

DISEÑO POR DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS DÚCTILES DE CONCRETO REFORZADO UBICADAS EN LA ZONA DEL LAGO DEL DISTRITO FEDERAL: LA RESISTENCIA LATERAL DE DISEÑO

Amador Terán Gilmore⁽¹⁾ y Marco Espinosa Johnson⁽¹⁾

RESUMEN

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del D.F. no contemplan explícitamente varias variables relevantes para el diseño de la resistencia lateral de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la Zona del Lago del D.F. Primero, la no consideración explícita de las demandas acumuladas de deformación plástica resulta en una subestimación de la resistencia lateral de diseño de estructuras dúctiles con periodo de vibración cercano al periodo del terreno. En segundo lugar, las particularidades del ciclo histerético afectan las demandas de resistencia de las estructuras sismorresistentes, de tal manera que la no consideración explícita del mismo puede resultar en una subestimación de la resistencia lateral de estructuras que exhiben comportamiento degradante y periodo menor al periodo del terreno. En tercer lugar, se discute el concepto de sobrerresistencia lateral, y se plantea la necesidad de calibrar cuidadosamente las expresiones planteadas en las normas para cuantificarla. Se introduce el concepto de *espectro de ductilidad acumulada constante* como una herramienta para subsanar el subdiseño de resistencia de algunas estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la Zona del Lago del D.F.

ABSTRACT

The Complementary Technical Requirements for Seismic Design of the Mexican Building Code do not contemplate explicitly several variables that are relevant for the design of the lateral strength of structures located in the Lake Zone of Mexico City. Firstly, the lack of explicit consideration of the cumulative plastic demands results in an underestimation of the lateral strength of structures having a period of vibration close to the ground period at the site. Secondly, the particularities of the hysteretic cycle affect the strength demands of earthquake-resistant structures, in such way that not considering it explicitly may result in an underestimation of the lateral strength of structures exhibiting degrading behavior and a period less than the ground period at the site. Thirdly, the concept of lateral overstrength is discussed, and the need to carefully calibrate the expressions offered by the technical requirements to estimate it is emphasized. This paper introduces the concept of *constant cumulative ductility spectra* as a tool to correct the underdesign of lateral strength of some reinforced concrete ductile structures located in the Lake Zone of Mexico City.

Artículo recibido el 10 de marzo de 2006 y aprobado para su publicación el 30 de noviembre de 2007. Se aceptarán comentarios y/o discusiones hasta cinco meses después de su publicación.

(1) Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana, Av. San Pablo 180, Col. Reynosa Tamaulipas, México 02200, D.F., tga@correo.azc.uam.mx, maej@correo.azc.uam.mx

INTRODUCCIÓN

El problema de diseño sísmico puede plantearse a través de un enfoque de demanda-capacidad. En un primer paso, el análisis estructural estima las demandas sísmicas en la estructura, las cuales deben satisfacerse en un segundo paso con una capacidad sismorresistente adecuada. En el caso particular de sistemas estructurales tradicionales, el balance demanda-capacidad debe contemplar la resistencia lateral, rigidez lateral, y capacidad de deformación última de la estructura sismorresistente. Mientras que la resistencia y rigidez lateral tienen la función de controlar la demanda máxima y acumulada de deformación lateral, la capacidad de deformación última depende, entre otras cosas, del detallado que se provee a los elementos estructurales.

A partir de varios estudios, ha sido posible establecer que para un periodo dado, la resistencia lateral de una estructura sismorresistente y sus demandas de deformación plástica, y por tanto su nivel de daño estructural, exhiben una relación inversa (Arroyo et al. 2000). Esto es, mientras que una mayor resistencia lateral se refleja en menores niveles de daño estructural, una menor resistencia implica un mayor nivel de daño. Debido a esto, una de las decisiones fundamentales cuando se establece un código de diseño sísmico es la definición de los espectros de diseño de resistencia. La especificación de una resistencia insuficiente puede resultar en daños estructurales excesivos, y por tanto, en un desempeño estructural deficiente.

De alguna manera, un espectro de diseño sísmico trata de capturar la intensidad esperada del movimiento sísmico en un sitio dado, la interacción dinámica entre las características de la excitación sísmica y de la estructura, y la capacidad que tiene esta última para acomodar demandas máxima y acumulada de deformación plástica. Dado que en muchos casos existe una gran incertidumbre en la cuantificación de las características de la excitación y de la estructura, es necesario recurrir a juicios ingenieriles (de alguna manera subjetivos) para establecer los espectros de diseño. Estos juicios deben, entre otras cosas, sustentarse en evidencia numérica, normalmente disponible a través del estudio de la respuesta dinámica de sistemas de un grado de libertad (1GL) con comportamiento elasto-plástico perfecto.

Los espectros de diseño incluidos en la actual versión de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (Gobierno del Distrito Federal 2004), parecen no contemplar varios efectos que debieron haber sido explícitamente tomados en cuenta durante su elaboración. Como consecuencia de esto, las ordenadas de los espectros de diseño de resistencia parecen insuficientes para plantear un control adecuado del daño en algunas estructuras desplantadas en la Zona del Lago del D.F. Este artículo discute, a partir de los resultados obtenidos en varios proyectos de investigación, algunos hechos que deben tenerse en cuenta durante el replanteamiento de los espectros de diseño que se incluyan en futuras versiones de las NTCDS. En particular, el material presentado aquí sugiere que es necesario considerar explícitamente durante el planteamiento de dichos espectros la posibilidad de que las estructuras exhiban degradación de sus propiedades estructurales y de que estén sujetas a altas demandas de energía. Además, se considera relevante calibrar de manera más cuidadosa el factor de sobrerresistencia que la versión actual de las NTCDS ofrece a través de su Apéndice A.

FATIGA DE BAJO NÚMERO DE CICLOS

La evidencia experimental y de campo indica que la resistencia, rigidez y capacidad de deformación última de las estructuras de concreto reforzado se deterioran cuando estas incursionan en su rango plástico de comportamiento. La degradación excesiva del ciclo histerético puede conducir a una acumulación excesiva de deformación plástica, que a su vez puede conducir a la falla a niveles de deformación que son

sustancialmente menores que la capacidad última de deformación que alcanza la estructura cuando se le sujeta a un estado de deformación monótonamente creciente.

Este fenómeno, denotado aquí como fatiga de bajo número de ciclos, se ha observado repetidamente en pruebas de laboratorio. Panagiotakos y Fardis (2001) observaron recientemente que la deformación a la que fallan elementos de concreto reforzado sujetos a historias de carga típicamente aplicadas en pruebas experimentales, puede estimarse como el 60% de su capacidad última de deformación. De manera independiente, Bertero (1997) observa que la máxima demanda de ductilidad permisible en una estructura durante una excitación sísmica debe limitarse al 50% de su ductilidad última.

Recientemente, la práctica de la ingeniería estructural ha confrontado la necesidad de diseñar estructuras con desempeño predecible. El diseño sísmico por desempeño se ha convertido en un concepto fundamental para la formulación de metodologías modernas de diseño sísmico. Como consecuencia, las propuestas de diseño contra fatiga de bajo número de ciclos empezaron a concentrarse en el control de deformaciones en lugar de basarse exclusivamente en recomendaciones de detallado para asegurar comportamiento histerético estable. Un hecho clave durante el desarrollo de metodologías de diseño contra la fatiga de bajo número de ciclos fue el reconocimiento de que la resistencia lateral de la estructura juega un papel instrumental en controlar las demandas sísmicas que eventualmente inducen este tipo de falla. Dentro del contexto del diseño contra la fatiga de bajo número de ciclos, es importante enfatizar que la resistencia lateral de una estructura se provee para controlar sus demandas máxima y acumulada de deformación plástica, y así evitar la degradación excesiva e incontrolada de sus propiedades estructurales (Fajfar 1992, Cosenza y Manfredi 1996, Chai 2004).

ENERGÍA COMO CARACTERIZACIÓN DE SEVERIDAD DE DEMANDAS PLÁSTICAS

Se han propuesto métodos significativamente diferentes para estimar la severidad de los ciclos de comportamiento plástico, y se han ofrecido varias metodologías de diseño que toman en cuenta la fatiga de bajo número de ciclos. Una opción que se ha considerado atractiva debido a su simplicidad ha sido la caracterización de las demandas acumuladas de deformación plástica a través de conceptos de energía (Housner 1956, Zahrah y Hall 1984, Akiyama y Takahashi 1992). Actualmente pueden distinguirse enfoques sustancialmente diferentes en cuanto a la formulación de una representación de diseño para las demandas de energía (Akiyama y Takahashi 1992, Fajfar 1992, Decanini y Mollaioli 2001, Manfredi 2001, Teran y Jirsa 2007).

La energía plástica disipada por una estructura durante una excitación sísmica se denota aquí $E_{H\mu}$. La energía plástica puede interpretarse físicamente como el área debajo de todos los lazos de histéresis que la estructura acomoda durante la excitación sísmica. En este sentido, $E_{H\mu}$ provee una idea de la severidad de las deformaciones plásticas que sufre la estructura. Sin embargo, $E_{H\mu}$ por si sola no provee información suficiente para evaluar el desempeño estructural. Por tanto, conviene considerar simultáneamente $E_{H\mu}$, y la resistencia y rigidez lateral del sistema conforme a lo siguiente:

$$NE_{H\mu} = \frac{E_{H\mu}}{F_y \delta_y} \quad (1)$$

donde $NE_{H\mu}$ es la energía plástica normalizada, y F_y y δ_y son la resistencia y desplazamiento de fluencia, respectivamente.

Para un sistema con comportamiento elasto-plástico perfecto sujeto a múltiples excursiones plásticas, $NE_{H\mu}$ es la suma de todos los desplazamientos plásticos alcanzados en los diferentes ciclos normalizada por δ_y . En este sentido, $NE_{H\mu}$ es una medida directa de las demandas acumuladas de deformación plástica. Para un sistema con comportamiento histerético degradante, $NE_{H\mu}$ puede definirse a partir de todas las excursiones para las cuales la resistencia no se degrada a valores menores de una fracción dada de F_y (digamos de 0.75 a 0.85). Tal definición permite la evaluación del daño estructural en estructuras de concreto reforzado a través del uso de $NE_{H\mu}$.

Cabe mencionar que aunque este artículo caracteriza la capacidad de disipación de energía plástica de una estructura como constante, dicha capacidad no depende exclusivamente de las características mecánicas de la estructura, sino también de las particularidades de la historia de deformación. Se ha observado repetidamente que la energía plástica que disipa hasta su falla un elemento o estructura puede cambiar sustancialmente en función de la amplitud de los ciclos plásticos. En particular, la energía plástica disipada mediante un gran número de ciclos de amplitud pequeña puede exceder significativamente aquella disipada hasta la falla a través de la aplicación de unos cuantos ciclos de amplitud grande. En cuanto a esto, estudios recientes (Terán et al. 2003, Terán y Jirsa 2003) sugieren que asumir constante la capacidad de disipación de energía durante el diseño sísmico resulta en un nivel de diseño para la resistencia lateral que es muy similar al que se obtendría si no se asumiera constante dicha capacidad.

MODELOS PARA FATIGA DE BAJO NÚMERO DE CICLOS

Este artículo utiliza dos modelos de fatiga de bajo número de ciclos. Uno de estos modelos es muy conocido y ha sido ampliamente utilizado para formular metodologías de diseño sísmico contra fatiga de bajo número de ciclos. El segundo consiste en un modelo simple basado en energía planteado recientemente por Terán y Jirsa (2003).

Índice de daño de Park y Ang

Park y Ang (1985) formularon un índice de daño, DMI_{PA} , para elementos y estructuras de concreto reforzado sujetas a cargas cíclicas:

$$DMI_{PA} = \frac{\mu_{max}}{\mu_u} + \beta \frac{NE_{H\mu}}{\mu_u} \quad (2)$$

donde μ_{max} es la demanda máxima de ductilidad, μ_u es la ductilidad última y β es un parámetro que caracteriza la estabilidad del ciclo histerético. Mientras que β de 0.15 corresponde a sistemas dúctiles que exhiben un comportamiento histerético razonablemente estable; β entre 0.2 y 0.4 corresponde a sistemas que exhiben degradaciones importantes de resistencia y rigidez (Cosenza et al. 1993, Williams y Sexsmith 1997, Silva y Lopez 2001). Bajo la presencia de múltiples deformaciones cíclicas, un valor de 1.0 representa el umbral en el que se espera la fatiga de bajo número de ciclos.

Modelo de Fatiga de Terán y Jirsa

Terán y Jirsa (2003) han propuesto recientemente un modelo simple para evaluar la ocurrencia de fatiga de bajo número de ciclos:

$$DMI_{MH}^S = (2-b) \frac{NE_{H\mu}}{\mu_{ucp}} \quad (3)$$

donde μ_{ucp} es la ductilidad cíclica plástica última, y b un parámetro estructural que caracteriza la estabilidad del ciclo histerético. b igual a 1.5 puede ser considerado como un valor razonablemente conservador para utilizarse para el diseño sísmico de estructuras con comportamiento histerético estable. Para falla incipiente por fatiga de estructuras dúctiles ($DMI_{MH}^S = 1$), la Ecuación 3 puede reformularse en términos de μ_u como (Terán y Jirsa 2003):

$$NE_{H\mu} = \frac{1.5}{(2-b)} (\mu_u - 1) = 3(\mu_u - 1) \quad (4)$$

Aunque la Ecuación 4 permite la formulación de metodologías relativamente simples que incorporan la fatiga de bajo número de ciclos, es necesario precisar algunas cuestiones. En particular, la capacidad de disipación de energía de un sistema de concreto reforzado no es constante. Considere la siguiente expresión que contempla explícitamente la amplitud de los ciclos de comportamiento plástico (Chai 2004):

$$NE_{H\mu} = 2\eta\chi_l \frac{(\mu_{max} - 1)^{1+1/c}}{(\mu_u - 1)^{1/c}} \quad (5)$$

Mientras que χ_l vale 0.50 para comportamiento degradante que no exhibe adelgazamiento, η de 0.7 es considerado como un valor razonablemente conservador que podría utilizarse para un diseño sísmico. El estudio experimental de columnas de concreto reforzado indica un valor de c cercano a -0.3 (Chai 2004). Bajo estas circunstancias:

$$NE_{H\mu} = 0.7 \frac{(\mu_{max} - 1)^{-7/3}}{(\mu_u - 1)^{-10/3}} \quad (6)$$

La Figura 1 compara las capacidades de disipación de energía derivada de las Ecuaciones 4 y 6. La gráfica considera valores de μ_{max}/μ_u que van de 0.5 a 0.7 (mientras que algunos investigadores sugieren que el diseño contra fatiga para movimientos de larga duración debe enfocarse a que la máxima demanda de ductilidad no exceda el 50% de la ductilidad última, los resultados discutidos por Terán y Jirsa 2003 indican que bajo ninguna circunstancia la ductilidad máxima debe exceder el 70% de la última).

Aunque las Ecuaciones 4 y 6 arrojan capacidades de disipación de energía similares para μ_{max}/μ_u de 0.6; el uso de la Ecuación 4 resulta conservador para μ_{max}/μ_u de 0.5 (valor usualmente asociado al diseño sísmico de estructuras sujetas a demandas severas de energía), y del lado de la inseguridad para μ_{max}/μ_u de 0.7 (valor asociado a bajas demandas de energía). En cuanto a esto, las posibles

inconveniencias involucradas en el uso de la Ecuación 4 se compensan favorablemente por las ventajas que aporta a un diseño práctico contra la fatiga de bajo número de ciclos (Sánchez y Terán 2008). Investigaciones previas indican que el uso del índice de Terán y Jirsa resulta en niveles de resistencia de diseño muy similares a las que se obtiene mediante el uso de otros índices de daño bien conocidos (Terán y Jirsa 2003, Terán et al. 2003, Terán y Jirsa 2007).

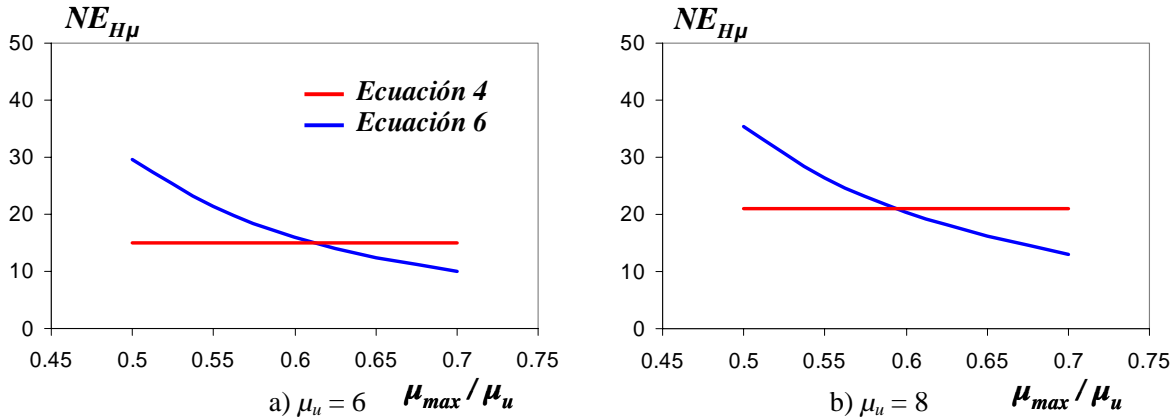


Figura 1. Capacidad de disipación de energía de sistemas estructurales de concreto reforzado

PARTICULARIDADES DE LAS EXCITACIONES SÍSMICAS GENERADAS EN LA ZONA DEL LAGO DEL D.F.

Este artículo considera dos grupos de movimientos del terreno (acelerogramas), uno correspondiente a la zona urbana de la ciudad de Los Angeles (*LA*) y uno correspondiente a la Zona del Lago de la Ciudad de México. Mientras que los resultados que aquí se presentan se derivan del segundo grupo de acelerogramas, el primer grupo se añade como un marco de referencia a partir del cual puedan destacarse las particularidades de las excitaciones sísmicas generadas en la Zona del Lago. Los movimientos correspondientes a *LA* se agruparon como parte del *FEMA/SAC Steel Project* (Somerville et al. 1997) para representar una excitación de diseño para suelo firme con excedencia de 50% en 50 años (*LA 50en50*). El grupo de movimientos mexicanos (*México Blando*) se constituyó por siete movimientos de larga duración y banda angosta de frecuencias registrados en la Zona del Lago de Ciudad de México. La Tabla 1 resume algunas de las características de los acelerogramas incluidos en México Blando. Vale la pena mencionar que todos los movimientos en este grupo se seleccionaron por tener un contenido de frecuencias similar al que exhibe el registrado en la Secretaría de Transporte y Comunicaciones, dirección este-oeste, durante los eventos de 1985; y que se escalaron de tal manera que su velocidad máxima del terreno fuera igual a la de dicho movimiento.

La Figura 2 muestra espectros de resistencia obtenidos a partir de sistemas de un grado de libertad (1GL) con comportamiento elasto-plástico perfecto y 5% de amortiguamiento crítico (S_a denota pseudo-aceleración). Los círculos identifican el periodo de esquina (T_g), definido como el periodo a partir del cual el espectro de resistencia se reduce después de haberse maximizado en un punto o en una meseta. Note que mientras *LA 50en50* tiene un periodo de esquina cercano a 0.3 seg, el de *México Blando* está cercano a 2.0 seg. La Figura 2 también muestra espectros de energía plástica normalizada para ductilidad máxima constante. Puede observarse que las demandas máximas de $NE_{H\mu}$ para *México Blando* son entre dos y tres

veces mayores que las observadas para los movimientos LA, y que el contenido de energía de *México Blando* se maximiza alrededor de su periodo de esquina de 2 segundos.

Tabla 1. Características de las excitaciones incluidas en *México Blando*

Registro	Fecha	AMT^1 (cm/seg ²)	VMT^2 (cm/seg)	T_g^3 (seg)	t_d^4 (seg)
Alameda EO	04/25/89	46	15	2.1	47.30
Alameda NS	04/25/89	37	10	2.1	61.00
Garibaldi EO	04/25/89	52	17	2.2	73.88
Tlahuac EO	09/19/85	118	35	2.1	57.63
Tlahuac NS	09/21/85	49	13	2.0	52.30
Tlahuac EO	09/21/85	51	15	1.9	47.98
SCT EO	09/19/85	167	61	2.0	38.84

(1) Aceleración máxima del terreno original

(2) Velocidad máxima del terreno original

(3) Periodo de esquina o dominante

(4) Duración de fase intensa de acuerdo a Trifunac y Brady (1975)

Se destacan tres particularidades importantes de los movimientos de terreno generados en un alto porcentaje de la extensión de la Zona del Lago del D.F.: 1) Que su zona de amplificación dinámica (zona vecina al periodo de esquina) se da para periodos mucho mayores que los observados en cualquier otro tipo de terreno; 2) Que las ordenadas elásticas de pseudo-aceleración en la zona de amplificación dinámica son bastante mayores (de 5 a 6 veces) que la aceleración máxima del terreno (que corresponde a la ordenada al origen dentro de un espectro de pseudo-aceleración); y 3) Que su contenido de energía para ductilidad máxima constante (o la severidad de las demandas plásticas que con capaces de inducir) es mayor que el correspondiente a cualquier movimiento registrado hasta el momento en el mundo. Las tres particularidades anteriores tienen implicaciones importantes para el diseño de la resistencia lateral de las estructuras desplantadas en la Zona de Lago.

DEMANDAS DE RESISTENCIA EN LA ZONA DEL LAGO, COMPORTAMIENTO ELASTO-PLÁSTICO PERFECTO

Varios proyectos de investigación sugieren que en suelo firme, el diseño sismorresistente debe avocarse a controlar la demanda máxima de deformación plástica en las estructuras sismorresistentes. En particular, los umbrales de deformación máxima planteados por enfoques de diseño por desplazamiento parecen lo suficientemente conservadores para garantizar un diseño sísmico adecuado de las estructuras desplantadas en suelo firme (Terán y Jirsa 2003). Sin embargo, un criterio de control del desplazamiento máximo no parece resultar en un diseño adecuado para algunas estructuras desplantadas en la Zona de Lago del D.F. Varios estudios han mostrado consistentemente la severidad de las demandas de energía en estructuras ubicadas en dicha zona, y la preocupación que varios investigadores mexicanos tienen en cuanto a sus implicaciones de diseño (Terán 1998, Rodríguez y Ariztizabal 1999, Huerta y Reinoso 2002, Bojórquez y Ruiz 2004, Arroyo y Ordaz 2006). Para ilustrar lo anterior, a continuación se utilizan los índices de daño presentados con anterioridad para establecer las demandas de resistencia requeridas por estructuras dúctiles con comportamiento elasto-plástico perfecto cuando se les sujeta a los movimientos del terreno incluidos en *México Blando*. Mientras que para el índice de Park y Ang ($DMI_{PA} = 1$) se utilizó la Ecuación 2 con $\beta = 0.15$, el índice de Terán y Jirsa se utilizó a través la Ecuación 4. En la zona espectral con altas demandas de energía para *México Blando* (T cercano a 2 segundos), la Figura 3 muestra que los

critérios que consideran las demandas de energía (Terán y Jirsa, Park y Ang) resultan en una resistencia lateral considerablemente mayor que la que arroja el criterio de ductilidad máxima ($\mu_{max} = \mu_u$).

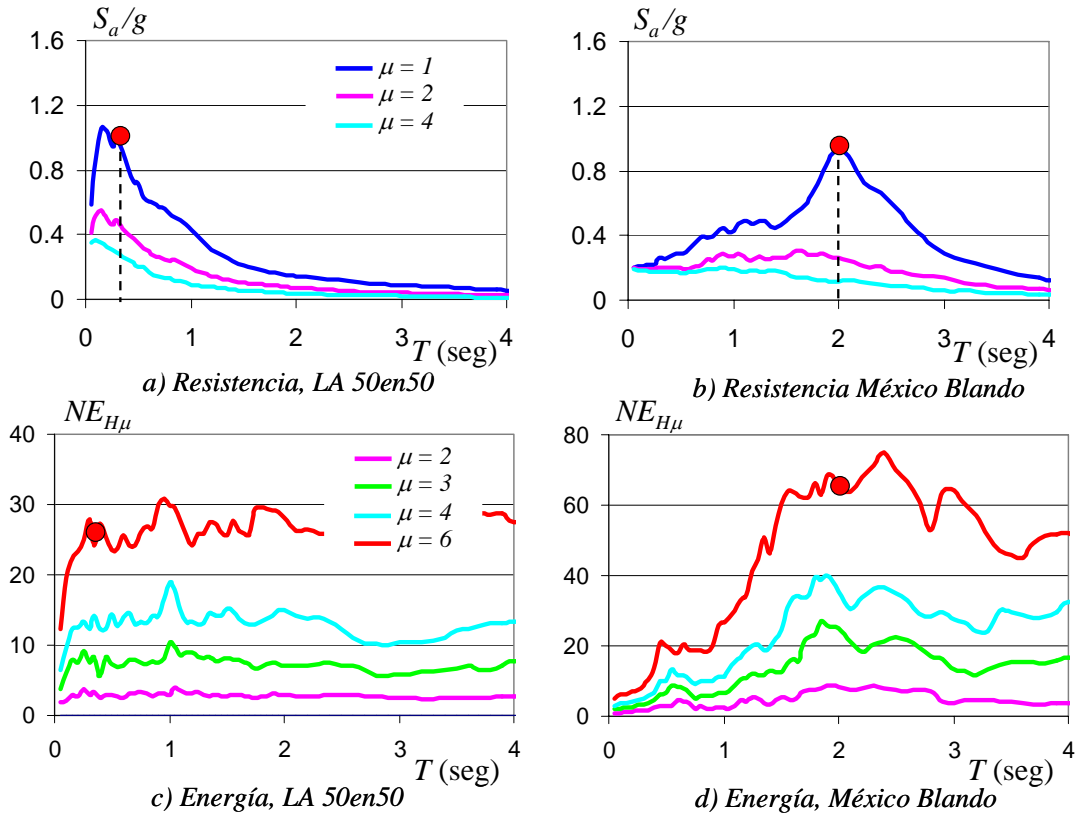


Figura 2. Espectros de resistencia y energía plástica normalizada, comportamiento elasto-plástico perfecto, 5% amortiguamiento crítico

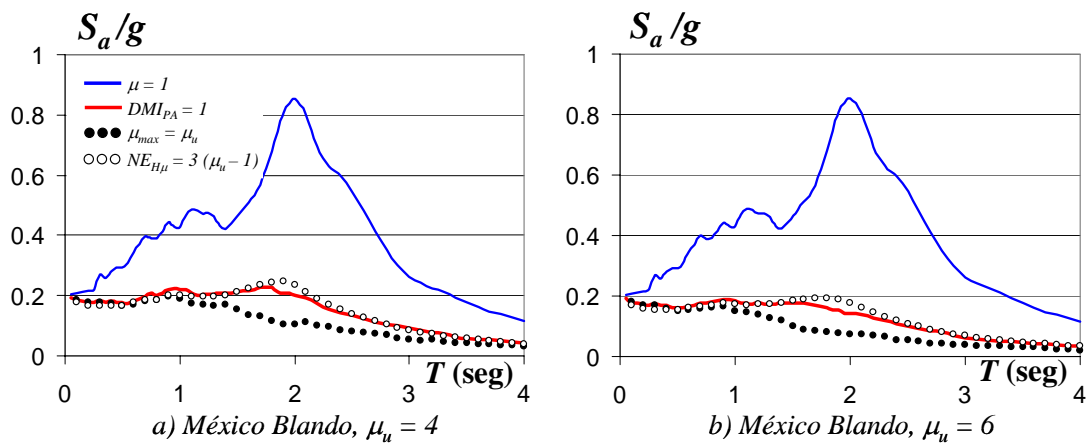


Figura 3. Espectros de resistencia correspondientes a México Blando, comportamiento elasto-plástico perfecto, 5% amortiguamiento crítico

Dentro del contexto de los códigos actuales de diseño sísmico, la resistencia lateral de diseño se obtiene al reducir el espectro elástico de resistencia a través de un factor de reducción de resistencia. El factor de reducción de resistencia, R_μ , se define como:

$$R_\mu(\mu_{max}, T) = \frac{S_a(I, T)}{S_a(\mu_{max}, T)} \quad (7)$$

donde $S_a(\mu_{max}, T)$ denota la ordenada espectral de pseudo-aceleración evaluada para μ_{max} y T , μ_{max} es la demanda máxima de ductilidad, μ_{max} igual a 1 implica comportamiento elástico, y $S_a(I, T)$ es el coeficiente sísmico correspondiente a la resistencia lateral mínima requerida para mantener una estructura con 5% de amortiguamiento crítico en su rango elástico de comportamiento. La Ecuación 7 debe diferenciarse de los factores de reducción actualmente utilizados en los códigos de diseño sísmico. Normalmente los factores de reducción de resistencia usados en la práctica consideran de manera implícita que la resistencia lateral real de una estructura puede ser de dos a cinco veces su resistencia de diseño. Mientras que la Ecuación 7 sólo considera la reducción en resistencia debido a comportamiento plástico, un factor práctico debe tomar en cuenta además una reducción debida a sobrerresistencia.

El valor de R_μ depende fuertemente de μ_{max} y T , y está sustancialmente influenciado por el tipo de suelo en que se genera la excitación sísmica de diseño. Se han observado las siguientes tendencias para el factor de reducción de resistencia correspondiente a movimientos de larga duración con banda angosta de frecuencias (Miranda 1993, Ordaz y Pérez 1998, Arroyo y Terán 2003):

- R_μ tiende a uno conforme T se aproxima a cero.
- R_μ se incrementa rápidamente conforme se incrementa el valor de T , hasta que alcanza un valor máximo considerablemente mayor que μ_{max} para T cercano a T_g . Después de alcanzar su máximo, R_μ se reduce rápidamente hasta que alcanza un valor de μ_{max} para T grande.
- R_μ no es particularmente sensible a la duración de la excitación sísmica o a otras de sus características, tal como su intensidad y distancia epicentral.
- Los valores de R_μ correspondientes a suelo muy blando pueden verse afectados significativamente por una variación en el contenido de frecuencias del movimiento.

De particular importancia para este artículo es la observación de que en suelos muy blandos, tales como los de la Zona del Lago, R_μ alcanza valores considerablemente mayores que μ_{max} para T cercano a T_g . Esto se ilustra en la Figura 4 por medio de los círculos negros, que corresponden a valores de R_μ para una ductilidad máxima igual a μ_u ($\mu_{max} = \mu_u$). Conforme se muestra, bajo la suposición de que la máxima demanda de ductilidad que sufre el sistema de 1GL es igual a μ_u , R_μ puede alcanzar valores cercanos a $2\mu_u$. En línea continua oscura se muestra el factor de reducción contemplado en el Apéndice A de las NTCDS para estructuras desplantadas en la Zona del Lago, particularmente en terreno con periodo dominante de 2 segundos. Conforme se muestra, los valores de R_μ derivados para *México Blando* a partir de los dos criterios que consideran las demandas de energía [$DMI_{PA} = 1$ y $NE_{H\mu} = 3(\mu_u - 1)$] son muy similares entre sí y considerablemente menores que aquéllos considerados por el Apéndice A. De hecho, los valores de R_μ derivados de criterios de fatiga no exceden el valor de μ_u , aún para T cercano a T_g .

Aunque el valor del factor de reducción planteado por el Apéndice A sólo debe juzgarse en función de los espectros elásticos de resistencia definidos en el mismo, el hecho es que las NTCDS parecen sobrestimar la reducción que debe hacerse a los espectros elásticos para obtener la resistencia lateral de diseño de algunas estructuras dúctiles. Esto se ilustra con la ayuda de la Figura 5. Las curvas graficadas en

color oscuro representan los niveles de diseño de resistencia lateral que el Apéndice A asigna a estructuras desplantadas en un sitio con periodo dominante de 2 segundos y con diferentes valores de factor de comportamiento sísmico (Q). En curvas de color claro se presentan las demandas de resistencia lateral derivadas del criterio de Terán y Jirsa (Ecuación 4). Mientras que para estructuras no dúctiles se comparan los resultados derivados del Apéndice A para Q de 2 con los derivados del criterio de Terán y Jirsa para μ_u de 2; para las estructuras semi-dúctiles se comparan demandas de resistencia para Q y μ_u de 3; y para estructuras dúctiles demandas para Q de 4 con aquellas derivadas a partir de μ_u de 4, 5 y 6. Mientras que el Apéndice A propone un espectro elástico conservador con respecto al derivado para *México Blando* (Figura 5a), este nivel de conservadurismo se erosiona progresivamente con respecto a un incremento de Q , hasta resultar en valores del lado de la inseguridad para estructuras dúctiles (Figura 5d). Note que en la Figura 5d se ha considerado un amplio rango de valores de μ_u (de 4 a 6) para caracterizar la capacidad de deformación última de estructuras dúctiles. Aunque es común caracterizar dicha capacidad con un valor de 4 con fines de diseño, la evidencia experimental sugiere que esta capacidad puede fácilmente alcanzar valores entre 5 y 6 (Reyes 2000). Asumiendo un valor de μ_u igual a 6 como representativo ($NE_{H\mu} = 15$), la figura refleja un ligero sub-diseño para estructuras con comportamiento elasto-plástico perfecto y periodo similar o ligeramente menor al periodo dominante del terreno.

Antes de terminar esta sección, es conveniente resaltar tres aspectos importantes para la problemática que se ha identificado:

- El único registro utilizado aquí que verdaderamente representa el contenido de energía de un movimiento del terreno generado en la Zona del Lago de Ciudad de México durante un evento sísmico extremo es el acelerograma SCT EO registrado durante 1985. Con excepción de éste, los registros utilizados en el estudio se escalaron considerablemente para que representaran movimientos del terreno generados en eventos sísmicos extremos. Al respecto, se observó que cuando se escalan los acelerogramas poco intensos, estos presentan un contenido de energía mayor que el que exhibe el registro SCT EO 1985. Por el momento, es difícil definir si el contenido de energía de los acelerogramas escalados es representativo de lo que se espera durante un evento sísmico extremo. Aunque esta situación deberá dilucidarse conforme se tengan más registros de movimientos del terreno generados durante eventos sísmicos severos, el nivel de sub-diseño de resistencia discutido en este artículo sigue siendo un problema.

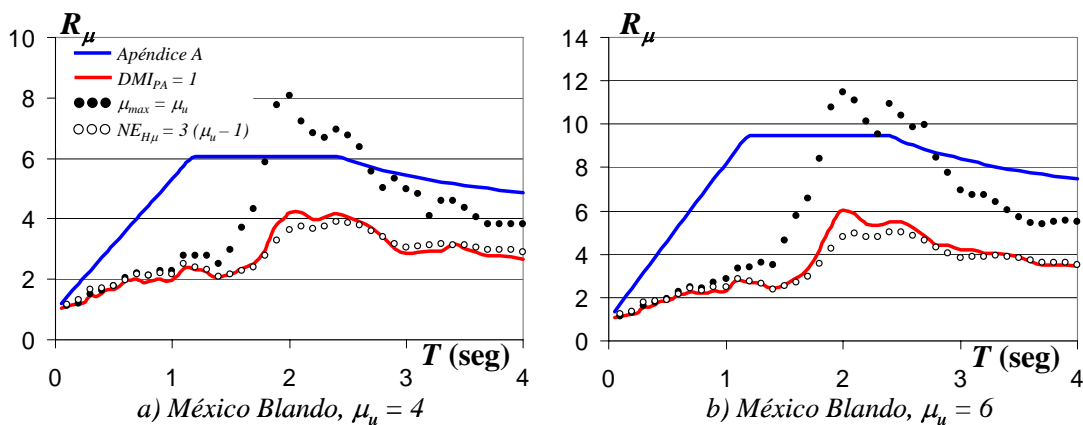


Figura 4. Factores de reducción de resistencia para *México Blando*, comportamiento elasto-plástico perfecto, 5% amortiguamiento crítico

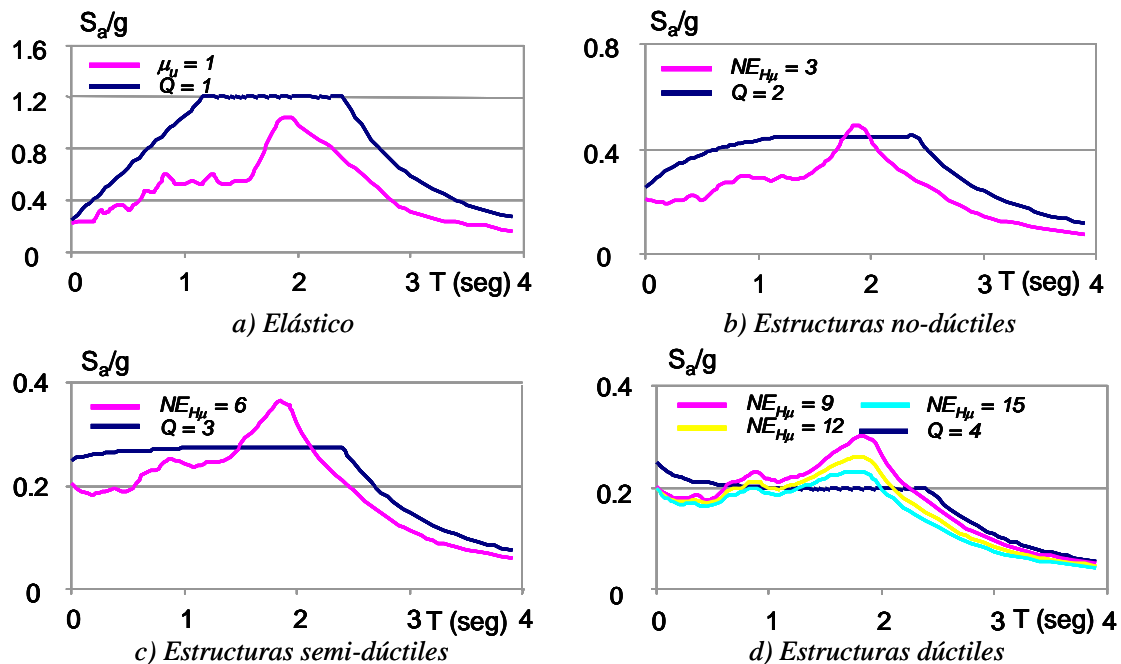


Figura 5. Espectros de diseño de resistencia para *México Blando*, comportamiento elasto-plástico perfecto, 5% amortiguamiento crítico

- La falla por fatiga indicada por un índice de daño normalmente no está asociada al colapso o falla absoluta de un elemento o sistema estructural, sino a un estado de utilidad delimitado por un nivel máximo de degradación (particularmente de resistencia). Esto es, se considera como falla el que la estructura haya alcanzado un estado de degradación tal que su capacidad sismorresistente no se considere adecuada para resistir las demandas sísmicas esperadas. Dado que la definición de este estado límite de daño implica consideraciones subjetivas, en ocasiones pueden observarse algunas inconsistencias en el uso y calibración de los índices de daño.
- Se ha utilizado un b de 1.5 para plantear los espectros derivados del criterio de Terán y Jirsa. Este valor de b corresponde a sistemas con un ciclo histérico estable, que dentro del contexto del Reglamento de Construcciones del D.F. corresponde a estructuras diseñadas para un Q igual o mayor que 3.

EL EFECTO DE LA DEGRADACIÓN DEL CICLO HISTÉRÉTICO

Por muchos años se consideró que la degradación del ciclo histérico tenía poco efecto en los requerimientos de resistencia lateral de las estructuras sismorresistentes, de tal manera que el diseño de resistencia se hacía sin consideración explícita del comportamiento histérico de la estructura. Sin embargo, estudios relativamente recientes (Terán 1996, Miranda y Ruiz 1999, Espinoza y Terán 2000, Miranda y Ruiz 2002, Terán y Espinoza 2003, Ruiz y Miranda 2004) sugieren que para excitaciones sísmicas generadas en suelos blandos, las demandas sísmicas en sistemas que exhiben degradación de rigidez pueden llegar a ser significativamente diferentes que aquellas estimadas a partir de espectros establecidos a partir de comportamiento elasto-plástico perfecto. Esto se ilustra con la Figura 6, que considera el efecto de la degradación del ciclo histérico en los requerimientos de resistencia de sistemas de

1GL a través de espectros normalizados de pseudo-aceleración para ductilidad máxima constante (S_{an}). Estos espectros se presentan de tal manera que para un valor dado de ductilidad máxima, la resistencia lateral requerida por un sistema de 1GL con degradación del ciclo histerético se normaliza por su correspondiente resistencia lateral derivada de un sistema de 1GL con las mismas características mecánicas (resistencia, rigidez y amortiguamiento) pero con comportamiento elasto-plástico perfecto. Considere a manera de ejemplo que una ordenada de dos en un espectro normalizado de resistencia implica que la resistencia requerida por el sistema de 1GL con degradación de rigidez es el doble de la resistencia requerida por el sistema con comportamiento elasto-plástico perfecto para controlar su demanda máxima de ductilidad dentro del mismo umbral. Las tendencias mostradas se establecieron a partir del uso de acelerogramas sintéticos. Estos movimientos se obtuvieron a partir de colorear con un filtro Kanai-Tajimi una serie de ruidos blancos gaussianos con el fin de proveerles un contenido de frecuencias que corresponda a diferentes tipos de suelos. Una vez coloreados, los acelerogramas se filtraron para eliminarles las frecuencias bajas y se modularon en el dominio del tiempo para que exhibieran una tasa de liberación de energía congruente con la observada en acelerogramas reales. Para una discusión detallada del proceso utilizado para generar los sismos sintéticos, el lector puede acudir a Terán (1996).

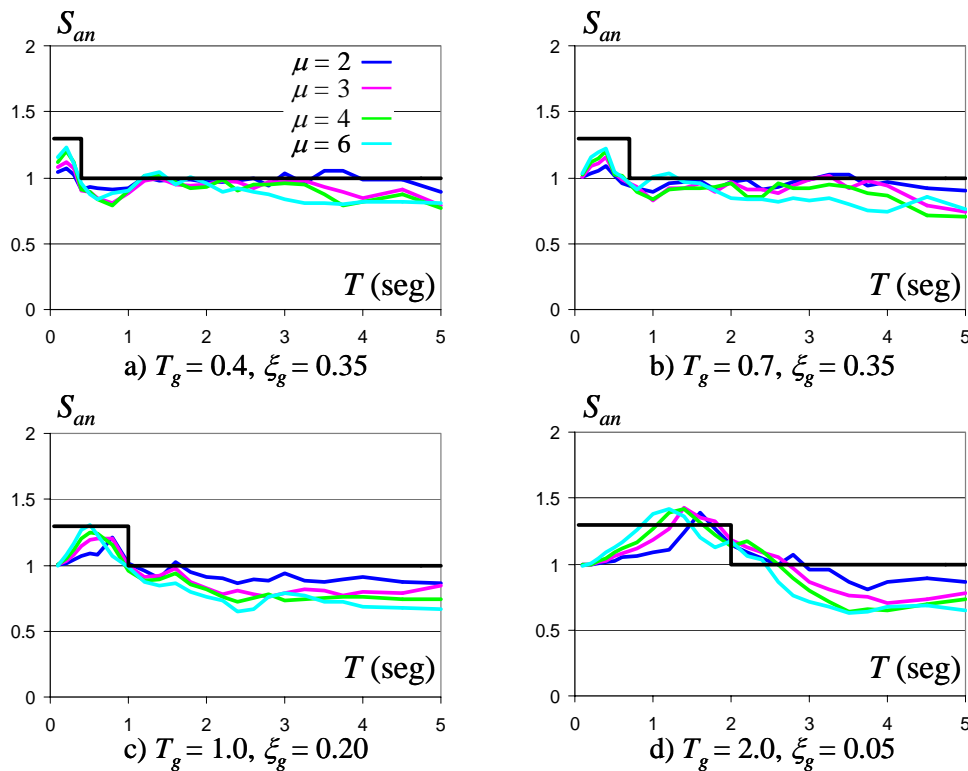


Figura 6. Espectros normalizados de resistencia, acelerogramas sintéticos, 5% amortiguamiento crítico

Terán y Espinosa (2003) sugieren que es posible plantear un entendimiento general del efecto de la degradación de rigidez en los requerimientos de resistencia de las estructuras sismorresistentes. En la Figura 6, T_g denota el periodo fundamental de la excitación sísmica y ξ_g caracteriza el contenido de frecuencias de la misma. Por lo general, cuando T es menor que T_g , el requerimiento de resistencia para un

sistema de 1GL con degradación de rigidez suele ser mayor que para un sistema con comportamiento elasto-plástico perfecto; mientras que para T mayor que T_g , la resistencia de un sistema de 1GL con degradación de rigidez es comparable o incluso menor que la de un sistema elasto-plástico perfecto. Note que para el caso de una excitación sísmica generada en suelo firme (Figura 6a) la demanda de resistencia en sistemas elasto-plástico perfectos suele ser mayor o igual que la que corresponde a sistemas con degradación de rigidez; y que éste no es el caso para una excitación típica de la Zona de Lago del D.F. (Figura 6d), en el que la resistencia de sistemas degradantes es mayor en un amplio rango de periodos.

Parte de la transparencia que se exige tengan las nuevas metodologías de diseño sísmico, se centra en que el diseñador tenga una idea clara de la respuesta sísmica esperada de la estructura sismorresistente cuando se le somete a las excitaciones sísmicas de diseño. Entre otras cosas, esto implica un entendimiento razonable de cómo afecta el comportamiento hysterético de la estructura su respuesta y desempeño sísmicos. Este tipo de inquietudes se ha reflejado en algunos lineamientos de diseño sísmico; particularmente el FEMA 273 (Federal Emergency Management Agency 1997), que contempla explícitamente el comportamiento hysterético de la estructura durante la estimación de sus demandas sísmicas. En el caso de las estructuras desplantadas en la Zona del Lago del D.F., esta transparencia debe reflejarse en la consideración explícita del comportamiento hysterético y el uso de un criterio de daño acumulado. Al respecto, Terán y Espinoza (2003) realizaron un estudio del efecto de la degradación del ciclo hysterético en la demanda de resistencia que, según el criterio de Park y Ang, requieren las estructuras sismorresistentes para no fallar por fatiga de bajo número de ciclos. En dicho estudio, se consideraron los comportamientos hysteréticos ilustrados en la Figura 7. De manera general puede decirse que los comportamientos presentados, modelados a partir del modelo de los tres parámetros (Kunnath et al. 1990), corresponden a la respuesta cíclica de elementos y estructuras de concreto reforzado con diferente detallado. Los valores de los tres parámetros asignados a cada uno de los modelos que se consideraron se resumen en la Tabla 2. Cabe aclarar que el modelo de los tres parámetros original considera una envolvente trilineal que toma en cuenta explícitamente el agrietamiento del elemento de concreto reforzado, y que los resultados presentados en este artículo se obtuvieron modificando el modelo original de los tres parámetros, de manera que se consideró una envolvente bilineal (físicamente esto equivale a considerar que el sistema de concreto reforzado ya está agrietado en el momento que se le sujeta a la excitación sísmica).

La Figura 8 muestra la media de los espectros normalizados de pseudo-aceleración para daño constante de las siete excitaciones sísmicas agrupadas en *México Blando*. Es interesante observar que los resultados obtenidos para los ocho modelos no difieren mucho entre sí, lo que sugiere que mientras el ciclo hysterético no exhiba adelgazamiento, las particularidades del mismo no afectan de manera importante la resistencia lateral de diseño del sistema degradante. Esto implica que no se requiere conocer las particularidades del comportamiento hysterético de una estructura dúctil para hacer una estimación razonable de su resistencia lateral de diseño. Conforme discuten en detalle Terán y Espinoza (2003), el criterio de daño constante arroja valores de S_{an} que son muy similares a los derivados a partir de un criterio de ductilidad máxima.

La resistencia de diseño de sistemas que exhiben degradación del ciclo hysterético puede obtenerse por medio de modificar la resistencia obtenida a partir de espectros de pseudo-aceleración derivados de comportamiento elasto-plástico perfecto:

$$S_a^{DEG}(T, \mu_u) = S_{an} S_a^{EPP}(T, \mu_u) \quad (8)$$

Tabla 2. Valor de los parámetros considerados para los diferentes modelos e implicaciones

Modelo	Parámetro α		Parámetro β		Parámetro γ	
	Valor	Implicación	Valor	Implicación	Valor	Implicación
1	2	Degradación importante de rigidez durante descarga	0	No degradación de resistencia	1	No adelgazamiento del ciclo histerético
2	10	Degradación pequeña de rigidez durante descarga	0	No degradación de resistencia	1	No adelgazamiento del ciclo histerético
3	2	Degradación importante de rigidez durante descarga	0.05	Degradación mínima de resistencia	1	No adelgazamiento del ciclo histerético
4	10	Degradación pequeña de rigidez durante descarga	0.05	Degradación mínima de resistencia	1	No adelgazamiento del ciclo histerético
5	2	Degradación importante de rigidez durante descarga	0.15	Estructura dúctil de concreto reforzado	1	No adelgazamiento del ciclo histerético
6	10	Degradación pequeña de rigidez durante descarga	0.15	Estructura dúctil de concreto reforzado	1	No adelgazamiento del ciclo histerético
7	2	Degradación importante de rigidez durante descarga	0.30	Estructura no-dúctil de concreto reforzado	1	No adelgazamiento del ciclo histerético
8	10	Degradación pequeña de rigidez durante descarga	0.30	Estructura no-dúctil de concreto reforzado	1	No adelgazamiento del ciclo histerético

donde $S_a^{DEG}(T, \mu_u)$ corresponde a la resistencia (pseudo-aceleración) de diseño para un sistema degradante con periodo T y capacidad última de ductilidad μ_u ; $S_a^{EPP}(T, \mu_u)$ es la resistencia leída, en función de T y μ_u , de un espectro de resistencia derivado de comportamiento elasto-plástico perfecto; y S_{an} es el factor de corrección que toma en cuenta el efecto del comportamiento histerético en el requerimiento de resistencia lateral. Aunque S_{an} depende de las propiedades estructurales de la estructura sismorresistente, las características dinámicas de la excitación sísmica, y el criterio utilizado para evaluar la falla de la estructura, algunas de estas dependencias son relativamente débiles. Tomando esto en consideración, Terán y Espinoza (2003) han propuesto la siguiente expresión para estimar el valor de S_{an} en la Zona del Lago del D.F. (los resultados arrojados por esta expresión se grafican en negro en las graficas presentadas en la Figura 8):

$$S_{an}(T) = \frac{1}{2 + 5 \left| \frac{T}{0.5T_g} - 1 \right|^5} + 0.8 \quad (9)$$

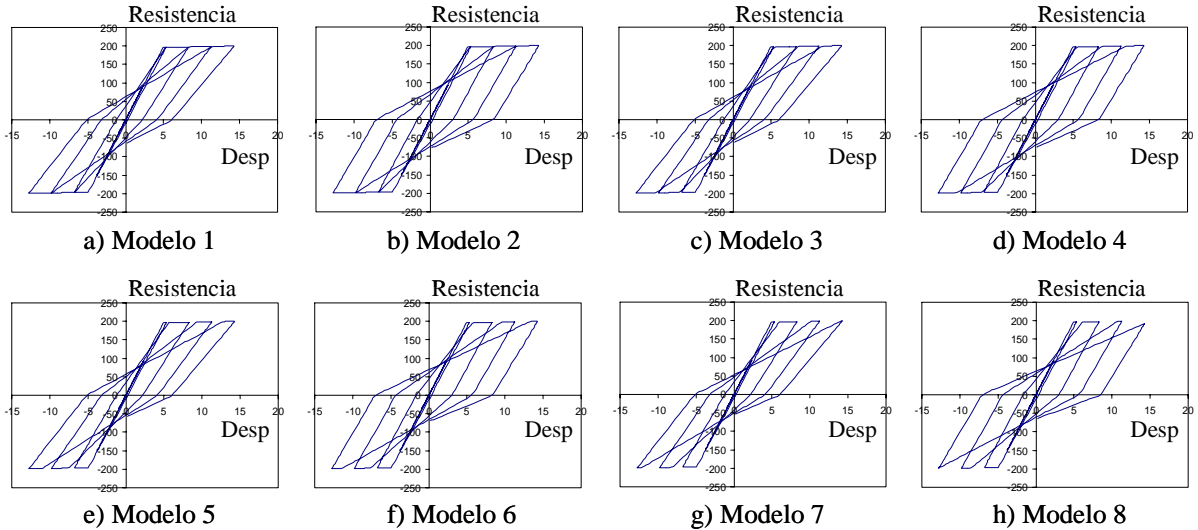


Figura 7. Comportamientos histeréticos considerados

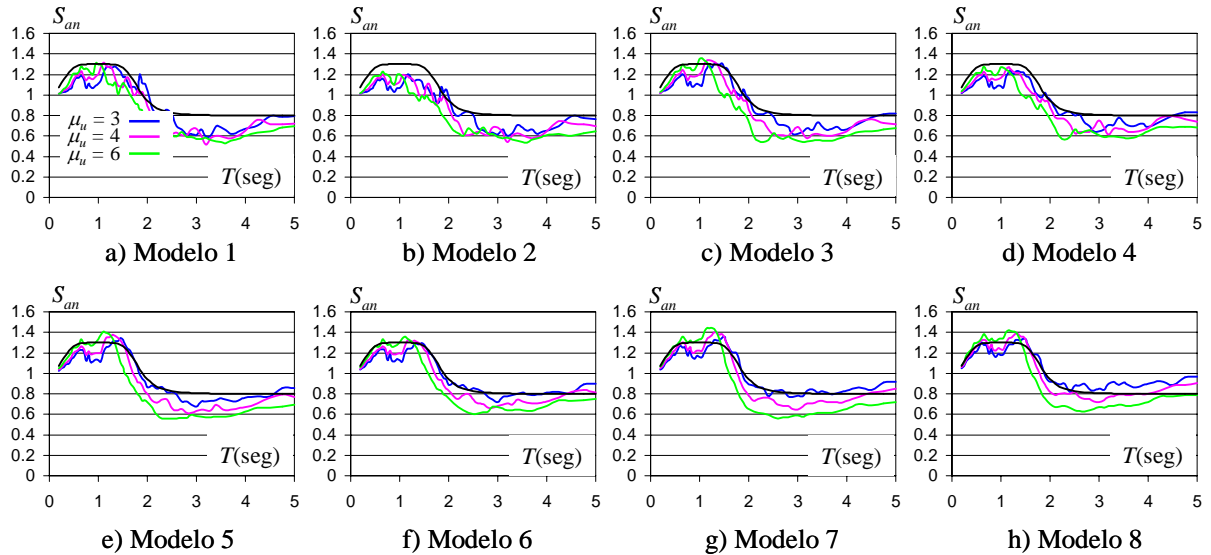


Figura 8. Espectros normalizados de resistencia para daño constante ($DMI_{PA} = 1$), México Blando, 5% amortiguamiento crítico

La Figura 9 compara, ahora para comportamiento degradante, los niveles de diseño de resistencia lateral asignados por el Apéndice A de las NTCDS a diferentes valores de Q , con los requerimientos de resistencia obtenidos a partir de aplicar el criterio de Terán y Jirsa a modelos degradantes. Una vez más, puede observarse que el nivel de conservadurismo de la propuesta del Apéndice A se erosiona

progresivamente con respecto a un incremento de Q , hasta resultar en valores del lado de la inseguridad para estructuras dúctiles. Es notorio que el nivel de sub-diseño de resistencia se incrementa en estructuras con comportamiento degradante con respecto al observado para comportamiento elasto-plástico perfecto (compare particularmente los resultados obtenidos para Q de 4 y $NE_{H\mu}$ de 15 en las Figuras 5d y 9c).

Antes de finalizar esta sección, es necesario precisar que la influencia del comportamiento histerético en las demandas sísmicas de resistencia queda determinada por el nivel de daño aceptable en la estructura. En un extremo y para el estado límite de servicio, las estructuras sismorresistentes deben permanecer en su rango elástico de comportamiento, lo que implica que el comportamiento histerético de la estructura no afecta su respuesta dinámica. En el otro extremo, que corresponde al estado límite de seguridad, el comportamiento histerético tiene la influencia discutida con la ayuda de las Figuras 8 y 9. Puede establecerse que la influencia del comportamiento histerético para el desempeño estructural asociado a cualquier estado límite intermedio, será intermedia entre los dos casos extremos discutidos en este párrafo.

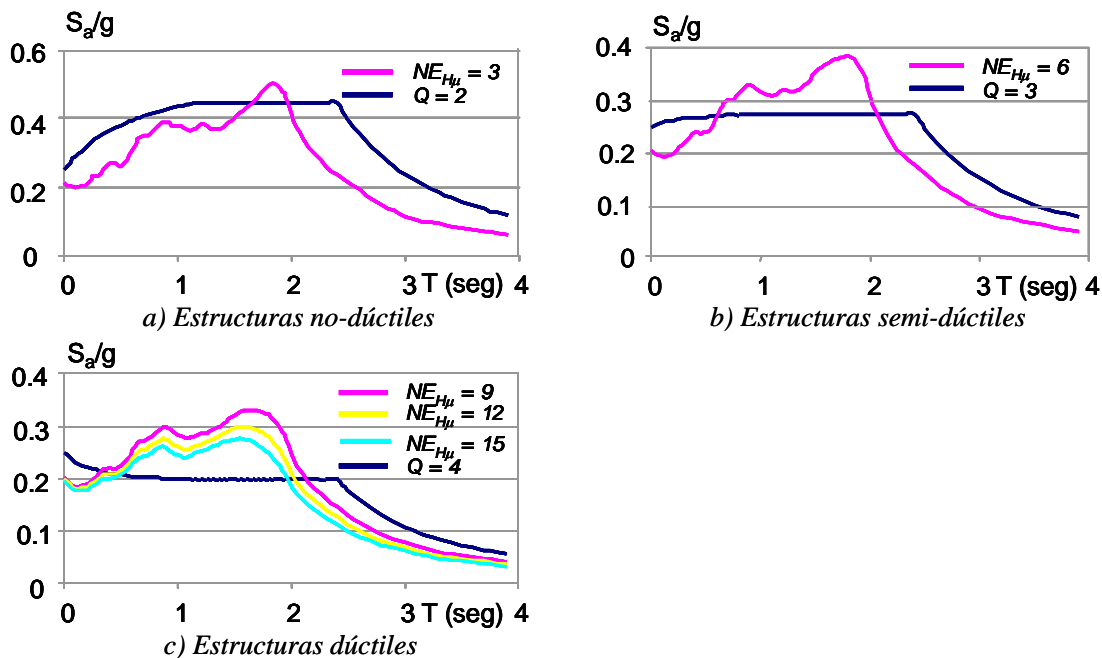


Figura 9. Espectros de diseño de resistencia para *México Blando*, comportamiento degradante, 5% amortiguamiento crítico

ESPECTRO DE RESISTENCIA PARA DUCTILIDAD ACUMULADA CONSTANTE

La estimación de la resistencia lateral de una estructura conforme al formato de las metodologías actuales de diseño sísmico se basa por lo general en el uso de espectros de pseudo-aceleración para ductilidad *máxima* constante. Un espectro de resistencia para ductilidad *máxima* constante correspondiente a una ductilidad μ se define de tal manera que la pseudo-aceleración (S_a) evaluada para cualquier valor de T resulta en una resistencia lateral que es capaz de controlar la *máxima* demanda de ductilidad de un sistema de 1GL dentro del umbral establecido por el valor de μ . Dentro de un procedimiento de diseño

práctico que considera el método estático de análisis, un espectro de resistencia para ductilidad *máxima* constante puede utilizarse conforme a lo siguiente:

1. Determinar los valores de diseño de T y μ para la estructura que se diseña. En general, el valor de μ se establece de acuerdo a la ductilidad última (μ_u); y por tanto, acorde a la estructuración y al detallado por utilizarse en la estructura.
2. Evaluar para el valor de T el espectro de S_a para ductilidad *máxima* constante que corresponde al valor de μ .
3. Proveer a la estructura un cortante basal mínimo igual a $S_a(T, \mu) W$, donde W es el peso reactivo de la estructura.

Un espectro de ductilidad *acumulada* constante correspondiente a una ductilidad *acumulada* $NE_{H\mu}$ se define de tal manera que su ordenada evaluada para cualquier valor de T resulte en una resistencia lateral capaz de controlar la demanda de ductilidad *acumulada* en un sistema de 1GL dentro del umbral definido por el valor de $NE_{H\mu}$. Como en el caso de un espectro de resistencia para ductilidad *máxima* constante, las ordenadas de un espectro de ductilidad *acumulada* constante corresponden a pseudo-aceleración. Note que aunque $NE_{H\mu}$ es la demanda de energía plástica normalizada, un espectro correspondiente a un valor constante de $NE_{H\mu}$ se ha denotado aquí como un espectro de resistencia para ductilidad *acumulada* constante. En el caso de sistemas con comportamiento elasto-plástico perfecto, $NE_{H\mu}$ es igual a la demanda acumulada de ductilidad plástica. Aunque para sistemas que exhiben deterioro en su ciclo histerético esta notación no es estrictamente correcta, el concepto es directamente aplicable para su diseño sísmico. El término espectro de resistencia para ductilidad *acumulada* constante se ha utilizado aquí para establecer un paralelismo entre los conceptos de espectro de resistencia para ductilidad *máxima* constante y espectro de resistencia para ductilidad *acumulada* constante.

El uso de espectros de resistencia para ductilidad *acumulada* constante dentro del contexto del método estático de análisis es similar al uso actual de espectros de resistencia:

1. Determinar los valores de diseño de T y $NE_{H\mu}$ para la estructura que se diseña. El valor de $NE_{H\mu}$ puede establecerse a partir de la Ecuación 4 en función de las capacidades de deformación última y acumulada de la estructura (μ_u y b , respectivamente); y por tanto, acorde a su detallado. Note que en el caso de estructuras dúctiles, $b = 1.5$.
2. Evaluar para el valor de T el espectro de S_a para ductilidad *acumulada* constante que corresponde a $NE_{H\mu}$.
3. Proveer a la estructura un cortante basal mínimo igual a $S_a(T, NE_{H\mu}) W$.

Puede concluirse que el diseño de la resistencia lateral de una estructura a través de espectros de resistencia para ductilidad *acumulada* constante sigue exactamente los mismos pasos que actualmente se utilizan durante el diseño sísmico. La única diferencia radica en que el uso de espectros de resistencia para ductilidad *acumulada* constante requiere de la definición de factores de reducción de resistencia que tomen en consideración el efecto de las demandas acumuladas de deformación plástica. Terán y Bahena (2004) presentan expresiones para estimar los factores de reducción de resistencia para estructuras ubicadas en la Zona del Lago de Ciudad de México.

Tan solo como referencia, los espectros de pseudo-aceleración indicados con círculos blancos [$NE_{H\mu} = 3(\mu_u - 1)$] en la Figura 3 corresponden a espectros de resistencia para ductilidad *acumulada* constante obtenidos a partir de sistemas de 1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto. Note en dicha figura la similitud que existe entre los espectros de resistencia para ductilidad *acumulada* constante derivados del

criterio de Terán y Jirsa y los espectros de falla incipiente derivados del criterio de Park y Ang ($DMI_{PA} = 1$). Dado que un espectro de resistencia para ductilidad *acumulada* constante considera explícitamente el efecto acumulado de las demandas plásticas, es posible plantear su uso como una manera de subsanar el subdiseño de resistencia que exhiben los espectros de las NTCDS para el diseño de estructuras dúctiles con comportamiento elasto-plástico perfecto y periodo fundamental de vibración cercano el periodo dominante del terreno. En caso de que las estructuras dúctiles sean de concreto reforzado, será necesario considerar el uso de expresiones simples, tal como la Ecuación 9, para modificar las ordenadas espectrales derivadas de comportamiento elasto-plástico perfecto.

En un contexto más amplio, el diseño por desempeño no solo requiere controlar el daño estructural, sino también el daño no estructural. Dentro de este contexto ampliado es necesario aportar, además de una resistencia lateral capaz de controlar adecuadamente las demandas máxima y acumulada de deformación plástica, la rigidez lateral necesaria para controlar adecuadamente la demanda máxima de desplazamiento lateral en la estructura. Esto es posible mediante el uso de espectros de desplazamiento. Tal como se haría para un criterio de ductilidad *máxima* constante, el espectro de desplazamiento para ductilidad *acumulada* constante se obtiene al estimar y graficar, en función del periodo, el desplazamiento máximo que exhiben los sistemas de IGL utilizados en la obtención del espectro de pseudo-aceleración. El artículo que acompaña al presente dentro de esta revista (Sánchez y Terán 2008) ilustra el uso de espectros de resistencia y desplazamiento para ductilidad *acumulada* constante para el diseño por desempeño de un marco dúctil de concreto reforzado de doce pisos.

LA SOBRERRESISTENCIA ESPERADA EN LAS ESTRUCTURAS

Como se ha discutido anteriormente, dentro del contexto de los códigos actuales de diseño sísmico, la resistencia lateral de diseño se obtiene al reducir el espectro elástico de resistencia a través de un factor de reducción de resistencia. De alguna manera, este factor de reducción debe tomar en cuenta las reducciones debido a comportamiento plástico y sobrerresistencia. La razón por la cuál es deseable que un código de diseño sísmico considere explícitamente la denominada sobrerresistencia durante el diseño sísmico es, conforme ilustra la Figura 10a, que las estructuras sismorresistentes desarrollan una resistencia lateral última mucho mayor que aquella para la que fueron diseñadas. Como consecuencia, los códigos tienden a establecer requerimientos de resistencia lateral de diseño que son mucho menores que la resistencia lateral última que requiere la estructura.

Caracterizar correctamente la sobrerresistencia con fines de diseño es fundamental para lograr estructuras con niveles aceptables de seguridad. Por un lado, una subestimación de la resistencia a nivel local puede no ser benéfica para la estructura. Por ejemplo, la sobrerresistencia a flexión de los elementos estructurales resulta en un incremento importante en las fuerzas cortantes que actúan en ellos, lo que puede resultar en un comportamiento dominado por corte que resulte en un ciclo histerético inestable. Por otro lado, es importante no sobreestimarla a nivel global, ya que en este caso se consideraría durante el diseño una resistencia lateral mayor para la estructura con respecto a su resistencia real, lo que daría lugar a situaciones del lado de la inseguridad.

A pesar de lo establecido en el párrafo anterior, los códigos vigentes en varios países no requieren que los diseñadores cuantifiquen de manera explícita el nivel de sobrerresistencia. Esto tiene como consecuencia que los requerimientos de resistencia establecidos por dichos códigos no dé lugar a un nivel uniforme de seguridad ante el colapso, especialmente para estructuras con muy poca redundancia. Aunque varios códigos a nivel mundial tienden a incorporar explícitamente al proceso de diseño sísmico la sobrerresistencia estructural para subsanar la situación anterior, el planteamiento y calibración de este

parámetro ha resultado la parte más controversial en el desarrollo de normas de diseño sísmico para edificios (Uang 1991). Las NTCDS, a través de su Apéndice A, han incorporado el concepto de sobrerresistencia a su formato de diseño. A continuación se discute la pertinencia de los valores de sobrerresistencia considerados por dicho Apéndice en función de varios de los trabajos que se han realizado a nivel nacional y mundial para caracterizarla.

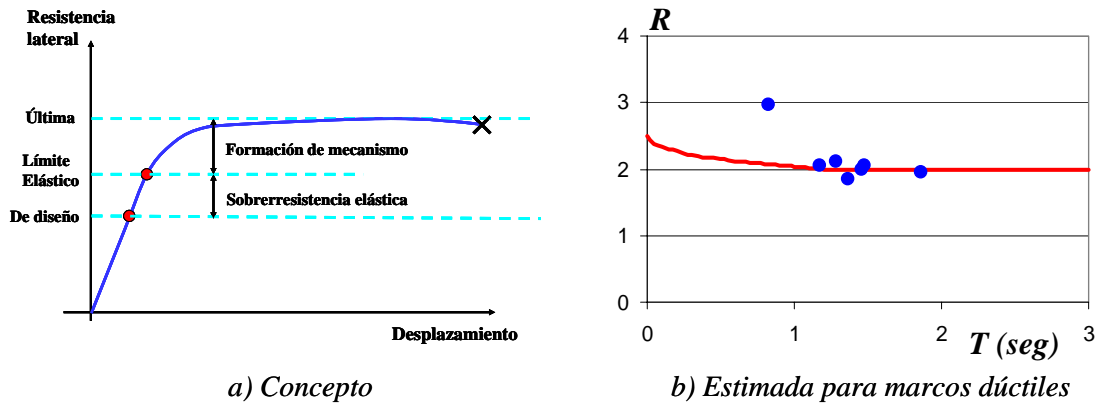


Figura 10. Sobrerresistencia lateral

La sobrerresistencia que exhibe una estructura se origina en diversas causas, dentro de las cuales destacan (Paulay 1996): A) Uso de factores de carga y resistencia durante el diseño; B) La resistencia esperada de los materiales es mayor que su resistencia de diseño; C) Las dimensiones y cuantías de acero reales de los elementos estructurales suelen ser mayores que las mínimas requeridas por requerimientos de resistencia lateral; D) Endurecimiento por deformación del acero; E) Sobre-diseño por cargas gravitacionales; E) Contribución de la losa a la capacidad sismorresistente de las vigas; F) En caso de que los elementos estructurales que forman parte del mecanismo plástico de la estructura no fluyan simultáneamente, la resistencia última del mecanismo suele ser mayor que la resistencia elástica de la estructura; y G) El uso de enfoques como el de diseño por capacidad resulta en requerimientos de resistencia que son mayores a los indicados por el análisis estructural.

Con fines de diseño, la sobrerresistencia lateral (R) puede definirse como el cociente resultante de dividir la resistencia lateral última de la estructura entre su resistencia lateral de diseño (Figura 10a). Es importante mencionar que el término sobrerresistencia esta referido en este artículo a la resistencia lateral global (cortante basal) de la estructura.

La Tabla 3 cita algunas de las numerosas investigaciones (principalmente analíticas) que se han llevado a cabo para establecer los factores que juegan un papel importante en el valor de la sobrerresistencia. Es importante destacar que las investigaciones no han arrojado hasta el momento una evidencia contundente que permita cuantificar confiablemente dicho parámetro. Quizá la razón mas importante para esto sea que los diferentes investigadores han obtenido valores de sobrerresistencia que son muy diferentes entre si; esto como resultado de un manejo poco congruente de las causas de sobrerresistencia. Además, es importante mencionar que la gran mayoría de los estudios analíticos no consideran varios factores de importancia en la estimación de la sobrerresistencia, tal como la contribución de los elementos no estructurales, la contribución de algunos componentes estructurales secundarios, la variación del perfil de fuerzas laterales, el enfoque o filosofía que usa el ingeniero estructural durante el diseño sísmico de la estructura, etc.

Tabla 3. Algunas investigaciones relacionadas con la sobrerresistencia

Autores	Valores de R	Observaciones
Miranda y Bertero (1989)	2 a 5	Edificios de baja altura desplantados en el D.F. R varía en función del modelado de la estructura.
Osteraas y Krawinkler (1990)	1.8 a 6.5	Sistemas estructurados con base en marcos de acero. R depende del sistema estructural.
Shahrooz y Moehle (1990)	7.7	Modelo 1:4 de una estructura de seis niveles estructurada con marcos de concreto reforzado.
Zhu et al. (1992)		R se incrementa conforme el número de pisos disminuye y conforme se reducen las fuerzas sísmicas de diseño.
Jain y Navin (1995)	2.4 a 15.0	Marcos de concreto reforzado de 3, 6 y 9 niveles. R se incrementa conforme el número de pisos disminuye y conforme se reducen las fuerzas sísmicas de diseño.
Rahgozar and Humar (1998)	1.5 a 3.5	Diferentes tipos de marcos contraventeados de 10 niveles.
Castro (2002)	1.4 a 3.0	Marcos de concreto reforzado de una crujía y 4, 7, 10 y 13 niveles ubicados en distintas zonas sísmicas del D.F. R se incrementa conforme el número de pisos disminuye y conforme se reducen las fuerzas sísmicas de diseño.
Figueroa (2007)	1.6 a 2.3	Edificios estructurados con marcos no dúctiles de concreto reforzado de 3, 9 y 15 pisos ubicados en distintas zonas sísmicas del D.F. R se incrementa conforme el número de pisos disminuye y conforme se reducen las fuerzas sísmicas de diseño.

El valor de la sobrerresistencia de una estructura depende de muchas variables, entre las cuales pueden mencionarse el número de pisos, el sistema estructural, y la zona sísmica donde se desplanta la estructura. La versión más reciente de las NTCDS, a través de su Apéndice A, utiliza el concepto de R dentro de sus requerimientos de diseño. Para establecer el coeficiente sísmico de diseño, el espectro elástico de diseño debe ser reducido por los factores Q' y R . Mientras que Q' equivale al factor R_{μ} , el factor R se estima conforme a lo siguiente:

$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}} & \text{si } T \leq T_a \\ 2 & \text{si } T > T_a \end{cases} \quad (10)$$

Se han hecho algunos estudios encaminados a caracterizar la sobrerresistencia de edificios diseñados conforme a las NTCDS (Osteraas y Krawinkler 1989, Terán 1998). La Figura 10b compara, para un sitio con periodo dominante de 2 segundos ubicado en la Zona del Lago, el valor de R derivado del Apéndice A para Q de 4 (línea continua), con los valores de R obtenidos por Terán (1998) para marcos dúctiles de concreto

reforzado diseñados para ese valor de Q conforme a la versión anterior de las NTCDS (círculos). Mientras que el valor de R derivado de la Ecuación 10 resulta conservador para valores bajos de T , hay una buena coincidencia entre los valores de R para valores moderados y grandes de T . Mas allá de la buena correspondencia mostrada, es necesario reconocer que el valor de R depende no solo del valor de T (conforme lo indica la Ecuación 10), sino del material y sistema estructural utilizados, y el coeficiente sísmico de diseño (Osteraas y Krawinkler 1989, Terán 1998, Castro 2002, Correa 2005, Tapia 2005, Figueroa 2007). No solo esto, sino que los valores de sobrerresistencia obtenidos para un mismo material y sistema estructural dependen fuertemente de las consideraciones utilizadas durante el diseño sismorresistente de la estructura (Correa 2005), y hay varios estudios que sugieren que las expresiones actualmente consideradas por el Apéndice A de las NTCDS arrojan valores de sobrerresistencia que en algunos casos están del lado de la inseguridad (Castro 2002, Figueroa 2007). Por tanto, será necesario emprender una serie de estudios analíticos y experimentales que aporten información suficiente y confiable para calibrar la expresión que ofrecen las NTCDS para estimar el valor de la sobrerresistencia lateral.

CONCLUSIONES

En su última versión, el Reglamento de Construcciones del D.F. contempla aspectos importantes que en sus versiones anteriores no consideraba explícitamente. Esto ha permitido, a través del Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, considerar espectros de diseño que reflejan mejor la respuesta esperada en las diferentes zonas sísmicas del Valle de México. A pesar de esto, las discusiones desarrolladas en este artículo indican que los espectros de diseño incluidos actualmente en las NTCDS no contemplan varias variables que son fundamentales para establecer de manera adecuada los requerimientos de resistencia lateral de algunas estructuras sismorresistentes.

Entre las variables y parámetros que deberán considerar cuidadosamente las futuras versiones de las NTCDS para establecer la resistencia lateral de diseño de las estructuras sismorresistentes están las siguientes: las demandas acumuladas de comportamiento plástico; el comportamiento histerético de la estructura; y la sobrerresistencia esperada en las estructuras.

Este artículo discute una serie de consideraciones que pueden hacerse para subsanar la subestimación de resistencia que se da para algunas estructuras sismorresistentes diseñadas conforme a las NTCDS. En primer lugar, el concepto de espectro de ductilidad *acumulada* constante puede utilizarse para contemplar explícitamente altas demandas de energía durante la estimación de los requerimientos de resistencia lateral de una estructura sismorresistente. En segundo lugar, el efecto de la degradación del ciclo histerético puede tomarse en cuenta a partir del uso de un factor de corrección que ajuste para los sistemas degradantes las demandas sísmicas leídas en espectros derivados de comportamiento elasto-plástico perfecto. Finalmente y en cuanto a la sobrerresistencia, es difícil por el momento proponer valores alternativos a los que actualmente ofrece el Apéndice A de las NTCDS. Sin embargo, dado que el uso de dicho apéndice puede dar lugar a situaciones del lado de la inseguridad, es importante que se lleve a cabo una serie de estudios que permitan entender la dependencia que el valor de sobrerresistencia exhibe con respecto a diferentes parámetros estructurales, y establecer los valores que pudieran utilizarse con fines de diseño.

AGRADECIMIENTOS

Los estudios reportados en este trabajo han sido posibles gracias al apoyo económico otorgado por la Universidad Autónoma Metropolitana para el proyecto 2260507. Los autores agradecen este apoyo.

REFERENCIAS

- Akiyama H y M Takahashi (1992), "Response of reinforced concrete moment frames to strong earthquake ground motions", *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings* (H. Krawinkler and P. Fajfar, eds.), Elsevier Applied Science, 105-114.
- Arroyo Espinoza D, G Rangel Torres y A Terán Gilmore (2000), "Efecto de la resistencia en el desempeño estructural", *Memorias XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural* (CD).
- Arroyo D y A Teran Gilmore (2003), "Strength reduction factors for ductile structures with passive energy dissipating devices", *Journal of Earthquake Engineering*, 7(2), 297-325.
- Arroyo D y M Ordaz (2006), "Demandas de energía plástica disipada en sistemas de un grado de libertad ubicados en suelos blandos", *Memorias XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica* (CD), Artículo V-02.
- Bertero V V (1997), "Performance-based seismic engineering: A critical review of proposed guidelines", *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Slovenia, Memorias, 1-31.
- Bojorquez E y S E Ruiz (2004), "Strength reduction factors for the valley of Mexico taking into account low cycle fatigue effects", *Memorias XIII Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica* (CD), Artículo 516.
- Castro Gutiérrez B (2002), "Estudio de sobrerresistencia en estructuras", *Proyectos Terminales de Ingeniería Civil I y II*, Universidad Autónoma Metropolitana.
- Correa Arizmendi H (2005), "Evaluación de los criterios de diseño sísmico de la propuesta del reglamento de construcciones para el Distrito Federal del 2001 para edificios regulares con base en marcos dúctiles de concreto reforzado", *Tesis de Maestría*, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Cosenza E, G Manfredi y R Ramasco (1993), "The use of damage functionals in earthquake engineering: a comparison between different methods", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 22, 855-868.
- Cosenza E. y G Manfredi (1996), "Seismic design based on low cycle fatigue criteria", *Memorias XI Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica* (CD), Artículo 1141.
- Chai Y H (2004), "Incorporating low-cycle fatigue model into duration-dependent inelastic design spectra", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34, 83-96.
- Decanini L D y F Mollaioli (2001), "An energy-based methodology for the assessment of seismic demand", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21, 113-137.
- Espinosa-Johnson M A y A Terán-Gilmore (2000), "Efecto de la degradación de rigidez en las demandas sísmicas de sistemas simples", *Memorias XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural* (CD).
- Fajfar P (1992), "Equivalent ductility factors taking into account low-cycle fatigue", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 21, 837-848.
- Federal Emergency Management Agency (1997), "FEMA 273, NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings".
- Figuroa J M (2007), "Caracterización de la sobrerresistencia en marcos de concreto reforzado con $Q = 2$ ", *Tesis de Maestría*, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Gobierno del Distrito Federal (2004), "NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Décimo Cuarta Época, II (103-Bis).

- Housner G W (1956), "Limit design of structures to resist earthquakes", *Memorias del Primer Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica*, 5-1 a 5-13.
- Huerta-Garnica B y E Reinoso-Angulo (2002), "Espectros de energía de movimientos fuertes registrados en México", *Revista de Ingeniería Sísmica*, 66, 45-72.
- Jain S K y Navin R (1995), "Seismic Overstrength in Reinforced Concrete Frames", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 121 (3), 580-585.
- Kunnath S K, A M Reinhorn y Y J Park (1990), "Analytical modeling of inelastic seismic response of R/C structures", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 116 (4), 996-1017.
- Manfredi G (2001), "Evaluation of seismic energy demand", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30, 485-499.
- Miranda E y V V Bertero (1989), "The Mexico earthquake of September 19, 1985-performance of low-rise buildings in Mexico City", *Earthquake Spectra*, 5(1), 121-143.
- Miranda E (1993), "Site-dependent strength reduction factors", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 119 (12), 3503-3519.
- Miranda E y J Ruiz (1999), "Influencia de la degradación de rigidez en las demandas de desplazamiento lateral de estructuras cimentadas en suelos blandos", *Memorias XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Morelia.
- Miranda E y J Ruiz (2002), "Influence of stiffness degradation on strength demands of structures built on soft soil sites", *Engineering Structures*, 24(10), 1271-1281.
- Ordaz M y E Pérez (1998), "Estimation of strength reduction factors for elastoplastic systems: a new approach", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27, 889-901.
- Osteraas J y H Krawinkler (1989), "Behavior of steel buildings", *Earthquake Spectra*, 5(1), 1-26.
- Panagiotakos T B y M N Fardis (2001), "Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate", *ACI Structural Journal*, 98(2), 135-148.
- Park Y J y A H Ang (1985), "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 111(ST4), 740-757.
- Paulay T (1996), "Seismic design of concrete structures the present need of societies", *Memorias del XII Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica* (CD), Artículo 2001.
- Rahgozar M A y Humar J L (1998), "Accounting for overstrength in seismic design of steel structures", *Canadian Journal of Civil Engineering*, 25, 1-5.
- Reyes Salinas C (2000), "El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios", *Tesis Doctoral*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Rodriguez M E y J C Aristizabal (1999), "Evaluation of a seismic damage parameter", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28, 463-477.
- Ruiz-García J y E Miranda (2004), "Inelastic Displacement Ratios for Structures Built on Soft Soil Sites", *Journal of Structural Engineering*, 130(12), 2051-2061.
- Shahrooz B M y Moehle J P (1990), "Evaluation of seismic performance of reinforced concrete frames", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 116 (5), 1403-1422.

- Sánchez-Badillo A y A Terán-Gilmore (2008), "Diseño por desempeño de marcos dúctiles de concreto reforzado ubicados en la Zona del Lago del D.F.: ejemplo de aplicación", *Revista de Ingeniería Sísmica*, 78, 47-71.
- Silva-Olivera H y O López-Bátiz (2001), "Estudio experimental sobre índices de daño en estructuras de concreto reforzado sujetas a cargas laterales", *Memorias XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica* (CD).
- Somerville P G, N Smith, S Punyamurthula y J Sun (1997), "Development of ground motion time histories for phase 2 of the FEMA/SAC Steel Project", *Reporte SAC/BD-97/04*, SAC Joint Venture.
- Tapia Hernández E (2005), "Estudio de los criterios del RCDF-2004 y sus normas técnicas complementarias para el diseño sísmico de edificios regulares con base en marcos de acero", *Tesis de Maestría*, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Terán-Gilmore A (1996), "Performance-based earthquake-resistant design of framed buildings using energy concepts", *Tesis de Doctorado*, Universidad de California en Berkeley.
- Terán-Gilmore A (1998), "Características mecánicas y desempeño sísmico de marcos dúctiles de concreto reforzado", *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, I, 564-573.
- Terán-Gilmore A y M A Espinoza-Johnson (2003), "Resistencia de diseño para sistemas simples que exhiben degradación de rigidez y resistencia", *Memorias XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica* (CD).
- Terán-Gilmore A y J O Jirsa (2003), "Un modelo simple para predecir la ocurrencia de fatiga de bajo número de ciclos", *Memorias XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica* (CD), Artículo IV-06.
- Terán-Gilmore A, E Avila y G Rangel (2003), "On the use of plastic energy to establish strength requirements in ductile structures", *Engineering Structures*, 25, 965-980.
- Terán-Gilmore A y N Bahena-Arredondo (2004), "Factores de reducción de resistencia para espectros de ductilidad acumulada constante", *Memorias XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural* (CD), Artículo I-29.
- Terán-Gilmore A y J O Jirsa (2007), "Energy demands for seismic design against low cycle fatigue", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36 (3), 383-404.
- Trifunac M D y A G Brady (1975), "A study on the duration of strong earthquake ground motion", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(3), 581-626.
- Uang C M (1991), "Establishing R (or R_w) and C_d factors for Building Seismic Provisions", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 117 (1), 19-28.
- Williams M S y R G Sexsmith (1997), "Seismic assessment of concrete bridges using inelastic damage analysis", *Engineering Structures*, 19(3), 208-216.
- Zahrah T F y W J Hall (1984), "Earthquake energy absorption in SDOF structures", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 110(8), 1757-1772.
- Zhu T J, W K Tso y A C Heidebrecht (1992), "Seismic performance of reinforced concrete ductile moment-resisting frame buildings located in different seismic regions", *Canadian Journal of Civil Engineering*, 19(4), 688-710.