasiones se trata con S1GDL equivalentes en vez de SMGDL (siempre y cuando se represente el comportamiento estructural con suficiente aproximación). Como ejemplo se pueden mencionar los espectros de diseño que se especifican en los códigos de diseño que generalmente corresponden a estudios hechos con osciladores de un grado de libertad.

En el presente artículo se analiza la confiabilidad sísmica de edificios de mediana altura en donde la contribución de los modos superiores es poco significativa, por lo que la tasa anual de falla de los SMGDL puede calcularse de manera aproximada mediante modelos equivalentes de un grado de libertad. Se supone que los S1GDL equivalentes presentan el mismo periodo fundamental de vibración, igual porcentaje de amortiguamiento crítico, y el mismo coeficiente sísmico que las estructuras de MGDL.

En el presente estudio se obtienen las curvas de peligro de demanda de ductilidad global de los S1GDL equivalentes y se correlacionan con las curvas correspondientes de los SMGDL. De la relación entre estas curvas se obtiene una función de transformación de la ductilidad global de los S1GDL a la de sus correspondientes SMGDL, asociados a la misma tasa anual de excedencia. Dicha función de transformación (FT_{μ}) puede utilizarse para calcular la ductilidad global de excedencia asociada a cierto periodo de recurrencia que se espera en un edificio a partir del análisis de un S1GDL. Esto resulta más económico y sencillo que el análisis de un edificio de MGDL. Además, la función puede utilizarse para estimar la resistencia lateral requerida en un edificio mediante espectros con tasa anual de falla uniforme de S1GL.

DISEÑO DE LOS EDIFICIOS DE ACERO

La estructuración de los edificios que se estudian, está constituida a base de marcos rígidos regulares. La dirección longitudinal la conforman marcos paralelos con columnas orientadas de modo que las secciones tienen su mayor inercia. En el sentido transversal se utilizaron contraventeos excéntricos con el fin de darle mayor rigidez a la estructura y controlar así los desplazamientos laterales (debido a que en ese sentido las columnas presentan su menor inercia). Ambos sentidos están formados por tres crujeas de dimensiones iguales en cada dirección (ver figs. 1, 2 y 3). El sistema de piso se diseñó con losacero. Para esto fue necesario incluir vigas secundarias orientadas en sentido longitudinal, ubicadas a la mitad de cada claro de la dirección longitudinal.

Los edificios se diseñaron para factores de comportamiento sísmico $Q = 2$, y alternativamente, $Q = 3$, debido a que son los valores comúnmente utilizados en la práctica profesional. Para el análisis sísmico se utilizaron dos métodos: el estático y el dinámico modal espectral. Para el primero se utilizó un coeficiente sísmico (c) igual a 0.45; para el segundo se utilizó el espectro de diseño especificado en el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS-2004). Se

verificó que el cortante basal obtenido con el análisis dinámico no fuese menor que el 80% del calculado con el análisis estático.

Primeramente se diseñó la losa de entrepiso y azotea, y así, se obtuvo un peso para diseñar los marcos estructurales y la cimentación.

En el caso de los marcos de sentido longitudinal (ejes con letra en la fig. 1) las secciones preliminares se obtuvieron sometiendo los elementos a la acción de la carga vertical multiplicada por el factor de carga $FC = 1.4$ y verificando que se cumpliera la condición de que las deformaciones máximas en las vigas fuesen menores que las estipuladas en el RCDF-2004.

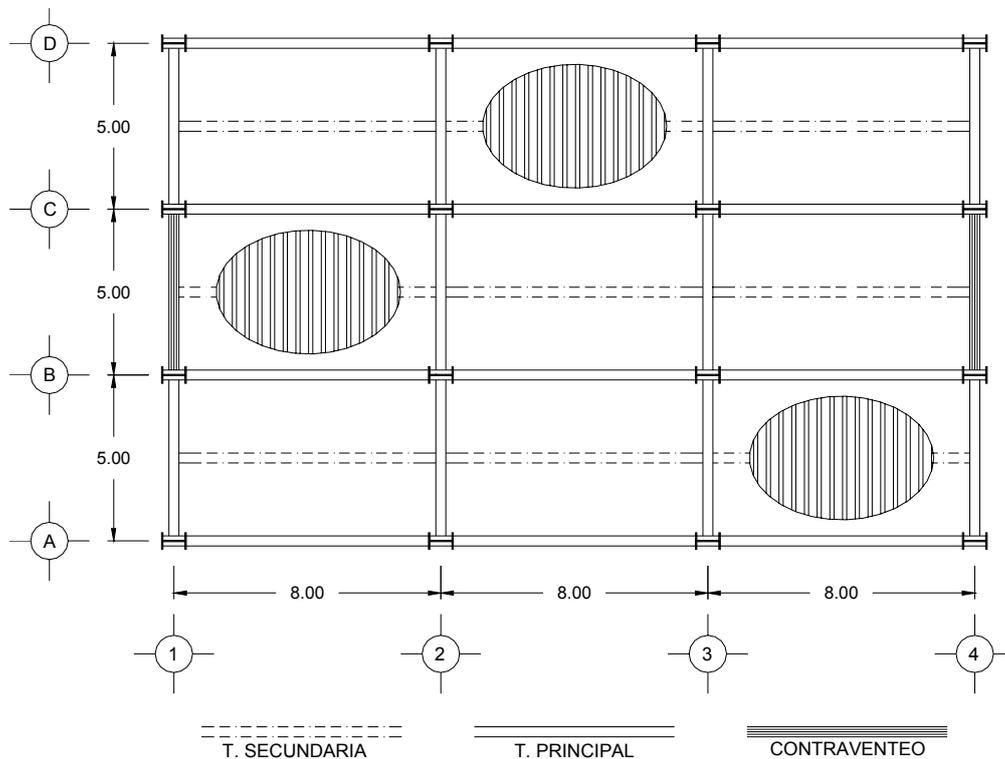


Figura 1. Planta estructural de los edificios (acotaciones en metros).

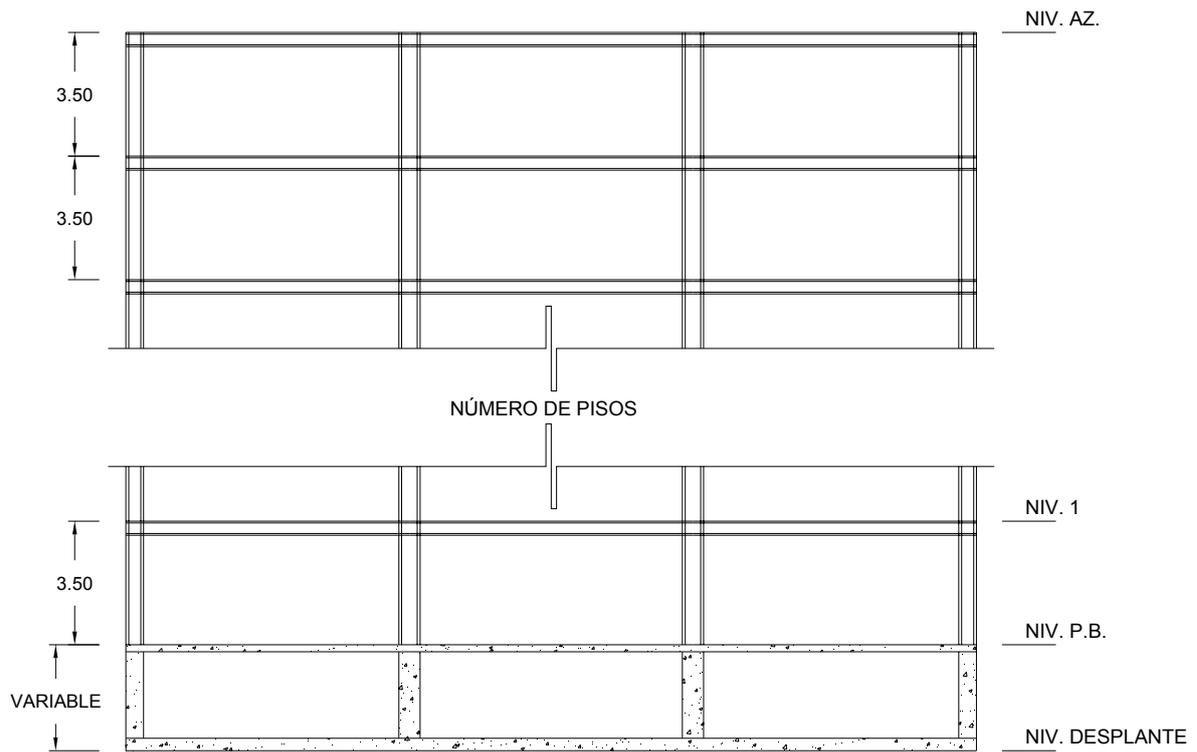


Figura 2. Marco longitudinal tipo (acotaciones en metros).

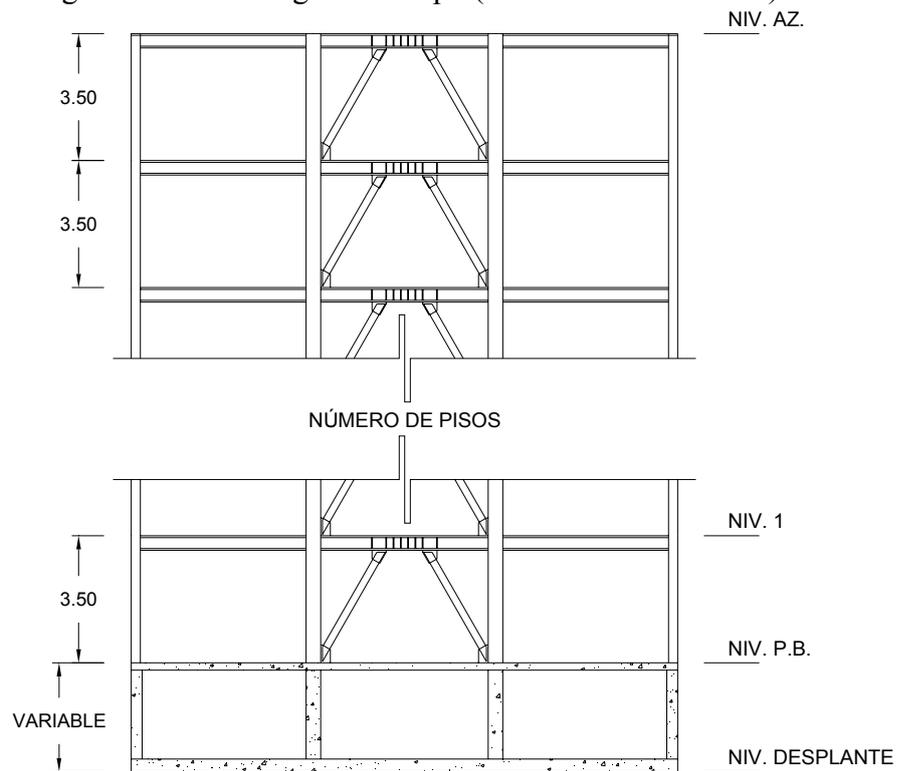


Figura 3. Marco transversal contraventado tipo (acotaciones en metros).

Las secciones preliminares de los marcos transversales (ejes con número en la fig. 1) se obtuvieron según el criterio de diseño propuesto por Bruneau et al (1998). Se

obtuvieron secciones que cumplieran con el cortante demandado en el eslabón y que además cumplieran con las relaciones de esbeltez adecuadas.

Con las secciones obtenidas anteriormente se realizó el análisis tridimensional en un programa de computadora.

Para el diseño de los elementos se tomaron en cuenta las especificaciones para diseño de estructuras dúctiles. Cabe mencionar que para el diseño de columnas no se realizó el equilibrio de momentos en cada intersección viga-columna, sino que los factores de reducción (FR) se redujeron de 0.9 a 0.7 (sección 6.1.3.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTCDCEM-2004).

Una vez que se diseñaron las secciones que cumplieran con los elementos mecánicos demandados, se revisó que las distorsiones máximas de entrepiso no fueran mayores que las permisibles ($\delta_{\max}^{tol} \leq 0.012$) recomendados en el RCDF 2004.

Después de diseñar el edificio de ocho niveles se observó que el periodo fundamental en ambas direcciones era muy parecido, por lo que se decidió utilizar para el edificio de diez niveles contraventeos excéntricos en las dos crujías exteriores de los marcos transversales (con el fin de darle mayor rigidez a la estructura en esa dirección).

Además se consideró en el diseño el peso menor por unidad de área de la estructura, ya que en la práctica profesional es uno de los factores que define la factibilidad de la construcción. Se observó que la estructuración a base de marcos rígidos en un sentido y contraventeados en el otro es factible (en cuanto a su menor peso por unidad de área) para los edificios de cuatro y seis niveles, pero para los de ocho y diez niveles se observó que éste sistema no es tan factible; sin embargo, estos edificios estuvieron cerca del margen superior (para dar una idea, el edificio de la Torre Mayor construida en la ciudad de México tiene un peso de alrededor de 145 kg/m², y su estructuración es a base de contraventeos en ambos sentidos). Con respecto al peso por unidad de área de cada uno de los edificios se observó que no existe diferencia significativa entre un diseño correspondiente al factor de comportamiento sísmico $Q = 2$ y otro diseñado con $Q = 3$ como se ilustra en la tabla 1.

Tabla 1. Pesos de cada uno de los edificios

No. niveles	Q	PESO (Kg/m ²)	DIFERENCIA (%)
4	2	75.53	4.53
4	3	72.11	
6	2	91.37	4.30
6	3	87.44	
8	2	106.27	5.73
8	3	100.10	
10	2	112.79	5.61
10	3	106.46	

Asimismo se observó que cuando se diseñó utilizando un factor $Q=2$ los diseños quedaron regidos por los elementos mecánicos demandados, y los desplazamientos máximos estaban muy cercanos a los valores permisibles por el RCDF-2004. En cambio, cuando el diseño se hizo utilizando $Q=3$ los elementos mecánicos demandados eran menores y el diseño quedaba regido por las distorsiones máximas de entrepiso. Se concluyó que no existe diferencia significativa entre las dimensiones de los elementos para los diseños hechos con $Q=2$ y $Q=3$.

El diseño detallado y las dimensiones finales de las secciones (perfiles IR (IMCA 2004) para traveses y columnas, y perfiles OR (IMCA 2004) para contraventeos (EBF)) se presentan en Díaz González (2006).

ANÁLISIS ESTÁTICO NO-LINEAL DE LOS EDIFICIOS

Para los análisis se seleccionaron los marcos interiores del sentido longitudinal de los edificios (ejes con letra de la fig. 1). Se consideró que dichos marcos son representativos de esa dirección debido a que se trata de estructuras regulares. Para los análisis se utilizaron valores medios tanto de cargas (Ruiz y Soriano, 2001) como de las propiedades de los materiales (AISC, 1999). En lo que sigue se definirá con la siguiente nomenclatura a los marcos analizados: M_iQ_j , donde i representa el número de niveles del marco estructural y j representa el factor de comportamiento sísmico utilizado. Por ejemplo $M4Q2$ se refiere a un marco de cuatro niveles, diseñado con un factor de comportamiento sísmico $Q=2$.

Los marcos se sometieron al análisis de empuje lateral estático no lineal (“push-over”, en inglés) utilizando el programa RUAUMOKO (Carr, 2000). Para el análisis se consideró un modelo histerético bilineal con 3% de rigidez de post-fluencia (ver fig. 4). El periodo fundamental de vibración (T) de la estructura, su correspondiente coeficiente sísmico (C_y), y el desplazamiento de fluencia (δ_y) se muestran para cada marco en la tabla 2.

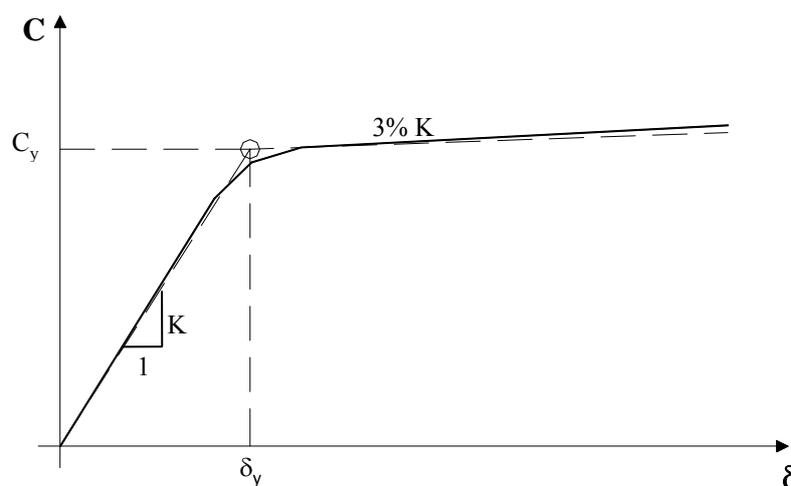


Figura 4. Gráfica coeficiente basal –vs- desplazamiento de azotea. Modelo de comportamiento bilineal.

Tabla 2. Periodo fundamental de vibración, coeficiente sísmico resistente y desplazamiento de fluencia correspondientes a los marcos analizados

Marco	T_o	C_y	δ_v (m)
M4Q2	0.86	0.48	0.125
M4Q3	0.90	0.45	0.136
M6Q2	1.03	0.45	0.170
M6Q3	1.07	0.42	0.174
M8Q2	1.11	0.43	0.186
M8Q3	1.20	0.38	0.192
M10Q2	1.28	0.39	0.216
M10Q3	1.37	0.36	0.226

En la tabla 2 se puede observar que para las estructuras de acero analizadas en este estudio (en donde los periodos se encuentran en la meseta del espectro de diseño especificado en el RCDF-2004) el coeficiente sísmico disminuye linealmente al incrementarse el periodo de vibración estructural. Esto se debe a que al incrementarse la demanda de esfuerzos es mayor la dimensión de los perfiles comerciales adecuados, por lo que se incrementa la rigidez estructural. Debido a esto el coeficiente sísmico (C_y) y el periodo (T) presentan la relación lineal que se muestra en la fig. 5. Se hace notar que en estructuras de concreto reforzado, la rigidez del sistema no necesariamente presenta una relación lineal con su resistencia.

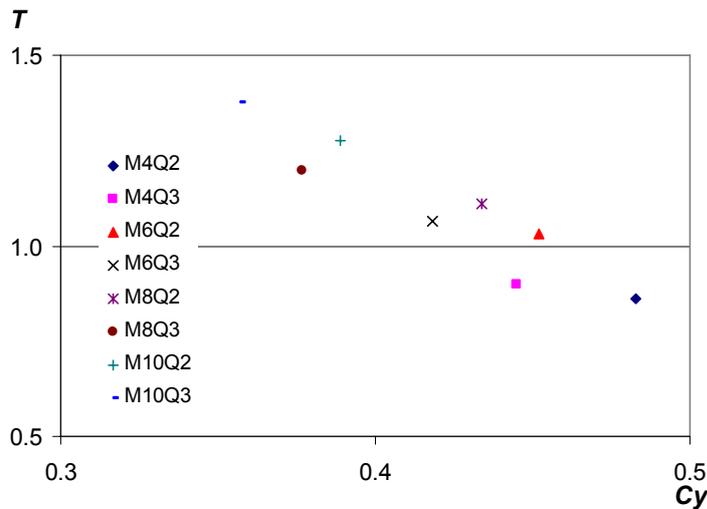


Figura 5. Relación entre coeficiente sísmico y periodo de vibración correspondiente a los edificios en estudio.

MOVIMIENTOS SÍSMICOS

En el presente estudio se busca evaluar la tasa media anual con que un parámetro excede cierto nivel de respuesta sísmica estructural. Este nivel de respuesta sísmica se presenta cuando la estructura se ve sometida a eventos sísmicos de diferentes intensidades. Por ello, para evaluar la confiabilidad asociada a cada nivel de respuesta se debe contar con movimientos sísmicos de distintas intensidades que se esperan en el sitio en donde se desplanta la estructura en estudio.

Se seleccionaron nueve movimientos sísmicos registrados en la zona IIIb del valle de México. Los nueve movimientos corresponden al sismo con epicentro en Colima

ocurrido en el año 1995, con magnitud de 7.5. Este sismo corresponde a uno de los eventos sísmico de subducción, que son los que más afectan a las estructuras del tipo de las que aquí se analizan (Jaimes y Reinoso, 2006). En la tabla 3 se muestran los datos correspondientes a los registros utilizados.

Tabla 3. Registros sísmicos utilizados en este estudio

Registro	Clave de Estación	Institución encargada	Coordenadas de la Estación		Nombre de la Estación	Aceleración máxima del suelo (cm/s ²)
			Latitud	Longitud		
1	CJ03	FICA	19.41	99.157	CU Juárez	14.4
2	CJ04	IIUNAM	19.41	99.157	Centro urbano Presidente Juárez	15.7
3	CO56	CIRES	19.422	99.159	Córdoba	24.9
4	EJCL	IIUNAM	19.423	99.159	Edif. Jalapa	12.3
5	GA62	CIRES	19.439	99.14	Garibaldi	11
6	LI58	CIRES	19.426	99.157	Liverpool	17.6
7	PE10	CIRES	19.39	99.132	Plutarco Elías Calles	19.2
8	SP51	CIRES	19.366	99.119	Sector Popular	12.9
9	TL08	CIRES	19.45	99.134	Tlatelolco	10.1

Escalamiento de sismos

Con el fin de contar con diferentes intensidades sísmicas, los registros se multiplican por diferentes factores de escala. Dichos factores son la relación que existe entre la pseudoaceleración correspondiente al periodo de vibración del sistema en estudio y la pseudoaceleración correspondiente a la intensidad a la que se desea escalar el movimiento (Shome y Cornell, 1999; Chan, et al, 2005). El factor de escala se multiplica por la historia completa de aceleraciones del registro en estudio. En la fig. 6 se muestran los espectros elásticos correspondientes a un marco estructural con periodo de vibración fundamental $T = 0.90s$ (marco M4Q3), escalados a una pseudoaceleración $S_a = 300$ gals. En la fig. 6 puede observarse que todos los espectros elásticos coinciden en el punto correspondiente al periodo $T = 0.90s$. Se hace notar que los espectros tienen una forma muy similar al ser escalados para el periodo fundamental del marco, las mismas observaciones son válidas para el caso de los otros marcos estudiados.

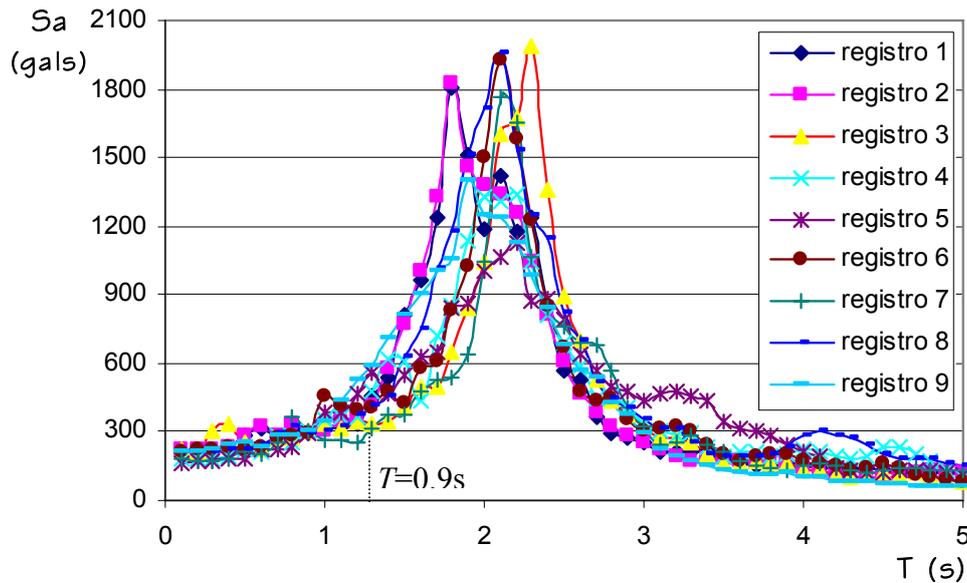


Figura 6. Espectros elásticos de los acelerogramas escalados a $S_a = 300$ gals.

CURVAS DE PELIGRO DE DEMANDA ESTRUCTURAL

En esta sección se presenta la metodología utilizada para evaluar la confiabilidad medida mediante las curvas de peligro de demanda de los edificios, a partir de sus curvas de vulnerabilidad sísmica y de las curvas de peligro sísmico del sitio de interés.

En este estudio se analizan las respuestas correspondientes tanto a las ductilidades globales máximas como a las distorsiones máximas de entrepiso.

Demandas de ductilidad global en función de la intensidad sísmica

Para estimar las ductilidades globales máximas fue necesario obtener, primero, los desplazamientos máximos de azotea demandados por cada uno de los movimientos sísmicos indicados en la tabla 3, escalados desde una intensidad mínima hasta una intensidad de 1500 gals, a cada 100 gals. Para obtener las ductilidades globales máximas demandadas dichos desplazamientos máximos se dividieron entre los desplazamientos de fluencia (δ_y) correspondiente a cada marco (ver tabla 2).

Se consideró que la distribución de ductilidades globales máximas correspondiente a una misma intensidad presenta una función de distribución lognormal (Shome y Cornell, 1999). Para cada nivel de intensidad se calculó la mediana (D_μ) y la desviación del logaritmo natural de la ductilidad global ($\sigma_{\ln \mu}$) en función de la intensidad, correspondiente a cada marco. Los resultados se muestran en las figs. 7 a 10.

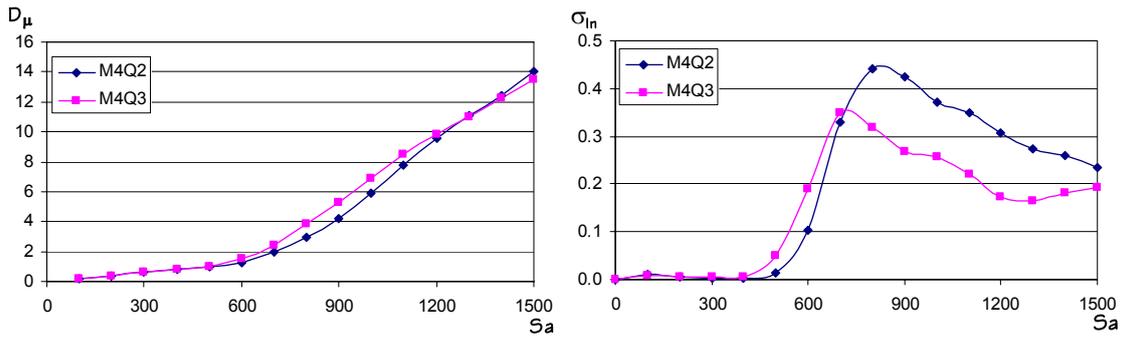


Figura 7. Medianas y desviaciones logarítmicas de las ductilidades para los marcos M4Q2 y M4Q3.

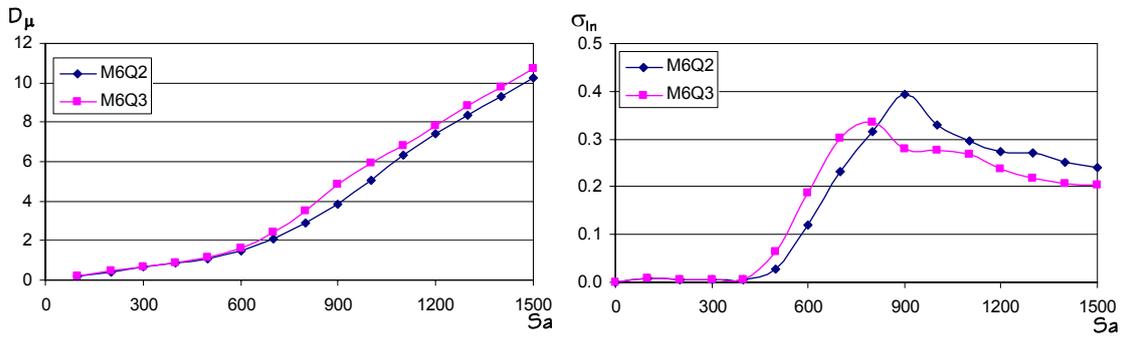


Figura 8. Medianas y desviaciones logarítmicas de las ductilidades para los marcos M6Q2 y M6Q3.

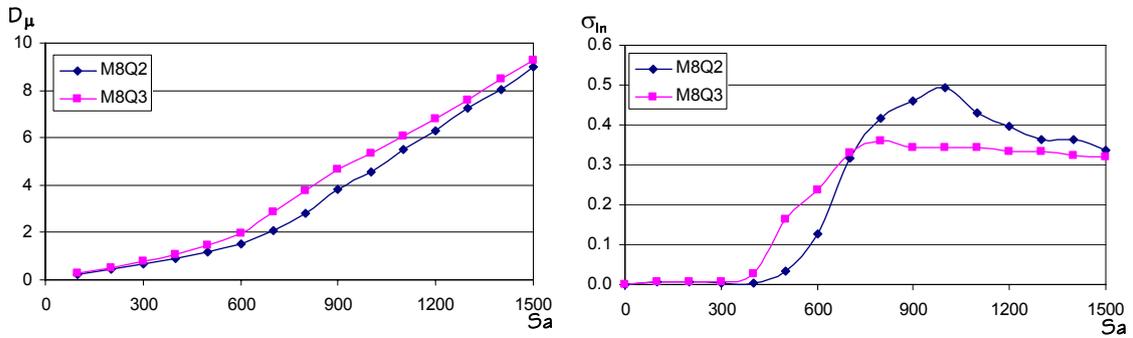


Figura 9. Medianas y desviaciones logarítmicas de las ductilidades para los marcos M8Q2 y M8Q3.

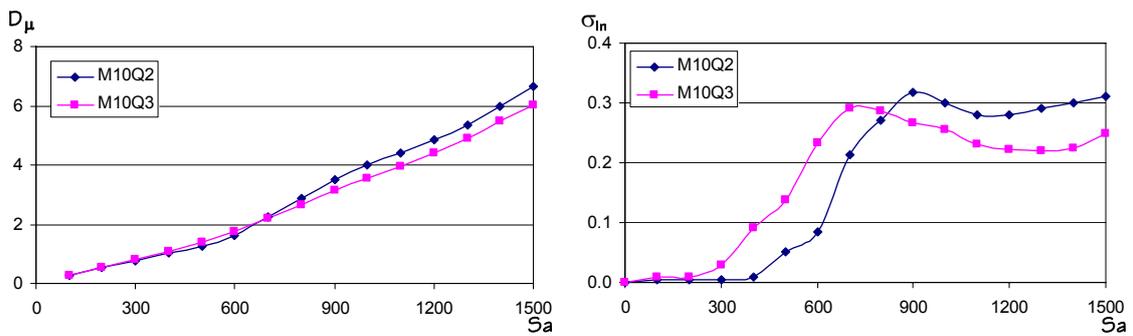


Figura 10. Medianas y desviaciones logarítmicas de las ductilidades para los marcos M10Q2 y M10Q3.

En las gráficas que aparecen a la izquierda de las figs. 7 a 10 se observa que el valor de las medianas crece a medida que se incrementa la intensidad del movimiento. También se observa que el nivel de respuesta disminuye al incrementarse el número de niveles. Es decir, para una misma intensidad (S_a) se desarrollan mayores ductilidades en los edificios de cuatro niveles que en los de diez niveles.

En las gráficas que aparecen a la derecha de las figs. 7 a 10 se observa que para intensidades pequeñas (en donde las estructuras permanecen dentro de su intervalo de comportamiento lineal) todos los sismos demandan aproximadamente el mismo nivel de respuesta global, por lo que es casi nula su desviación estándar ($\sigma_{ln,\mu}$); sin embargo, a medida que la intensidad (S_a) crece, los edificios presentan un comportamiento inelástico no-lineal y los valores de ductilidad presentan mayor dispersión (para el mismo nivel de intensidad).

En las figs. 7 a 10 (izquierda) se observa que para edificios de igual número de niveles en general las demandas de ductilidad, para un mismo nivel de intensidad, son mayores para los marcos diseñados con $Q=3$ que para los diseñados con $Q = 2$. Esto parece razonable ya que los marcos diseñados con $Q = 3$ tienen menor resistencia. Sin embargo no ocurre lo mismo para los marcos de 10 niveles en donde el diseño hecho con $Q=3$ presenta una mayor demanda de ductilidad para niveles de no linealidad pequeños, pero a medida que se incrementa la intensidad, y por lo tanto el grado de no-linealidad, la estructura diseñada con $Q=2$ presenta demandas de ductilidad mayores que los diseños hechos con $Q = 3$. Esto se trata de explicar en los siguientes párrafos mediante el concepto de espectro de energía histerética disipada.

Las ordenadas de un espectro de energía histerética normalizada con respecto a su masa (E_H / m) proporcionan información sobre la cantidad de energía que disipa un SIGDL con cierto periodo de vibración (T) que demanda cierto nivel de ductilidad μ . Terán-Gilmore (2001) hace ver que los daños provocados por el sismo de 1985 en la zona de terreno blando de la ciudad de México presentan mayor correlación con los espectros de energía histerética disipada que con los espectros de pseudoaceleración o con los de desplazamientos.

En la fig. 11 se muestran los espectros promedio de energía histerética disipada de los nueve movimientos mencionados en la tabla 3 para distintos valores de ductilidad (μ). El eje horizontal de dicha figura corresponde al periodo de vibración (T) de un SIGDL normalizado con respecto al periodo dominante del movimiento ($T_s = 2s$). La fig. 11 muestra que para relaciones de periodos $T/T_s < 0.9s$ las ordenadas espectrales correspondientes a $\mu = 3$ son mayores que las asociadas al espectro correspondiente a $\mu = 2$. Sin embargo, para relaciones de periodos $T/T_s > 0.9$ sucede lo contrario. Lo anterior trata de explicar el comportamiento de las curvas de la fig. 10, en donde la demanda correspondiente al diseño con $Q = 2$ es menor que la correspondiente al diseño con $Q = 3$ para los marcos con periodos de vibración más pequeños; sin embargo, sucede lo contrario para el marco de diez niveles el cual presenta un periodo de vibración mayor (cercano al periodo espectral dominante).

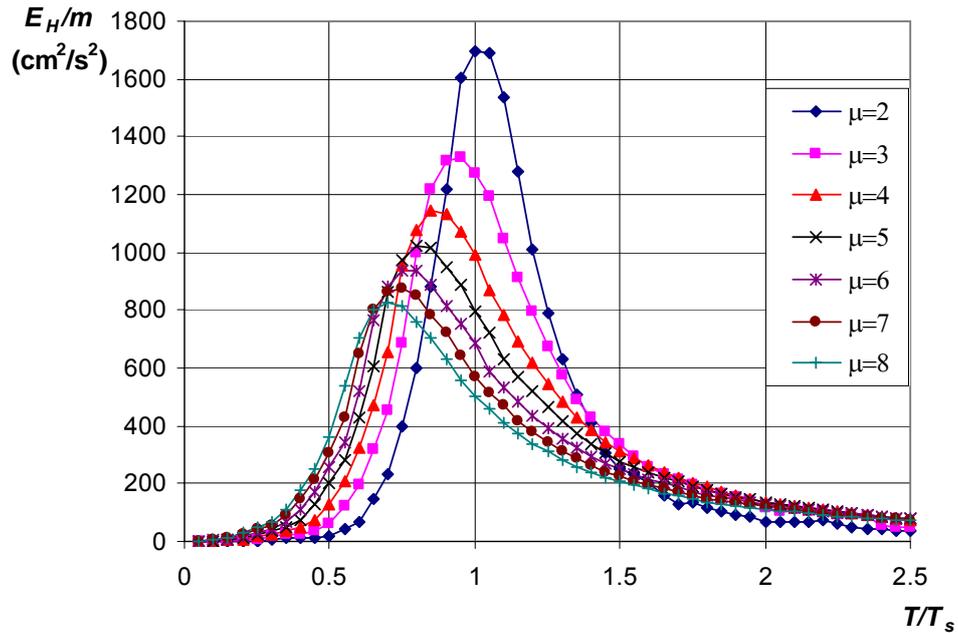


Figura 11. Promedio de espectros de energía disipada normalizada con respecto a la masa $T_s = 2s$.

Curvas de vulnerabilidad sísmica

En este estudio, primero se obtuvieron curvas de peligro de demanda de ductilidad máxima global y posteriormente las de desplazamientos máximos de entrepiso. En ambos casos se supuso que la respuesta máxima para cierta intensidad tiene una función de distribución lognormal (Shome y Cornell, 1999).

Bajo esta suposición se obtienen un conjunto de puntos que definen la probabilidad (P) de que la respuesta máxima μ_{\max} sea mayor que cierto valor μ_g , dada una intensidad S_a :

$$P(\mu_{\max} \geq \mu_g | S_a) \quad (1)$$

Posteriormente se ajustan los parámetros de la siguiente expresión que define las curvas de vulnerabilidad sísmica:

$$P(\mu_{\max} \geq \mu | S_a) = 1 - 0.1 \left(\frac{S_a / g}{a} \right)^b \quad (2)$$

Las curvas de vulnerabilidad correspondientes a ductilidades globales que se obtuvieron bajo este procedimiento (Díaz-González, 2006), indican que a medida que crece el número de niveles la separación entre dichas curvas (correspondientes a ductilidades entre 1 y 6) se incrementa. Debido a lo anterior, la probabilidad de exceder cierta ductilidad (μ) para niveles altos de intensidad sísmica es mayor para el edificio de cuatro niveles que para el de diez. Como ejemplo de lo anterior la tabla 4 presenta la probabilidad de exceder una ductilidad de 4 correspondiente a cada uno de los edificios

en estudio, dada una intensidad $S_a = 900$ gals. En la tabla 4 se observa que la probabilidad de exceder esa ductilidad es diferente para edificios diseñados con distinto valor de Q aunque se trate de edificios con el mismo número de niveles, excepto para el edificio de diez niveles en el cual ocurre un fenómeno similar al que se explicó en la sección anterior.

Tabla 4. Probabilidad de exceder $\mu = 4$ con un nivel de intensidad $S_a = 900$ gals

Marco	$P(\mu_{max} > 4 900)$
M4Q2	0.53
M4Q3	0.87
M6Q2	0.43
M6Q3	0.75
M8Q2	0.38
M8Q3	0.62
M10Q2	0.29
M10Q3	0.18

Curvas de peligro de demanda de ductilidad global

La curva de peligro de demanda para cada uno de los ocho marcos se obtuvo utilizando la siguiente expresión (Esteva, 1967; Cornell, 1968):

$$v_{\mu}(\mu) = \int \left| \frac{dv(S_a)}{dS_a} \right| P(\mu_{max} > \mu | S_a) dS_a \quad (3)$$

donde:

- μ_{max} representa el parámetro considerado
- $v_{\mu}(\mu)$ es el número de veces por año que se excede el parámetro μ .
- S_a es la pseudoaceleración.
- $P(\mu_{max} > \mu | S_a)$ es la probabilidad de que el valor μ_{max} en una estructura exceda μ , dada una intensidad (curva de vulnerabilidad).
- $v(S_a)$ es el número de veces por año que ocurre una intensidad mayor que S_a . Este parámetro representa la curva de peligro sísmico del sitio de interés. En este estudio se utilizaron las curvas de peligro sísmico para el sitio SCT propuestas por Alamilla (2001). Estas se transformaron para amortiguamiento $\xi = 3\%$ según Esteva (1976).

Las figs. 12 y 13 muestran las curvas de peligro de demanda de ductilidad global correspondiente a los marcos diseñados con Q = 2 y con Q = 3, respectivamente.

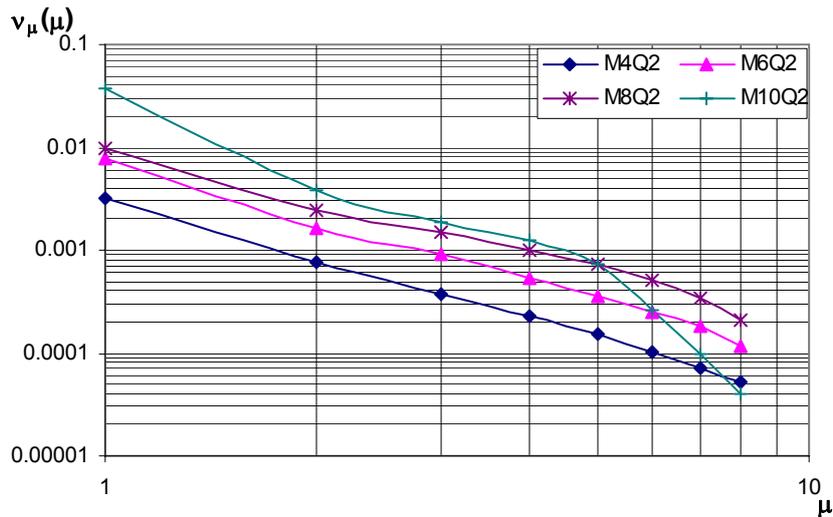


Figura 12. Curvas de peligro de demanda de ductilidad global de los marcos ($Q = 2$).

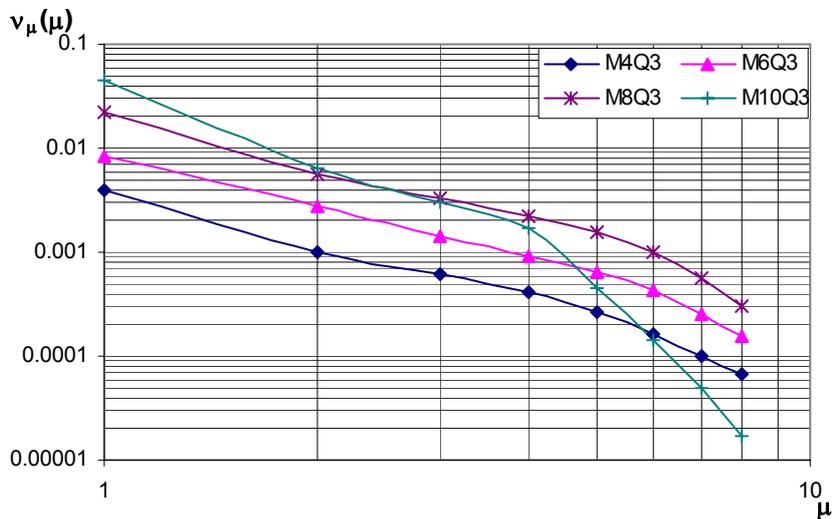


Figura 13. Curvas de peligro de demanda de ductilidad global de los marcos ($Q = 3$).

En las figs. 12 y 13 se observa que el edificio de diez niveles presenta tasas de excedencia mayores que los demás edificios para niveles de ductilidad (μ) pequeños (asociados a intensidades bajas asociadas a un estado límite de servicio). Esto se debe a que las ordenadas espectrales lineales son mayores para un sistema con periodo de vibración igual a 1.37s (correspondiente al edificio de 10 niveles) que para sistemas con periodos de vibración más pequeños (correspondientes a los demás edificios).

Por otro lado, las figs. 12 y 13 muestran que el edificio de diez niveles presenta tasas de excedencia menores que los demás edificios para demandas máximas de ductilidad (μ) altas (correspondientes a intensidades elevadas, asociadas a un estado límite cercano al colapso). Esto se debe, en parte, a que el desplazamiento de fluencia (δ_y) del marco de diez niveles es mayor que el de los otros marcos (ver tabla 2), y por otro lado, a que el edificio de diez niveles presenta el fenómeno de “ablandamiento” estructural de manera menos significativa que los otros tres marcos. Esto último se trata de explicar mediante las figs. 14 a 16. Estas presentan las relaciones coeficiente sísmico basal resistente (C_b) –versus- distorsión de azotea (δ/H) de los marcos en estudio

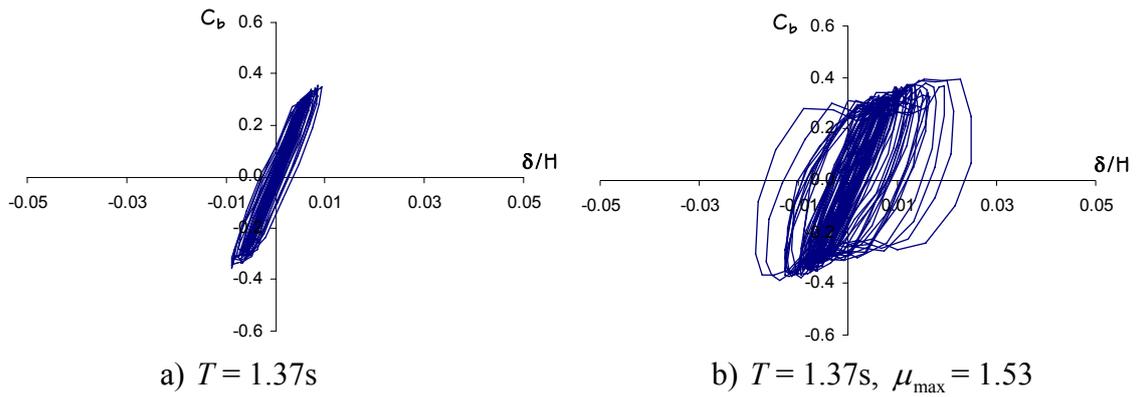
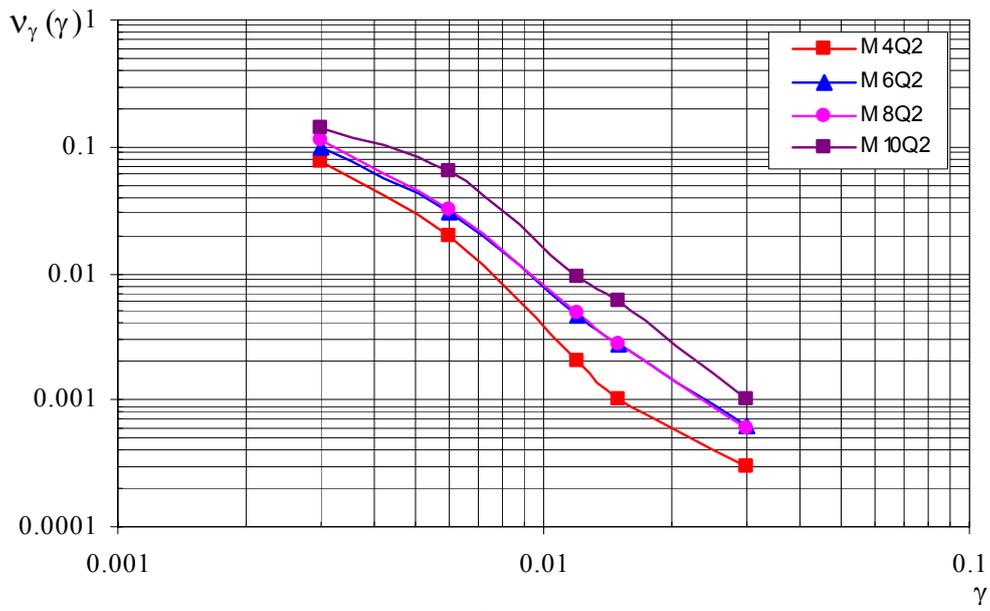


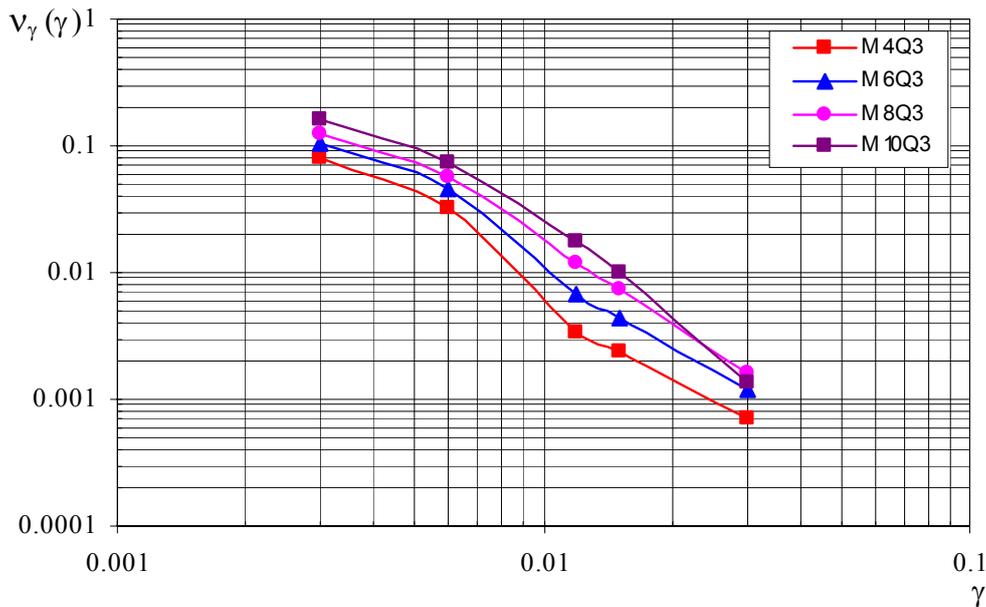
Figura 16. Curvas histeréticas correspondientes al marco M10Q3.

CURVAS DE PELIGRO DE DISTORSIÓN MÁXIMA DE ENTREPISO

Con base en la ecuación 3 también se obtuvieron curvas de peligro de distorsión máxima de entrepiso (γ) de los ocho marcos de acero (en este caso el parámetro μ se sustituye por γ en la ecuación 3). La fig. 17a ilustra las curvas correspondientes a los marcos diseñados con $Q = 2$, y la fig. 17b las correspondientes a $Q = 3$.



a) $Q = 2$



b) $Q = 3$

Figura 17. Curvas de peligro de distorsión máxima de entrepiso de los marcos de acero.

Las figs. 17a y b indican que la tasa de excedencia anual para un valor de distorsión máxima de $\nu=0.004$ se encuentra entre 0.045 y 0.11 (que corresponden a periodos de retorno T_R entre 9 y 22 años) para los edificios diseñados con $Q = 2$, y entre 0.06 y 0.14 (o sea $7 < T_R < 16$ años) para los edificios diseñados con $Q = 3$.

Por otro lado, la correspondiente tasa de excedencia anual para una distorsión máxima de $\gamma = 0.03$ para los edificios diseñados con $Q = 2$ se encuentra entre 0.0003 y 0.001 (o sea $1000 < T_R < 3333$ años).

COMPARACIÓN DE CURVAS DE DISTORSIÓN MÁXIMA DE ENTREPISO DE MARCOS DE ACERO CON MARCOS DE CONCRETO REFORZADO

A continuación se presentan y comparan los resultados de los marcos de acero diseñados con $Q = 3$ con curvas de peligro de distorsiones máximas de entrepiso de tres marcos de concreto reforzado (C/R) que se ubican en el sitio SCT (zona IIIb), diseñados de acuerdo con el RCDF-2004 ($Q = 3$) (Proyect S. C., 2004; García Jarque Ingenieros S. C., 2004; Alonso y Asociados S. C., 2004; Ruiz, 2005; Montiel y Ruiz, 2007). En todos los casos se utilizaron valores medios, tanto para las cargas, como para las propiedades de los materiales.

Los periodos fundamentales de los marcos de C/R de cinco (M5Q3), diez (M10Q3) y quince niveles (M15Q3) son 0.67s, 1.17s y 1.65s, respectivamente (Montiel, 2006).

La fig. 18 muestra que los edificios de acero y de concreto reforzado (C/R) con periodos fundamentales medios de vibración entre 0.9s y 1.37s presentan tasas anuales de excedencia de distorsión máxima con tendencias similares. La tabla 5 muestra los intervalos de las tasas anuales de excedencia de distorsiones máximas $\gamma = 0.004$, 0.02 y 0.03 asociadas a los estados límite de servicio, seguridad de vidas y cercano al colapso)

del grupo de edificios de acero analizados en este estudio. Nótese que la tabla no incluye valores correspondientes a los marcos de concreto reforzado M5Q3, M10Q3 y M15Q3. Los resultados de estos se discuten en lo que sigue.

La fig. 18 muestra que los edificios de concreto reforzado M5Q3 y M15Q3 que tienen periodos que se encuentran fuera del intervalo $0.9s \leq T_0 \leq 1.37s$ presentan tasas de falla diferentes a las que se indican en la tabla 5.

El edificio de cinco niveles de concreto reforzado (M5Q3) con periodo fundamental de vibración igual a 0.67s presenta tasas anuales de excedencia que son menores que todas las del conjunto de edificios en estudio. Esto puede deberse a que su periodo es corto, por lo que las cargas gravitacionales (en lugar de las cargas por sismo) rigieron su diseño.

Por otro lado, el edificio de 15 niveles de C/R con periodo fundamental de vibración igual a 1.65s (que es el mayor de los periodos analizados en este estudio) presenta una tasa anual de excedencia para la distorsión correspondiente al estado límite de servicio mayor que las de los demás edificios (esto se debe a que en edificios altos y esbeltos frecuentemente rige la condición correspondiente al estado límite de servicio). Para el caso del estado límite cercano al colapso ($\gamma = 0.03$), la tasa anual de excedencia es menor para este edificio de 15 niveles que para el conjunto de edificios de acero que tienen periodos $0.9s \leq T_0 \leq 1.37s$; es decir, para el estado límite de colapso el marco M15Q3 resulta más confiable que el conjunto de edificios de acero. La razón de esto último es la misma que se explicó anteriormente sobre la tendencia de las curvas de peligro que se presentan en las figs. 12 y 13 y su relación con las figuras 14 a 16, por lo que aquí no se repite.

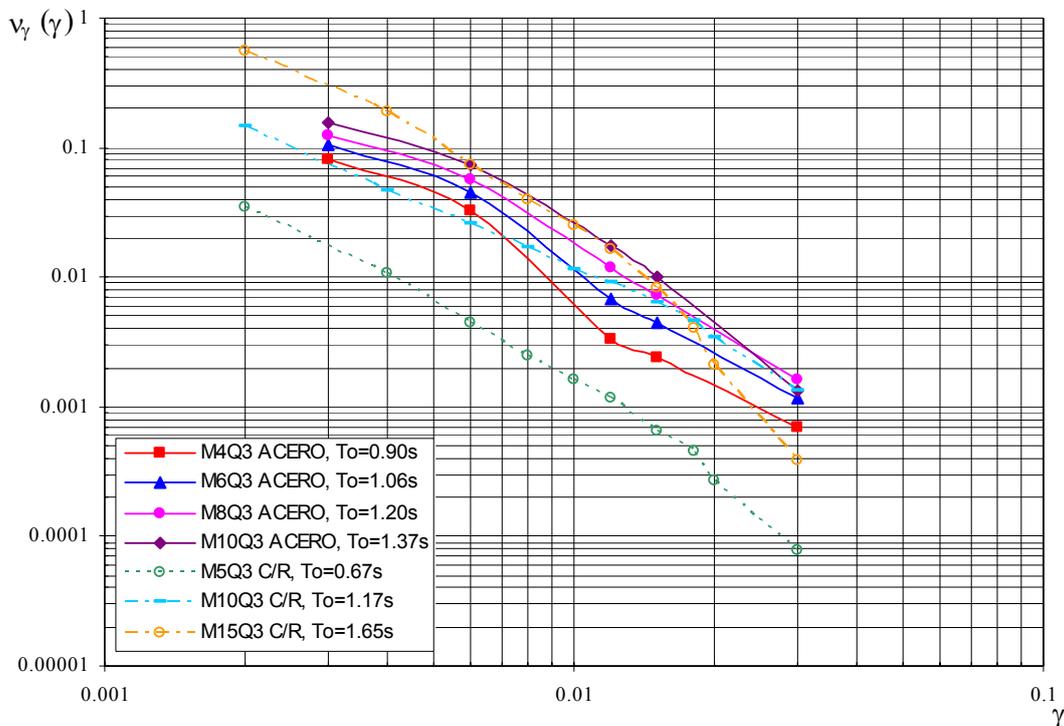


Figura 18. Curvas de peligro de distorsión máxima de entrepiso para los cuatro marcos de acero y tres de concreto reforzado, diseñados con $Q = 3$ (RCDF-2004).

Tabla 5. Intervalos de tasas de excedencia para tres estados límite

Estado límite	Distorsión máx de excedencia	Intervalo de tasa anual de excedencia	Intervalo de periodo de recurrencia (años)
Servicio	0.004	$0.05 \leq v_\gamma(\gamma) \leq 0.12$	$8 \leq T_R \leq 20$
Seguridad de vidas	0.02	$0.0013 \leq v_\gamma(\gamma) \leq 0.0045$	$222 \leq T_R \leq 769$
Cercano al colapso	0.03	$0.0007 \leq v_\gamma(\gamma) \leq 0.0018$	$556 \leq T_R \leq 1429$

En algunos casos, resulta más conveniente interpretar los resultados de la fig. 18 en términos del índice β propuesto por el Profesor Cornell (1969) o de la probabilidad de excedencia para un intervalo dado de tiempo. Por esta razón, en este trabajo se incluyen las gráficas en términos de estos parámetros. Para el caso de los resultados en términos de β (fig. 19), se utilizó la expresión propuesta por Rosenblueth y Esteva (1972). Por otro lado, los resultados en términos de probabilidad de excedencia de la distorsión máxima de entepiso (γ) en 50 años, se ilustran en la fig. 20. Los comentarios sobre las figs. 19 y 20 son similares a los que se mencionaron con respecto a la figura 18.

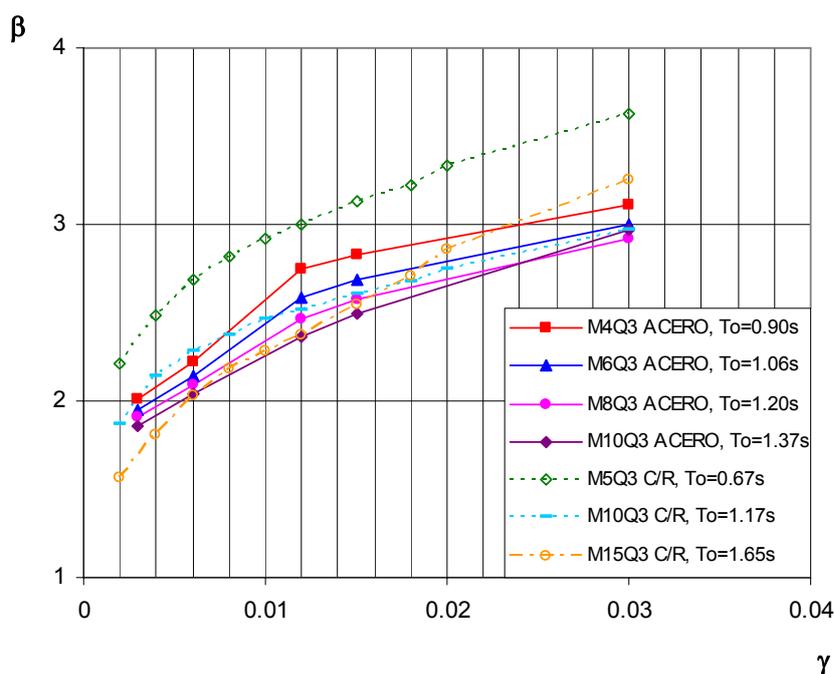


Figura 19. Valores de β para los cuatro marcos de acero y tres de concreto reforzado, diseñados con $Q = 3$ (RCDF-2004).

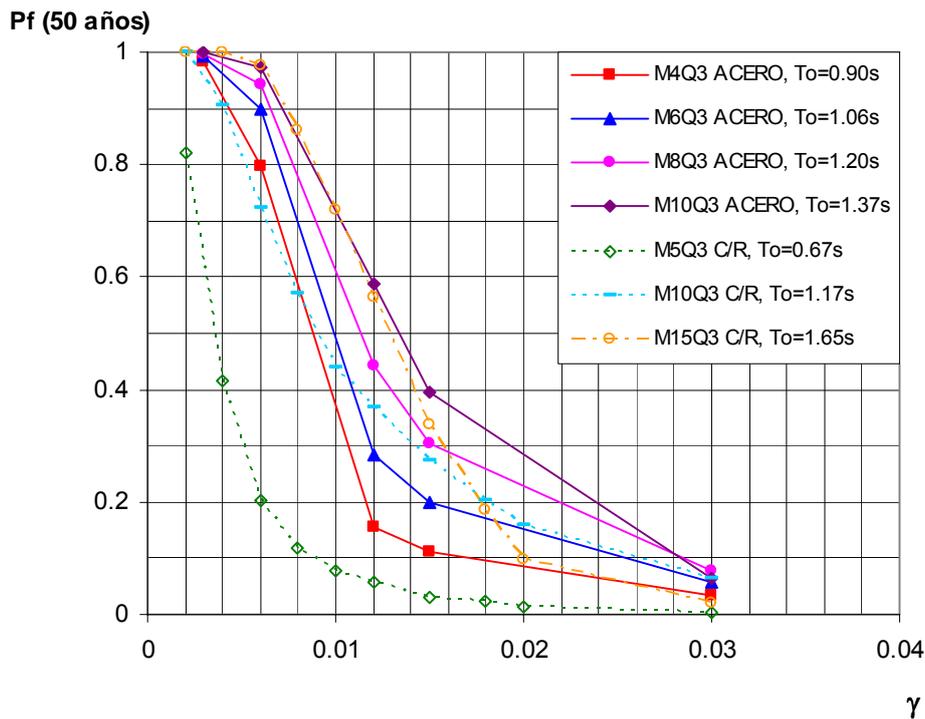


Figura 20. Valores de probabilidad de excedencia en 50 años para los cuatro marcos de acero y tres de concreto reforzado, diseñados con $Q = 3$ (RCDF-2004).

COMPARACIÓN DE CURVAS DE DISTORSIÓN MÁXIMA DE ENTREPISO DE MARCOS DE ACERO DISEÑADOS CON EL RCDF Y CON EL UBC

Con el objetivo de revisar los niveles de confiabilidad implícitos en las estructuras diseñadas con el RCDF-2004 con respecto a otros códigos de diseño en el mundo. En la siguiente parte se comparan las curvas de peligro de distorsión máxima de entrepiso obtenidas para los marcos de acero aquí estudiados, con las de diseños de estructuras de acero obtenidos con el Uniform Building Code (UBC-1988), analizados por Wen (1995). En la fig. 21 se ilustran las curvas correspondientes a los diseños de marcos M4Q2, M4Q3, M6Q2 y M6Q3 y a dos diseños de marcos estructurales de acero de 5 niveles obtenidos con el UBC. En el caso de los diseños con el UBC, estos se realizaron para los sitios de Los Ángeles (LA) e Imperial Valley (IV), cuya nomenclatura en la fig. 19 corresponde a M5 LA y M5 IV. Se hace notar que la comparación se hace solo con marcos de aproximadamente igual número de niveles.

La fig. 21 muestra que para estados límite de seguridad, los diseños obtenidos con el RCDF-2004 resultan en niveles de confiabilidad menores que en el caso del diseño obtenido para el sitio de Los Ángeles. Sin embargo, aún cuando no se ilustran valores de tasas de falla para el caso de distorsiones pequeñas en el diseño del sitio de Imperial Valley, la tendencia de la gráfica resulta en tasas de falla mayores para el caso del estado límite de servicio comparados con los obtenidos con el RCDF-2004.

Para el estado límite de seguridad, tanto los diseños para ciudad de México como para California resultan en valores bastante similares, especialmente para el diseño M4Q2 y los diseños para California. En general, se observa que los niveles de confiabilidad implícitos en diseños obtenidos con el código Mexicano, se encuentran entre los obtenidos para los sitios de Los Ángeles (LA) e Imperial Valley (IV). Se hace

ver que, los niveles de confiabilidad de todos los diseños aquí presentados obtenidos con el RCDF-2004 resultan bastante consistentes; sin embargo, no sucede lo mismo para el caso de los diseños ubicados en LA e IV, debido a la diferencia del peligro sísmico de esos dos sitios (Wen, 1995).

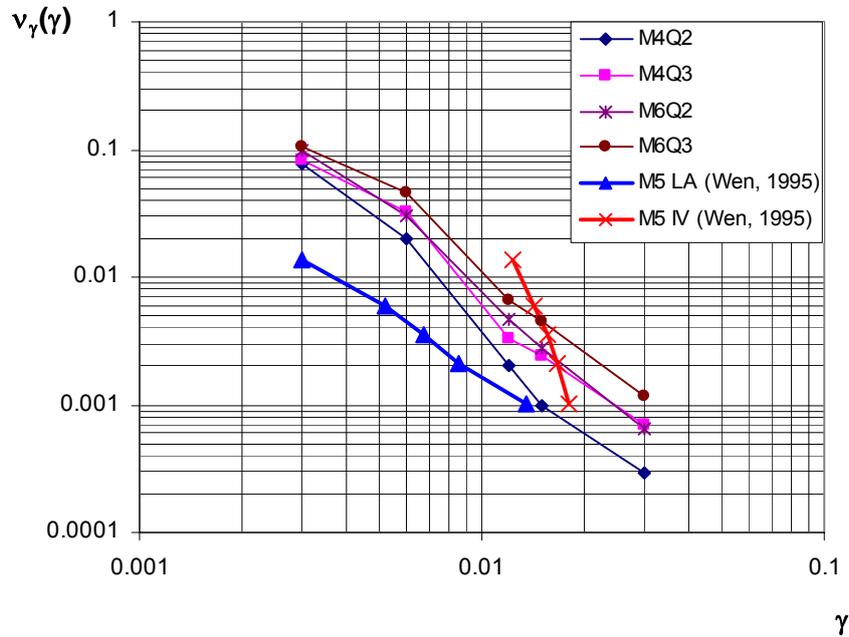


Figura 21. Comparación entre curvas de peligro de distorsión máxima de entrepiso para el RCDF-2004 y el UBC-1988 en marcos de acero.

CURVAS DE PELIGRO DE DEMANDA DE DUCTILIDAD GLOBAL PARA SIGDL EQUIVALENTES

En esta parte del estudio se obtienen curvas de demanda de ductilidad global correspondientes a los sistemas equivalentes de un grado de libertad (SIGDL) de los ocho marcos de acero en estudio. Para ello se utilizó el programa de cómputo EBMENERGIA (2003).

Las condiciones que se establecen para los SIGDL son que su coeficiente sísmico de fluencia C_y , su periodo fundamental de vibración T , y su porcentaje de amortiguamiento crítico ξ sean los mismos que los de los edificios de acero (SMGDL).

En las figs. 22 a–d se muestran las curvas de peligro de demanda de ductilidad global de los ocho marcos que representan a los edificios (M4Q2, M4Q3, M6Q2, M6Q3, M8Q2, M8Q3, M10Q2 y M10Q3) y las correspondientes a sus SIGDL equivalentes (s1M4Q2, s1M4Q3, s1M6Q2, s1M6Q3, s1M8Q2, s1M8Q3, s1M10Q2 y s1M10Q3). En estas figuras se observa que la demanda máxima de ductilidad de los SIGDL sujetos a intensidades pequeñas y moderadas (demandas de ductilidad bajas) es en general mayor que la de los SMGDL. Esto en parte se debe a que los desplazamientos de fluencia (δ_y) de los SIGDL resultan menores que los correspondientes a los SMGDL (ver tabla 2) debido a que el punto de fluencia del SIGDL se asocia al punto en donde se termina su comportamiento elástico, mientras en

los SMGDL el punto de fluencia es aquel que representa la fluencia de cierto número de elementos.

Por otro lado, la demanda máxima de ductilidad de los S1GDL sujetos a intensidades grandes (demandas de ductilidad altas) es en general menor que la de los SMGDL para los marcos de seis y de ocho niveles, pero mayor para los de cuatro y diez niveles.

FUNCIÓN DE TRANSFORMACIÓN

La probabilidad anual de falla de un sistema de MGDL puede estimarse si se conoce la probabilidad anual de falla de su S1GDL equivalente. Para ello es necesario conocer la función de transformación (FT) entre la respuesta de uno y otro sistema, correspondiente a la tasa de falla que interese.

En estudios previos se han calculado funciones de transformación que relacionan las repuestas máximas entre marcos estructurales de MGDL y S1GDL en términos de distintos parámetros de excedencia (Inoue y Cornell, 1991; Esteva et al, 2005; Bojórquez, et al, 2005) para una misma tasa de excedencia. Sin embargo, hasta ahora no se ha obtenido ninguna función de transformación que relacione las respuestas en términos de ductilidades máximas globales y que sean aplicables a edificios de mediana altura ubicados en la zona blanda de la ciudad de México.

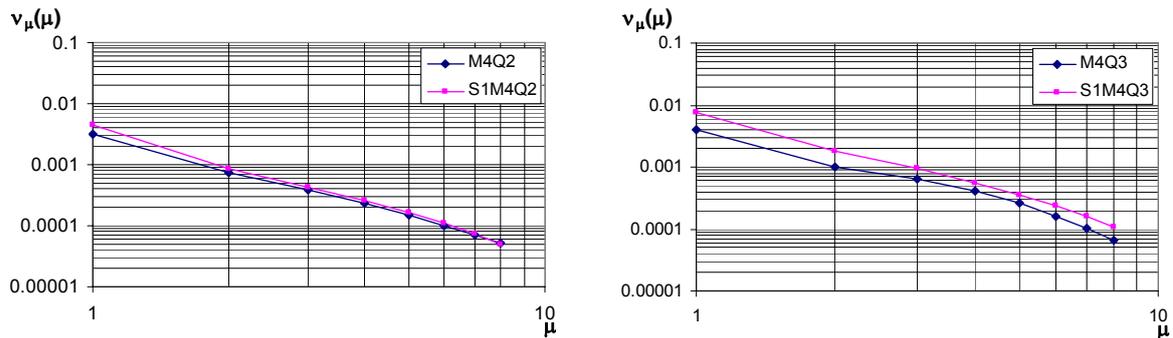


Figura 22a. Curva de peligro de demanda de los marcos de 4 niveles y de sus respectivos S1GDL.

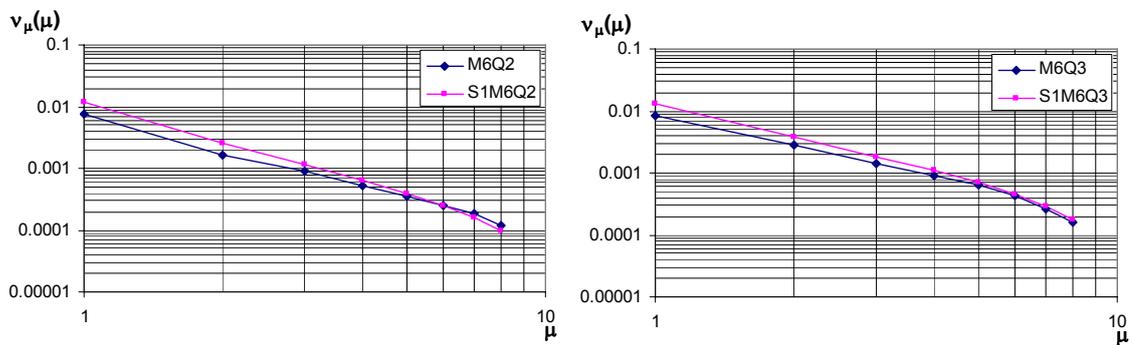


Figura 22b. Curva de peligro de demanda de los marcos de 6 niveles y de sus respectivos S1GDL.

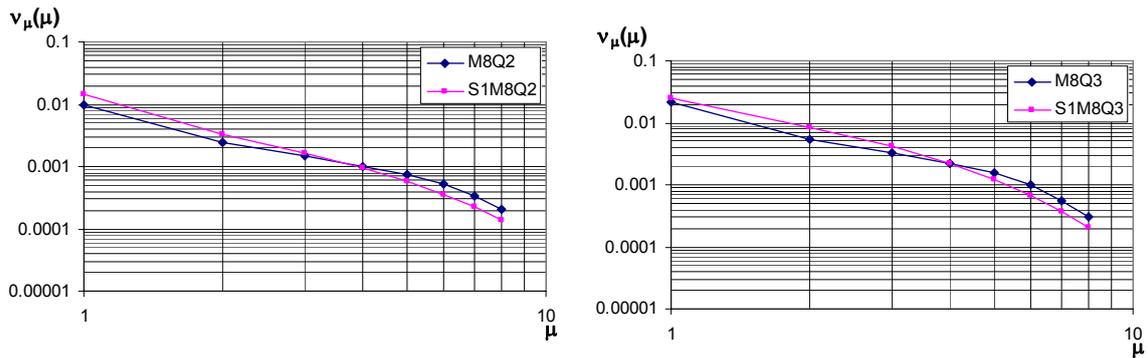


Figura 22c. Curva de peligro de demanda de los marcos de 8 niveles y de sus respectivos SIGDL.

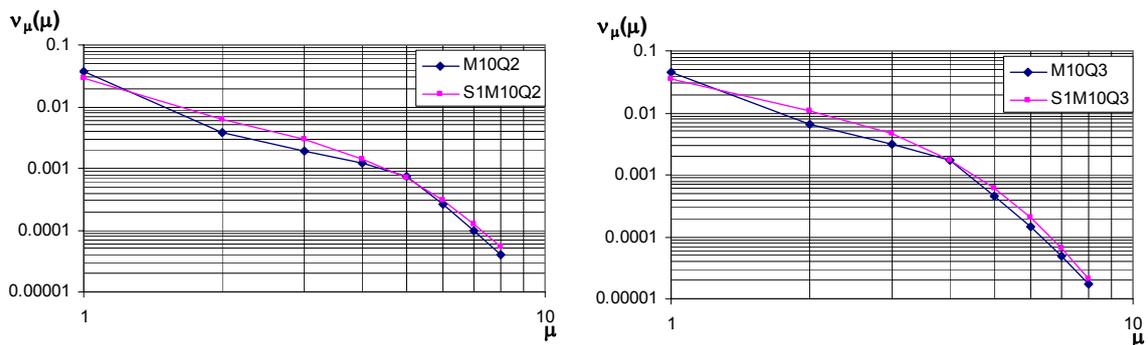


Figura 22d. Curva de peligro de demanda de los marcos de 10 niveles y de sus respectivos SIGDL.

En la fig. 23 se muestran los factores de transformación FT_μ asociados a diferentes niveles de tasas de excedencia de ductilidad máxima global $v_\mu(\mu)$. Estos factores se obtienen dividiendo los valores de las curvas de peligro de demanda correspondientes al SMGDL entre la de su SIGDL equivalente, para una misma tasa de excedencia. A partir de los datos de la fig. 19 se obtiene que la función es independiente de la tasa anual de excedencia $v_\mu(\mu)$. Dicha función resulta constante y es:

$$FT_\mu = \frac{\mu_{SMGDL}}{\mu_{SIGDL}} = 0.912 \quad (4)$$

En la fig. 23 se puede observar que existe mayor dispersión de datos para niveles de tasa anual de excedencia ($v_\mu(\mu)$) menores que 0.001 en donde los sistemas presentan un comportamiento inelástico importante (debido a que corresponden a intensidades sísmicas altas). La fig. 24 muestra que el coeficiente de variación (Cv) de los factores de transformación FT_μ es muy cercano a 0.13, que es un valor pequeño.

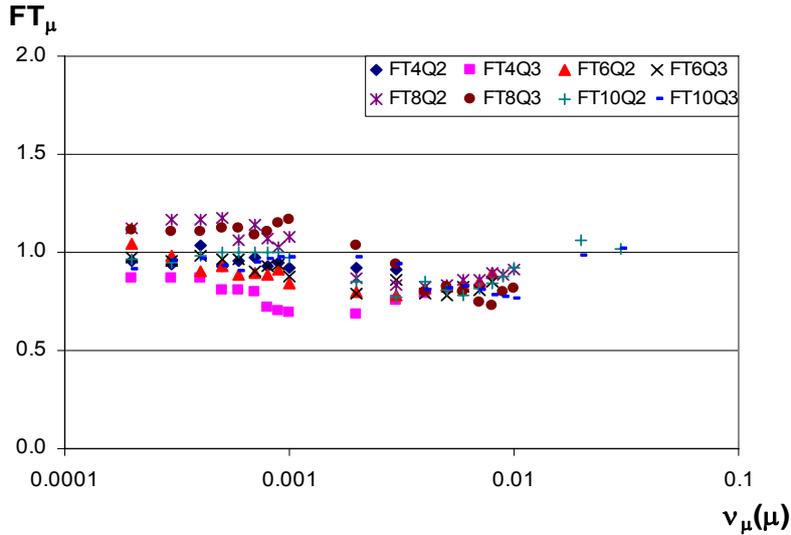


Figura 23. Factores de transformación (FT) asociados a distintas tasas de excedencia.

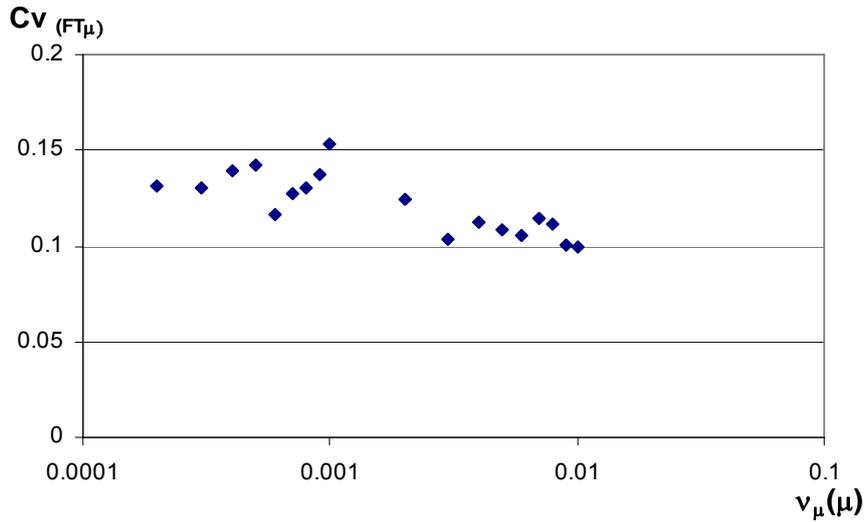


Figura 24. Coeficiente de variación de los FT_{μ} asociados a distintas tasas de excedencia.

CONCLUSIONES

Del análisis de los edificios se concluye lo siguiente:

Sobre el diseño de los edificios

Durante el diseño de los edificios de acero de cuatro, seis, ocho y diez niveles pudo constatarse que la diferencia del peso por unidad de área de los edificios diseñados con un comportamiento sísmico $Q = 2$ y $Q = 3$ no es significativa. La tabla 1 muestra que las diferencias son muy pequeñas y que oscilan entre 4.3% y 5.7%.

Por otro lado, el diseño de los edificios cuando se usó un factor de comportamiento $Q=2$ quedó regido por los elementos mecánicos demandados, mientras

que cuando se usó $Q=3$ el diseño quedó regido por las distorsiones máximas de entrepiso.

Sobre la confiabilidad de los edificios

La tasa anual de excedencia de los edificios de igual altura diseñados con $Q = 3$ es más alta que la correspondiente a edificios diseñados con $Q = 2$, excepto para el edificio que presenta el periodo de vibración más cercano al dominante del movimiento (T_s), el cual es el edificio de diez niveles, en donde esta tendencia se invierte para demandas de ductilidad altas (mayores que 4.5). Esto último se debe a que los sistemas con periodos cercanos al dominante del terreno presentan mayor energía disipada para demandas de ductilidad $Q=2$ que para demandas de ductilidad $Q=3$, como se ilustra en la fig. 11.

La tasa anual de excedencia tanto de ductilidad global como de distorsiones máximas de entrepiso, asociada a intensidades sísmicas pequeñas (estado límite de servicio), aumenta conforme aumenta el periodo de vibración de los edificios. Esto se debe a que a medida que aumenta el periodo de vibración también aumenta la ordenada espectral lineal del movimiento (debido a que los periodos de los edificios se encuentran en la rama ascendente del espectro correspondiente).

Para intensidades sísmicas altas (estado límite cercano al colapso) el razonamiento anterior ya no es válido debido al comportamiento inelástico de las estructuras. En este caso las tasas anuales de excedencia de cierta respuesta crecen conforme aumenta el periodo y el “ablandamiento” de las estructuras sigue una tendencia similar, pero cuando esta tendencia cambia (como ocurre en el edificio de diez niveles, ver fig. 16), las tasas de falla se reducen en vez de aumentar. En relación con la tasa de excedencia de la ductilidad global, también influye el hecho de que el desplazamiento global de fluencia es mayor en los edificios de diez niveles que en los marcos de menor altura.

En este estudio se proporciona una idea sobre la confiabilidad sísmica y, en especial, sobre los intervalos de tasas anuales de excedencia de distorsiones máximas de entrepiso, para diseños hechos con el RCDF-2004 de estructuras de mediana altura ubicadas en la zona IIIb del valle de México. Esta es la primera vez que se evalúa la tasa anual de excedencia de la distorsión máxima de entrepiso y de la demanda de ductilidad máxima global de edificios diseñados por firmas de ingeniería en México. Los valores de dichas tasas de excedencia se compararon con otras obtenidas para marcos de acero diseñados con el reglamento norteamericano Uniform Building Code (UBC-1988). Se observó que la confiabilidad implícita en estructuras de acero diseñadas con el código Mexicano se encuentra entre las que corresponden a edificios diseñados con el UBC-1988 (Wen, 1995).

Sobre los sistema de un grado de libertad equivalentes

Es una realidad que el uso de modelos simplificados para representar estructuras reales es una herramienta útil, pero a la vez puede dar lugar a errores si no se considera de manera correcta las incertidumbres relacionadas entre la respuesta de ambos sistemas para niveles de confiabilidad similares. En el presente estudio se obtuvo la confiabilidad en función de la demanda de ductilidad global, tanto de los ocho edificios diseñados, como de sus respectivos S1GDL equivalentes. Al correlacionar las capacidades de los edificios con los mismos niveles de confiabilidad con la de sus respectivos S1GDL, se

dedujo que, en promedio, la ductilidad de excedencia es ligeramente mayor para los SIGDL.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece al Dr. Jesús Valdez González sus valiosos comentarios. Los primeros dos autores agradecen a CONACYT la beca otorgada para realizar estudios de posgrado. Esta investigación se realizó dentro del proyecto DGAPA-UNAM 106205. Los tres edificios de concreto reforzado fueron diseñados por los Ings. R. Granados, F. García Álvarez y J. Alonso.

REFERENCIAS

- AISC, (1999), *LRFD design specification for structural steel buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- Alamilla, J L (1989), “Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad para estructuras aporticadas”, *Tesis presentada en la DEPMI para obtener el grado de Doctor en Ingeniería, UNAM*.
- Alonso y Asociados S. C. (2004), Comunicación personal con el Ing. Javier Alonso.
- Bojórquez, E (2003), “EBMENERGIA”, Programa de análisis dinámico de SIGDL.
- Bojórquez, E, S E Ruiz y L Esteva (2005), “Funciones de transformación de respuestas máximas entre marcos estructurales y sus correspondientes SIGL con probabilidades de falla similares”, *XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (CD)*, Ciudad de México 2005.
- Bruneau, M, Ch-M Uang y A Whittaker (1998), *Ductile design of steel structures*, New York, Mc Graw Hill.
- Carr, A (2000), “RUAUMOKO”, *Inelastic dynamic analysis program*, University of Canterbury, Department of Civil Engineering.
- Cornell, C A (1968), “Engineering seismic risk analysis”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 58, N° 5, pp. 1583-1606.
- Cornell, C A (1969), “A probability based structural code”, *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 66, N° 12, pp. 974-985.
- Chan, S, S E Ruiz y M A Montiel (2005), “Escalamiento de acelerogramas y número mínimo de registros requeridos para el análisis de estructuras”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, Vol. 72, pp. 1-24.
- Díaz-González, M A (2006), “Confiabilidad sísmica de edificios de acero diseñados con el RCDF-2004”, *Tesis presentada en la DEPMI para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, UNAM*.
- Esteva, L (1967), “Criterios para la construcción de espectros para diseño por sismo”, *Boletín del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales*, 19, Universidad Central de Venezuela.
- Esteva, L (1976), “Seismicity”, *Capítulo 6, Seismic risk and engineering decision*, Elsevier, pp. 179-224.

- Esteva, L, S E Ruiz y J L Rivera (2005). "Reliability and performance-based design of structures with energy-dissipating devices", *9th World Seminar on seismic isolation, energy dissipation and active vibration control of structures*, Kobe, Japón.
- García-Jarque Ingenieros S. C. (2004), Comunicación personal con el Ing. Francisco García Álvarez.
- Inoue, T y Cornell, C A (1991), "Seismic hazard analysis of MDOF structures", *ICASP 6, Ciudad de México*, Vol. 1, pp. 437-444.
- IMCA (2004), *Manual de construcción en acero – Diseño por esfuerzos permisibles*, México, D.F.
- Jaimes, M A y E Reinoso (2006), "Comparación del comportamiento de edificios en el valle de México ante sismos de subducción y de falla normal", *aceptado para su publicación en la Revista de Ingeniería Sísmica*.
- Meli, R y J A Ávila (1989), "The Mexico earthquake of September 19, 1985 analysis of building response", *Earthquake Spectra*, Vol. 5, N° 1, pp. 1-18.
- 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", *Tesis presentada en la DEPMI para obtener el grado de Doctor en Ingeniería, UNAM*.
- Montiel, M A y S E Ruiz (2007), "Influence of structural capacity uncertainty on seismic reliability of building under narrow-band motions", artículo aceptado en *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas NTCDCM (2004).
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, NTCDS (2004).
- Proyect S. C. (2004), Comunicación personal con el Ing. Raúl Granados.
- Reglamento de Construcciones del Distrito Federal RCDF* (2004).
- Rosenblueth, E y L Esteva (1972), "Reliability based for some Mexican codes", ACI-SP-31, *Probabilistic design of reinforced concrete building*, pp. 1-41.
- Ruiz, S E (2006), "Evaluating seismic reliability of building structures", *Earthquake Engineering Challenges and Trends, Honoring Luis Esteva*, Instituto de Ingeniería, UNAM, pp. 555-574.
- Ruiz, S E y A Soriano (1997), "Design live loads for office buildings in Mexico and the United States", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, N° 6, pp. 816-822.
- Shome, N y C A Cornell (1999), "Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures", *Reliability of Marine Structures Program 1999*, Report No. RMS-35, Dept. of Civil Eng., Stanford University.
- Terán-Gilmore, A (2001), "Consideraciones del uso de la energía plástica en el diseño sísmico", *Revista de Ingeniería Sísmica*, Vol. 65, pp. 81-110.
- Wen, Y K (1995). "Building reliability and code calibration", *Earthquake Spectra*, Vol. 11, N° 2, pp 269- 296.

REFERENCIAS

1. AISC 2003, “*LRFD design specification for structural steel buildings*”. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
2. Akbas B, Shen J, Hao H. “*Energy Approach in performance-based design of steel moment resisting frames for basic safety objective*”. The Structural Design of Tall Buildings 2001, **10**:193-217.
3. Akiyama H. “*Earthquake-Resistant Limit-State Design for Buildings*”. University of Tokyo Press, Tokyo 1985.
4. Baker J, Cornell CA. “*A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon*”. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2004, **34**:1193-1217.
5. Ballio G, Castiglioni CA. “*An approach to the seismic design of steel structures based on cumulative damage criteria*”. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 1994, **23**:969-986.
6. Bertero RD, Bertero VV, Tall reinforced concrete buildings: conceptual earthquake-resistant design methodology, Report No. UCB/EERC-92/16, University of California.
7. Bojórquez E, Ruiz SE. “*Strength reduction factors for the valley of Mexico taking into account low cycle fatigue effects*”. 13° World Conference on Earthquake Engineering (CD), paper 516, Vancouver Canada 2004.
8. Bojórquez E, Ruiz SE, Terán-Gilmore A. “*Evaluación de la energía histerética disipada en marcos de acero a partir de SIGL equivalentes*”. XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural (CD), Acapulco 2004.
9. Bojórquez E, Ruiz SE, Esteva L. “*Funciones de transformación de respuestas máximas entre marcos estructurales y sus correspondientes SIGL con probabilidades de falla similares*”. XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (CD), Ciudad de México 2005.
10. Bojórquez E, Rivera JL. “*Espectros con tasa de falla uniforme en SIGL para distintos modelos de comportamiento teóricos (utilizando funciones de degradación)*”. XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (CD), Ciudad de México 2005.
11. Bojórquez E, Iervolino I, Manfredi G, Cosenza E. “*Influence of ground motion duration on degrading SDOF systems*”. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (CD), Geneva Switzerland 2006.
12. Bojórquez E, Díaz MA, Ruiz SE, Terán-Gilmore A. “*Correlation between local and global cyclic structural capacity of SMR frames*”. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (CD), Geneva Switzerland 2006.

13. Boomer J, Magenes M, Hancock J, Penazzo P. "*The influence of strong-motion duration on the seismic response of masonry structures*". Bulletin of Earthquake Engineering 2004, **2**:1-26.
14. Bozorgnia Y, Bertero V. "*Improved shaking and damage parameters for post-earthquake applications*". Proceedings of the SMIP01 Seminar on Utilization of Strong-Motion Data 2001, Los Angeles, California.
15. Casanova D. "Diseño sísmico de marcos regulares de acero basado en conceptos de energía". Tesis para obtener el grado de Ingeniero Constructor, Escuela Militar de Ingenieros, México DF 2004.
16. Chai YH. "*Incorporating low-cycle fatigue model into duration-dependent inelastic design spectra*". Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2005, **23**:1023-1043.
17. Chan S, Ruiz SE, Montiel MA. "*Escalamiento de acelerogramas y número mínimo de registros requeridos para el análisis de estructuras*". Revista de Ingeniería Sísmica 2005, **72**.
18. Choi B, Shen J. "*The establishing of performance level thresholds for steel moment-resisting frames*". The Structural Design of Tall Buildings 2001, **10**:193-217.
19. Choi H, Kim J. "*Energy-based seismic design of buckling-restrained braced frames using hysteretic energy spectrum*", Engineering Structures 2006, **28**:304-311.
20. Chou CC, Uang CM. "*A Procedure to Evaluate Energy Demand for Framed Structures*" Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2003, **32**:229-244.
21. Cosenza E, Manfredi G. "*Seismic design based on low cycle fatigue criteria*". XI World Conference on Earthquake Engineering (CD), paper 1141, Acapulco, México 1996.
22. Cornell CA. "*Engineering seismic risk analysis*", Bulletin of the Seismological Society of America 1968, **58**(5):1583-1606.
23. Cornell CA. Reliability-based earthquake-resistant design: the future. Proceedings, 11th World Conference on Earthquake Engineering, Balkema Rotterdam 1992, Paper No. 2166.
24. Darwin D, Nmai CK. "*Energy dissipation in RC beams under cyclic loading*". Journal of Structural Engineering, ASCE 1985, 112, No. 8, 1829-1846.
25. Díaz MA. "*Confiabilidad de edificios de acero diseñados con el RCDF-2004*". Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, Posgrado en Ingeniería UNAM 2006.
26. Esteva L. "*Criterios para la construcción de espectros para diseño por sismo*". Boletín del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales, 19, Universidad Central de Venezuela 1968.

27. Esteva L, Ruiz SE, Rivera J. *“Reliability and performance-based seismic design of structures with energy-dissipating devices”*. 9th World Seminar on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures, Kobe, Japan 2005.
28. Fajfar P. *“Equivalent ductility factors taking into account low-cycle fatigue”*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 1992, **21**:837-848.
29. Federal Emergency Management Agency, NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, ASCE/FEMA 273.
30. Ghosh S, Collins K. *“Application of uniform hazard energy spectra in reliability-based seismic design”*. 7th U.S. National Conference on Earthquake Engineering 2002.
31. Gosain NK, Brown RH, Jirsa JO. *“Shear requirements for load reversals on RC members”*. Journal of Structural Engineering, ASCE 1977, 103, No. ST7, 1461-1476.
32. Housner GW. *“Limit design of structures to resist earthquakes”*. First World Conference on Earthquake Engineering, Berkeley, California 1956.
33. Iervolino I, Cornell CA. *“Records selection for nonlinear seismic analysis of structures”*. Earthquake Spectra 2005, **21**(3):685-713.
34. Iervolino I, Manfredi G, Cosenza E. *“Ground motion duration effects on nonlinear seismic response”*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2006, **35**.
35. Inoue T, Cornell CA. *“Seismic hazard analysis of MDOF structures”*, ICASP 6, Ciudad de México 1991, **1**, 437-444.
36. Krawinkler H, Zohrei M. *“Cumulative damage in steel structure subjected to earthquake ground motions”*. Computer and Structures 1983, **16**:531-541.
37. Krawinkler H, Nassar A. *“Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities”*. Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings 1992 (Editors: H. Krawinkler and P. Fajfar), Elsevier Applied Science, U.K., pp. 95-104.
38. Malhotra PK. *“Cyclic-demand spectrum”*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002, **31**, 1441-1457.
39. Manfredi G. *“Evaluation of seismic energy demand”*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2001, **30**:485-499.
40. Montiel MA, Ruiz SE. *“Influence of some parameter uncertainty on seismic reliability of building structures”*. Artículo aceptado para publicarse en Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2006.
41. Park YJ, Ang AH. *“Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete”*. ASCE Journal of Structural Engineering 1985; 111: No. ST4, 740-757.

42. Popov E, Tsai KC, Engelhardt M. "On seismic steel joints and connections", Engineering Structures 1989, **11**:148-162.
43. Priestley MJN, Performance based seismic design, 12 World Conference on Earthquake Engineering 2000, Paper 2831.
44. RCDF (2004) "Reglamento de Construcciones del Distrito Federal".
45. Reinoso E, Ordaz M. "Duration of strong ground motion during Mexican earthquakes in terms of magnitude, distance to the rupture area and dominant site period", Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2001, **30**:653-673.
46. Rivera JL. "Espectros de confiabilidad uniforme para sistemas estructurales con disipadores de energía". Tesis para obtener el grado de Doctor, Posgrado en Ingeniería UNAM 2006.
47. Rivera JL, Ruiz SE. Design approach based on UAFR spectra for structures with displacement-dependent dissipating elements. Artículo aceptado para Earthquake Spectra.
48. Rodríguez ME. "Una medida de la capacidad destructiva de terremotos". Revista de Ingeniería Sísmica 1997, **55**:37-59.
49. Scribner CF, Wight JK. "Strength decay in R/C beams under load reversals". Journal of Structural Division, Proc. ASCE 1980; 106, No. ST4, 861-876.
50. Shome N, Cornell CA. "Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures". Reliability of Marine Structures Program 1999, Report No. RMS-35, Dept. of Civil Eng., Stanford University.
51. Shome N, Bazurro P, Cornell CA, Carballo JE. "Earthquakes, records and nonlinear MDOF responses". Earthquake Spectra 1998, **14**:469-500.
52. Terán-Gilmore A. "Performance-Based Earthquake-Resistant Design of Framed Buildings Using Energy Concepts". Tesis (Ph. Dr. en Ingeniería Civil) Universidad de California, Berkeley 1996.
53. Terán-Gilmore A. "Consideraciones del uso de la energía plástica en el diseño sísmico". Revista de Ingeniería Sísmica 2001, **65**:81-110.
54. Terán-Gilmore A, Espinoza J. "Resistencia de diseño para sistemas simples que exhiben degradación de rigidez y resistencia". XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (CD), León Guanajuato, 2003.
55. Sanchez A, Terán-Gilmore A. "Diseño por desempeño de marcos de concreto reforzado ubicados en la zona del lago del Distrito Federal". XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (CD), Ciudad de México 2005.
56. Terán-Gilmore A, Jirsa JO. "A damage model for practical seismic design that accounts for low cycle fatigue". Earthquake Spectra 2005, **21**:803-832.

57. Teran-Gilmore A, Simon R. "*Use of constant cumulative ductility spectra for performance-based seismic design of ductile frames*". 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering (CD), Paper 1781, 2006.
58. Uang CM, Bertero VV. "*Evaluation of seismic energy in structures*". Earthquake Engineering and Structural Dynamics 1990, **19**:77-90.
59. Wen YK. "*Building Reliability and Code Calibration*". Earthquake Spectra 1995, **11**, 269-296.