



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA METROPOLITANA
UNIDAD AZCAPOTZALCO

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS
E INGENIERÍA.

POSGRADO EN INGENIERÍA
ESTRUCTURAL

“FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA PARA
ESPECTROS DE DUCTILIDAD ACUMULADA CONSTANTE
EN ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO”

T E S I S

PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

P R E S E N T A

NADYNE BAHENA ARREDONDO

DIRECTOR DE TESIS: DR. AMADOR TERÁN GILMORE

MÉXICO, D.F. JUNIO DE 2008

AGRADECIMIENTOS:

Agradezco ampliamente a las siguientes personas:

Amador Terán Gilmore

Bertha Arredondo Navarrete

Alberto E. Bahena Gallardo

Manuel E. Ruiz Sandoval

Héctor Sánchez Sánchez

Así como a la:

“UNIVERSIDAD AUTONOMA METROPOLITANA – AZCAPOTZALCO.”

ALCANCE

Los reglamentos actuales de diseño consideran que las estructuras con cierto grado de ductilidad deben lograr disipar energía mediante deformaciones inelásticas, cuando se vean sometidas a una excitación sísmica. Sin embargo, diversas investigaciones, realizadas en años recientes, dejan ver que las estructuras dúctiles además, deben de ser capaces de acomodar demandas muy altas de deformación plástica acumulada, ésta es la suma de todos los desplazamientos plásticos alcanzados por un sistema sujeto a múltiples excursiones en el rango inelástico de comportamiento. Particularmente, éste es un problema para aquellas estructuras cuyo periodo fundamental de vibración se acerca al periodo dominante del suelo donde se desplanta.

La falta de consideración explícita, de las demandas acumuladas de deformación plástica, en el Reglamento de Construcciones del D.F., puede llevar a que las estructuras dúctiles desplantadas en la Zona de Lago exhiban un desempeño sísmico inconsistente y alejado de sus necesidades de diseño.

Existe conjuntamente una gran cantidad de evidencia experimental y de campo, que nos aporta la información suficiente, para concluir que las demandas acumuladas de deformación plástica pueden llegar a jugar un papel determinante en el nivel de seguridad de las estructuras sismorresistentes. En consecuencia, varios autores han sugerido diseñar las estructuras para que durante la excitación sísmica su demanda máxima de deformación sea la equivalente a entre el 50% y 60% de la deformación última, considerando un estado de deformación monotónicamente creciente, como una forma de proteger a las estructuras de las demandas severas de deformación plástica.

En México, no existe por el momento un consenso acerca de si debe tomarse en cuenta el efecto de las demandas acumuladas de deformación plástica durante el diseño sísmico. No obstante, existe preocupación en varios investigadores mexicanos, ya que la superposición de los daños observados durante el sismo de 1985 con la evidencia analítica, experimental y de campo, señala que las estructuras desplantadas en la Zona de Lago de Ciudad de México con periodo fundamental de vibración similar al del suelo, están mucho más expuestas a presentar daño excesivo y aun a sufrir colapso, cuando se presenta una excitación sísmica, que las demás estructuras al ser diseñadas con el actual Reglamento de Construcciones del D.F.

El desarrollo del concepto de espectro de resistencia para ductilidad acumulada constante, es una opción para mejorar el diseño de estructuras

que se caracterizan por tener un periodo fundamental de vibración similar al del suelo ($T \approx T_g$) y estar localizadas en la Zona de Lago de la Ciudad de México.

Esta tesis desarrolla expresiones para el cálculo de factores de reducción de resistencia, considerando la ductilidad acumulada constante de S1GL. Estos factores permiten estimar la resistencia de diseño de sistemas de un grado de libertad a partir del espectro elástico del mismo.

El procedimiento para llegar a una expresión satisfactoria del factor de reducción de resistencia para ductilidad acumulada constante se presenta en este documento conforme a lo siguiente:

En el Capítulo 1 se expone la necesidad de considerar las demandas acumuladas de deformación plástica, cuando se trate de diseño sísmico en estructuras ubicadas en la Zona de Lago de Ciudad de México, además se presentan las aportaciones y limitaciones del material que integra esta tesis.

El Capítulo 2 explica el uso de los conceptos energéticos durante el diseño sísmico, e introduce el concepto de índice de daño como una alternativa para desarrollar una metodología de diseño contra la fatiga de bajo número de ciclos.

El Capítulo 3 se refiere al alcance paramétrico de los estudios aquí presentados. En particular, se presentan las propiedades de las excitaciones sísmicas utilizadas, y el rango de valores que adoptan las propiedades estructurales de los sistemas bajo estudio.

En el Capítulo 4 se muestran los resultados obtenidos al utilizar acelerogramas sintéticos como parte de una primera etapa de cálculo. En esta etapa se estudiaron las tendencias que exhiben de los factores e reducción de resistencia para espectros de ductilidad acumulada constante, en función de las propiedades dinámicas de las series de acelerogramas sintéticos, y de las propiedades estructurales de los sistemas bajo estudio.

En el Capítulo 5 se desarrolla una expresión para establecer el factor de reducción de resistencia para espectros de ductilidad acumulada constante, en función del periodo dominante del terreno, y del periodo y ductilidad última del sistema sismorresistente. La expresión se deriva de un análisis de regresión que utiliza tres grupos de acelerogramas registrados en la Zona de Lago del D.F. Finamente, se verifica que la expresión propuesta arroje resultados razonables cuando se trate del diseño de estructuras dúctiles desplantadas en la Zona de Lago del D.F. que como se menciono anteriormente es nuestro caso de estudio.

El Capítulo 6 se comprende de las conclusiones más importantes de esta tesis. En lo fundamental, se concluye que la expresión final resulta por lo general en un control adecuado de las demandas acumuladas de deformación plástica.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1. INTRODUCCIÓN

1.1 CIUDAD DE MÉXICO

La regionalización sísmica de México, elaborada por la Comisión Federal de Electricidad (CFE), ubica a la Ciudad de México dentro de la Zona “B”, la cual corresponde a moderado peligro sísmico. Esto debido a que el Distrito Federal se encuentra a una distancia considerable del litoral del Océano Pacífico, que es donde se generan la mayoría de los sismos mexicanos de gran intensidad. Sin embargo, en la Ciudad de México existen zonas de alto peligro sísmico, resultado de las características particulares del suelo. Como lo son los estratos de arcilla ubicados en lo que fueron los antiguos lagos del Valle de México (Figura 1.1), donde se manifiesta lo que conocemos como efectos de sitio, esto es, la amplificación de las ondas sísmicas, en este caso de periodo largo.



Figura 1.1 Antiguos Lagos del Valle de México

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (Octubre 2004) distinguen tres zonas sísmicas (Figura 1.2): A) Zona I, o de Lomas, es aquella en donde a una profundidad menor a 3 m se encuentran estratos rocosos; B) Zona II, o de Transición, los estratos rocosos exhiben una profundidad entre 3 y 20 m; y C) Zona III, o de Lago, donde el suelo firme se localiza a una profundidad mayor de 20 m. Asimismo las NTC para Diseño por Sismo especifican una subdivisión de la Zona III, de tal manera que ésta queda dividida en cuatro subzonas (III_a, III_b, III_c, III_d).

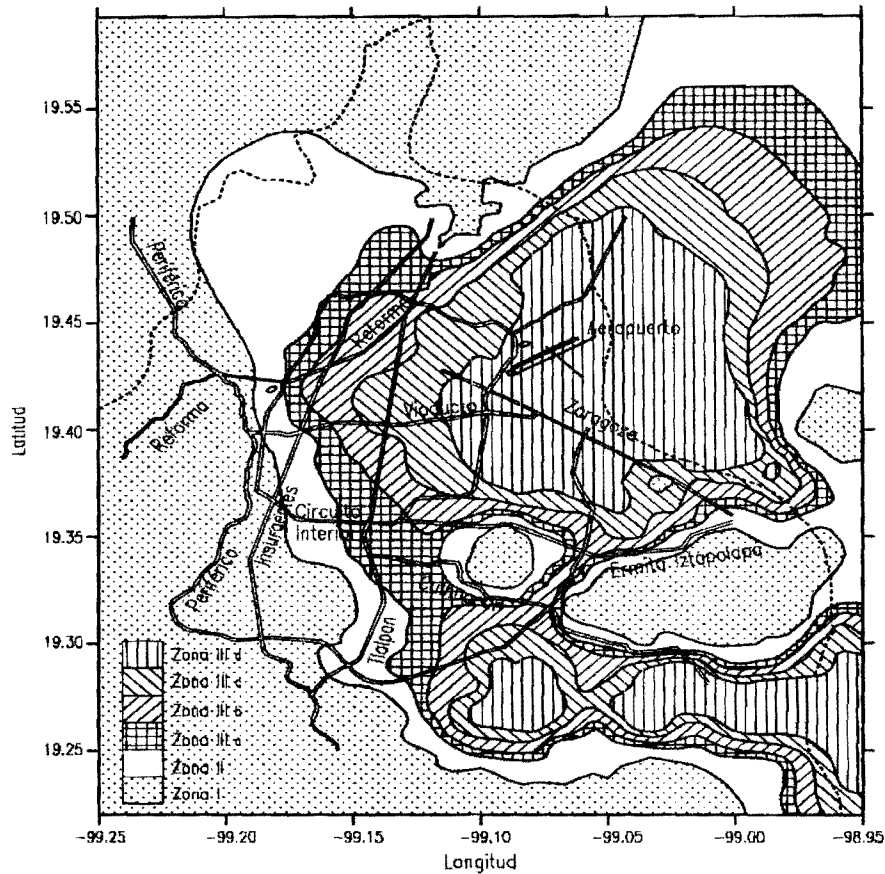


Figura 1.2 Zonificación del D.F. para fines de diseño por sismo

Dado que en la Zona de Lago se localizan los depósitos de arcillas compresibles más profundos, es en ésta zona donde la amplificación de la repuesta del suelo es mayor a causa de los efectos de sitio. Como consecuencia, la Zona del Lago del D.F. es una de las zonas con mayor peligro sísmico dentro de la República Mexicana.

Al disipar energía frente a una excitación sísmica, las estructuras desplantadas en la Zona de lago del D.F. presentan altas demandas de energía plástica y una notoria influencia de la deformación plástica máxima. En relación a lo antes mencionado Uang y Bertero (1990) concluyeron que los espectros de energía de entrada generalmente son insensibles a la máxima demanda de ductilidad, como lo es para el tipo de suelo Los Ángeles blando, excepto para el caso de la Ciudad de México (Figura 1.3).

La Figura 1.3 muestra espectros de energía de entrada para cuatro diferentes grupos de acelerogramas, tres de ellos corresponden al área urbana de Los Ángeles, California y uno a la Zona de Lago de la Ciudad de México.

Los acelerogramas de Los Ángeles fueron establecidos por Somerville, P.G. (1977), en grupos de 20 de acuerdo a lo siguiente:

1. Sismo de diseño para suelo firme con 10% de excedencia en 50 años (LA 10 en 50).
2. Sismo de diseño para suelo firme con 50% de excedencia en 50 años (LA 50 en 50).
3. Sismo de diseño para suelo blando con 50% de excedencia en 50 años (LA Blando).

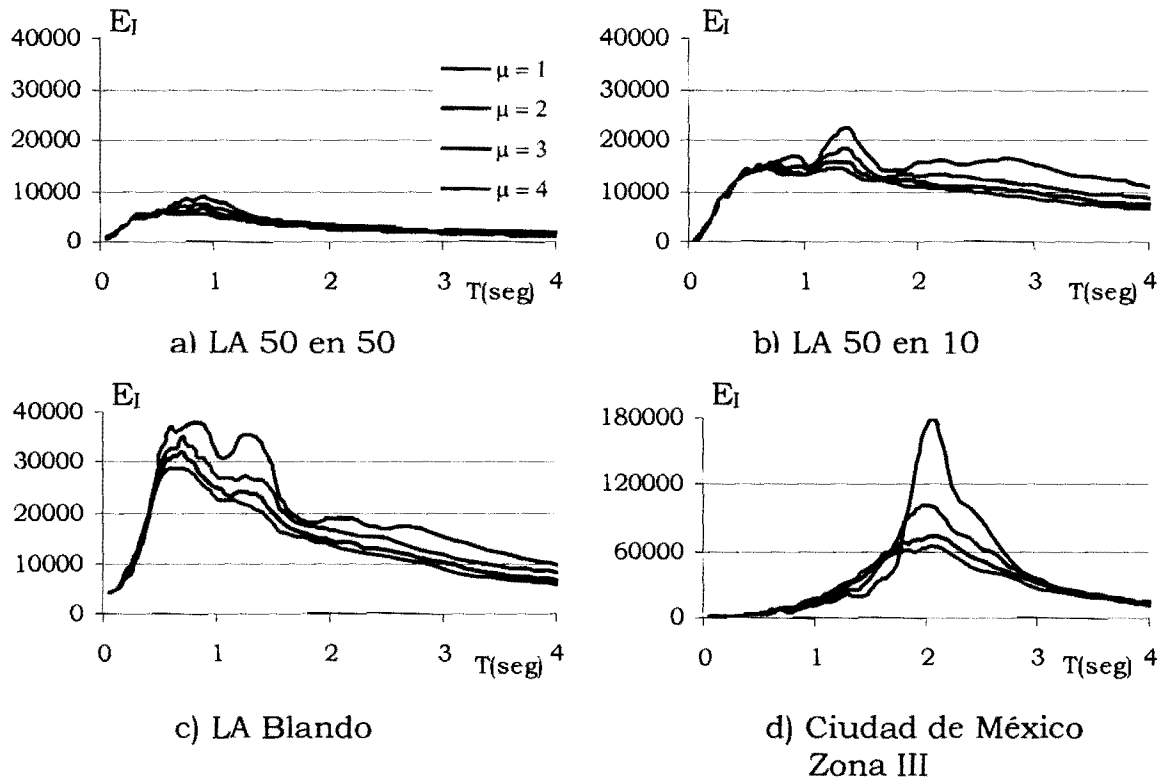


Figura 1.3 Espectros de energía de entrada (E_I), para ductilidad máxima constante.

Investigaciones recientes sugieren que las estructuras dúctiles ubicadas en la Zona de Lago, deben acomodar demandas muy severas de deformación plástica acumulada. Particularmente, este es un problema para aquellas estructuras cuyo periodo fundamental de vibración se acerca al periodo dominante del suelo donde se desplantan (Figura 1.4). Al respecto, Terán (1998) observa que las demandas acumuladas de rotación plástica en las vigas de marcos dúctiles diseñados conforme al Reglamento de construcciones del D.F. (RCDF), se incrementan considerablemente conforme el periodo del marco se acerca al periodo dominante del suelo, y que la no consideración explícita de las demandas acumuladas de deformación puede llevar a que los marcos presenten un desempeño

sísmico inconsistente, y totalmente alejado de sus necesidades de diseño. Otros estudios analíticos que siguieron al anterior han ilustrado consistentemente la severidad de la problemática discutida en este párrafo, y la preocupación de varios investigadores mexicanos alrededor de este tema (Rodríguez y Ariztizabal 1999, Huerta y Reinoso 2002, Bojórquez y Ruiz 2004, Arroyo 2005).

Aparte de lo anterior, hay una gran cantidad de evidencia experimental y de campo que sugiere fuertemente que las demandas acumuladas de deformación plástica pueden llegar a jugar un papel instrumental en el nivel de seguridad de las estructuras sismorresistentes (Park y Ang 1985, Stephens y Yao 1986, Williams y Sexsmith 1997, Silva y López 2001).

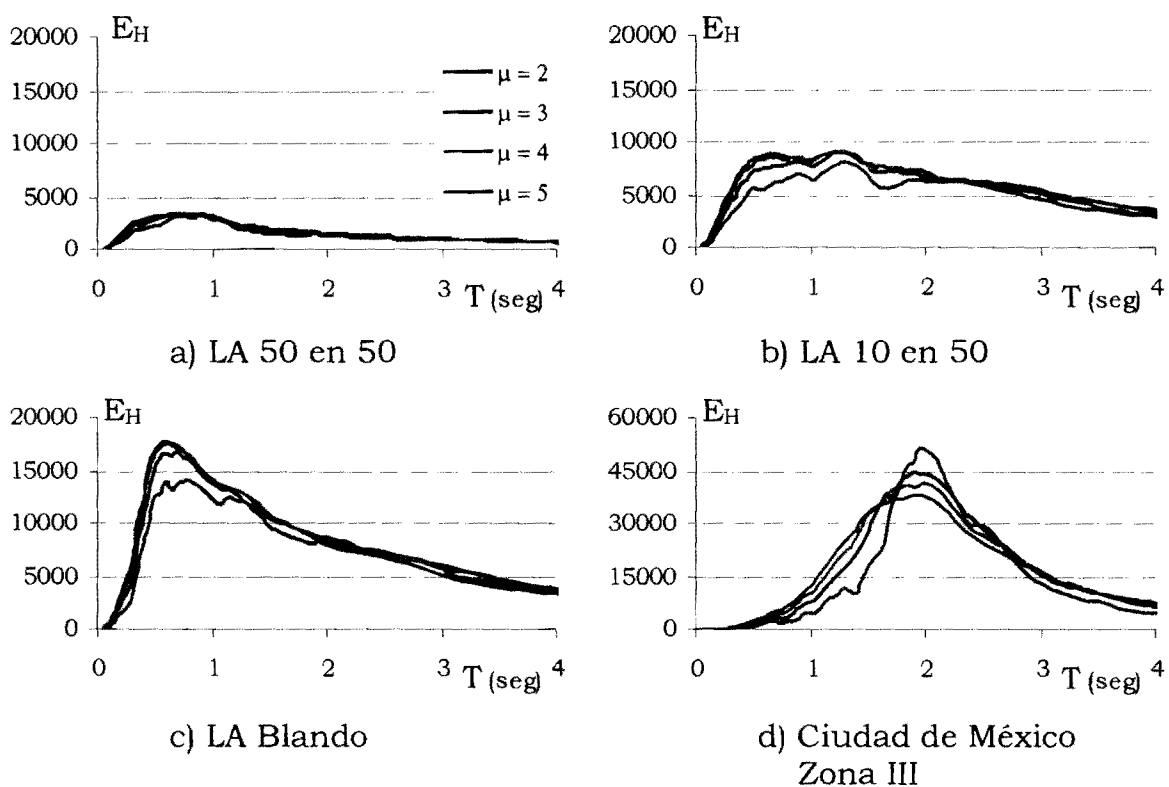


Figura 1.4 Espectros de energía plástica (E_H).

En México no existe por el momento un consenso acerca de si debe tomarse en cuenta el efecto de las demandas acumuladas de deformación plástica y mucho menos de cómo hacerlo. Sin embargo existe evidencia analítica, experimental y de campo, que señala con claridad que las estructuras desplantadas en la Zona de Lago de la Ciudad de México con ($T \approx T_g$) están mucho más expuestas a daño excesivo y aún a sufrir colapso que las demás estructuras que se diseñan conforme al Reglamento de construcciones del Distrito Federal (RCDF).

2. ENFOQUE

2.1 USO DE CONCEPTOS DE ENERGÍA EN EL DISEÑO SÍSMICO

La reglamentación actual para el diseño por sismo permite, mediante la reducción del espectro elástico de resistencia, que las estructuras ingresen dentro de su intervalo plástico de comportamiento. En el caso particular de Ciudad de México esto se hace por medio del factor de comportamiento sísmico (Q), el cual define el factor de reducción del espectro elástico de resistencia, Q' .

El factor de comportamiento sísmico (Q) toma valores que van de 1 a 4 según la regularidad estructural, el material y sistema estructural utilizado, y está cercanamente asociado a la capacidad última de deformación de la estructura (ductilidad última). A pesar de ello, la metodología de diseño planteada en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DS) no trata de manera explícita las capacidades máxima y acumulada de deformación plástica de las estructuras. Quizá una de las mayores deficiencias del planteamiento normativo consiste en no establecer una relación directa y explícita entre la ductilidad última (μ_u) que es capaz de desarrollar la estructura y el factor de reducción de resistencia utilizado durante el diseño sísmico de la misma. En esta tesis, se entiende por μ_u el cociente entre el desplazamiento lateral último que la estructura es capaz de alcanzar cuando se le sujeta a un estado de deformación monotónicamente creciente y su desplazamiento lateral de fluencia.

El principal objetivo del diseño por sismo es asegurar que el suministro sísmico de resistencia, rigidez y capacidad de deformación máxima y acumulada excedan, con un adecuado margen de seguridad, las demandas sísmicas de resistencia, rigidez y capacidad de deformación máxima y acumulada. Bajo esta óptica, el procedimiento adoptado por el RCDF y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC) resulta insuficiente, ya que se avoca a controlar de manera implícita e incompleta la demanda máxima de ductilidad en la estructura, e ignora las preocupaciones expresadas por diversos investigadores en relación a la importancia que las demandas acumuladas de deformación plástica pueden tener en el comportamiento de las estructuras sujetas a varios ciclos de carga (Zahrah y Hall 1984, Fajfar 1992 et al.). Al respecto, Terán (1998a) señala que una metodología de diseño sísmico que no tome en cuenta de manera explícita las demandas máxima y acumulada de deformación plástica que una estructura sufre durante excitaciones sísmicas severas, puede llevar a un desempeño sísmico inadecuado.

Éste mal desempeño sísmico ya se ha evidenciado en estructuras sismorresistentes modernas durante eventos sísmicos recientes, por lo cual es necesario replantear las metodologías actuales de diseño. En esta tesis se hace uso de conceptos de energía para plantear un procedimiento sísmico que considere explícitamente las demandas máxima y acumulada de deformación plástica.

2.1.1 Ecuación de balance de la energía

La energía de entrada constituye una medida de la energía que una excitación sísmica introduce en una estructura sismorresistente, la cual será absorbida y disipada por la misma.

Considere la ecuación de movimiento para un sistema de un grado de libertad (S1GL):

$$m\ddot{u}_t + c\dot{u} + ku = 0 \quad (2.1)$$

Donde m es la masa del S1GL, c es el coeficiente de amortiguamiento, $ku = f_s$ es la fuerza restauradora del sistema, u es el desplazamiento de la masa relativo al terreno y u_t es el desplazamiento absoluto de la masa, $u_t = u + u_g$ donde u_g es el desplazamiento del terreno.

Integrando la ecuación (2.1) respecto al desplazamiento absoluto de la masa se obtiene (Uang y Bertero 1990):

$$\int m \dot{u}_t du + \int c \dot{u} du + \int f_s du = 0 \quad (2.2)$$

Remplazando el desplazamiento de la masa relativo al terreno (u) por ($u_t - u_g$) en el primer término de la ecuación (2.2) resulta (Uang y Bertero 1990):

$$\int m \dot{u}_t du = \int m \dot{u}_t (du_t - du_g) = \int m \frac{d\dot{u}_t}{dt} du_t - \int m \dot{u}_t du_g \quad (2.3)$$

Entonces:

$$\int m \dot{u}_t du = \frac{m(\dot{u}_t)^2}{2} - \int m \dot{u}_t du_g \quad (2.4)$$

Sustituyendo la ecuación (2.4) en (2.2) obtenemos (Uang y Bertero 1990):

$$\frac{m(\dot{u}_t)}{2} + \int c \dot{u} du + \int k u du = - \int m \dot{u}_t du_g \quad (2.5)$$

La ecuación (2.5) puede expresarse de la siguiente forma:

$$E_k + E_\xi + E_a = E_I \quad (2.6)$$

Donde E_k es la energía cinética; E_ξ la energía viscosa; E_a representa la energía absorbida por el sistema; y E_I es la energía de entrada.

E_a se compone de la energía plástica disipada por el sistema ($E_{H\mu}$) más la energía elástica de deformación almacenada en el sistema (E_s) (Uang y Bertero 1990):

$$E_a = E_{H\mu} + E_s \quad (2.7)$$

Finalmente, sustituyendo la ecuación (2.7) en la ecuación (2.6) (Uang y Bertero 1990):

$$E_k + E_\xi + E_{H\mu} + E_s = E_I \quad (2.8)$$

E_I la energía de entrada, representa el trabajo realizado por el cortante basal en la cimentación con respecto al desplazamiento del terreno (Uang y Bertero 1990). En particular, es la energía plástica disipada por la estructura sismorresistente ($E_{H\mu}$) la que exhibe una alta correlación con el nivel de daño estructural que exhiben sus elementos estructurales.

2.1.2 Energía plástica

Diversos investigadores han señalado que aún cuando la filosofía actual de diseño sísmico de estructuras de ocupación estándar permite comportamiento plástico durante excitaciones sísmicas severas, la respuesta de las estructuras ante sismos severos no puede evaluarse solamente a través de la ductilidad máxima (Fajfar 1992, Krawinkler y Nassar 1992, Terán 1998). Esto es, el nivel de daño producido por un sismo severo no solamente depende del desplazamiento máximo que se produzca en la estructura, sino que hay que hacer una consideración simultánea del daño que se acumula en la estructura como consecuencia de sus múltiples incursiones en el intervalo plástico. Dentro de este contexto, la energía plástica proporciona una idea del número promedio y magnitud promedio de ciclos en que la estructura incursiona en su intervalo plástico de comportamiento, o en otras palabras, de las demandas plásticas acumuladas.

La Figura 2.1 muestra la energía plástica ($E_{H\mu}$) que disipa un sistema que incurre en su intervalo plástico de comportamiento. Este concepto puede extenderse a un sistema sujeto a demandas reversibles de deformación

plástica, de tal manera que su energía plástica puede definirse como el área debajo de todos los lazos de histéresis que la estructura acomoda durante una excitación sísmica.

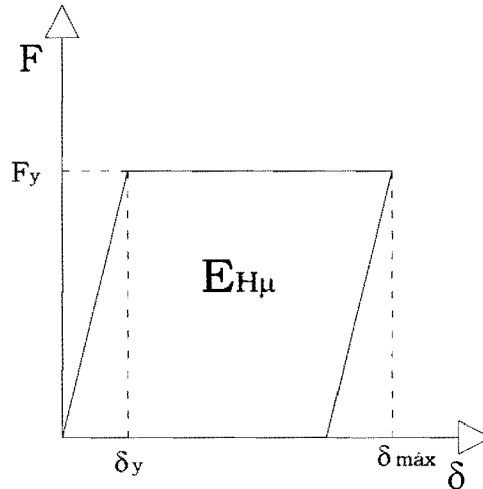


Figura 2.1 Energía plástica disipada por un sistema elasto-plástico

La capacidad que tiene un sistema para disipar energía plástica es función de la amplitud de las incursiones plásticas en que se disipa dicha energía. Por ejemplo, Ávila y Terán (2000) observan que la energía plástica que disipa un sistema que incurre en ciclos plásticos de amplitud pequeña puede ser significativamente mayor que la energía plástica que disiparía ese mismo sistema si se le sujetara a ciclos de mucha mayor amplitud. Esto es, la capacidad de disipación de energía que posee una estructura no solo depende de sus propiedades estructurales, sino que se incrementa conforme se reduce la amplitud de los ciclos en que se disipa la energía plástica.

2.1.3 Energía plástica normalizada

La energía plástica por si sola no provee información suficiente para evaluar el desempeño estructural ni la importancia de las demandas plásticas acumuladas. En la cuantificación de la severidad de las demandas de deformación plástica es necesario considerar simultáneamente la energía plástica, y la resistencia y rigidez lateral del sistema estructural conforme a lo siguiente:

$$NE_{H\mu} = \frac{E_{H\mu}}{F_y \delta_y} \tag{2.9}$$

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

Donde N_i es el número de ciclos que causan la falla; n_i el número de ciclos y α un índice modificador de daño. Los signos (+) y (-) corresponden a la dirección de la carga.

Terán y Jirsa (2003)

$$DMI_{MH}^s = \frac{(2-b)aNE_{H\mu}}{2r(\mu_u - 1)} \quad (2.15)$$

Donde b es un parámetro estructural para describir la estabilidad del ciclo histerético; a contabiliza la forma en que se disipa la energía plástica, r caracteriza la capacidad de deformación y μ_u es la ductilidad última.

En algunos casos, como lo es el de los índices de Park y Ang y el de Terán y Jirsa, los valores del índice de daño se calibran de tal manera que un valor de cero esta asociado a no daño, y un valor de uno a falla o colapso incipiente. La Figura 2.2 muestra la interpretación numérica del índice de daño de Park y Ang.

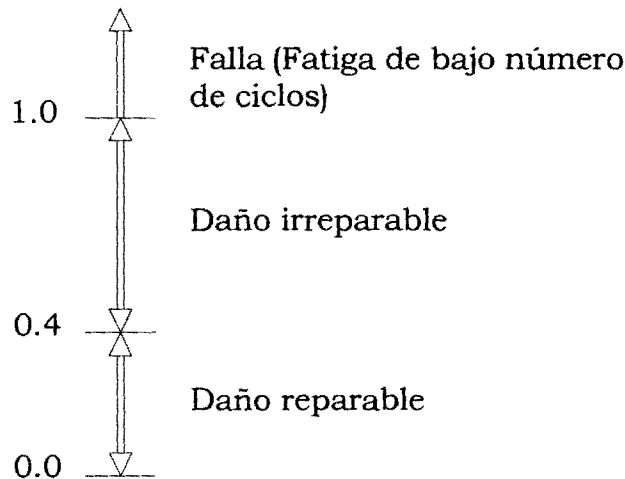


Figura 2.2 Nivel de daño estructural acorde a Park y Ang (1985)

El índice de daño que se elija debe balancear la precisión y simplicidad requeridas por la metodología de evaluación estructural o diseño sísmico que se desee plantear. En el caso específico de esta tesis, se trata de sentar las bases para una metodología de diseño por desempeño que garantice, para el estado límite de seguridad, el no colapso de estructuras sujetas a varios ciclos de comportamiento plástico. Terán y Jirsa (2003) han observado que el nivel de diseño sísmico que resulta de utilizar índices simples como el de Terán y Jirsa y el de Park y Ang es muy similar al derivado de índices más complejos. Con base en esto, este trabajo plantea relacionar el nivel de deterioro estructural asociado a la fatiga de bajo

número de ciclos con las demandas globales de energía plástica en la estructura sismorresistente.

2.2 DISEÑO SÍSMICO CONTRA FATIGA DE BAJO NÚMERO DE CICLOS

La evidencia experimental y de campo indica que la resistencia, rigidez y capacidad de deformación última de los elementos y estructuras de concreto reforzado, se deterioran cuando se les introduce a su intervalo de comportamiento plástico. Sin embargo, los reglamentos actuales de diseño sísmico no consideran explícitamente la fatiga de bajo número de ciclos, aún en el caso de estructuras de tipo estándar que por estar sujetas a excitaciones sísmicas de larga duración, deben acomodar un número importante de ciclos de comportamiento plástico. Además, debe considerarse que las estructuras poseen una historia, de tal manera que la respuesta de una estructura sismorresistente ante un sismo dado no depende únicamente del sismo en cuestión, sino del efecto que hayan tenido sobre la estructura las excitaciones sísmicas previas.

La fatiga de bajo número de ciclos puede definirse como el estado de falla que se presenta en los elementos estructurales como consecuencia de su incursión cíclica repetida en el intervalo plástico de comportamiento, de tal manera que lleguen a su estado último de utilidad a niveles de deformación significativamente menores que la capacidad de deformación última de la estructura (Terán y Jirsa 2003).

En la mayoría de casos de utilidad práctica, la fatiga de bajo número de ciclos en elementos de concreto reforzado puede caracterizarse a través de la energía plástica normalizada. (Terán y Jirsa 2003). Dado lo anterior, en esta tesis se considera el uso de los índices de daño propuestos por Park y Ang (1985) y Terán y Jirsa (2003) para evaluar la ocurrencia de la fatiga de bajo número de ciclos. Ambos índices consideran explícitamente las demandas acumuladas de deformación plástica a través de la energía plástica normalizada ($NE_{H\mu}$) que es la suma de todos los desplazamientos plásticos normalizados por el de fluencia.

Una metodología de diseño sísmico contra fatiga de bajo número de ciclos, requiere, además de modelos simples que caractericen este tipo de falla, diferenciar la demanda de ductilidad máxima ($\mu_{m\acute{a}x}$) de la capacidad de deformación última de la estructura (μ_u).

2.2.1 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 sujetos a carga cíclica. Dicho índice

toma en cuenta simultánea e independientemente el daño producido por las demandas de ductilidad máxima y acumulada:

$$DMI_{PA} = \frac{\mu_{max}}{\mu_u} + \beta \frac{NE_{H\mu}}{\mu_u} \quad (2.16)$$

donde μ_{max} es la demanda máxima de ductilidad, μ_u es la ductilidad última, $NE_{H\mu}$ es la energía plástica normalizada (ductilidad acumulada en el caso de sistemas elastoplásticos) y β es un parámetro estructural que caracteriza la estabilidad del ciclo histerético de la estructura. β igual a 0.15 corresponde a sistemas dúctiles que exhiben comportamiento histerético razonablemente estable (lo implica que pueden acomodar demandas plásticas importantes antes de exhibir problemas por fatiga); mientras que β entre 0.2 y 0.4 corresponde a sistemas que exhiben degradaciones importantes de resistencia y rigidez (lo que implica que relativamente pronto exhiben daño importante ante la presencia de ciclos de deformación plástica) (Cosenza y Manfredi 1996, Williams y Sexsmith 1997, Silva y López 2001).

Bajo la presencia de múltiples deformaciones cíclicas, 1.0 representa el umbral de DMI_{PA} en el que se espera la ocurrencia de fatiga de bajo número de ciclos:

$$1 = \frac{\mu_{max}}{\mu_u} + \beta \frac{NE_{H\mu}}{\mu_u} \quad (2.17)$$

$$\mu_{max} = \mu_u - \beta NE_{H\mu} \quad (2.18)$$

La ecuación (2.18) enfatiza que μ_{max} debe ser menor que μ_u , y que conforme las demandas de energía ($NE_{H\mu}$) en la estructura sean más severas, el valor de μ_{max} debe reducirse cada vez más con respecto al valor de μ_u para proteger a la estructura contra el fenómeno de fatiga de bajo número de ciclos (Terán-Gilmore 2002). Al mismo tiempo resalta el hecho de que una disminución en β (parámetro estructural que caracteriza la estabilidad del ciclo histerético de la estructura) conlleva un comportamiento más estable donde el valor de μ_{max} crece respecto al valor de μ_u .

2.2.2 Modelo 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. Básicamente, este modelo representa una simplificación de la teoría de acumulación de daño

a través de la suposición de una distribución fija de excursiones plásticas en función de su amplitud.

La teoría de acumulación de daño considera que la capacidad de disipar energía de una estructura sismorresistente es función de su historia de desplazamientos. Dada la historia de desplazamientos, el problema se centra en como delimitar los ciclos y como establecer su amplitud. Powell y Alahabadi (1987) sugieren el Método de la gota de lluvia (Rain Flow Counting Method) para solucionar éste problema.

Para carga sísmica, la teoría de acumulación de daño se puede definir como:

$$DMI_{MH} = \sum_{i=1}^{Ndif} \frac{n_i}{N_i} \quad (2.19)$$

En la ecuación (2.19) $Ndif$ es el número de intervalos en los que se clasifican todas las excursiones plásticas de acuerdo a su amplitud, N_i es el número de excursiones plásticas que la estructura puede acomodar antes de fallar por fatiga de bajo número de ciclos con amplitud δ_{pi} (amplitud del desplazamiento plástico asociado al i -ésimo intervalo), y n_i es el número de excursiones plásticas con amplitud δ_{pi} que resultan de las demandas sísmicas sobre la estructura.

Además de utilizar la teoría de acumulación de daño, Terán y Jirsa (2003) hacen varias consideraciones que se basan en el entendimiento del efecto de la historia de disipación de energía en la evaluación del daño estructural, para proponer una manera simple de evaluar la ocurrencia de la fatiga de bajo número de ciclos:

$$DMI_{MH}^s = \frac{(2-b)a NE_{H\mu}}{2r(\mu_u - 1)} \quad (2.20)$$

En la ecuación (2.20) μ_u es la ductilidad última; $NE_{H\mu}$ es el parámetro que cuantifica la severidad de las incursiones plásticas; y b es un parámetro estructural que define la estabilidad del ciclo histerético. Mientras que b de 1.2 equivale a un comportamiento notoriamente degradante (por ejemplo uno dominado por corte), b de 1.8 corresponde al comportamiento histerético estable asociado típicamente a las estructuras dúctiles. Terán y Jirsa sugieren un valor de b igual con 1.5, para el diseño de estructuras dúctiles. r caracteriza el efecto del número y amplitud de las incursiones en el intervalo plástico y es igual a 0.75. El parámetro a toma en cuenta el contenido de energía del movimiento. Para el caso particular de Ciudad de México, donde el contenido de energía es muy alto, Terán y Jirsa (2003)

sugieren que a sea igual a 1 cuando se desee establecer una metodología de diseño por desempeño basada en el control de las demandas plásticas acumuladas.

El modelo de Terán y Jirsa igualado a uno implica la falla debido a fatiga de bajo número de ciclos ($DMI_{MH}^S=1$, es el nivel de daño de nuestro interés). Si se conoce el valor numérico asignado a los diferentes parámetros incluidos en el modelo, la ecuación (2.20) toma la forma:

$$1 = \frac{(2 - 1.5) NE_{H\mu}}{(2 \times 0.75)(\mu_u - 1)} \quad (2.21)$$

Despejando $NE_{H\mu}$:

$$NE_{H\mu} = 3(\mu_u - 1) \quad (2.22)$$

El valor de $NE_{H\mu}$ estimado acorde a la ecuación (2.22) establece la demanda acumulada de deformación plástica que puede acomodar la estructura antes de fallar por fatiga de bajo número de ciclos.

2.2.3 Relación entre $\mu_{m\acute{a}x}$ y μ_u

El concepto de ductilidad objetivo es la herramienta propuesta por diversos autores (Fajfar 1992, Cosenza y Manfredi 1996, Terán y Jirsa 2003) para incorporar la relación existente entre $\mu_{m\acute{a}x}$ y μ_u al diseño sísmico contra fatiga de bajo número de ciclos.

Terán y Jirsa (2003) definen la ductilidad objetivo como la ductilidad máxima ($\mu_{m\acute{a}x}$) que la estructura puede desarrollar durante la excitación sísmica de diseño antes de que el nivel de daño estructural exceda un límite preestablecido. En nuestro caso de estudio ese límite es el colapso incipiente provocado por la fatiga de bajo número de ciclos.

La ecuación (2.18) establece que el valor numérico de la ductilidad máxima ($\mu_{m\acute{a}x}$) es función de la ductilidad última (μ_u). Terán y Jirsa (2004) establecen que la resistencia lateral que debe suministrarse a una estructura sismorresistente para evitar la falla por fatiga de bajo número de ciclos, provocada por las demandas plásticas excesivas, debe satisfacer simultáneamente las condiciones establecidas por las ecuaciones (2.22) y (2.23).

$$\mu_{\max} = 0.7 \mu_u \quad (2.23)$$

A partir de un extenso estudio de la respuesta de sistemas de un grado de libertad con diferentes propiedades estructurales sujetos a excitaciones sísmicas con diferentes características dinámicas y duración, Terán y Jirsa (2004) observan que para excitaciones sísmicas de corta y moderada duración, el diseño de resistencia tiende a regirse por la ecuación (2.23), y que un incremento en la duración y contenido de energía de la excitación se ve reflejado en que el criterio establecido por la ecuación (2.22) tienda a adquirir importancia y aún a regir sobre aquel planteado por la ecuación (2.23). Como consecuencia, Terán y Jirsa (2004) concluyen que para excitaciones sísmicas generadas en la Zona el Lago del D.F., caracterizadas por una muy larga duración y banda angosta de frecuencias alrededor de su periodo dominante, el diseño por resistencia tiende a estar regido por la ecuación (2.22).

La resistencia de diseño que satisfaga la ecuación (2.23) puede obtenerse a través de espectros de resistencia para ductilidad máxima constante. Sin embargo, para obtener la resistencia de diseño que satisfaga la ecuación (2.22) es necesario plantear un nuevo concepto: espectro de resistencia para ductilidad acumulada constante.

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 S1GL dentro del umbral definido por el valor de $NE_{H\mu}$ (Terán y Jirsa 2004). El uso de espectros de resistencia para ductilidad acumulada constante dentro del contexto del método estático es similar al uso actual de espectros de resistencia para ductilidad máxima constante. Terán y Jirsa (2004) describen en detalle el paralelismo existente entre el uso de espectros de resistencia para ductilidad máxima constante y el uso de espectros de resistencia para ductilidad acumulada constante para la obtención de la resistencia lateral de diseño. En particular, el uso de un espectro de resistencia para ductilidad acumulada constante implica:

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 (2.22) acorde a las capacidades de deformación última y acumulada de la estructura (μ_u y b , respectivamente); y por lo tanto acorde al detallado por utilizarse en la estructura.
2. Evaluar para el valor de T el espectro de pseudo-aceleración (S_a) para ductilidad acumulada constante que corresponde a $NE_{H\mu}$.
3. Proveer a la estructura un cortante basal mínimo que corresponde a $S_a W$, donde W es el peso reactivo total de la estructura.

El diseño de la resistencia lateral de una estructura a través de espectros de resistencia para ductilidad acumulada constante sigue los mismos pasos actualmente utilizados para el diseño de la resistencia lateral de las estructuras sismorresistentes. Sin embargo, este tipo de espectros se orienta a controlar la demanda de deformación plástica en lugar de, como lo hacen los espectros tradicionales de resistencia, enfocarse a controlar la demanda máxima de ductilidad.

En resumen, un espectro de resistencia para ductilidad acumulada aporta, dentro de un formato muy similar al utilizado actualmente por las Normas Técnicas complementarias para Diseño por Sismo, la resistencia de diseño requerida por una estructura sismorresistente para controlar dentro de umbrales aceptables su demanda acumulada de deformación plástica. Éste trabajo presenta expresiones para factores de reducción de resistencia que permiten estimar, a partir de un espectro elástico de resistencia las ordenadas espectrales (resistencia de diseño) de un espectro de resistencia para ductilidad acumulada constante.

2.3 FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

En general un factor de reducción de resistencia puede definirse como aquel valor numérico utilizado para escalar un espectro elástico de resistencia para obtener la resistencia lateral de diseño para un sistema que sea capaz de exhibir comportamiento plástico. La Figura 2.3 ilustra de manera cualitativa la función del factor de reducción de resistencia.

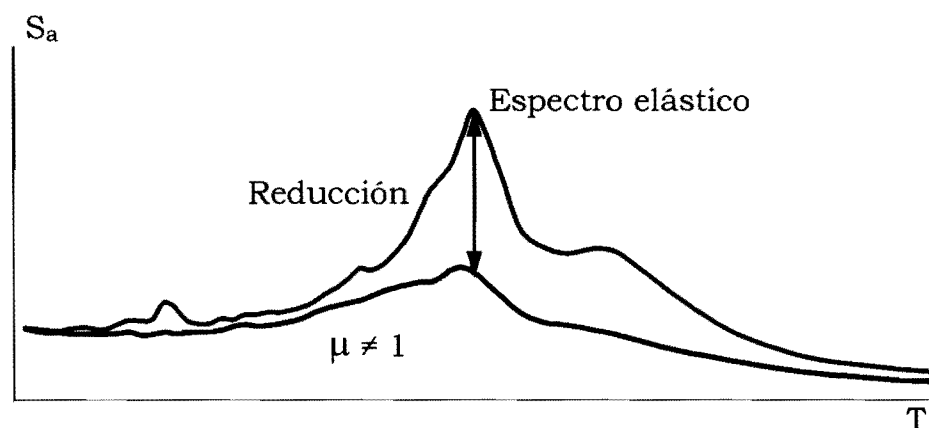


Figura 2.3 Factor de reducción.

Dada la necesidad de racionalizar el uso de factores de reducción de resistencia dentro de los formatos de diseño por desempeño, recientemente se ha invertido un importante esfuerzo de investigación para la formulación transparente y confiable de factores de reducción de resistencia (Miranda 1993, Ordaz y Pérez 1998, Arroyo y Terán 2003). El

factor de reducción de resistencia, R_μ , asociado a un espectro de resistencia para ductilidad máxima constante se define como:

$$R_\mu(\mu, T) = \frac{S_a(1, T)}{S_a(\mu, T)} \quad (2.24)$$

Donde $S_a(\mu, T)$ denota la ordenada espectral de pseudo-aceleración evaluada para μ y T ; μ es la ductilidad máxima que debe acomodar la estructura durante la excitación sísmica (μ igual a 1 implica comportamiento elástico), y $S_a(1, T)$ es el coeficiente sísmico correspondiente a la resistencia lateral mínima requerida para mantener a una estructura con 5% de amortiguamiento crítico en su intervalo elástico de comportamiento.

La ecuación (2.24) debe diferenciarse de los factores de reducción actualmente utilizados en los códigos de diseño sísmico, como lo son las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DS), ya que estas consideran de manera implícita que la resistencia lateral real de una estructura puede ser de dos a cuatro veces su resistencia de diseño. Mientras que la ecuación (2.24) sólo considera la reducción en resistencia debido a comportamiento plástico, un factor práctico de reducción de resistencia debe tomar en cuenta las reducciones debido a comportamiento plástico y sobre-resistencia.

El valor de R_μ depende fuertemente de μ y T , y esta sustancialmente influenciado por el tipo de suelo en que se genera la excitación sísmica de diseño. La Figura 2.4 muestra factores de reducción de resistencia derivados de familias de acelerogramas sintéticos con periodo dominante (T_g) de 2 segundos. En la figura, t_d denota la duración que según Trifunac y Brady (1975) tendrían los acelerogramas de una familia, y ξ_g es un indicador del ancho de la banda de frecuencias de los movimientos (un incremento de ξ_g implica mayor contenido de frecuencias de los acelerogramas). Conforme se ilustra en la Figura 2.4, se han observado las siguientes tendencias para el factor de reducción de resistencia correspondientes a movimientos de larga duración con banda angosta de frecuencias (Arroyo y Terán 2003):

1. R_μ tiende a uno conforme T se aproxima a cero.
2. R_μ se incrementa rápidamente conforme se incrementa el valor de T , hasta que alcanza un valor máximo considerablemente mayor que μ para T cercano a T_g . Después de alcanzar su máximo, R_μ se reduce rápidamente hasta que alcanza un valor de μ para T grande.

ALCANCE
PARAMÉTRICO



3. ALCANCE PARAMÉTRICO

3.1 ALCANCE

El trabajo que aquí se presenta se realizó en dos etapas de cálculo y una de revisión. En la primera etapa de cálculo se utilizaron acelerogramas sintéticos, a partir de los cuales se hicieron estudios preliminares con la finalidad de establecer la influencia de diversos parámetros en los factores de reducción de resistencia para espectros de ductilidad acumulada constante. Conforme lo indica la ecuación (2.25) dichos factores serán denotados R_{NE} en esta tesis. En la segunda etapa de cálculo así como en la etapa de revisión, se emplearon dos familias de acelerogramas reales registrados en la Zona de Lago de Ciudad de México. Los estudios se limitan a acelerogramas de larga duración y banda angosta de frecuencias debido a que el problema asociado a las demandas acumuladas de deformación plástica es particular a este tipo excitaciones sísmicas.

3.2 ACELEROGRAMAS

3.2.1 Acelerogramas sintéticos

Es en la primera etapa de cálculo, denominada etapa de estudios preliminares, donde se hizo uso de acelerogramas sintéticos. Con este fin, se definieron 120 acelerogramas sintéticos, ordenados en seis grupos de 20 acelerogramas. La Tabla 3.1 indica las características dinámicas y duración que caracterizan a las diferentes familias de acelerogramas. Los acelerogramas fueron generados filtrando ruidos blancos gaussianos a través de un filtro Kanai-Tajimi (Tajimi 1960). Las frecuencias bajas de las muestras se eliminaron por medio del filtro de Hodder, y dichas muestras se filtraron en el dominio del tiempo de acuerdo a las indicaciones de Tung et al. (1992). Una descripción más detallada del proceso utilizado para generar los acelerogramas sintéticos puede encontrarse en Terán (1996).

El uso del filtro Kanai-Tajimi implica la definición de los parámetros T_g y ξ_g , que están relacionados con el periodo dominante del terreno y con el contenido de frecuencias de la excitación, respectivamente. En consistencia con los objetivos de éste trabajo, se utilizó un T_g de 2 segundos para todos los acelerogramas sintéticos. Quizá convenga recordar que el movimiento de mayor intensidad registrado durante los eventos sísmicos de 1985 correspondió a un sitio ubicado en la Zona III con T_g de 2 seg. Se establecieron dos valores para ξ_g , 0.05 y 0.10, con el propósito de determinar el impacto que sobre R_{NE} tiene el contenido de frecuencias de la excitación sísmica.

Además de los parámetros mencionados anteriormente, se consideró la duración de la fase intensa de la excitación (t_d). En particular, se utilizó la definición de duración dada por Trifunac y Brady (1975), y se asignaron tres diferentes valores de duración ($t_d= 20, 30$ y 40 seg) a las diferentes familias de acelerogramas sintéticos.

Tabla 3.1 Características de los grupos de acelerogramas sintéticos.

Grupo	T_g (seg)	t_d (seg)	ξ_g
1	2	20	0.05
2	2	20	0.10
3	2	30	0.05
4	2	30	0.10
5	2	40	0.05
6	2	40	0.10

La Figura 3.1 muestra como varía el contenido de energía de las diferentes familias de acelerogramas sintéticos en función de sus características dinámicas.

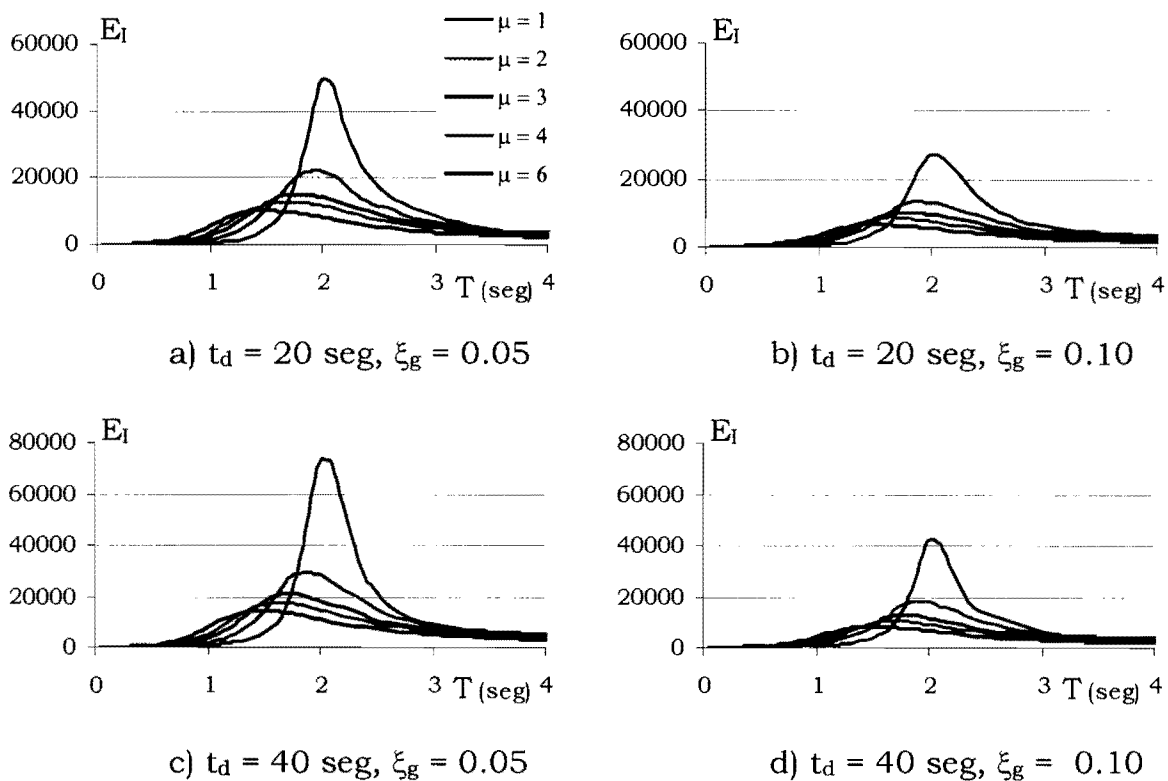


Figura 3.1 Espectros de energía de entrada para ductilidad máxima constante.

3.2.2 Acelerogramas reales

La segunda etapa de cálculo, denominada aquí etapa de regresión, requirió del uso de acelerogramas reales para llevar a cabo una regresión lineal múltiple con el fin de establecer una ecuación simple para estimar los factores de reducción de resistencia de interés (R_{NE}). Para ello se definieron, de acuerdo a lo indicado en la Tabla 3.2, tres grupos de acelerogramas reales registrados en la Zona de Lago de Ciudad de México.

Los acelerogramas utilizados fueron filtrados para eliminar las frecuencias bajas y corregir problemas de línea base con el programa Degtra 2000 (Ordaz y Montoya 2000).

El valor de T_g de cada acelerograma se definió como el valor de T en el cual el espectro elástico de energía de entrada, con porcentaje de amortiguamiento crítico (ζ) de 5%, alcanza su máximo. Las Figuras 3.1 y 3.2 muestran la claridad con la que puede definirse, con la ayuda de espectros de energía, el periodo dominante de excitaciones sísmicas con una banda angosta de frecuencias.

Tabla 3.2 Acelerogramas reales utilizados en la etapa de regresión.

Registro	Fecha	M_c	Comp	t_d (seg)	T_g (seg)	Estación	$A_{máx}$ (cm/seg ²)
Grupo 1: $T_g = 2$ segundos							
s31	14/09/95	7.3	EO	120.28	2.0	CUPJ	24.8
s32	14/09/95	7.3	NS	110.14	2.0	CUPJ	26.0
s43	10/12/94	6.3	EO	101.24	2.1	Garibaldi	13.9
s45	14/09/95	7.3	EO	118.62	2.0	Garibaldi	30.5
s46	14/09/95	7.3	NS	121.30	2.1	Garibaldi	26.0
s51	14/09/95	7.3	EO	121.30	2.1	Hospital Juárez	35.9
s59	09/10/95	7.5	EO	133.78	2.1	Liverpool	16.5
s77	10/12/94	6.3	EO	90.10	2.1	Tlatelolco	14.9
s79	14/09/95	7.3	EO	127.44	2.0	Tlatelolco	26.7
s89	14/09/95	7.3	EO	91.68	2.0	Alameda	40.6
s90	14/09/95	7.3	NS	105.6	2.0	Alameda	34.9
s119	10/12/94	6.3	EO	104.10	1.9	C.U. Juárez	14.8
s125	24/10/93	6.5	EO	38.95	2.1	Cibeles	16.6
s129	09/10/95	7.5	EO	188.1	2.0	Cibeles	14.3
s143	14/09/95	7.3	EO	101.61	2.0	Tlatelolco	29.6
s144	14/09/95	7.3	NS	106.78	1.9	Tlatelolco	19.1

Continúa...

Tabla 3.2 Acelerogramas reales utilizados en la etapa de regresión.
(Continuación)

Registro	Fecha	M_c	Comp	t_d (seg)	T_g (seg)	Estación	$A_{m\acute{a}x}$ (cm/seg ²)
Grupo 2: $T_g = 3$ segundos							
S73	14/09/95	7.3	EO	135.90	3.1	Rodolfo Menéndez	19.5
S74	14/09/95	7.3	NS	115.74	3.0	Rodolfo Menéndez	19.7
S94	24/10/93	6.5	NS	167.23	2.9	Buenos Aires	17.3
S97	14/09/95	7.3	EO	26.94	2.9	Buenos Aires	32.1
S98	14/09/95	7.3	NS	22.05	3.0	Buenos Aires	39.3
S111	10/12/94	6.3	EO	149.38	3.0	Candelaria	14.2
S112	10/12/94	6.3	NS	130.00	3.0	Candelaria	14.2
S116	14/09/95	7.3	NS	187.14	2.9	Cetis	23.3
S135	14/09/95	7.3	EO	172.08	3.0	Jamaica	28.1
S136	14/09/95	7.3	NS	145.71	3.1	Jamaica	24.7
S140	14/09/95	7.3	NS	114.47	3.1	Liconsa	33.4
S142	14/09/95	7.3	NS	213.54	2.9	Nezahualcoyotl	33.4
Grupo 3: $T_g = 4$ segundos							
S14	09/10/95	7.5	NS	298.56	4.2	Zaragoza	12.5
S13	09/10/95	7.5	EO	280.20	4.3	Zaragoza	14.3
S19	14/09/95	7.3	EO	200.30	3.8	Aragón	25.2
S21	09/10/95	7.5	EO	157.38	3.7	Aragón	17.4
S23	14/09/95	7.3	EO	179.44	4.2	Cetis 57	29.6
S24	14/09/95	7.3	NS	153.82	4.3	Cetis 57	21.5
S40	14/09/95	7.3	NS	144.34	3.7	Deportivo Moctezuma	23.5
S41	09/10/95	7.5	EO	240.60	3.7	Deportivo Moctezuma	14.3
S42	09/10/95	7.5	NS	177.82	3.7	Deportivo Moctezuma	16.1
S67	14/09/95	7.3	EO	143.16	4.2	Palacio de los Deportes	27.9
S68	14/09/95	7.3	NS	154.10	4.2	Palacio de los Deportes	15.5
S69	09/10/95	7.5	EO	173.22	4.2	Palacio de los Deportes	17.8
S70	09/10/95	7.5	NS	157.98	3.9	Palacio de los Deportes	98.1
S133	09/10/95	7.5	EO	249.98	4.2	Hangares	12.4

Vale la pena mencionar que aunque no era estrictamente necesario (las regresiones se hacen sobre los factores de reducción de resistencia, los cuales son independientes del factor de escala utilizado para escalar el acelerograma), los acelerogramas reales presentados en la Tabla 3.2 se escalaron de tal manera que su velocidad máxima del terreno fuera igual a la velocidad máxima del acelerograma registrado en la estación SCT componente EO en 1985.

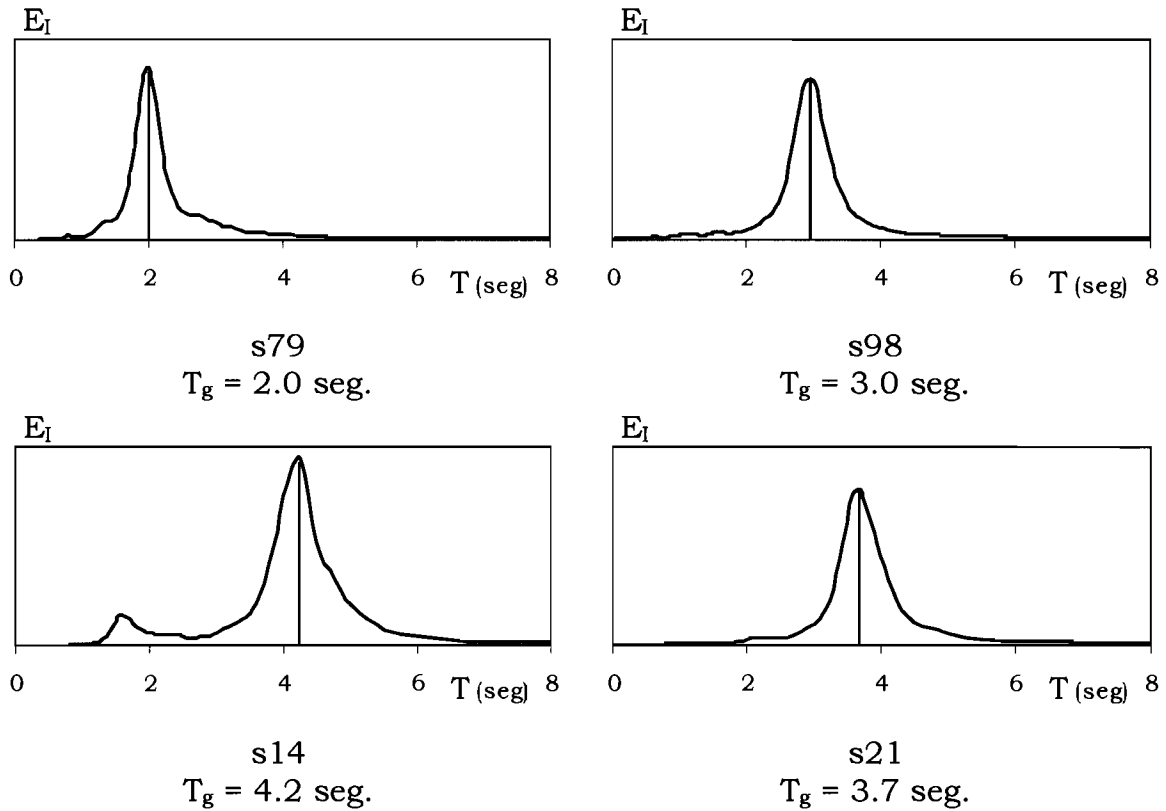


Figura 3.2 Espectros de energía de entrada para acelerogramas reales

Finalmente, para la tercera etapa de estudio, o etapa de revisión, se conformó un grupo de siete acelerogramas registrados en la Zona III del D.F., y caracterizada por un periodo dominante de 2 segundos. La Tabla 3.3 presenta las características de los registros utilizados.

Tabla 3.3 Acelerogramas reales utilizados en la etapa de revisión.

Registro	Fecha	Componente	T_g (seg)
SCT	09/19/85	EO	2.0
Tlahuac	09/19/85	EO	2.1
Tlahuac	09/21/85	EO	1.9
Tlahuac	09/21/85	NS	2.0
Alameda	04/25/89	EO	2.1
Alameda	04/25/89	NS	2.1
Garibaldi	04/25/89	EO	2.2

Para la etapa de revisión es necesario conformar una familia de acelerogramas con intensidad consistente. Para tal fin, los acelerogramas presentados en la Tabla 3.3 se escalaron de tal manera que su velocidad máxima del terreno fuera igual a la velocidad máxima del acelerograma registrado en la estación SCT componente EO en 1985.

3.3 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES

En éste trabajo se estudio la respuesta de sistemas de un grado de libertad (1GL) con comportamiento elastoplástico perfecto y un porcentaje de amortiguamiento crítico del 5%.

La Figura 3.3 muestra un ciclo típico de carga, descarga y recarga para un sistema elastoplástico perfecto. La resistencia de fluencia es la misma en ambos sentidos de la relación carga – desplazamiento. Ante repeticiones de carga alternada el sistema describe ciclos de histéresis de comportamiento estables.

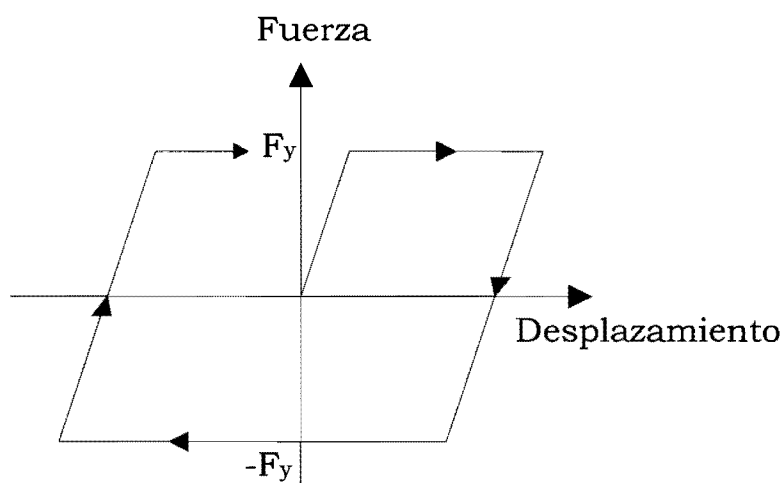


Figura 2.3 Sistema elastoplástico perfecto.

El parámetro estructural T , se estableció de acuerdo a lo siguiente: en la etapa de estudios preliminares se consideraron valores de T entre 0 y 4 segundos, intervalo que cubre ampliamente los periodos de las estructuras tipo estándar a las que se refiere este estudio. En la etapa de regresión se utilizaron valores de T/T_g que oscilan entre 0 y 4, de esta manera al normalizar T por T_g se busca considerar de manera conjunta el periodo fundamental de vibración de la estructura así como el periodo dominante de la excitación.

La ductilidad última (μ_u) fué el parámetro utilizado para caracterizar la capacidad de deformación última de los sistemas de 1GL. Se utilizaron valores de μ_u de 2, 3, 4, y 6.

De acuerdo al Modelo de fatiga de bajo número de ciclos propuesto por Terán y Jirsa (2003):

$$DMI_{MH}^s = \frac{(2-b)\alpha NE_{H\mu}}{2r(\mu_u - 1)} \quad (3.1)$$

En la ecuación (3.1), el parámetro b caracteriza la estabilidad cíclica del comportamiento histerético del sistema de 1GL. En esta tesis, se asignó un valor de $b = 1.5$ a los sistemas estudiados, lo que implica que los resultados obtenidos aplican al diseño de sistemas dúctiles. De acuerdo a las observaciones de Terán y Jirsa (2003), se consideró lo siguiente: $r = 0.75$ y $\alpha = 1$.

Acorde a lo anterior la ecuación (3.1) se reduce a la ecuación (2.22) presentada en el capítulo 2 (Terán y Jirsa 2003).

$$NE_{H\mu} = 3(\mu_u - 1)$$

La ecuación anterior se utilizará en esta tesis para obtener los valores de ductilidad acumulada asociados a los sistemas de 1GL. Finalmente puede concluirse que $NE_{H\mu}$ toma valores de 3, 6, 9 y 15, respectivamente, para valores de μ_u de 2, 3, 4 y 6.



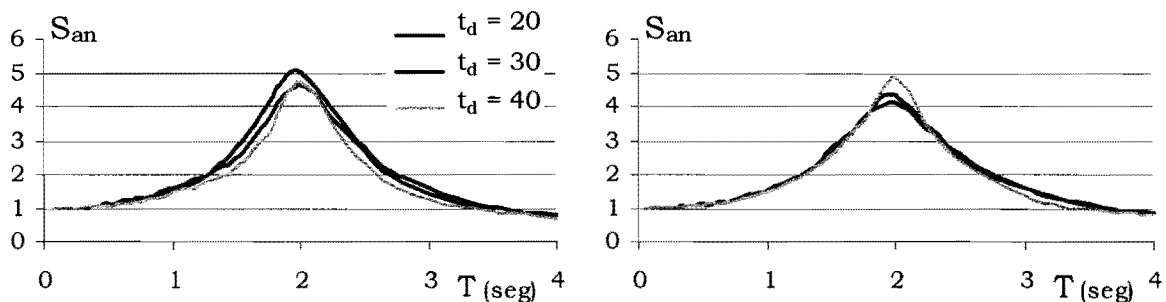
ESTUDIOS
PRELIMINARES
UTILIZANDO
ACELEROGRAMAS
SINTÉTICOS



4. ESTUDIOS PRELIMINARES UTILIZANDO ACELEROGRAMAS SINTÉTICOS.

4.1 GENERALIDADES

Los espectros de pseudo-aceleración permiten observar que en ocasiones la fuerza para la cual debe diseñarse una estructura, sí se desea que ésta permanezca dentro del rango elástico de comportamiento, corresponde a aceleraciones muy superiores a las experimentadas por el terreno. Lo anterior indica la importancia de proporcionar a las estructuras sismorresistentes una ductilidad adecuada, lo cual lleva a racionalizar su diseño sísmico. Esto conlleva una definición clara de los factores de reducción de resistencia, que serán los que finalmente determinen la resistencia lateral de diseño de una estructura sismorresistente. La Figura 4.1 muestra, para cada grupo de acelerogramas sintéticos, la media de los espectros elásticos de pseudo-aceleración normalizada (S_{an}) por la media de la aceleración máxima del terreno. Note que estos espectros exhiben una amplificación máxima del orden de cinco veces la aceleración máxima del terreno para valores de T cercanos al periodo dominante del terreno, T_g , que en este caso es igual a 2 segundos.



a) $T_g = 2$ seg, $\xi_g = 0.05$

b) $T_g = 2$ seg, $\xi_g = 0.10$

Figura 4.1 Espectros elásticos de resistencia, $\xi = 0.05$.

Es importante observar en la Figura 4.1 que la duración de la excitación sísmica no influye de manera importante en la forma y amplitud del espectro de resistencia elástico. A pesar de esto, no es posible descartar inicialmente la duración de la excitación sísmica como un parámetro importante en el diseño sísmico, ya que la duración tiene un impacto mayor en las demandas sísmicas de sistemas que exhiben comportamiento plástico. En este capítulo, se estudiará el impacto que las diferentes características de las excitaciones sísmicas sintéticas tienen en el comportamiento sísmico de sistemas de un grado de libertad (1GL),

particularmente en los valores de los factores de reducción de resistencia asociados a los espectros de ductilidad acumulada constante (R_{NE}).

Aun cuando en el estudio se utilizaron los seis grupos de acelerogramas sintéticos descritos en detalle en el capítulo 3, en los gráficos que se presentan a continuación se omiten los resultados para los dos grupos con duración de fase intensa (t_d) de 30 seg. La omisión de (t_d) de 30 en los gráficos que se presentan, obedece a que se observaron tendencias claras donde (t_d) de 30 invariablemente significaba un resultado intermedio. Sin embargo es importante aclarar que el utilizar (t_d) de 30 nos permitió establecer claramente la influencia de la duración de la fase intensa (t_d).

4.2 ESPECTROS DE DUCTILIDAD MÁXIMA Y ACUMULADA CONSTANTE.

La resistencia lateral de diseño de una estructura sujeta a excitación sísmica se obtiene al reducir el espectro elástico de resistencia mediante un factor de reducción de resistencia. Esta tesis plantea factores de reducción de resistencia que sean capaces de tomar en cuenta de manera explícita las capacidades de deformación máxima y acumulada de las estructuras. Para alcanzar este objetivo, se usa el concepto de espectros para ductilidad acumulada constante. Sin embargo, se discuten, como marco de referencia, los espectros para ductilidad máxima constante.

Conforme a lo discutido en el capítulo 2 de esta tesis, la resistencia de los sistemas de 1GL asociados a espectros de ductilidad acumulada constante, es tal que satisface simultáneamente: $NE_{H\mu} = 3(\mu_u - 1)$ y $\mu_{max} = 0.7 \mu_u$, (Terán y Jirsa 2003)

Para una excitación de larga duración y banda angosta de frecuencias, como las consideradas en esta tesis, el criterio dado por $\mu_{max} = 0.7 \mu_u$ puede llegar a regir el diseño de resistencia para periodos cortos y la ecuación expresada como $NE_{H\mu} = 3(\mu_u - 1)$ suele hacerlo para periodos moderados y largos, (Terán y Jirsa 2003). Considerando la anterior, los espectros de ductilidad acumulada constante que se presentan en esta tesis son una combinación de ambos criterios.

La Figura 4.2 presenta espectros de resistencia para sistemas de 1GL con 5% de amortiguamiento crítico y sujetos a excitaciones sísmicas con diferentes características. Se compara la resistencia lateral requerida por espectros de ductilidad máxima constante y de ductilidad acumulada constante. La diferencia entre los requerimientos de ambos tipos de resistencia es particularmente notoria en la zona espectral caracterizada

por valores de T cercanos a T_g , en donde la resistencia lateral requerida por los espectros de ductilidad acumulada constante puede llegar a ser del orden del doble de la requerida por los espectros de ductilidad máxima constante.

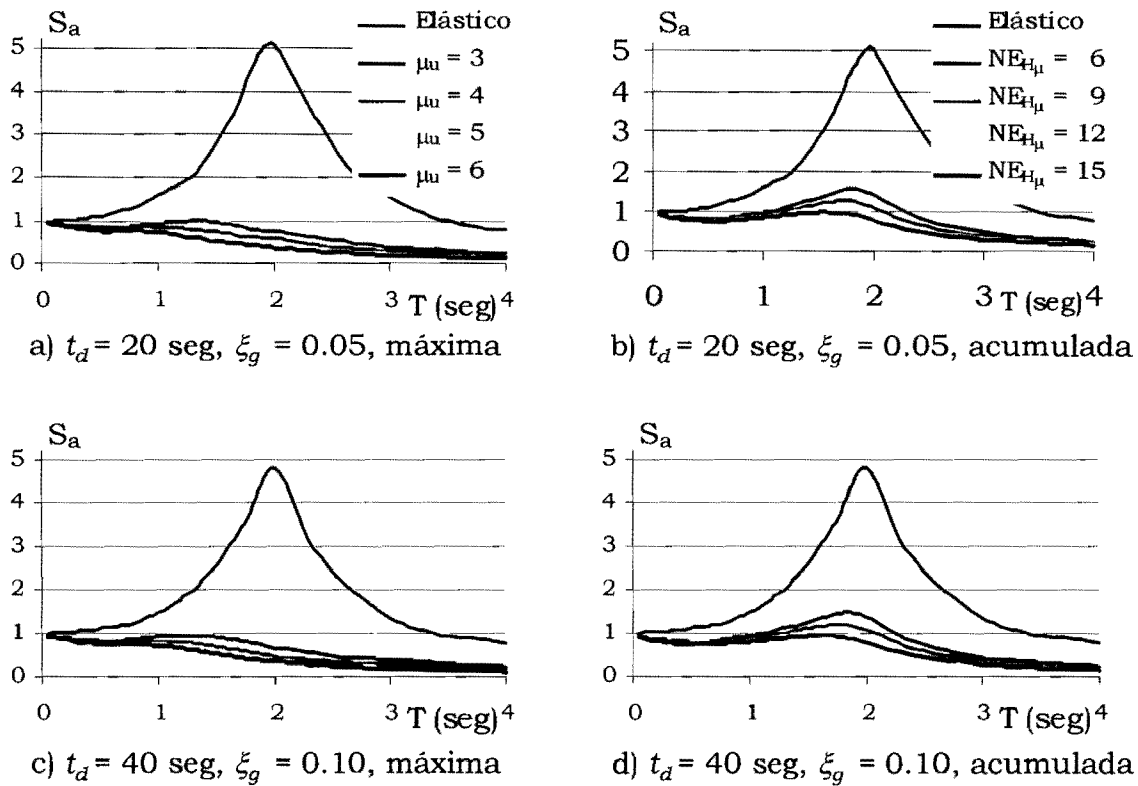


Figura 4.2 Espectros de resistencia para ductilidad máxima constante y ductilidad acumulada constante, $\xi = 5\%$

La Figura 4.3 presenta las demandas de energía de entrada para sistemas de 1GL con 5% de amortiguamiento crítico y sujetos a excitaciones sísmicas cuyo contenido de frecuencias se caracteriza por ξ_g de 0.05. En particular, se compara la energía de entrada asociada a espectros de ductilidad máxima constante y de ductilidad acumulada constante. Se advierte la diferencia en la energía de entrada cuando se consideran las demandas acumuladas de deformación plástica; por ejemplo, para el caso donde la excitación sísmica tiene t_d de 20 segundos y los sistemas de 1GL una ductilidad última de 2 (indicado por $\mu = 2$ en los espectros de ductilidad máxima constante y por $NE_{H\mu} = 3$ en los espectros de ductilidad acumulada constante), los valores de E_I pueden discrepar hasta en un 50% para periodos cercano a T_g . Los mayores valores de energía observados para los espectros de ductilidad acumulada constante pueden explicarse por las mayores demandas de resistencia asociados a estos espectros. Cabe mencionar que esta diferencia crece al incrementarse la ductilidad, ya que para sistemas de 1GL con $\mu = 4$ ($NE_{H\mu} = 9$) los valores de E_I difieren

entre sí hasta en un 70% para T cercano a T_g . Los espectros obtenidos utilizando acelerogramas sintéticos con $t_d = 40$ segundos exhiben tendencias similares.

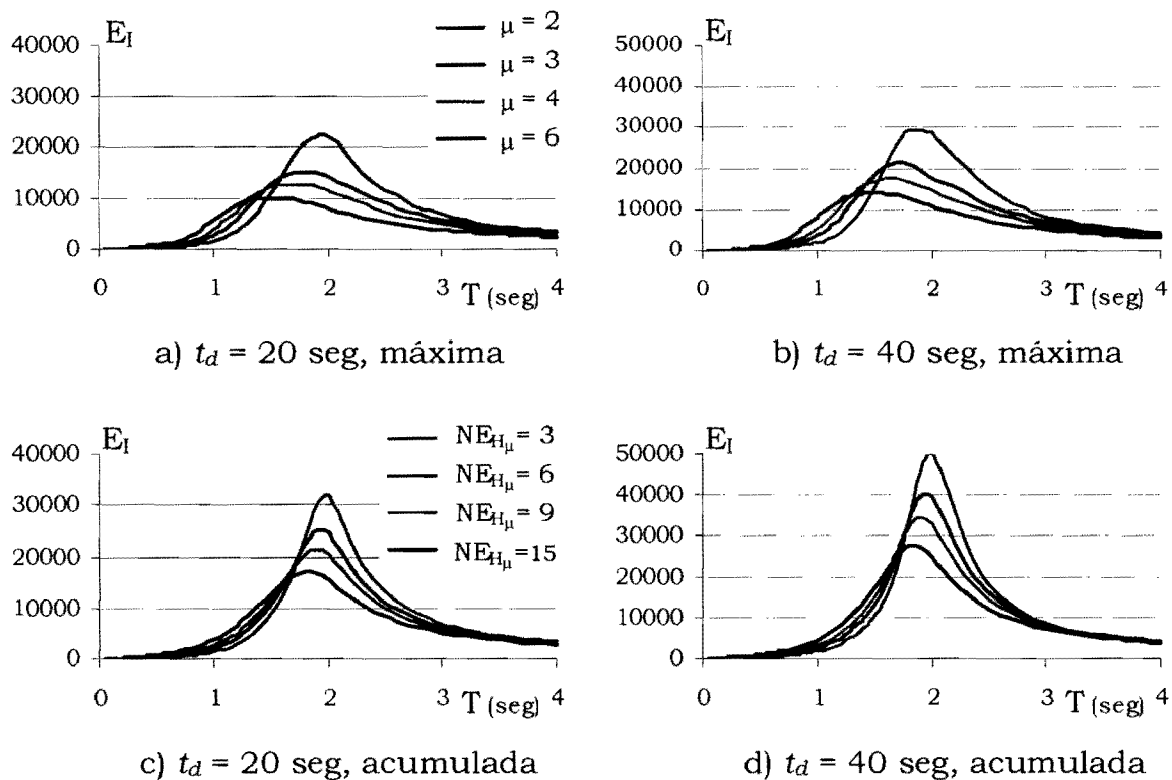


Figura 4.3 Espectros de energía de entrada para ductilidad máxima constante y ductilidad acumulada constante, $\xi = 5\%$ y $\xi_g = 0.05$

Se ha mencionado anteriormente el interés particular de este trabajo por la respuesta de estructuras sismorresistentes sujetas a excitaciones sísmicas severas que sean capaces, a través de varios ciclos de comportamiento plástico, de inducir un nivel de daño cercano al correspondiente a la fatiga de bajo número de ciclos. Así pues la importancia de considerar las demandas acumuladas de deformación plástica cobra mayor relevancia debido a que la probabilidad de ocurrencia de fatiga de bajo número de ciclos aumenta conforme aumentan las demandas de energía plástica en la estructura.

La Figura 4.4 presenta espectros de energía plástica ($E_{H\mu}$) para ductilidad máxima y acumulada constante. Puede apreciarse un aumento en las demandas de $E_{H\mu}$ cuando se considera el criterio de ductilidad acumulada respecto a cuando se utiliza el criterio de ductilidad máxima. La diferencia en las demandas de energía plástica crece conforme se incrementa el valor de la ductilidad última del sistema, particularmente para T cercano a T_g . Note una vez más que los mayores valores de energía observados para los espectros de ductilidad acumulada constante se explican por las mayores

demandas de resistencia asociados a estos espectros, y que las ordenadas de los espectros de energía plástica de ductilidad acumulada constante para diferentes valores de ductilidad última son bastante mas similares entre si que en el caso de los espectros de ductilidad máxima constante.

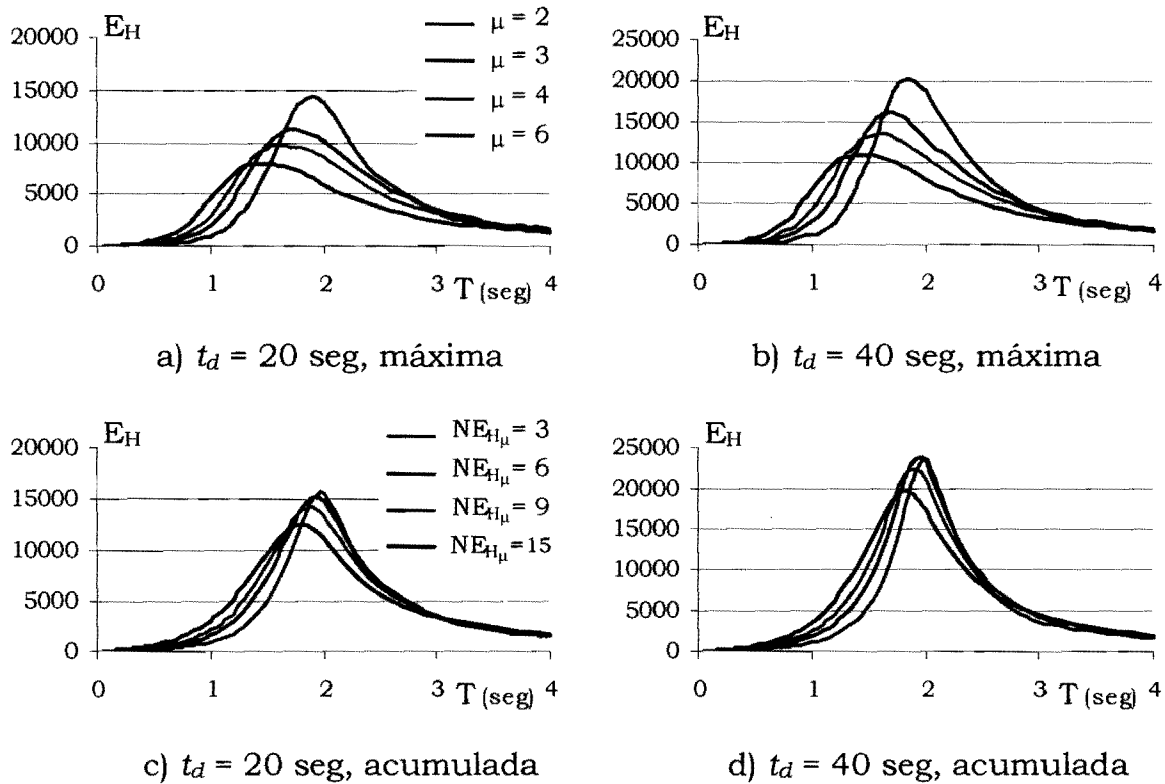


Figura 4.4 Espectro de energía plástica para ductilidad máxima constante y ductilidad acumulada constante, $\xi = 5\%$ y $\xi_g = 0.05$

Aún cuando el daño sugerido por los espectros de ductilidad máxima y acumulada constante, presentado en las Figuras 4.3 y 4.4, parece contradictorio, debido a que las mayores demandas de energía se presentan en los espectros de ductilidad acumulada constante, y esto indicaría mayor nivel de daño en los sistemas diseñados acorde a ellos. Debe aclararse que esta aparente contradicción destaca un punto discutido en el Capítulo 2 de esta tesis: la energía plástica por si sola no provee información suficiente para evaluar el desempeño estructural ni la importancia de las demandas plásticas acumuladas, de tal manera que en la cuantificación de la severidad de las demandas de deformación plástica es necesario considerar simultáneamente la energía plástica, así como la resistencia y rigidez lateral del sistema estructural a través de medidas normalizadas de energía.

4.3 FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA PARA ESPECTROS DE DUCTILIDAD ACUMULADA CONSTANTE

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

$$R_\mu(\mu, T) = \frac{S_a(1, T)}{S_a(\mu, T)} \quad (4.1)$$

donde $S_a(\mu, T)$ denota la ordenada espectral de pseudo-aceleración evaluada para μ y T ; μ es la ductilidad máxima que debe acomodar la estructura durante la excitación sísmica, y $S_a(1, T)$ es el coeficiente sísmico correspondiente a la resistencia lateral mínima requerida para mantener una estructura con 5% de amortiguamiento crítico en su rango elástico.

La Figura 4.5 muestra que para ductilidad máxima constante, los valores de R_μ no exceden el valor de μ asociado a los sistemas de 1GL para valores bajos y muy altos de T . Sin embargo, R_μ exhibe valores considerablemente mayores a μ para periodos cercanos a T_g . Puede observarse también que ni la duración ni el contenido de frecuencias de la excitación influyen de manera significativa en el valor de R_μ .

El factor de reducción de resistencia correspondiente a un espectro de ductilidad acumulada constante (R_{NE}) se define como:

$$R_{NE}(NE_{H\mu}, T) = \frac{S_a(\mu=1, T)}{S_a(NE_{H\mu}, T)} \quad (4.2)$$

donde $S_a(\mu=1, T)$ es el coeficiente sísmico que proporciona la resistencia lateral mínima requerida para mantener a una estructura con 5% de amortiguamiento crítico en su rango elástico de comportamiento. $S_a(NE_{H\mu}, T)$ denota la ordenada espectral de pseudo-aceleración evaluada para $NE_{H\mu}$ y T . En el caso de estructuras dúctiles y acorde al criterio de Terán y Jirsa, discutido en el capítulo 2, se tiene que: $NE_{H\mu} = 3(\mu_u - 1)$.

Los factores de reducción obtenidos de acuerdo a la ecuación (4.2), utilizando el criterio de Terán y Jirsa para determinar $NE_{H\mu}$, se presentan en la Figura 4.6. Note que el valor de los factores de reducción no exhibe una dependencia importante con respecto al valor de la duración de la excitación sísmica o con respecto a cambios moderados en el valor del parámetro (ξ_g) que define el ancho de banda. Esta observación sugiere que

las muestras de acelerogramas utilizadas para llevar a cabo el análisis de regresión durante la segunda etapa del estudio que aquí se reporta, pueden conformarse sin una consideración explícita de la duración y contenido de frecuencias alrededor del periodo dominante de los acelerogramas utilizados para configurar dichas muestras. Bajo estas circunstancias, la única propiedad de la excitación sísmica que se consideró relevante para el análisis de regresión es el periodo dominante de la excitación sísmica.

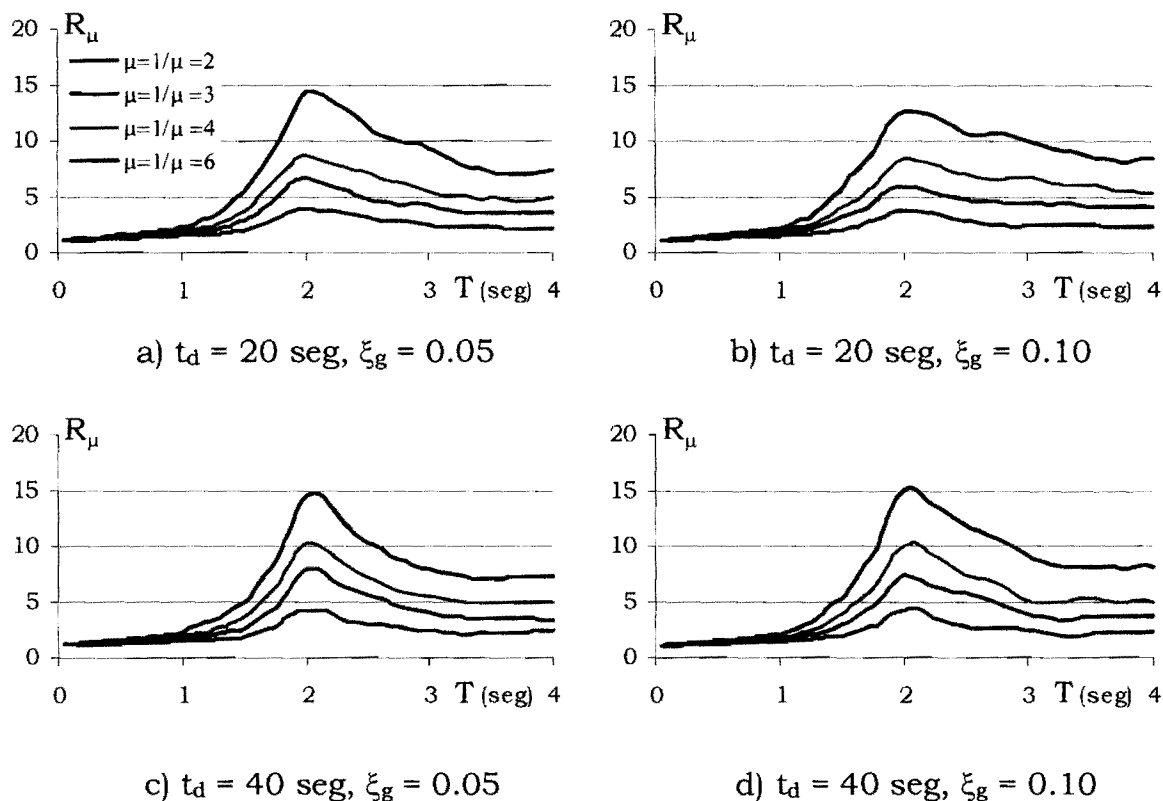


Figura 4.5 Factores de reducción de resistencia para ductilidad máxima constante, $\xi = 0.05$.

Respecto a las propiedades estructurales de los sistemas de 1GL, la Figura 4.6 muestra que el valor de R_{NE} crece de manera importante conforme el valor de T se incrementa desde un valor de cero hasta alcanzar un valor cercano a T_g , donde se maximiza. Para incrementos de T con respecto al valor de T_g , se observa un ligero decremento en el valor de R_{NE} . Note que el valor de R_{NE} tiende a estabilizarse para valores grandes de T . En cuanto a la ductilidad última (μ_u) de los sistemas, puede notarse que un incremento en μ_u (y por lo tanto del valor de $NE_{H\mu}$) se ve reflejado en un incremento importante de R_{NE} , excepto para valores de T menores a $T_g/2$, para los cuales el valor de R_{NE} es relativamente insensible al valor de μ_u . Conforme a las tendencias mostradas en la Figura 4.6, se decidió incluir

tanto el periodo como la ductilidad última de los sistemas de 1GL durante el análisis de regresión.

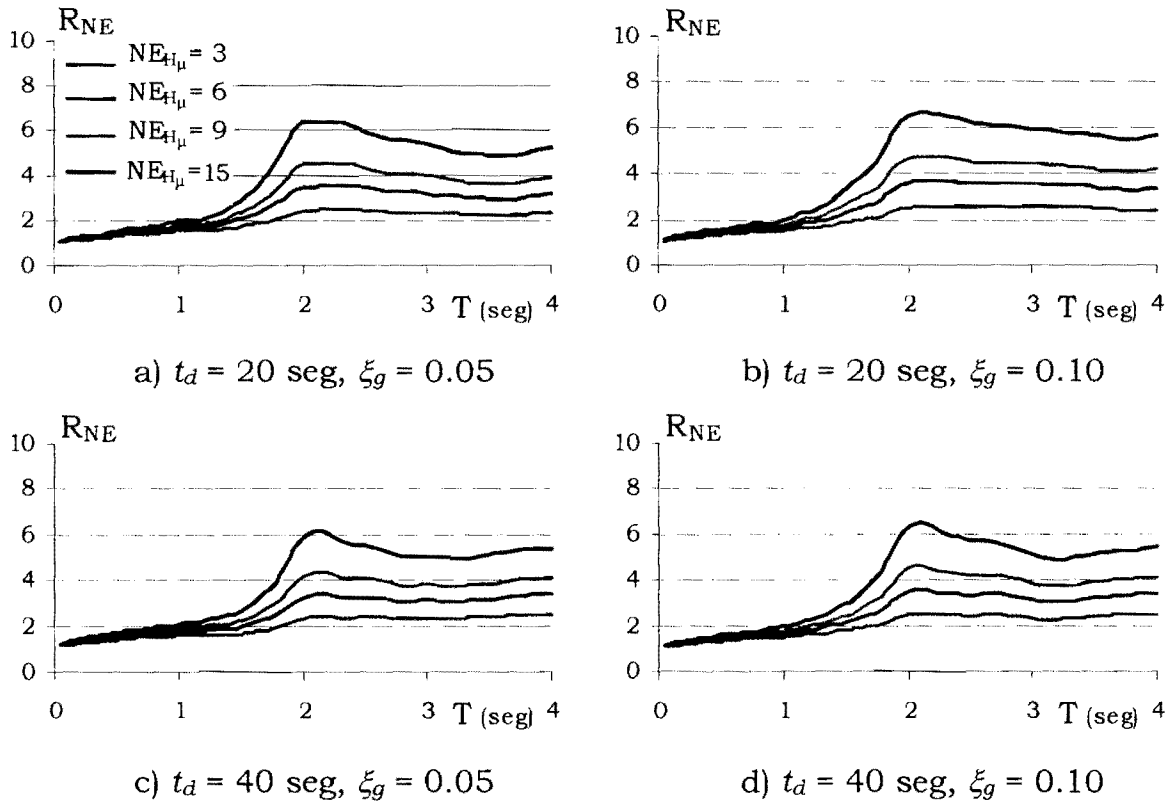


Figura 4.6 Factores de reducción de resistencia para ductilidad acumulada constante, $\xi = 0.05$.

Cabe mencionar que a diferencia de lo que se observa para los factores de reducción para espectros de ductilidad máxima constante (R_{μ}), los valores obtenidos para R_{NE} indican que la reducción máxima que puede hacerse a un espectro elástico derivado de un excitación sísmica de larga duración y banda angosta de frecuencias, debe ser del orden del valor de la ductilidad máxima del sistema de 1GL, aún para sistemas cuyo T se aproxime al valor de T_g .

4.4 COEFICIENTE DE VARIACIÓN

Una medida para cuantificar la dispersión de los datos de una muestra estadística es el denominado coeficiente de variación (COV). El COV se define como el cociente de la desviación estándar (σ_y) y la media (\bar{y}).

$$COV = \frac{\sigma_y}{\bar{y}} \quad (4.3)$$

La media aritmética de una muestra se define como la suma de los datos que conforman la muestra (y_i) dividida entre el número de datos (n).

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n} \quad (4.4)$$

La desviación estándar es la medida de dispersión más común para una muestra dada.

$$\sigma_y = \sqrt{\frac{S_t}{n-1}} \quad (4.5)$$

Donde S_t es la sumatoria de las diferencias al cuadrado entre cada uno de los datos y la media:

$$S_t = \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2 \quad (4.6)$$

Así, si los datos, en este caso los valores para los factores de reducción de resistencia, se encuentran muy dispersos alrededor de la media, σ_y y por consecuencia el coeficiente de variación, tendrán valores mayores.

Las Figuras 4.7 y 4.8 presentan los coeficientes de variación asociados a R_μ y R_{NE} , respectivamente. Mientras que los valores de COV para R_μ alcanzan valores cercanos a 0.5, el COV para R_{NE} no excede de 0.3 y en general muestra un comportamiento bastante más estable con respecto a las propiedades estructurales de los sistemas de 1GL. Puede concluirse que la resistencia derivada de un espectro de resistencia para ductilidad acumulada constante puede definirse con menos incertidumbre que aquella derivada de un espectro de ductilidad máxima constante.

4.5 RELACIÓN ENTRE LA DUCTILIDAD ACUMULADA Y EL NÚMERO DE REVERSIONES.

Las Figura 4.9 presenta, para un criterio de ductilidad acumulada constante y un T_g de 2 segundos, el cociente entre las demandas de $NE_{H\mu}$ y el número de reversiones de comportamiento plástico (NR). Este cociente aporta un estimado de la amplitud media de las incursiones plásticas que sufre un sistema de 1GL cuando se le sujeta a la excitación sísmica. La duración y el contenido de frecuencias de la excitación sísmica no tiene una influencia importante en los valores que exhibe el cociente $NE_{H\mu}/NR$.

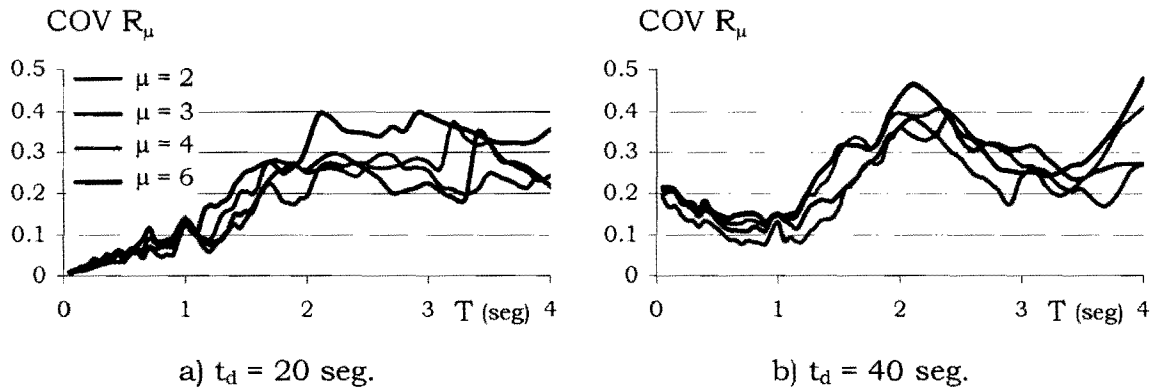


Figura 4.7 Coeficiente de variación de R_μ , $\xi_g = 0.05$

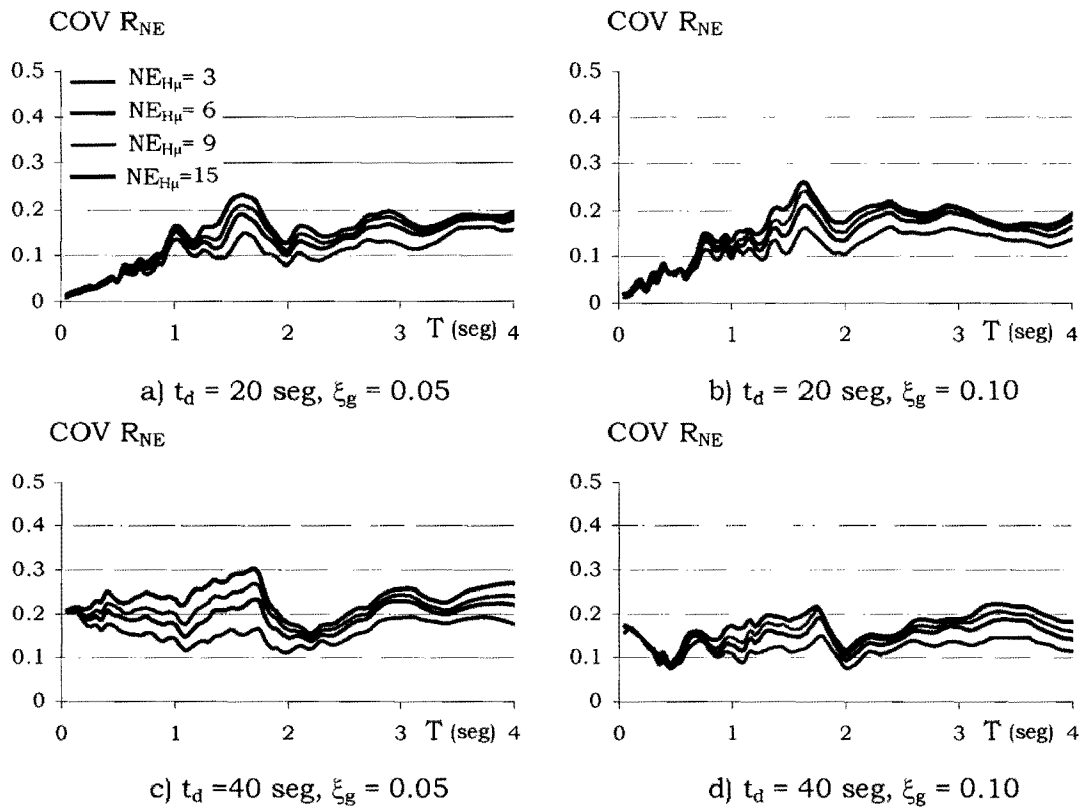


Figura 4.8 Coeficiente de variación de R_{NE}

Note que los valores del cociente $NE_{H\mu}/NR$ corresponden a un criterio de ductilidad acumulada constante ($NE_{H\mu}$ constante) de tal manera que mientras que un valor pequeño del cociente implica que la estructura ha sufrido varios ciclos de amplitud pequeña para acomodar la demanda de $NE_{H\mu}$, un valor grande implica pocos ciclos de amplitud grande.

Mientras que el cociente exhibe valores relativamente estables para valores de T mayores o iguales que $T_g/2$ (1 segundo), su valor se incrementa de manera importante conforme T se aproxima al valor de cero. Lo anterior implica que con la excepción de sistemas con periodo corto, los sistemas de 1GL sujetos a excitaciones sísmicas de larga duración con banda angosta de frecuencias exhiben varios ciclos de comportamiento plástico y que por tanto, su diseño debe basarse en conceptos energéticos. En cuanto a los sistemas de periodo corto, su diseño debe considerar cuidadosamente el control de las máximas demandas de deformación plástica (exhiben pocos ciclos de amplitud grande). Note además que la amplitud media de los ciclos se incrementa conforme se incrementa la demanda de $NE_{H\mu}$ en los sistemas.

Finalmente, vale la pena mencionar que las tendencias mostradas en la Figura 4.9 para un criterio de ductilidad acumulada constante son muy similares a las que exhiben los cocientes derivados para un criterio de ductilidad máxima.

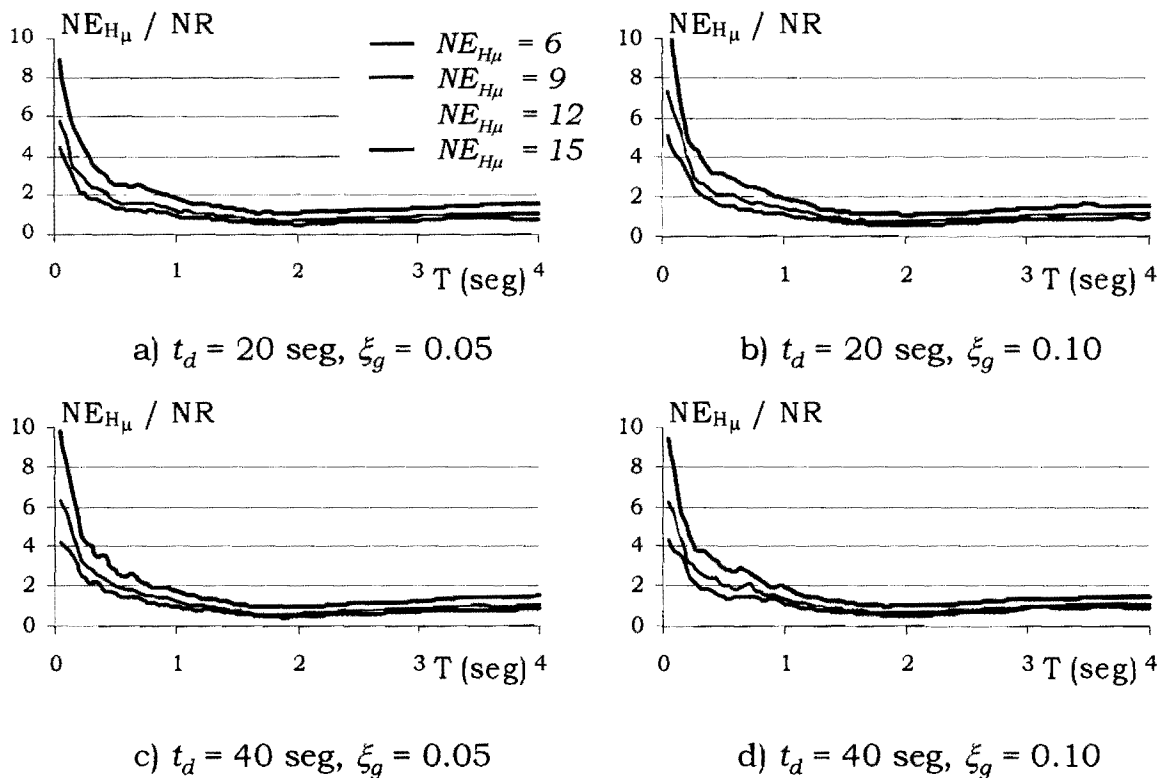
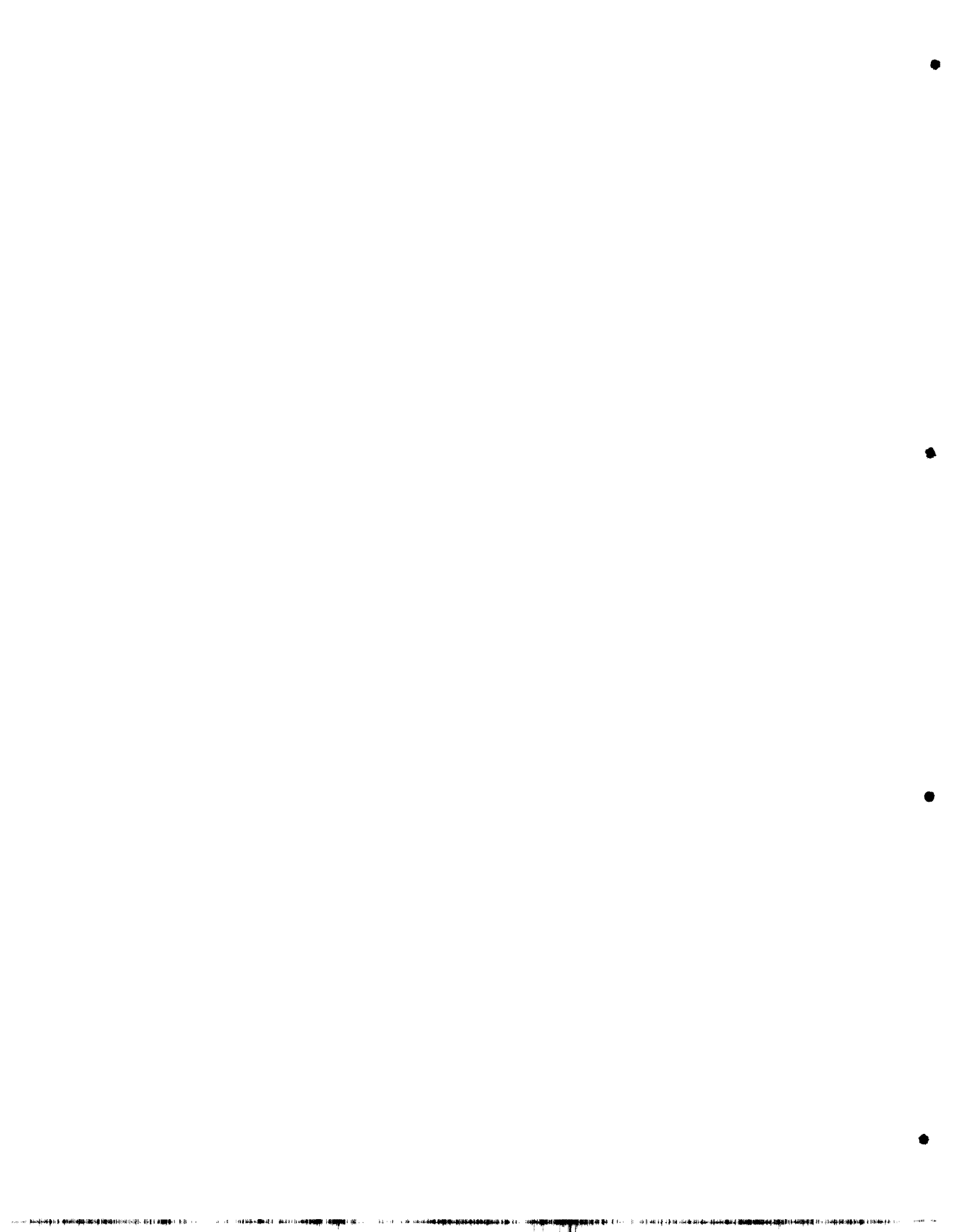


Figura 4.9 Cocientes $NE_{H\mu}/NR$



FACTOR DE
REDUCCIÓN DE
RESISTENCIA (R_{NE})



5. FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA (R_{NE})

5.1 RESULTADOS PREVIOS Y CONSIDERACIONES GENERALES

A partir del estudio de la respuesta de sistemas de un grado de libertad (1GL) ante acelerogramas sintéticos, se decidió incluir en la regresión para determinar una expresión para estimar el factor de reducción de resistencia (R_{NE}) correspondiente a espectros de ductilidad acumulada constante, las siguientes variables: A) Periodo dominante de la excitación, y B) Periodo y ductilidad última del sistema estructural.

Para tomar en cuenta la influencia del periodo dominante de la excitación, la regresión se llevo a cabo sobre los valores de R_{NE} derivados de tres grupos de acelerogramas reales, registrados en la Zona de Lago de Ciudad de México y con T_g de 2, 3 y 4 segundos.

Para considerar el periodo fundamental de vibración del sistema estructural (T), se planteó una expresión para estimar R_{NE} en función de relación existente entre el periodo del sistema y el periodo dominante de la excitación (T/T_g).

Finalmente, la expresión planteada se formula también explícitamente en función de la ductilidad última (μ_u). Esto se hace en dos pasos. Primero, la expresión se plantea en términos de la energía plástica normalizada ($NE_{H\mu}$) asociada el espectro de ductilidad acumulada constante bajo consideración. En un segundo paso, la expresión se formula en términos de μ_u a través de utilizar la siguiente expresión (presentada en el Capítulo 2 de esta tesis), que es válida para estructuras dúctiles: $NE_{H\mu} = 3(\mu_u - 1)$.

Tal como se explicó en el Capítulo 4, la resistencia de los sistemas de 1GL asociados a los espectros de ductilidad acumulada constante aquí planteados satisfacen simultáneamente la ecuación para ductilidad acumulada constante definida como $NE_{H\mu} = 3(\mu_u - 1)$ y el criterio para limitar la ductilidad máxima respecto a la ductilidad última, dado por $\mu_{max} = 0.7 \mu_u$, (Terán y Jirsa 2003).

Para revisar la valía de emplear la expresión aquí desarrollada para el diseño de estructuras sismorresistentes ubicadas en la Zona del Lago el D.F., se utilizó el índice de daño de Park y Ang (1985) expuesto en el capítulo 2 y denotado como ecuación 2.16:

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

El valor de β es igual a 0.15 para sistemas dúctiles que exhiben un comportamiento histerético razonablemente estable (lo que implica que pueden acomodar demandas plásticas importantes antes de fallar por fatiga). Dado que esta tesis se concentra en el diseño de estructuras dúctiles, se utiliza durante la revisión del desempeño estructural de los sistemas de 1GL $\beta = 0.15$.

La Tabla 5.1 muestra la correspondencia que hay entre los valores de ductilidad última utilizadas en el estudio, y los umbrales de ductilidad máxima (μ_{max}) y acumulada ($NE_{H\mu}$) derivados de los criterios resumidos ya antes mencionados.

Tabla 5.1 Ductilidades última, máxima y acumulada.

Ductilidad última μ_u	Ductilidad máxima $\mu_{max} = 0.7 \mu_u$	Ductilidad acumulada $NE_{H\mu} = 3(\mu_u - 1)$
Elástico	—	—
3	2.1	6
4	2.8	9
5	3.5	12
6	4.2	15

5.2 ESPECTROS DE RESISTENCIA

La Figura 5.1 muestra espectros medios de resistencia para el grupo de acelerogramas reales con T_g de 2 segundos. En particular, la Figura 5.1a muestra espectros de resistencia para ductilidad máxima constante. Puede notarse que mientras que el espectro elástico se maximiza cerca del periodo dominante de la excitación con ordenadas cercanas a uno, los espectros correspondientes a comportamiento plástico muestran ordenadas relativamente bajas en la zona de resonancia. Incluso es posible observar que las ordenadas en la zona de periodos cercana a 2 segundos son considerablemente menores que la ordenada al origen. Acorde a los espectros de ductilidad máxima constante, no habría nada particular en cuanto al diseño sísmico de los sistemas que se acercan a la zona de resonancia, e incluso, sugieren que el nivel de resistencia de diseño de dichos sistemas podría estar muy por debajo que el correspondiente a la aceleración máxima del terreno. La Figura 5.1b, que muestra espectros de resistencia para ductilidad acumulada constante, captura el efecto de amplificación dinámica en la zona de resonancia, aún para los espectros correspondientes a comportamiento plástico. Note que acorde a los espectros de ductilidad acumulada constante, la resistencia de diseño de los sistemas en la zona de resonancia es mayor que el asociado a la

aceleración máxima del terreno, y es del orden de 2 a 3 veces lo indicado por los espectros de ductilidad máxima constante. Finalmente, es de interés notar que a diferencia de lo que ocurre con acelerogramas sintéticos, los espectros correspondientes a los acelerogramas reales, particularmente el elástico, muestra dos máximos, uno ubicado cerca de T_g , y otro que exhibe una ordenada menor y que se ubica en un periodo cercano a $T_g/3$. El segundo máximo puede deberse a la existencia de un segundo modo de vibrar en el suelo, situación que reflejan muchos de los acelerogramas incluidos en la muestras de acelerogramas al exhibir un contenido relativamente alto de frecuencias alrededor de $T_g/3$.

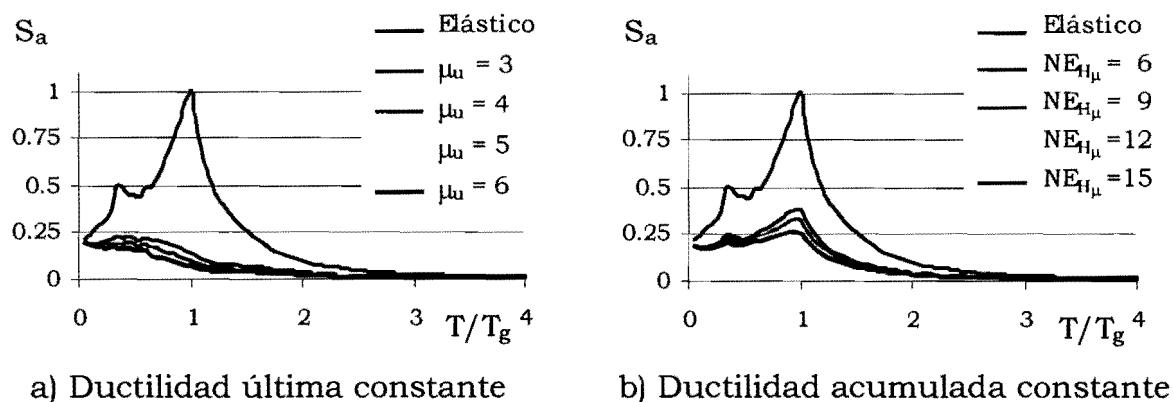


Figura 5.1 Espectros de resistencia, $T_g = 2$ y $\xi = 5\%$.

La Figura 5.2 muestra espectros medio de resistencia para los grupos de acelerogramas reales con T_g de 2 y 4 segundos. Note que los espectros de resistencia que se presentan están normalizados por la aceleración media del terreno correspondiente a cada grupo. Aunque la pseudo-aceleración normalizada exhibe tendencias muy similares para ambas muestras, la amplitud del máximo menor es mayor para la muestra con T_g de 4 segundos, y la banda de frecuencias alrededor del periodo dominante de la muestra con T_g de 2 segundos es ligeramente más amplia. Aunque este hecho no se ilustra, los espectros de resistencia para la muestra de con T_g de 3 segundos presentan tendencias intermedias.

Es importante hacer notar que los espectros de resistencia de ductilidad acumulada constante que corresponden a comportamiento plástico reflejan igualmente dos máximos, y como ocurre con el caso elástico, estos picos son mayores para la muestra con T_g de 4 segundos. Incluso para esta misma muestra, puede observarse que las ordenadas de ambos máximos para los espectros plásticos tienen valores muy similares. Puede concluirse que los máximos que exhiba un espectro elástico de resistencia están asociados a zonas de amplificación del movimiento dinámico y por tanto con altos contenidos de energía, y que deben reflejarse con máximos en los espectros correspondientes a comportamiento plástico.

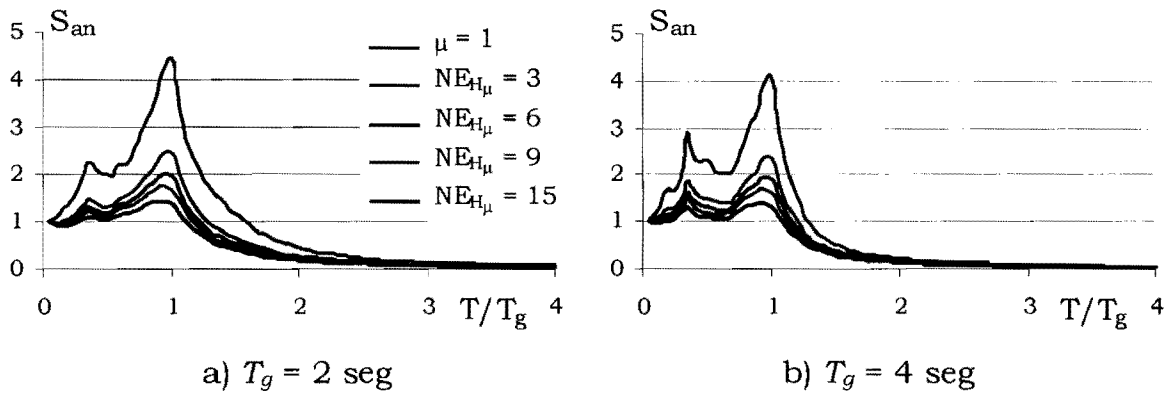


Figura 5.2 Espectros de resistencia para ductilidad acumulada constante, $\xi = 0.05$.

El objetivo central de esta tesis consiste en determinar una ecuación que proporcione factores de reducción de resistencia, que en un entorno de diseño por desempeño, resulten en sistemas que no fallen por fatiga de bajo número de ciclos. Parte central de este objetivo consiste en establecer un procedimiento de revisión basado en el uso de índices de daño desarrollados por otros investigadores. En este sentido, es importante revisar la coincidencia que un espectro de resistencia de ductilidad acumulada constante tenga con un espectro de daño constante, correspondiente a fatiga incipiente de bajo número de ciclos derivado de índices de daño ampliamente aceptados. Con este fin, la Figura 5.3 establece una comparación entre los requerimientos de resistencia para estructuras dúctiles de concreto reforzado arrojados por un espectro de ductilidad acumulada constante, con los arrojados por el índice de daño de Park y Ang para prevención de fatiga de bajo número de ciclos ($DMI_{PA} = 1$).

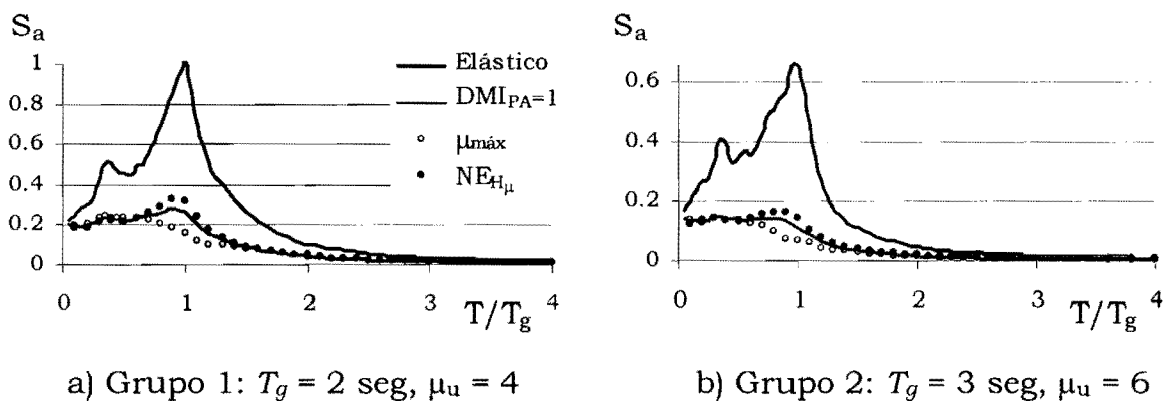


Figura 5.3 Espectros de resistencia para fatiga incipiente, $\xi = 5\%$.

Un espectro de ductilidad acumulada constante resulta de la envolvente de los requerimientos de diseño resumidos que determinan los valores de

(μ_{max}) y ($NE_{H\mu}$). Estos requerimientos se grafican por medio de los círculos incluidos en las gráficas de la Figura 5.3. Mientras el criterio para establecer (μ_{max}) rige en la zona de periodos cortos (note que las ordenadas arrojadas por ambos criterios son muy similares), el criterio que determina el valor de ($NE_{H\mu}$) rige para periodos moderados y largos. Finalmente, puede notarse que aunque el espectro de ductilidad acumulada constante arroja requerimientos de resistencia muy similares a los arrojados por el índice de Park y Ang, las ordenadas de los espectros de ductilidad acumulada constante son ligeramente mayores en la zona de mayor amplificación dinámica del movimiento (T cercano a T_g).

La Figura 5.4 presenta un acercamiento para los espectros de ductilidad acumulada constante mostrados en la Figura 5.3. Pueden apreciarse con mayor detalle las tendencias discutidas en el párrafo anterior en cuanto a los requerimientos de resistencia derivados de los criterios resumidos de (μ_{max}) y ($NE_{H\mu}$), y como los espectros de resistencia de ductilidad acumulada constante (denotados en la figura con $DMI_{TJ} = 1$) son una envolvente de ambos criterios.

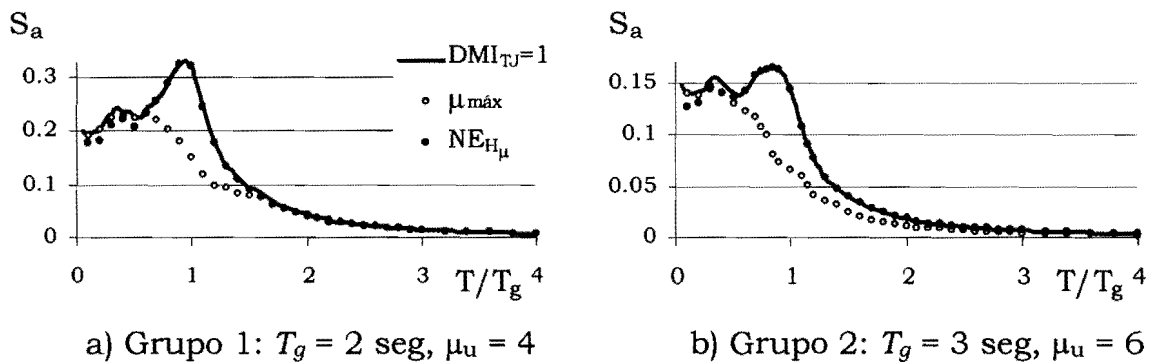


Figura 5.4 Espectro de resistencia para $DMI_{TJ} = 1$, $\xi = 5\%$.

La Figura 5.5 hace una comparación directa entre los requerimientos de resistencia derivados de un espectro de ductilidad acumulada constante, y los correspondientes al índice de Park y Ang. Puede observarse que para relaciones de T/T_g cercanas a uno, el espectro de ductilidad acumulada constante sobrestima la resistencia requerida por los sistemas de 1GL, y que esta diferencia crece ligeramente con un aumento en la ductilidad última. Por ejemplo, para μ_u de 4 la diferencia máxima oscila alrededor de 20% mientras que para μ_u de 6 esta diferencia llega a ser del 25%. Note que en otros intervalos de periodos, la diferencia entre los espectros mostrados en la Figura 5.5 es mínima. Puede concluirse que la resistencia de diseño indicada por un espectro de ductilidad acumulada constante es una aproximación conservadora y razonable de las que se obtendrían de aplicar de manera directa el índice de Park y Ang, con el añadido de que un espectro de resistencia de ductilidad acumulada constante hace posible

el planteamiento de una metodología de diseño sísmico que es muy similar a la que actualmente se incluye en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el D.F.

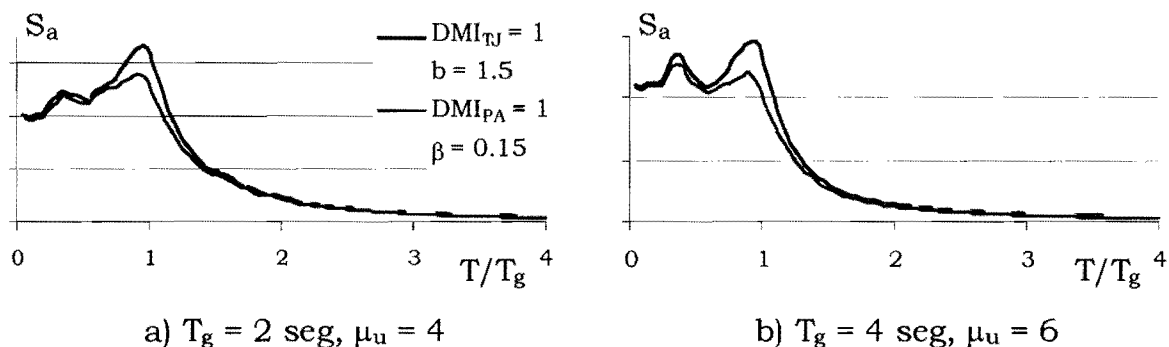


Figura 5.5 Espectros de resistencia para para $DMI_{TJ} = 1$ y $DMI_{PA} = 1$, $\xi = 5\%$.

5.3 FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

Una vez validado el concepto “espectros de resistencia de ductilidad acumulada constante”, se procede a establecer los factores de reducción de resistencia asociados a ellos. De forma cualitativa, puede decirse que para un sistema de 1GL con periodo y ductilidad última dados, el factor de reducción de resistencia se define como el siguiente cociente de ordenadas espectrales de resistencia:

$$R_{NE} = \frac{\text{Ordenada espectro elástico}}{\text{Ordenada espectro ductilidad acumulada constante}} \quad (5.1)$$

La Figura 5.6 muestra los valores medios de R_{NE} obtenidos a partir de las tres muestras de acelerogramas reales bajo consideración. Aunque los valores de R_{NE} para acelerogramas reales muestran las mismas tendencias identificadas para este factor en el Capítulo 4 para acelerogramas sintéticos, existen algunas particularidades que se destacan a continuación.

En primer lugar, note que las factores de reducción de resistencia para acelerogramas reales son menores que los obtenidos con acelerogramas sintéticos, lo que sugiere que el contenido de energía de los primeros es mayor. Al respecto, 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 este, todos los demás acelerogramas utilizados en el estudio,

registrados en eventos sísmicos relativamente leves, se escalan considerablemente para que representaran movimientos del terreno generados en eventos sísmicos extremos. Se ha observado que cuando se escalan los acelerogramas reales poco intensos, estos presentan un contenido de energía mucho 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. El contenido tan alto de energía que exhiben los acelerogramas reales escalados puede deberse a un problema con el proceso mismo de escalado, y es probable que los valores de R_{NE} que aquí se presenten resulten algo conservadores. Esta situación podrá dilucidarse hasta que se tengan registros de movimientos del terreno generados durante eventos sísmicos de mayor intensidad.

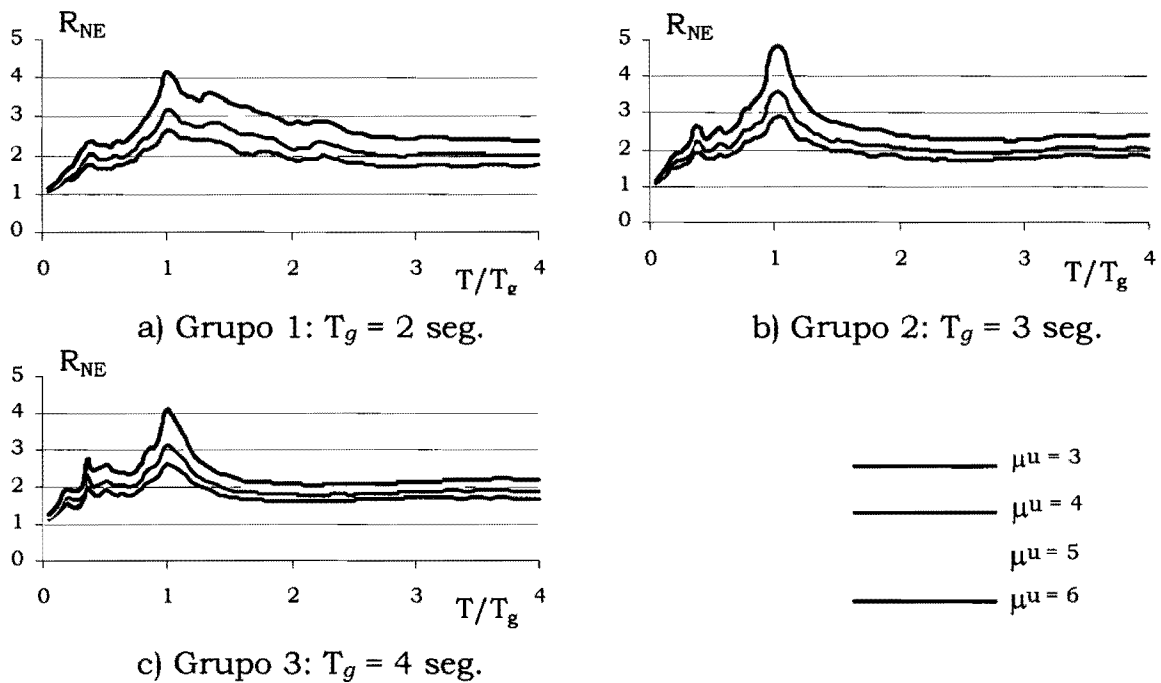


Figura 5.6 Factores de reducción de resistencias (a, b y c)

En segundo lugar, aunque los estudios llevados a cabo en la primera etapa indicaron que los valores de R_{NE} no exhiben una dependencia notoria con respecto al ancho de banda de las excitaciones sísmicas, la Figura 5.6 muestra alguna dependencia con respecto al mismo. En particular, el ancho de banda alrededor de T_g de los acelerogramas disminuye conforme se incrementa su valor de T_g , cuestión que queda ilustrada a través de la comparación de las graficas incluidas en la Figura 5.6. Puede notarse que los valores de R_{NE} incluidos en las Figuras 5.6b y 5.6c disminuyen más rápidamente a partir de su valor máximo de lo que lo hacen los valores de R_{NE} en la Figura 5.6a.

5.3.1 Ecuación para estimar el valor de R_{NE}

Para proponer una expresión que definiera los factores de reducción de resistencia para espectros de ductilidad acumulada constante (R_{NE}), se realizó un análisis de regresión considerando las variables identificadas como importantes en la primera etapa de este estudio, esto es: T , T_g y μ_u . Después de algunas propuestas preliminares, se consideró estimar el valor de R_{NE} para la Zona de Lago de Ciudad de México a partir de una familia de curvas con la siguiente forma:

$$R_{NE} = \frac{a \left(\frac{T}{T_g} \right)^b}{c + \left| \frac{T}{T_g} - 1 \right|^b} + 1 \quad (5.2)$$

La forma básica de la ecuación (5.2) esta dada por:

$$\frac{a \left(\frac{T}{T_g} \right)^b}{c + \left| \frac{T}{T_g} - 1 \right|^b} \quad (5.3)$$

Note que la ecuación (5.3) tiende a cero conforme T tiende a cero. Dado que la aceleración máxima que experimenta un sistema infinitamente rígido sujeto a una excitación sísmica equivale a la aceleración máxima del terreno, el factor de reducción debe tender a uno conforme T tiende a cero (independientemente de las otras variables involucradas). Esto explica el valor de uno que se le añade a la forma básica en la ecuación (5.2).

Los valores arrojados por la ecuación (5.3) se incrementan conforme el valor de T/T_g se aproxima a uno. Mientras que el máximo que la curva podrá alcanzar depende de los valores de a , b y c , el valor del exponente b determina la caída de R_{NE} a partir de ese máximo.

Para definir expresiones que estimen los parámetros a , b y c involucrados en la ecuación (5.2), se consideraron los resultados derivados de los tres grupos de acelerogramas ($T_g = 2, 3$ y 4 segundos) además de cuatro valores de ductilidad acumulada ($NE_{H\mu} = 6, 9, 12$ y 15) asociados a los valores de ductilidad última bajo consideración ($\mu_u = 3, 4, 5$ y 6). Lo anterior dio como resultado la existencia de valores de R_{NE} para doce pares de valores de T_g y $NE_{H\mu}$ a partir de los cuales pudieran definirse expresiones para estimar a ,

b y c en función de T_g y $NE_{H\mu}$. En particular, las expresiones para estimar a , b y c se determinaron de tal manera que se minimizara el error cuadrático de las diferencias entre los valores medios reales de R_{NE} y el valor de R_{NE} estimado a partir ecuación (5.2).

La regresión se llevo a cabo en dos etapas. En la primera se obtuvieron valores óptimos de a , b y c para cada una de las doce combinaciones de T_g y $NE_{H\mu}$. Se observó que mientras los parámetros a y b mostraban una clara dependencia con respecto a T_g y $NE_{H\mu}$, el valor de c para cada uno de los doce pares de valores de T_g y $NE_{H\mu}$ oscilaba en un intervalo de valores muy cercanos a 0.25. Como consecuencia se asignó una valor constante de 0.25 al parámetro c .

En la segunda etapa, se considero un valor constante de 0.25 para c , y se determinaron los valores de a y b que minimizaban el error cuadrático medio para cada una de las doce combinaciones de T_g y $NE_{H\mu}$. Aunque se observó que los valores de a mostraban una dependencia lineal con respecto a T_g y $NE_{H\mu}$, un análisis de regresión lineal múltiple dejó en claro que la variable T_g mostraba poca influencia en el valor de a . Dado lo anterior, se llevó a cabo una regresión simple para estimar el valor de a a partir de la siguiente recta:

$$a = 0.15 + 0.04 NE_{H\mu} \quad (5.4)$$

La expresión para estimar el parámetro b en función de T_g y $NE_{H\mu}$ se estableció siguiendo el mismo procedimiento utilizado para el caso del parámetro a . Tras el análisis de regresión lineal múltiple, se decidió despreciar la contribución de $NE_{H\mu}$, y plantear la siguiente expresión a partir de una regresión lineal simple:

$$b = 1.8 - 0.2 T_g \quad (5.5)$$

Finalmente se consideró replantear, la ecuación 5.4 de tal manera de que fuera posible estimar el parámetro a en función de una propiedad estructural (μ_u) y no de un parámetro de respuesta ($NE_{H\mu}$). Como consecuencia, la expresión propuesta para estimar el valor de R_{NE} quedó como:

$$R_{NE} = \frac{a \left(\frac{T}{T_g} \right)^b}{c + \left| \frac{T}{T_g} - 1 \right|^b} + 1 \quad (5.2)$$

Donde

$$\begin{aligned} a &= 0.15 + 0.12(\mu_u - 1) \\ b &= 1.8 - 0.2T_g \\ c &= 0.25 \end{aligned} \tag{5.6}$$

5.3.2 Comparación entre valores reales y estimados de R_{NE}

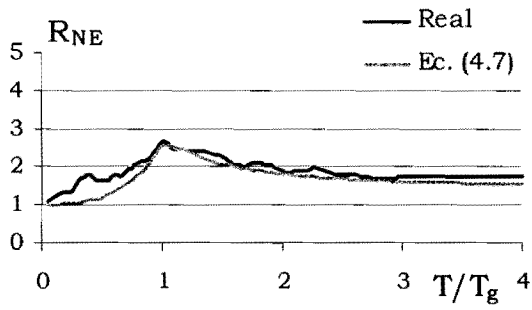
Las Figuras 5.7 y 5.8 comparan, para las muestras con T_g de 2 y 4 segundos, respectivamente, los valores reales medios de R_{NE} con su estimado obtenido a partir de las ecuaciones (5.2) y (5.6). Aún cuando se observa una buena coincidencia entre ambos juegos de valores, puede notarse que la ecuación (5.2) muestra dos deficiencias:

- 1) Tiende a subestimar el valor de R_{NE} para valores de T/T_g menores que 1, particularmente para T/T_g cercano a 0.3. Esta discrepancia crece conforme se aumenta la ductilidad última suministrada al sistema de 1GL.
- 2) Tiende a sobreestimar ligeramente el valor de R_{NE} (lo cual se encuentra del lado de la inseguridad) cuando se presentan de manera simultánea tres condiciones: A) Valor grande de T_g , por ejemplo $T_g = 4$ segundos; B) T ubicado en el intervalo: $T_g \leq T \leq 2T_g$; y C) Valores altos de μ_u , por ejemplo $\mu_u = 6$.

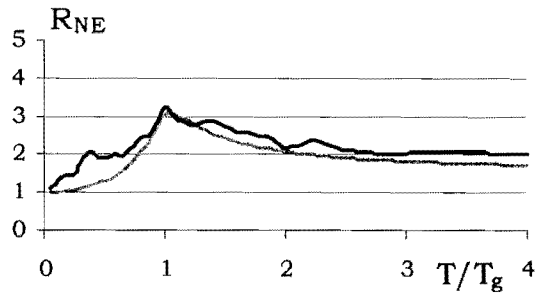
Aun cuando no se presentan los gráficos para el grupo de acelerogramas con T_g de 3 segundos, es importante comentar que muestran tendencias similares a las mostradas para los grupos con $T_g = 2$ y 4 segundos

Cabe mencionar que las ecuaciones (5.2) y (5.6) pueden hacerse más complejas de manera que se tomen en cuenta un mayor número de parámetros o para que los parámetros considerados se caractericen con formas más elaboradas y, por tanto, se reflejen mejor las tendencias observadas. Al respecto, se consideró que dichas ecuaciones son suficientemente sencillas para una aplicación práctica, que es uno de los objetivos de este trabajo, y además arroja resultados aceptables dentro del contexto del diseño sísmico.

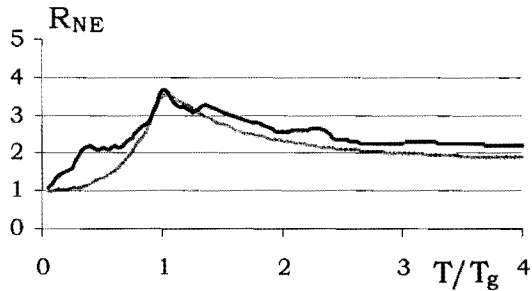
La Figura 5.9 muestra los coeficientes de variación (COV) asociados a los valores medios de R_{NE} . Puede notarse que el valor de COV es prácticamente insensible al valor de la ductilidad última (μ_u) y además muestra cierta tendencia a disminuir con el incremento en T . Por otra parte, el valor del COV raramente excede de 0.3, y en la gran mayoría de



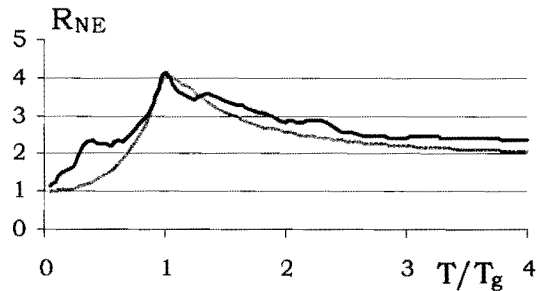
a) $\mu_u = 3$



b) $\mu_u = 4$

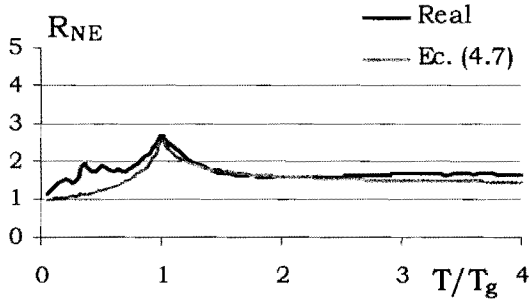


c) $\mu_u = 5$

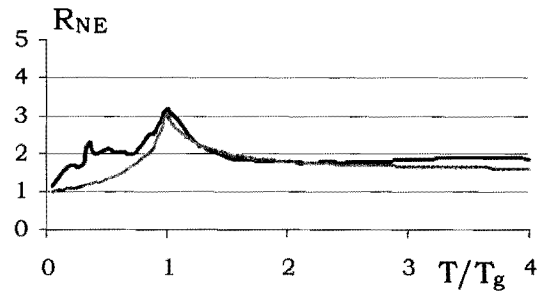


d) $\mu_u = 6$

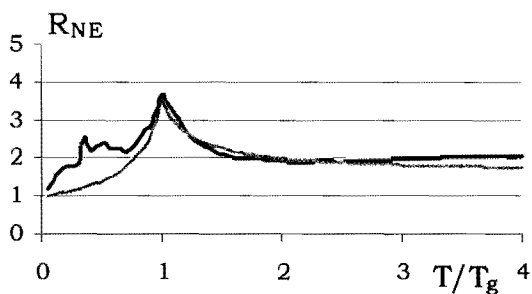
Figura 5.7. Comparación entre valores medios de R_{NE} y estimaciones obtenidas a partir de la ecuación (5.2), $T_g = 2$ seg.



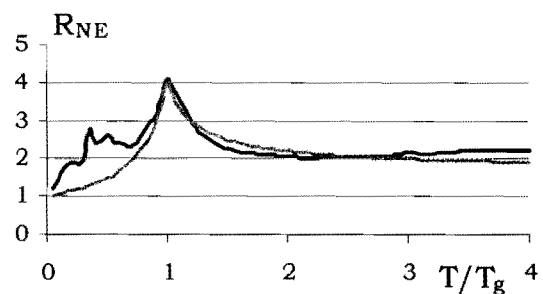
a) $\mu_u = 3$



b) $\mu_u = 4$



c) $\mu_u = 5$



d) $\mu_u = 6$

Figura 5.8. Comparación entre valores medios de R_{NE} y estimaciones obtenidas a partir de la ecuación (5.2), $T_g = 4$ seg.

los casos se encuentra contenido dentro del intervalo de valores que va de 0.1 a 0.2. En comparación con los valores del COV asociados a R_{μ} , los valores del COV asociados a R_{NE} son menores y más estables con respecto a las propiedades estructurales de los sistemas de 1GL. Si las propiedades estructurales se consideran deterministas (pueden ser predichas con exactitud), la resistencia de diseño derivada de un espectro de resistencia para ductilidad acumulada constante puede definirse con menos incertidumbre que aquella derivada de un espectro de resistencia tradicional.

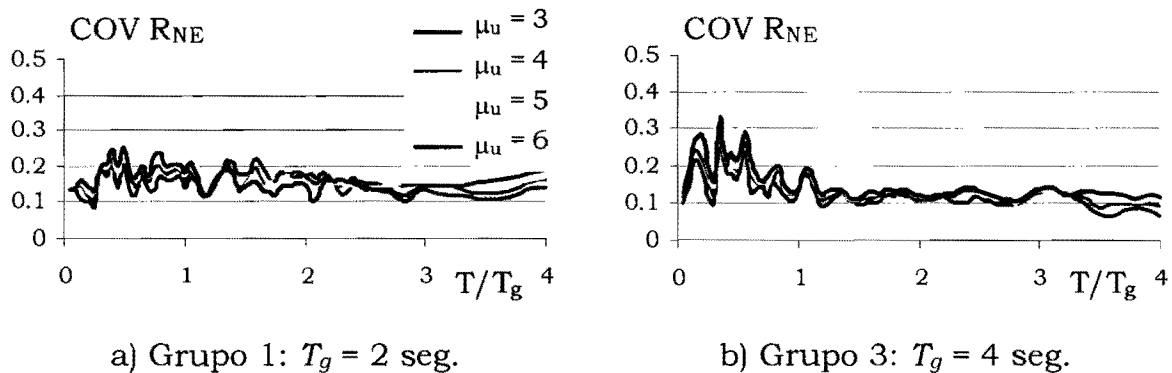


Figura 5.9 Coeficientes de variación de R_{NE}

5.4 IMPLICACIONES DE DISEÑO

Las implicaciones de uso de las ecuaciones (5.2) y (5.6) durante el diseño sísmico se discuten con la ayuda de las Figuras 5.10 y 5.11. Note que la ecuación (5.2) estima, para valores dados de T y μ_u , la relación existente entre los valores medios de las ordenadas del espectro elástico de resistencia y del espectro de resistencia para ductilidad acumulada constante. Sin embargo, el diseño sísmico no se asocia al nivel medio de resistencia, sino a un nivel que involucra la media más una o más desviaciones estándar de la demanda de resistencia. Para tomar en consideración lo anterior, la resistencia de varios sistemas de 1GL se diseño utilizando la ecuación (5.2) con la media más una desviación estándar (σ) del espectro elástico de resistencia y no con el espectro elástico medio de resistencias (Figura 5.10). Al respecto, Arroyo y Terán (2003) notan que un factor de resistencia derivado de los valores medios de las ordenadas espectrales de resistencia puede utilizarse razonablemente bien para asociar otros niveles (media + σ) de ordenadas espectrales. En cuanto al alcance de la verificación de uso de las ecuaciones (5.2) y (5.6), se consideraron sistemas de 1GL con valores de T/T_g hasta 4 segundos, valores de μ_u de 3, 4, 5 y 6 y tres escenarios definidos a partir de los grupos de acelerogramas con diferente T_g (2, 3 y 4 segundos). Así, se

definieron tres espectros elásticos de resistencia, uno por cada grupo de acelerogramas, considerando la media más una desviación estándar (media + σ).

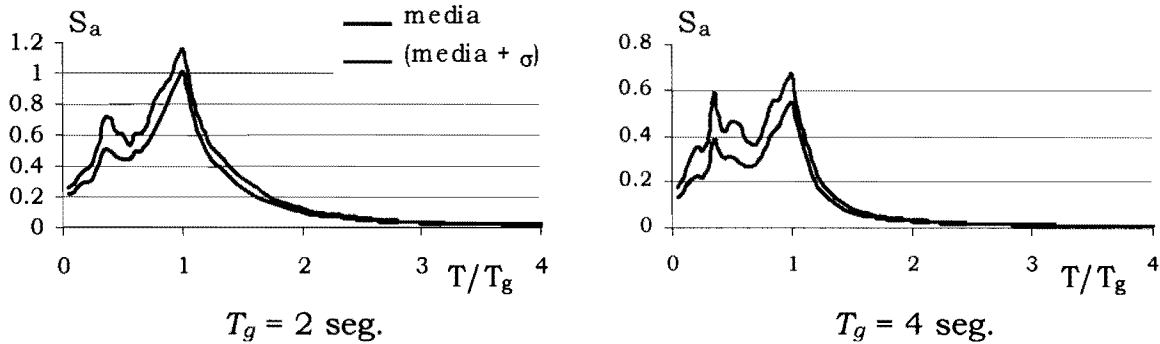


Figura 5.10 Media y (media + σ) de espectros elásticos de resistencia.

Una vez que se diseñaron los sistemas de 1GL, se sujetaron a la acción de los acelerogramas bajo consideración ($T_g = 2, 3$ y 4 seg.), y se estimó su nivel medio y medio + σ de daño estructural a través del índice de Park y Ang ($DMI_{PA} = 1, \beta = 0.15$). Para que el diseño de los sistemas de 1GL resulte exitoso desde el punto de vista de la fatiga de bajo número de ciclos, el valor medio + σ de DMI_{PA} debe estar cercano a y ser menor que uno. La Figura 5.11 muestra los valores medio y medio + σ de DMI_{PA} . Aunque el valor medio + σ de DMI_{PA} es menor que uno en todos los casos, se observan resultados conservadores (valores de DMI_{PA} mucho menores que uno) en el intervalo de T que va de cero a $0.3 T/T_g$, esto como consecuencia de la subestimación de los valores medios de R_{NE} por parte de las ecuaciones (5.2) y (5.6) en este intervalo de periodos. En general, el uso de espectros de ductilidad acumulada constante junto con los factores de reducción de resistencia propuestos en esta tesis resulta en niveles de daño conservadoramente aceptables en los sistemas de 1GL. En todo caso, puede plantearse la necesidad de refinar la ecuación (5.2) para evitar los diseños tan conservadores de resistencia para periodo corto.

La Figura 5.12 muestra las demandas media y (media + σ) de ductilidad en los sistemas de 1GL bajo consideración. Note que la demanda (media + σ) por lo general satisface el requerimiento de diseño dado por el criterio que relaciona las ductilidades máxima y última, $\mu_{max} = 0.7\mu_u$, observación que es particularmente cierta para valores grandes μ_u . Puede concluirse que el diseño de los sistemas de 1GL esta regido por criterios de disipación de energía plástica. Una vez más se nota el conservadurismo de las expresiones propuestas para el intervalo de periodos cortos.

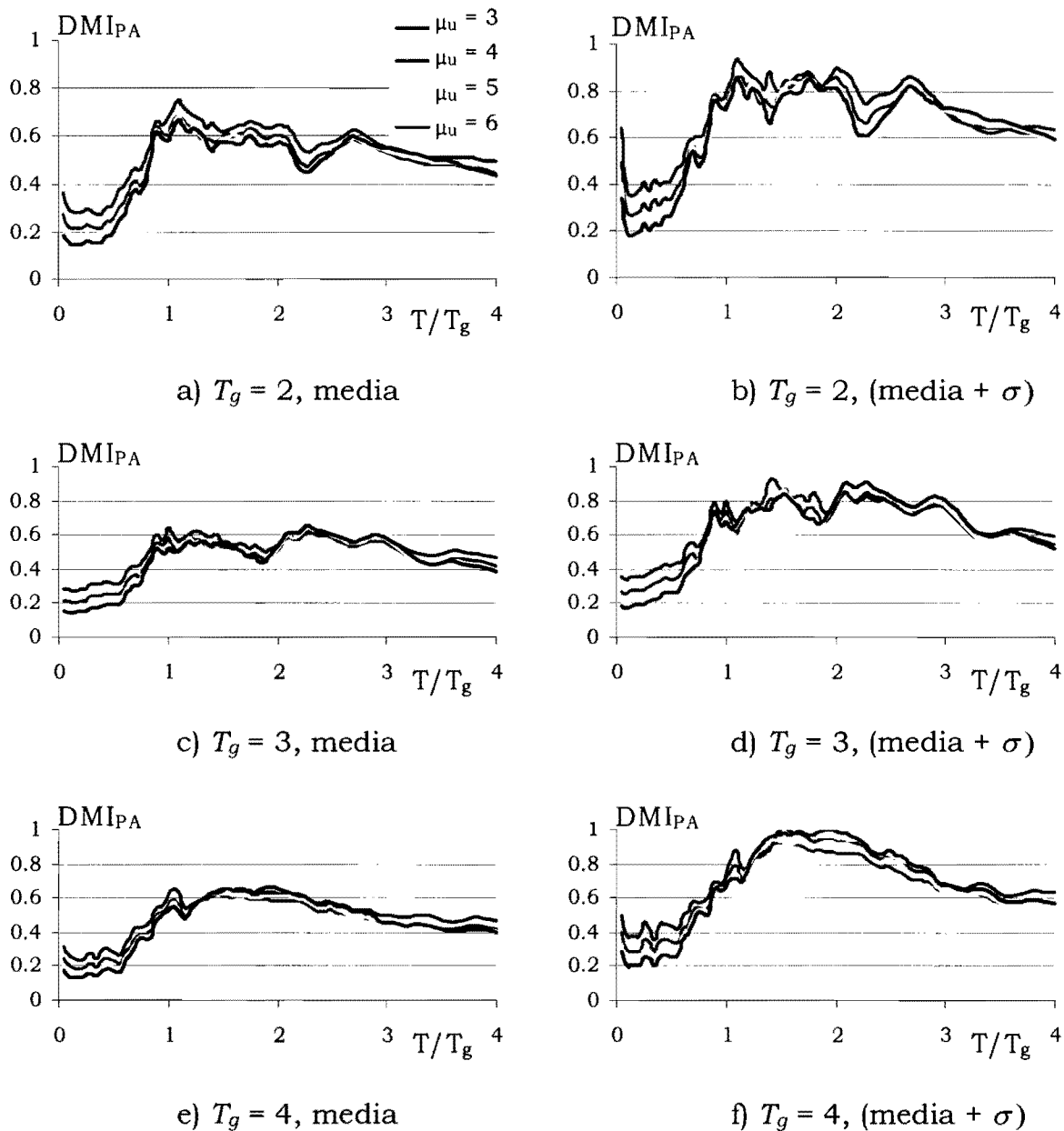


Figura 5.11 Niveles esperados de daño para sistemas de 1GL diseñados conforme a las ecuaciones (5.2) y (5.6).

La Figura 5.13 muestra las demandas media y (media + σ) de energía plástica normalizada en los sistemas de 1GL diseñados con la ecuación (5.2). Idealmente las demandas (media + σ) de $NE_{H\mu}$ debieron controlarse dentro del siguiente umbral: $NE_{H\mu} = 3(\mu_u - 1)$. Esto implica valores de $NE_{H\mu}$ de 6, 9, 12 y 15 para μ_u de 3, 4, 5 y 6, respectivamente. La resistencia de diseño derivada a partir de la ecuación (5.2) ha resultado por lo general en

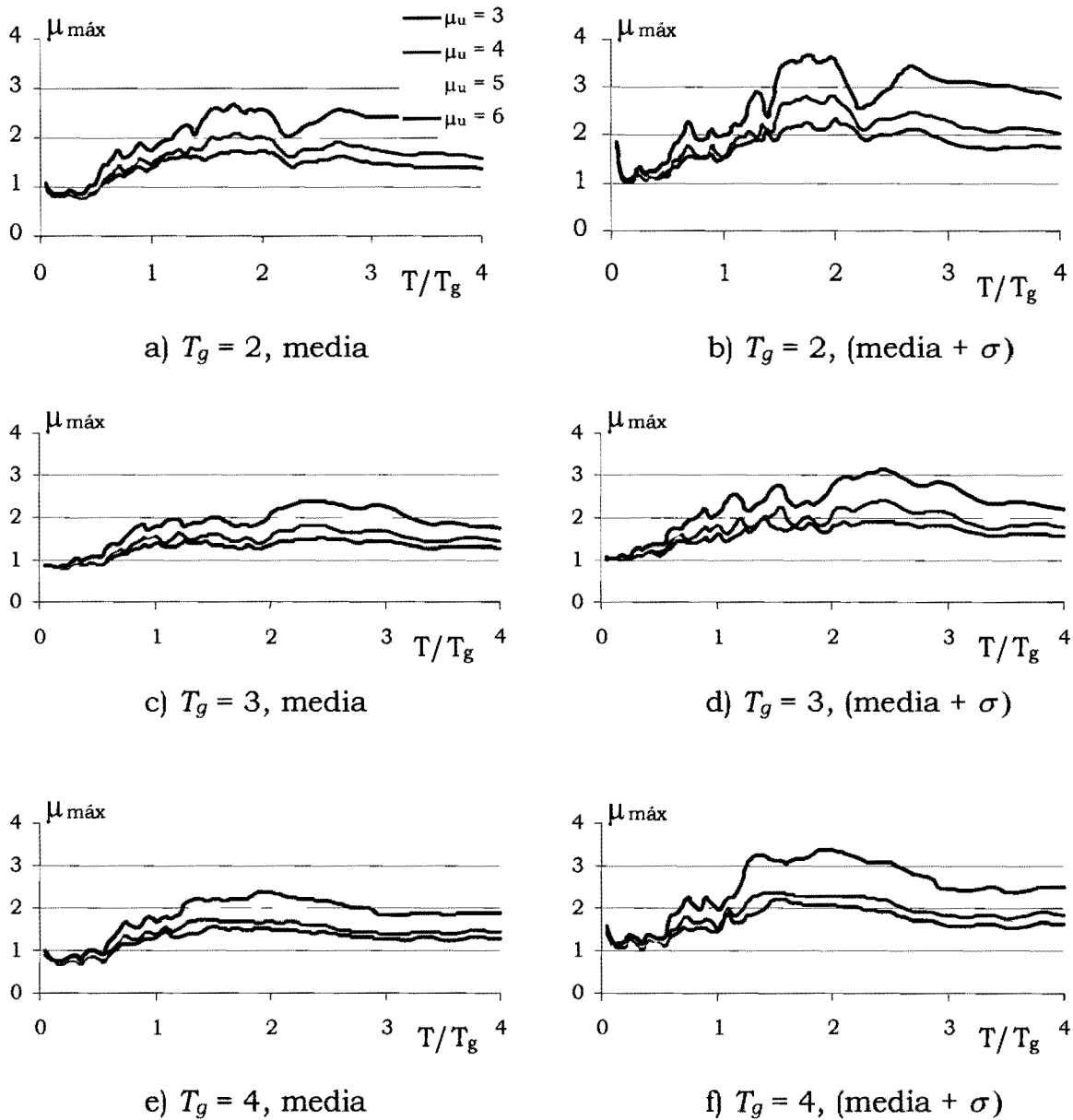


Figura 5.12 Niveles esperados de $\mu_{máx}$ para sistemas de 1GL diseñados conforme a las ecuaciones (5.2) y (5.6).

dentro del siguiente umbral: $NE_{H\mu} = 3(\mu_u - 1)$. Esto implica valores de $NE_{H\mu}$ de 6, 9, 12 y 15 para μ_u de 3, 4, 5 y 6, respectivamente. La resistencia de diseño derivada a partir de la ecuación (5.2) ha resultado por lo general en un control adecuado de las demandas acumuladas de deformación plástica. Puede observarse lo siguiente: A) En el intervalo de periodos cortos, las demandas de $NE_{H\mu}$ son muy pequeñas, confirmando esta observación la naturaleza conservadora de las expresiones propuestas para el diseño de sistemas con periodo corto; B) En un intervalo de periodos intermedios, caracterizado por valores de T/T_g que oscilan entre 1

y 2, las demandas de $NE_{H\mu}$ se aproximan a su umbral de diseño, llegando a rebasar ligeramente al mismo en algunos casos; C) En un intervalo de periodos largos, caracterizado por valores de T/T_g mayores que 2, la resistencia de diseño aportada por la ecuación (5.2) ha dado lugar a un diseño razonablemente conservador.

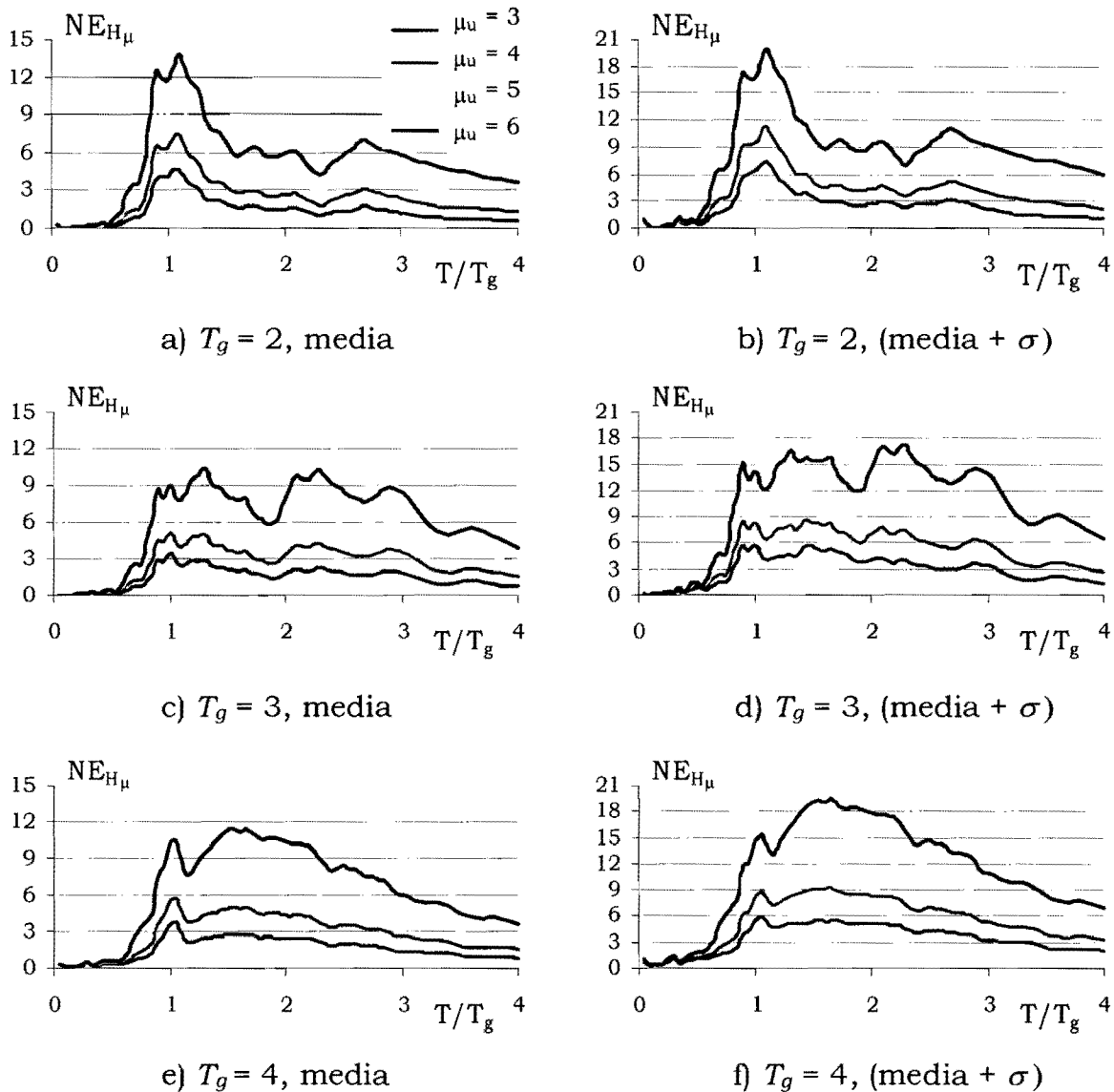


Figura 5.13 Niveles esperados de $NE_{H\mu}$ para sistemas de 1GL diseñados conforme a las ecuaciones (5.2) y (5.6).

Finalmente, la Figura 5.14 muestra las demandas media y (media + σ) de energía plástica normalizada en los sistemas de 1GL diseñados con los valores reales medios de R_{NE} . Puede observarse que cuando se usan los valores reales de R_{NE} , las demandas (medias + σ) de $NE_{H\mu}$ se aproximan

mucho a su umbral de diseño. Puede concluirse, al comparar las Figuras 5.13 y 5.14, que la variabilidad de las demandas de $NE_{H\mu}$ que muestra la Figura 5.13 con respecto al periodo del sistema de 1GL son consecuencia de las simplificaciones hechas durante los análisis de regresión para obtener la ecuación (5.6), y no una característica implícita a los espectros de ductilidad acumulada constante.

Es posible refinar las expresiones incluidas en las ecuaciones (5.2) y (5.6) para lograr un nivel de diseño mas uniforme respecto a las demandas de $NE_{H\mu}$ en los sistemas de 1GL diseñados conforme a ellas. Al respecto, se considera que dichas ecuaciones muestran un buen balance entre su simplicidad y el nivel de diseño que resulta de su aplicación práctica.

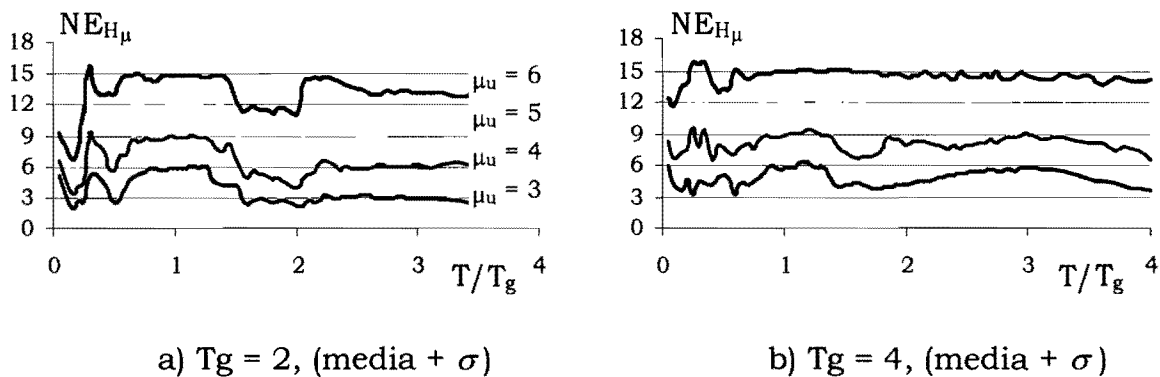


Figura 5.14 Niveles esperados de $NE_{H\mu}$ para sistemas de 1GL diseñados conforme a los valores medios reales de R_{NE}

5.5 REVISIÓN

Para tomar en cuenta la incertidumbre asociada a la definición de la excitación sísmica de diseño, se utilizó una cuarta muestra de acelerogramas, formada por movimientos con periodo dominante de 2 segundos registrados en la Zona del Lago del Distrito Federal. Los registros fueron escalados de manera que su velocidad máxima igualara la velocidad máxima correspondiente al movimiento registrado en SCT-EO en 1985 (Tabla 2.4).

El objetivo de esta revisión es revisar la pertinencia de diseñar la resistencia lateral de estructuras dúctiles con las ecuaciones 5.2 y 5.6. La Figura 5.15 presenta los espectros de ductilidad acumulada constante y los factores de reducción de resistencia correspondientes a la cuarta muestra de acelerogramas.

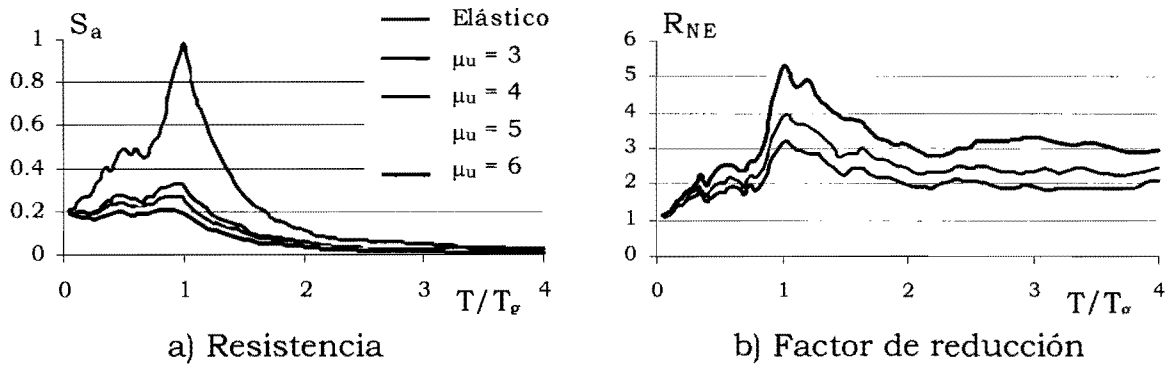


Figura 5.15 Espectros de ductilidad acumulada constante y factores de reducción de resistencia, cuarta muestra

La Figura 5.16 compara los valores reales de R_{NE} con las estimaciones obtenidas a partir de las ecuaciones (5.2) y (5.6). Los resultados arrojados por dichas ecuaciones resultan más conservadores de lo que se observó para las muestras utilizadas en la etapa de regresión. Note además que el nivel de conservadurismo crece con un incremento en la ductilidad última de los sistemas. A pesar de lo anterior, la Figura 5.17 muestra que los niveles de daño son muy similares a los que presentan las muestras utilizadas durante el análisis de regresión. Note una vez más que el nivel de daño que corresponde a sistemas cercanos a $T/T_g = 0.3$ resulta muy conservador respecto a lo planteado por el diseño contra fatiga de bajo de número de ciclos, el cual acepta valores de DMI_{PA} cercanos a uno.

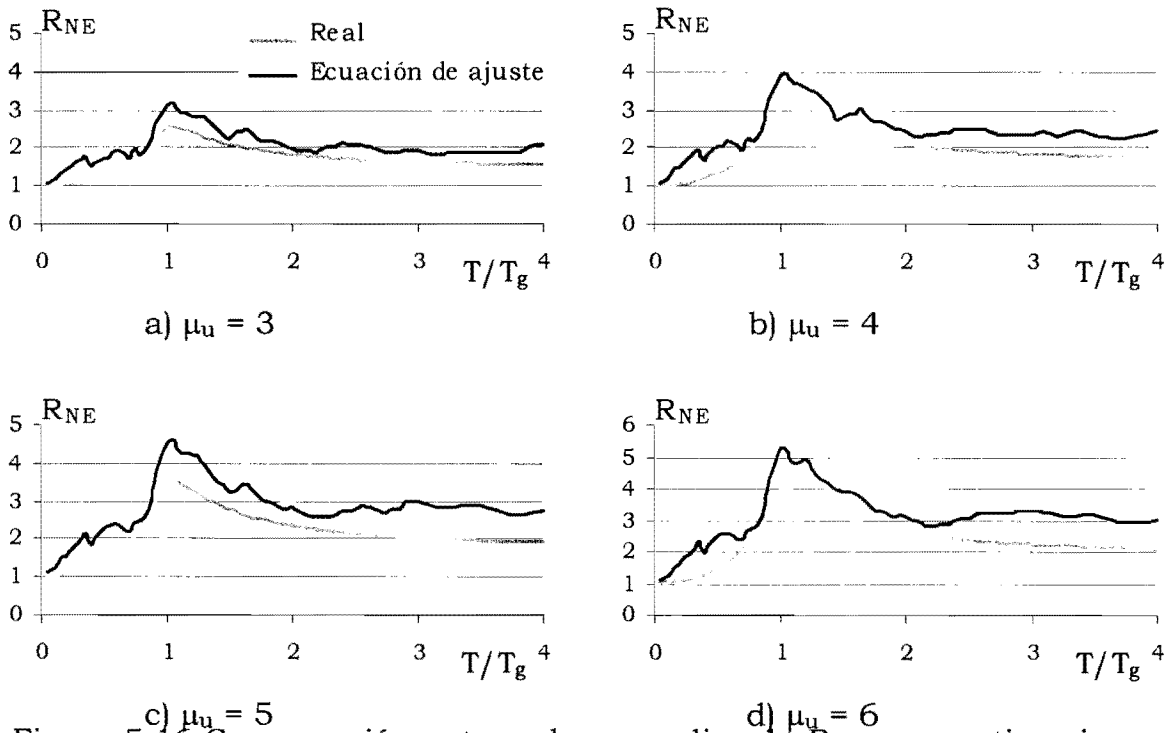
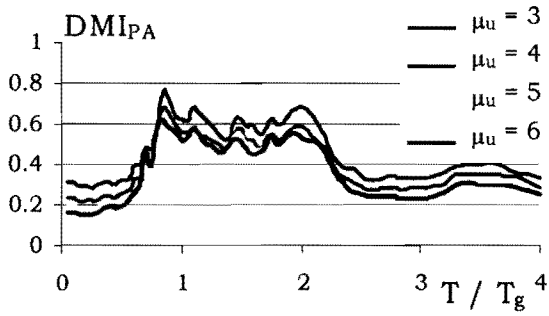
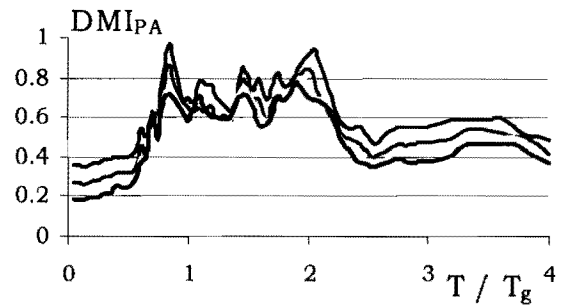


Figura 5.16 Comparación entre valores medios de R_{NE} y sus estimaciones obtenidas a partir de la ecuación (5.2), cuarta muestra



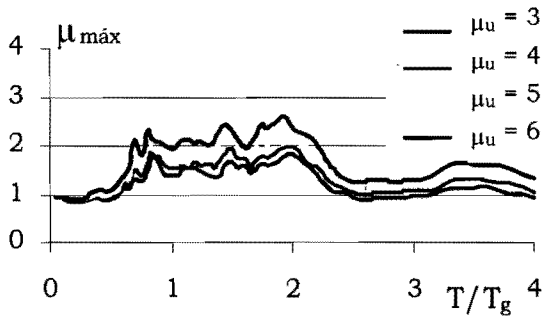
a) $T_g = 2$, media



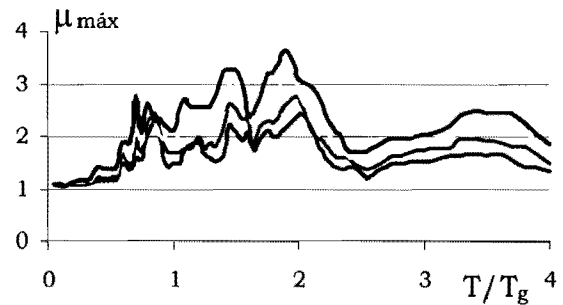
b) $T_g = 2$, (media + σ)

Figura 5.17 Niveles esperados de daño para sistemas de 1GL diseñados conforme a la ecuación (5.2), cuarta muestra

A partir de las demandas máxima y acumulada de ductilidad mostradas en las Figuras 5.18 y 5.19, puede concluirse que la respuesta plástica de los sistemas de 1GL diseñados con las ecuaciones (5.2) y (5.6) ha sido controlada razonablemente bien dentro de los umbrales que se ha establecido para su diseño.

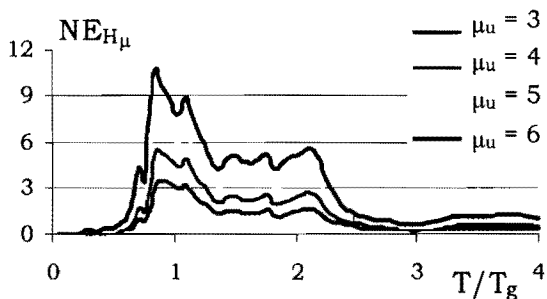


a) $T_g = 2$, media

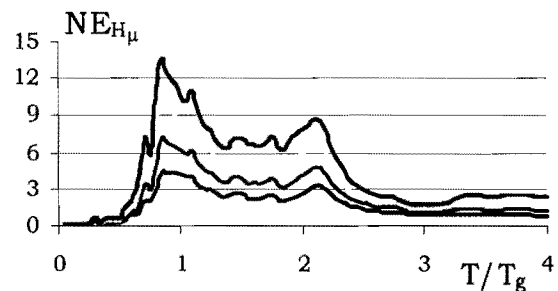


b) $T_g = 2$, (media + σ)

Figura 5.18 Niveles esperados de $\mu_{m\acute{a}x}$ para sistemas de 1GL diseñados conforme a la ecuación (5.2), cuarta muestra



a) $T_g = 2$, media



b) $T_g = 2$, (media + σ)

Figura 5.19 Niveles esperados de $NE_{H\mu}$ para sistemas de 1GL diseñados conforme a la ecuación (5.2), cuarta muestra

Debido a que la ecuación de ajuste para éste grupo resulto ser más conservadora que para los grupos utilizados en la regresión, los niveles de demanda de $NE_{H\mu}$ son menores que sus correspondientes umbrales de diseño. Es importante reconocer que esto no debe considerarse como una justificación a las deficiencias de la ecuación propuesta. A partir de un balance entre la simplicidad requerida para la aplicación práctica de la ecuación, y el nivel de diseño sísmico deseado para las estructuras, deberá plantearse la conveniencia de refinar el planteamiento hecho en esta tesis.

5. CONCLUSIONES

Algunas estructuras ubicadas en terreno blando, como es el caso de un gran número de edificios de mediana altura construidos en la Ciudad de México, pueden verse sujetas a grandes demandas de energía durante excitaciones sísmicas severas. Como consecuencia, estas estructuras, bien concebidas desde un punto de vista de control de su demanda máxima de ductilidad, pueden sufrir demandas acumuladas de ductilidad tan considerables que las alejen de un buen desempeño estructural. Dada la importancia práctica de prevenir posibles fallas de fatiga por bajo número de ciclos, es conveniente plantear herramientas de diseño que consideren de manera explícita este fenómeno.

Dentro de las opciones que se han desarrollado recientemente para subsanar esta situación, se cuenta con el concepto de espectros de resistencia para ductilidad acumulada constante. Estos espectros pueden ser utilizados para identificar casos en los que la fatiga de bajo número de ciclos pueda ser relevante durante el diseño sísmico, y proveen una base cuantitativa para estimar la resistencia lateral de diseño requerida por la estructura para controlar de manera adecuada sus demandas acumuladas de deformación plástica. La aplicación práctica de un espectro de resistencia para ductilidad acumulada constante implica la definición de factores de reducción de resistencia. Las expresiones derivadas aquí para dichos factores hacen consideración explícita del periodo dominante del suelo donde se desplanta la estructura, la relación que guarda el periodo fundamental de vibración de la misma con respecto al del suelo, y la capacidad de deformación última de la estructura. Mientras que los factores de reducción de resistencia que se presentan aquí pueden ser usados para determinar los requerimientos de resistencia de estructuras dúctiles (comportamiento histerético estable), debe considerarse una aplicación más estricta para estructuras con comportamiento sísmico errático.

La resistencia de diseño derivada a partir de la ecuación propuesta en esta tesis ha resultado, por lo general, en un control adecuado de las demandas acumuladas de deformación plástica. El uso de espectros de ductilidad acumulada constante junto, con los factores de reducción de resistencia propuestos, resulta en niveles de daño conservadoramente aceptables. En todo caso, podría refinarse la ecuación propuesta para evitar los diseños de resistencia demasiado conservadores para periodo corto. Esta opción debe definirse a partir de un balance entre la simplicidad requerida para la aplicación práctica de la ecuación, y el nivel de diseño sísmico deseado para las estructuras diseñadas con ella.

Entre los aspectos que deben recibir atención para hacer posible la aplicación práctica de los espectros de resistencia para ductilidad acumulada constante, están los efectos de: A) Varios grados de libertad, B) Degradación del ciclo histerético y C) Interacción suelo-estructura.

REFERENCIAS

Arroyo, D. (2005), "Demandas de energía histerética en osciladores elastoplásticos. Soluciones teóricas y aplicaciones", Tesis de Doctorado, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

Arroyo, D. y Terán-Gilmore A. (2003), "Strength Reduction Factors for Ductile Structures with Passive Energy Dissipating Devices", *Journal of Earthquake Engineering*, 7(2), 297 - 325.

Ávila E. y Trán Gilmore A. (2000), "Efecto de la historia de disipación de energía en el desempeño estructural", XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural (CD), México.

Bertero, V.V. (1997), "Performance-Based Seismic Engineering: A Critical Review of Proposed Guidelines", *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Bled, Eslovenia, memorias, 1-31.

Bozorgnia Y. y Bertero V. (2001), "Improved Shaking and Damage Parameters for Post - Earthquake Applications", *Proceedings of the SMIP01 Seminar on Utilization of Strong-Motion Data*, Los Angeles, California, September 12, 2001, pp. 1-22.

Bojórquez, E. y Ruiz S.E. (2004) "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.

Cosenza, E. y Manfredi, G. (1996), "Seismic Design Based on Low Cycle Fatigue Criteria", *Memorias del XI Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica* (CD), artículo No. 1141.

Chung Y., Meyer C. y Shinozuka M. (1989), "Modeling of Concrete Damage", *ACI Structural Journal*, No. 86(3), 259-271.

Darwin D. y Nmai C. (1986), "Energy Dissipation in RC Beams Under Cyclic Load", *ASCE Journal of Structural Engineering*, No. 112(8), 1829-1846.

Fajfar P. (1992), "Equivalent Ductility Factors, Taking Into Account Low -Cycle Fatigue", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, No. 21, 837 -848.

Gosain N., Brown R. y Jirsa James (1977), "Shear Requirements for Load Reversals on RC Members", *ASCE journal of Structural Engineering*, No. 103 (ST7), 1461 - 1476.

Huerta-Garnica, B. y Reinoso-Angulo, E. (2002), "Espectros de energía de movimientos fuertes registrados en México", *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 66, 45-72.

Krawinkler H. y Nassay A. (1992), "Seismic Design on ductility and Cumulative Damage Demands and Capacities", *Nonlinear Seismic analysis and Design of Reinforced Concrete Buildigs* (H. Krawinkler and P. Fajfar, eds.) Elsevier Applied Science, 95 – 104.

Miranda, E. (1993), "Site-Dependent Strength Reduction Factors", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 119 (12), 3503-3519.

Ordaz, M. y Montoya, C. (2000), "Degtra 2000 Ver. 2.0.2", Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Ordaz, M. y Pérez, E. (1998), "Estimation of Strength Reduction Factors for Elastoplastic systems: A New Approach", *Earthquake Engineering and Structural dynamics* 27, 889-901.

Panagiotakos, T.B. y Fardis, M.N. (2001), "Deformations of Reinforced concrete members At Yielding and Ultimate", *ACI Structural journal*, 98(2), 135-148.

Park, Y.J. y Ang A.H. (1985), "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 111 (ST4), 740-757.

Powell G. y Allahabadi R. (1988), "Seismic Damage Prediction by Deterministic Methods: Concepts and Procedures", *Earthquake Engineering and Structural dynamics*, No. 15, 719 – 734.

Rodriguez, M.E. y Aristizabal, J.C. (1999), "Evaluation of a Seismic Damage Parameter", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* No. 28, 463-477.

Silva-Olivera, H. y López-Bátiz, O. (2001), "Estudio experimental sobre índices de daño en estructuras de concreto reforzado sujetas a cargas laterales", *Memorias del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica* (CD).

Simón R. (2005), "Predimensionamiento de marcos regulares de concreto reforzado en base desempeño sísmico", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

Somerville, P.G., Smith, N., Punyamurthula, S. and Sun, J. (1997), *Development of Ground Motion time Histories or Phase 2 of the FEMA/SAC Steel Project*, Report SAC/Bd-97/04, SAC joint Venture.

Stephens, J.E. y Yao, J.T.P. (1987) "Damage Assessment using Response Measurement", ASCE Journal of Structural Engineering, 113 (4), 787-801.

Tajimi, H. (1960), "A Statistical Method for determining the Maximum Response of a Building Structural During an Earthquake", II World Conference on Earthquake Engineering, II, 781-797, Tokio, Japón.

Terán-Gilmore, A. (1998), "Características mecánicas y desempeño sísmico de marco dúctiles de concreto reforzado", Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Monterrey.

Terán-Gilmore A. y Jirsa J. (2003), "Modelo simple para predecir la ocurrencia de fatiga de bajo número de ciclos, y sus implicaciones para el diseño sísmico", Memorias XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, León, Guanajuato, CDROM.

Trifunac M.D. y Brady A.G. (1975), "A study on the duration of strong earthquake ground motion", Bulletin of the Seismological Society of America, 65(3), 581-626.

Uang C. y Bertero V. (1990), "Evaluation of Seismic Energy in Structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics No. 19, 77 - 90.

Williams, M.S. y Sexsmith, R.G. (1997), "Seismic Assessment of Concrete Bridges using Inelastic Damage Analysis", Engineering Structures, 19 (3), 208 - 216.

Yamada M. (1992), "Practical Ductility Assurance of Structures for A Seismic Design", Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Spain, Proceedings, 6, 3409 - 3414.

Zahrah T. y Hall W. (1984) "Earthquake Energy Absorption in SDOF Structures", ASCE Journal of Structural Engineering, No. 110 (8), 1757-1772.

Cumulative Ductility Spectra for Seismic Design of Ductile Structures Subjected to Long Duration Motions: Concept and Theoretical Background

AMADOR TERAN-GILMORE¹
and NADYNE BAHENA-ARREDONDO²

¹Departamento de Materiales, Universidad Autonoma Metropolitana-Azcapotzalco, Mexico

²Alonso y Asociados, Mexico

A seismic design procedure that does not take into account the maximum and cumulative plastic deformation demands that a structure will likely undergo during severe ground motion could lead to unreliable performance. Damage models that quantify the severity of repeated plastic cycling through plastic energy are simple tools that can be used for practical seismic design. The concept of constant cumulative ductility strength spectra, developed from one such model, is a useful tool for performance-based seismic design. Particularly, constant cumulative ductility strength spectra can be used to identify cases in which low-cycle fatigue may become a design issue, and provides quantitative means to estimate the design lateral strength that should be provided to a structure to adequately control its cumulative plastic deformation demands during seismic response. Design expressions can be offered to estimate the strength reduction factors associated to the practical use of constant cumulative ductility strength spectra.

Keywords Low-cycle Fatigue; Damage Index; Plastic Energy; Strength Reduction Factor; Constant Cumulative Ductility Spectra

1. Introduction

Experimental and field evidence suggests that severe cumulative plastic deformation demands can play an instrumental role in the structural safety level of earthquake-resistant structures [Park and Ang, 1985; Stephens and Yao, 1986; Williams and Sexsmith, 1997; Silva and Lopez, 2001]. Some authors suggest that structures can be protected from the effect of cumulative plastic demands by limiting their maximum deformation demand during an earthquake within a threshold that is significantly smaller than their ultimate deformation capacity under unidirectional loading [Bertero, 1997; Panagiotakos and Fardis, 2001].

The superposition of the conclusions derived from analytical and experimental research with the field evidence gathered after the 1985 Mexican Earthquakes suggests that ductile structures located in the Lake Zone of Mexico City are likely to accommodate large cumulative plastic deformation demands during severe ground motion. Teran-Gilmore [1998] observed that the cumulative plastic rotation demands on the beams of ductile frames designed according to the Mexico City Building Code, increase considerably as the period of the frame approaches the dominant period of the soil and that, under these circumstances, the non explicit consideration of energy demands in the frames during seismic design can lead to unreliable

Received 27 March 2006; accepted 26 February 2007.

Address correspondence to Amador Teran-Gilmore, Departamento de Materiales, Universidad Autonoma Metropolitana, Av. San Pablo 180, Col. Reynosa Tamaulipas, 02200 D.F., Mexico; E-mail: tga@correo.azc.uam.mx

performance. Other studies that followed have consistently shown the severity of energy demands in structures located in the Lake Zone, and the preoccupation that several Mexican researchers have regarding their design implications [Rodriguez and Ariztizabal, 1999; Huerta and Reinoso, 2002; Bojorquez and Ruiz, 2004; Arroyo and Ordaz, 2006]. Several soft soil sites worldwide, such as the Bay Mud of the San Francisco Bay Area, have the potential to generate long-duration narrow-banded motions with high energy content [Seed and Sun, 1989], in such way that seismic design should account for cumulative plastic demands.

This article discusses the concept of *cumulative* ductility strength spectra, which represents a recently developed tool to improve seismic design of ductile structures subjected to long duration ground motions. A constant *cumulative* ductility spectrum provides, within a format that is similar to that of current seismic design codes, the lateral strength that is required by an earthquake-resistant structure to control, within acceptable levels, its cumulative plastic deformation demands. Expressions to establish strength reduction factors that allow the estimation of spectral ordinates of constant *cumulative* ductility spectra are provided.

2. Low Cycle Fatigue

The strength, stiffness, and ultimate deformation capacity of reinforced concrete elements and structures deteriorate during excursions into the plastic range of behavior. Excessive hysteretic degradation may lead to an excessive accumulation of plastic deformation that may lead to failure at deformation levels that are significantly smaller than the ultimate deformation capacity of the structure under uni-directional loading. This phenomenon, denoted herein as low cycle fatigue, has been repeatedly observed in laboratory tests. For example, Panagiotakis and Fardis [2001] observed that the deformation at failure of reinforced concrete elements subjected to typical load-histories applied in laboratory tests can be estimated as 60% of their ultimate deformation capacity. Independently, Bertero [1997] recommended that the maximum ductility demand a structure undergoes during ground motion should be limited to 50% of its ultimate ductility.

The importance of plastic cycling on the deformation capacity of reinforced concrete structures has been known for some time. This effect caught the attention of several researchers during the 1970's when experimental studies were carried out on the cyclic response of reinforced concrete members and beam-column subassemblages [Bertero and Popov, 1977; Gosain *et al.*, 1977; Scribner and Wight, 1980; Darwin and Nmai, 1985]. In the 1980's and 1990's, performance-based seismic design became a fundamental concept for the formulation of seismic design methodologies. As a consequence, proposals for design against low-cycle fatigue began focusing on deformation control rather than relying exclusively on detailing recommendations to ensure stable hysteretic behavior. A key issue during the development of design methodologies to control low cycle fatigue was the recognition that the lateral strength of a structure plays an instrumental role in controlling the seismic demands that eventually induce this type of failure [Chai *et al.*, 1998].

3. Energy as Design Representation of Cumulative Loading

Significantly different methods have been proposed to estimate the severity of plastic cycling, and various design methodologies that account for the effect of low-cycle fatigue have been offered. An option that has been considered attractive due to its simplicity has been the characterization of cumulative loading through energy concepts [Housner, 1956; Zahrah and Hall, 1984; Kuwamura and Galambos, 1989; Akiyama and Takahashi, 1992].

Design for low cycle fatigue was advanced with the formulation and calibration of damage indices [Powell and Allahabadi, 1987; Cosenza *et al.*, 1993], and the formalization of

an energy-balance equation for design purposes [Uang and Bertero, 1990]. Based on these concepts, several design methodologies that account for low-cycle fatigue have been formulated [Fajfar, 1992; Bertero and Bertero, 1992; Cosenza and Manfredi, 1996; Chai *et al.*, 1998]. Today there are still significantly different approaches towards the formulation of a design representation for the energy demands. Some researchers suggest that energy spectra could be formulated and used for design purposes [Akiyama and Takahashi, 1992; Chou and Uang, 2000]. Other options include accounting for cumulative loading in the structure through indirect measures of the plastic energy [Fajfar, 1992; Bertero and Bertero, 1992; Teran and Jirsa, 2007], and deriving the plastic energy demands from other relevant seismic demands [Teran, 1996; Decanini and Mollaioli, 2001].

The total plastic energy dissipated by a structure during an earthquake ground motion is denoted herein as $E_{H\mu}$. Although $E_{H\mu}$ provides a rough idea of the cumulative plastic deformations in the structure, it is convenient to take it into account simultaneously with the strength and stiffness of the structural system:

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

where $NE_{H\mu}$ is the normalized plastic energy, and F_y and δ_y are the yield strength and yield displacement, respectively. For an elasto-perfectly-plastic system subjected to multiple plastic excursions, $NE_{H\mu}$ is the sum of all plastic displacements reached in the different cycles normalized by δ_y . For a system with degrading hysteretic behavior, $NE_{H\mu}$ 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).

Several researchers have discussed the concept of $NE_{H\mu}$ and its potential use during seismic design. For instance, Gosain *et al.* [1977] defined *Work Index* as a measure of the energy absorbed at the hinging region of a structural element normalized by the product of the strength and displacement at first yield. Based on the influence of parameters, such as the shear span and axial compression, on the value of this index, they offered some recommendations for the design and detailing of ductile reinforced concrete elements. Later, other researchers used modified versions of the Work Index for similar purposes [Scribner and Wight, 1980; Darwin and Nmai, 1985]. Krawinkler and Nassar [1992] formulated a seismic design methodology that explicitly considers the effect of plastic cycling by considering $NE_{H\mu}$ as a direct measure of the severity of the cyclic demands.

4. Ground Motions

To assess the effect of low-cycle fatigue in the seismic performance and design of earthquake-resistant structures, four sets of ground motions with different energy content were considered. Three sets correspond to the Los Angeles (*LA*) urban area; and the fourth, to the Lake Zone of Mexico City. The ground motions for *LA*, established as part of the FEMA/SAC Steel Project [Somerville *et al.*, 1997], were grouped in sets of 20 motions as follows: design earthquake for firm soil with 10% exceedance in 50 years (*LA10in50*), design earthquake for firm soil with 50% exceedance in 50 years (*LA50in50*), and design earthquake for soft soil with 10% exceedance in 50 years (*LASoft*). The set of Mexican motions (*Mexico Soft*) was formed of seven narrow-banded long duration ground motions recorded in the Lake Zone of Mexico City. The *Mexico Soft* motions were scaled up in such way that their peak ground velocity was equal to that corresponding to the EW component of the motion recorded at SCT during 1985. Figures 1–3 show spectra for the

Downloaded By: [Teran-Gilmore, Amador] At: 18:20 21 January 2008

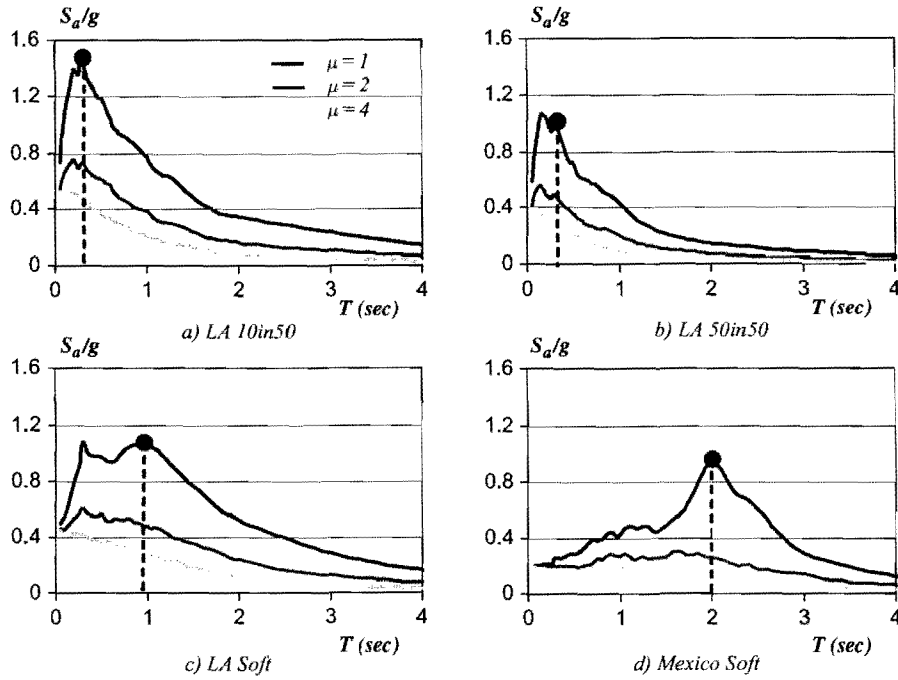


FIGURE 1 Strength spectra, 5% critical damping.

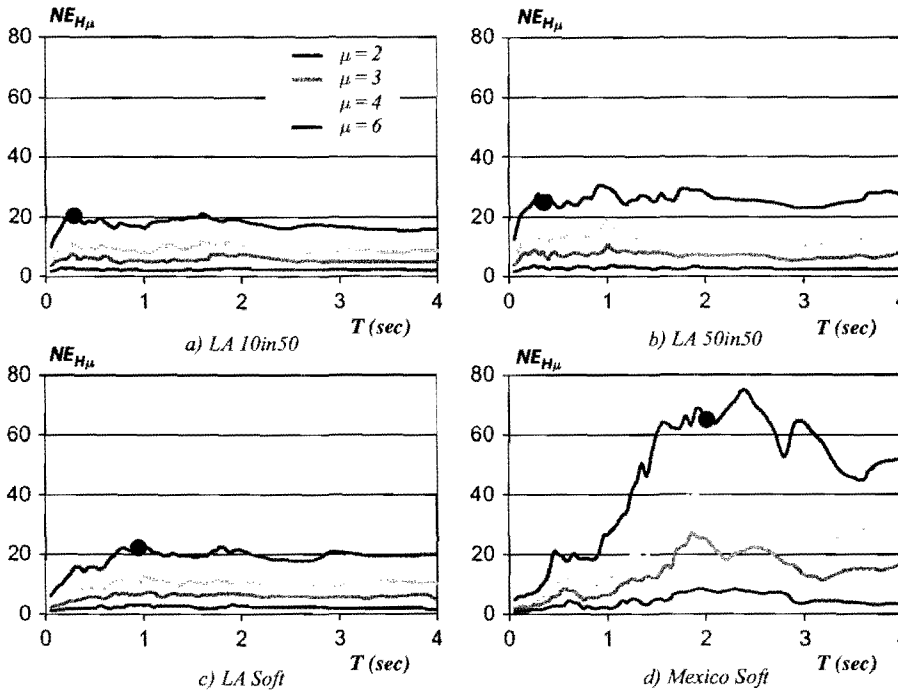


FIGURE 2 Normalized plastic energy spectra, 5% critical damping.

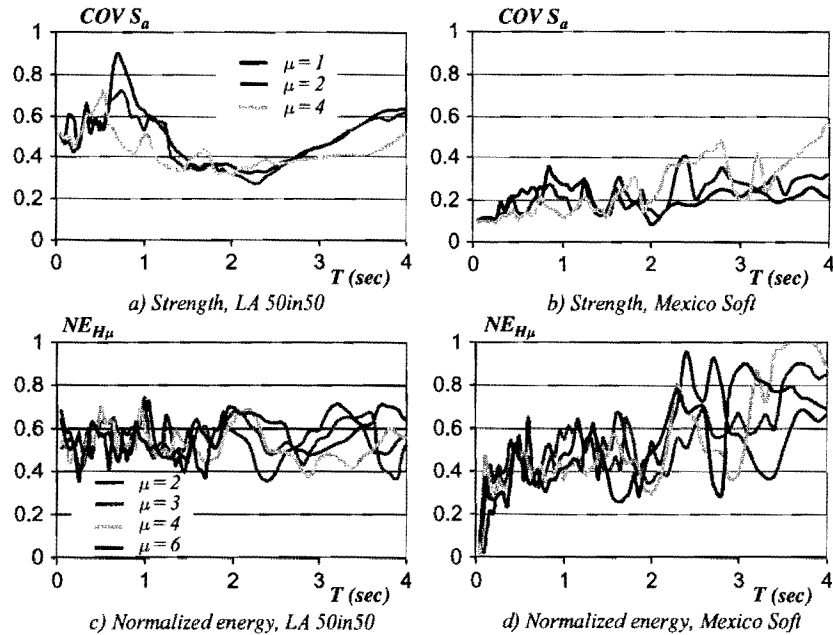


FIGURE 3 *COV* of strength and normalized plastic energy spectra, 5% critical damping.

four sets of motions. All spectra shown were obtained for elasto-perfectly-plastic behavior and 5% of critical damping.

Figure 1 shows strength spectra (S_a stands for pseudoacceleration). The circles identify the location of the corner period (T_g), defined as the period at which the strength spectra decreases after peaking either at a single point or at a plateau. Note that *LA 10in50* has a corner or dominant period around 0.3 s, while those of *LA 50in50*, *LA Soft*, and *Mexico Soft* are around 0.3, 1.0, and 2.0 s, respectively.

Figure 2 shows $NE_{H\mu}$ spectra. There is a distinctive feature in the $NE_{H\mu}$ spectra corresponding to the sets of *LA* motions: starting from very small period (T), the $NE_{H\mu}$ demand tends to increase until T reaches the value of the corner period, after which it remains fairly constant. For the *Mexico Soft* set, $NE_{H\mu}$ tends to increase until T reaches the value of the corner period. After that, it tends to gradually decrease with a further increase in T . Note that the maximum $NE_{H\mu}$ demands for *Mexico Soft* are about two to three times larger than those corresponding to the *LA* motions. For constant ductility, *LA10in50* and *LA Soft* are considered to have low energy content; *LA50in50*, moderate energy content; and *Mexico Soft*, very large energy content.

Although *LA10in50* exhibits larger strength demands than *LA50in50*, the latter set yields larger $NE_{H\mu}$ demands. For constant maximum ductility, it can be demonstrated that the $NE_{H\mu}$ content of a ground motion is independent of the factor used to scale it up (the $NE_{H\mu}$ content of a motion depends on its duration, not on its intensity), and that strength demands for a motion are directly proportional to that factor. Although the motions in *LA10in50* have been scaled up to yield larger strength demands than *LA50in50*, the $NE_{H\mu}$ content of the latter set remains larger for constant maximum ductility, because the mean duration estimated according to Trifunac and Brady [1975] for the former set is smaller than that corresponding to the latter set [Teran and Jirsa, 2007].

Figure 3 shows the coefficient of variation (*COV*) associated with the mean spectra shown in Figs. 1 and 2 for *LA50in50* and *Mexico Soft*. The *COV* is presented for two

purposes: first, to provide an idea of the uncertainty and variability involved in establishing mean spectra; and second, to provide reference values against which the *COV* associated to the use of the low cycle fatigue model developed herein can be assessed. While the *COV* of the S_a spectra corresponding to the four different sets do not seem to follow a well-established pattern; the *COV* of the $NE_{H\mu}$ spectra do show a surprising similitude for all sets, and is characterized by values usually ranging from 0.4–0.6.

5. Simple Damage Models to Predict Low Cycle Fatigue

Although using energy-derived parameters as a representation of repeated cumulative loading allows the formulation of relatively simple seismic design methodologies, this approach should be carefully assessed. The plastic energy dissipating capacity of a reinforced concrete structure does not depend exclusively on its mechanical characteristics, but also on the specifics of its loading history. Particularly, the plastic energy dissipated by a large number of small amplitude cycles can significantly exceed that dissipated up to failure through the application of a few large amplitude cycles.

As suggested before, the lateral strength of a structure plays an instrumental role in controlling the cumulative plastic deformation demands, in such way that an energy based method that attempts to prevent excessive degradation of a structure has to yield higher strength demands as the duration of motion increases [Chai *et al.*, 1998]. Recent studies suggest that the use of simple damage models that assume a constant energy dissipating capacity for a structure yields a similar level of strength demand than that estimated from design methodologies that are based on more refined damage indices [Teran *et al.*, 2003; Teran and Jirsa, 2005].

Two low-cycle fatigue models are discussed next. One of these models is well known and has been extensively used to formulate seismic design methodologies that account for low-cycle fatigue. The second model is a simple energy-based model introduced by Teran and Jirsa [2005].

5.1. Park and Ang Damage Index

Park and Ang [1985] have formulated a damage index to estimate the level of damage in reinforced concrete elements and structures subjected to cyclic loading:

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

where μ_{max} is the maximum ductility demand, μ_u is the ultimate ductility that can be attained under unidirectional loading, and β is a structural parameter that characterizes the stability of the hysteretic cycle. While β equal to 0.15 corresponds to ductile systems that exhibit a fairly stable hysteretic behavior (the implication being they can accommodate important plastic demands before failure due to low cycle fatigue), β between 0.2 and 0.4 correspond to systems that exhibit important degradation of strength and stiffness [Cosenza *et al.*, 1993; Williams and Sexsmith, 1997]. Under the presence of multiple cyclic deformations, 1.0 represents the threshold value of DMI_{PA} in which low cycle fatigue is expected to occur.

5.2. Teran and Jirsa Model

Teran and Jirsa [2005] have recently proposed a simple model to assess the occurrence of low-cycle fatigue in reinforced concrete structures:

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

where b is the structural parameter that characterizes the stability of the hysteretic cycle. The value of $NE_{H\mu}$ estimated from Eq. (3) establishes the cumulative plastic deformation demand that a structure can accommodate before failure due to low-cycle fatigue. For seismic design of ductile structures $b=1.5$ [Teran and Jirsa, 2005], in such way that:

$$NE_{H\mu} = 3(\mu_u - 1). \quad (4)$$

Although Eq. (4) allows for the formulation of simple seismic design methodologies against low-cycle fatigue, some issues need to be addressed. Particularly, the energy dissipating capacity of reinforced concrete systems is not constant as Eq. (4) suggests. Consider the following expression which takes into account explicitly the amplitude of plastic cycling [Chai, 2004]:

$$NE_{H\mu} = 2\eta\chi_1 \frac{(\mu_{max} - 1)^{1+1/c}}{(\mu_u - 1)^{1/c}}. \quad (5)$$

While $\chi_1=0.50$ for non pinched degrading behavior and η of 0.7 is suggested for practical seismic design; experimental testing on reinforced concrete columns indicates a value of c close to -0.3 [Chai, 2004]. Under these circumstances:

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

Figure 4 compares energy dissipating capacities established from Eqs. (4) and (6). Values of μ_{max}/μ_u ranging from 0.5–0.7 are considered in the graph (while some researchers suggest that design against low-cycle fatigue for long duration motions should focus on controlling the maximum ductility demand within 50% of the ultimate ductility, the results that will be discussed later in this article suggest that under no circumstance the maximum ductility should exceed 70% of ultimate).

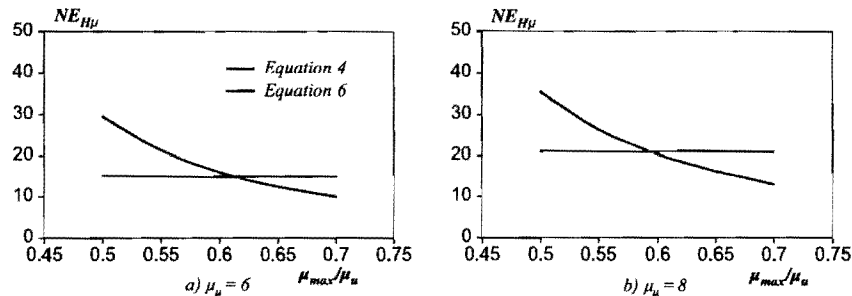


FIGURE 4 Energy dissipating capacity for reinforced concrete ductile structures.

Although Eqs. (4) and (6) yield similar energy dissipating capacity for μ_{max}/μ_u of 0.6, the use of Eq. (4) is conservative for μ_{max}/μ_u of 0.5 (value usually associated to seismic design of structures subjected to large energy demands), and slightly unsafe for μ_{max}/μ_u of 0.7 (value associated to low energy demands). It will be shown later in this article that the possible shortcomings involved in the use of Eq. (4) during seismic design are far outweighed by the advantages it brings to practical seismic design against low-cycle fatigue.

6. Cumulative Ductility Strength Spectra

The estimation of the lateral strength of a structure within the format of current seismic design methodologies is usually based on the use of constant *maximum* ductility pseudo-acceleration (strength) spectra. A constant *maximum* ductility strength spectrum corresponding to ductility μ is defined in such way that the pseudo-acceleration (S_a) evaluated at any value of T will result in a lateral strength that is capable of controlling the *maximum* ductility demand on a single-degree-of-freedom (SDOF) system within a threshold value of μ . Within a practical design procedure that considers the static method of analysis, constant *maximum* ductility strength spectra can be used as follows:

1. Determine the design values of T and μ associated to the structure to be designed. In general, the value of μ is established according to the ultimate ductility capacity (μ_u), and thus, according to the detailing to be used in the structure.
2. Evaluate at T the design constant *maximum* ductility S_a spectrum corresponding to μ .
3. Provide the structure with a minimum base shear corresponding to $S_a(T, \mu)W$, where W is the reactive weight of the structure.

6.1. Concept of Cumulative Ductility Strength Spectra

A constant *cumulative* ductility strength spectrum corresponding to a *cumulative* ductility $NE_{H\mu}$ is defined so that its ordinates evaluated at any value of T will result in a lateral strength that is capable of controlling the *cumulative* ductility demand on a SDOF system within a threshold value of $NE_{H\mu}$. As in the case of *maximum* ductility strength spectra, the ordinates of constant *cumulative* ductility strength spectra correspond to pseudo-acceleration. Note that although $NE_{H\mu}$ is a normalized plastic energy demand, spectra corresponding to constant $NE_{H\mu}$ have been denoted herein as constant *cumulative* ductility strength spectra. As pointed out before, in the case of elasto-perfectly-plastic systems, $NE_{H\mu}$ is actually equal to the *cumulative* plastic ductility demand. For systems exhibiting deterioration of their hysteretic behavior this notation is not strictly correct, but the concept is directly applicable to their seismic design. The use of *cumulative* ductility strength spectra within the context of the static method of analysis is similar to the current use of strength spectra:

1. Determine the design values of T and $NE_{H\mu}$ associated to the structure to be designed. The value of $NE_{H\mu}$ can be established from Eq. (3) according to the ultimate and cumulative ductility capacities of the structure (μ_u and b , respectively), and thus, according to the detailing to be used in the structure.
2. Evaluate at T the design constant *cumulative* ductility S_a spectrum corresponding to $NE_{H\mu}$.
3. Provide the structure with a minimum base shear corresponding to $S_a(T, NE_{H\mu})W$.

As may be concluded, the design of the lateral strength of a structure using *cumulative* ductility strength spectra follows the exact same steps currently used in seismic design. The only difference would be that the use of constant *cumulative* ductility S_a spectra requires

the definition of strength reduction factors that take into consideration the effect of the expected cumulative plastic demands.

6.2. Use of Cumulative Ductility Strength Spectra in Seismic Design

Within the context of performance-based seismic design for low-cycle fatigue, adequate structural performance implies the prevention of failure or collapse of the structure due to excessive plastic deformation demands. To achieve reliable seismic design, it is necessary to provide adequate lateral strength and detailing in such way that the structure can adequately control and accommodate its maximum and cumulative plastic deformation demands. In this article, it will be assumed that the detailing of the structure is a given (i.e., the decision process involved in selecting a particular detailing scheme will not be discussed herein), and that design for low-cycle fatigue implies estimating the required lateral strength for the structure to be designed.

Consistent with the format of current seismic design methodologies, it is suggested that strength design for low-cycle fatigue be carried out through the use of pseudo-acceleration spectra. From an extensive study on the seismic performance of SDOF systems subjected to ground motions with different frequency content and duration, it has been concluded that the lateral strength to be provided to a ductile structure to avoid failure due to excessive plastic demands should satisfy the following two conditions:

1. $\mu_{max} \leq 0.7 \mu_u$. First, it is necessary to check that the *maximum* ductility demand does not exceed the ultimate deformation capacity of the structure. Note that this condition can be satisfied through the use of constant *maximum* ductility strength spectra, and that even for motions with low-energy content, μ_{max} should not be too close to μ_u .
2. $NE_{H\mu} \leq \frac{1.5}{(2-b)}(\mu_u - 1)$. Second, and particularly for sites that generate long duration motions, it is necessary to check that the cumulative ductility demand on the structure does not exceed the threshold value given by Eq. (3). Note that this condition can be satisfied through the use of constant *cumulative* ductility strength spectra.

The first condition depends on the ultimate deformation capacity of the structure, which is numerically characterized through μ_u . The second condition depends not only on the ultimate deformation capacity of the structure, but on the stability of its hysteretic cycle, which is numerically characterized through b . The design strength to be provided to the structure should be the larger of the values derived from the two conditions.

Figures 5, 7, and 8 compare *maximum* and *cumulative* ductility strength spectra for different sets of ground motions. Both types of spectra correspond to ductile structures in such way that $b=1.5$ and $\mu_u=4$ and 6. While the *maximum* ductility strength spectra (black circles) were defined in such way that the value of μ associated to them is equal to $0.7 \mu_u$, the *cumulative* ductility strength spectra (white circles) were defined so that the value of $NE_{H\mu}$ associated to them is equal to $3(\mu_u - 1)$. The figures also include elastic strength spectra (black line), and incipient failure strength spectra (gray line) derived from the Park and Ang damage index with β of 0.15 (ductile structures). Note that the Park and Ang incipient failure spectra provide the minimum lateral strength required by SDOF systems so that their level of damage after a ground motion is incipient failure ($DMI_{PA}=1$).

Figure 5 shows strength spectra for the two sets of firm soil motions corresponding to LA. In the case of LA10in50, set formed by motions with low-energy content, the ordinates of the constant *maximum* ductility strength spectra are larger than those of constant

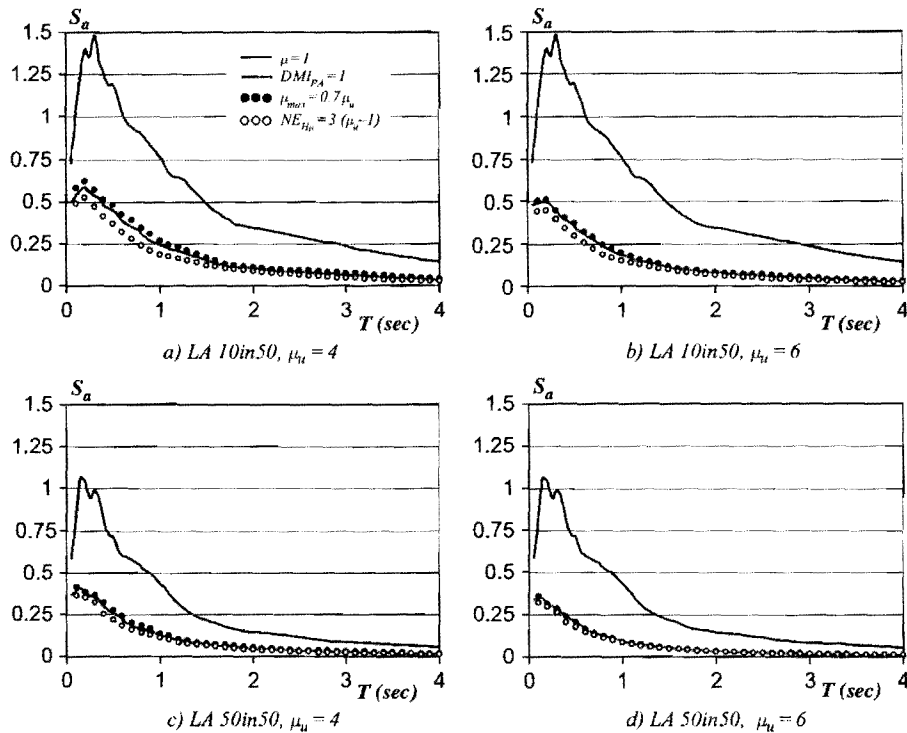


FIGURE 5 Strength spectra corresponding to firm soil motions, 5% critical damping.

cumulative ductility strength spectra, and are very similar to those derived from the Park and Ang damage index. The results shown for *LA10in50* suggest that for ductile structures subjected to low energy motions generated on firm soil, seismic design should focus on controlling the maximum ductility demand. Although not shown, similar conclusions can be derived from the results obtained for *LA Soft*, set that corresponds to soft soil motions with low-energy content. The similitude of conclusions derived from *LA10in50* and *LA Soft* indicate that in the case of motions with low energy content, seismic design should focus, independently of the type of soil, on controlling the maximum ductility demand.

Figures 5c and 5d were obtained for *LA50in50*, set that includes motions with moderate and high-energy content. The comparison of results derived from *LA10in50* and *LA50in50* suggest that as the energy content of the motion is increased, the ordinates of cumulative ductility strength spectra increase relative to those of maximum ductility strength spectra. Nevertheless, the ordinates of maximum ductility strength spectra are still larger than those of cumulative ductility strength spectra, and still very similar to those derived from the Park and Ang damage index. The results obtained for *LA50in50* tend to confirm that seismic design of ductile structures on firm soil should focus on controlling their maximum ductility demand.

To explore the possibility of low-cycle fatigue being an issue for seismic design of structures located on firm soil, a new and fifth set of ground motions was established. The fifth set, denoted *LA MaxEnergy*, is formed by the 12 motions with the highest energy content in *LA50in50*. Figure 6 shows constant maximum ductility S_a and NE_{H_u} spectra for *LA MaxEnergy*. After an extensive study of normalized energy spectra corresponding to simulated and recorded firm soil ground motions, it was observed that the NE_{H_u} demands shown in Fig. 6b are about the largest expected on firm soil.

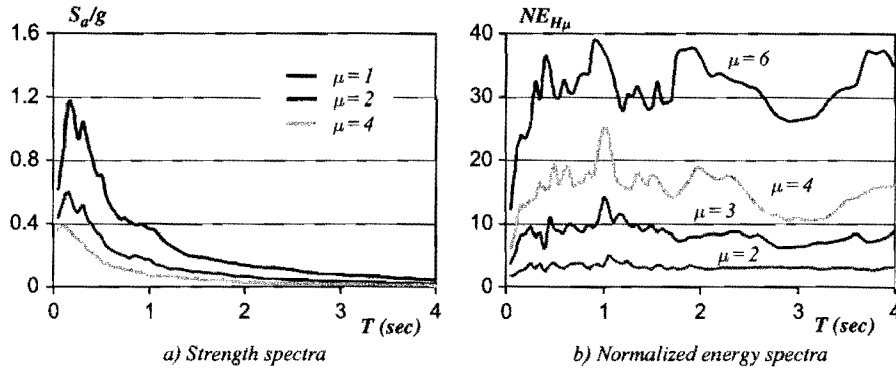


FIGURE 6 Spectra corresponding to LA MaxEnerg, 5% critical damping.

Figure 7 shows strength spectra for LA MaxEnerg. A further increase in the energy content of the motions from moderate to high, results in a new increase in the ordinates of cumulative ductility strength spectra with respect to those of maximum ductility strength spectra. The increase is so that for LA MaxEnerg, both the maximum and cumulative ductility criteria yield similar lateral strength, which in turn is very similar to that derived from the Park and Ang damage index. Although for LA MaxEnerg the cumulative ductility strength spectra have in some cases slightly larger ordinates than the maximum ductility strength spectra, the small difference in the design lateral strength yielded by both criteria does not seem to justify the consideration of cumulative ductility during seismic design of structures located on firm soils.

Figure 2d shows that for Mexico Soft, the energy content is very large for systems having T close to 2 s, value that corresponds to the corner period of this set of motions. In the spectral zone with large energy demands for Mexico Soft, Fig. 8 shows that the cumulative ductility criteria yields considerably larger lateral strength than the maximum ductility criteria. As the value of T departs from T_g , the maximum ductility criteria may yield slightly larger lateral strength requirements, particularly for moderate and small values of T . Note that an envelope of the largest ordinates of both maximum and cumulative ductility strength spectra yields very similar lateral strength than the Park and Ang damage index.

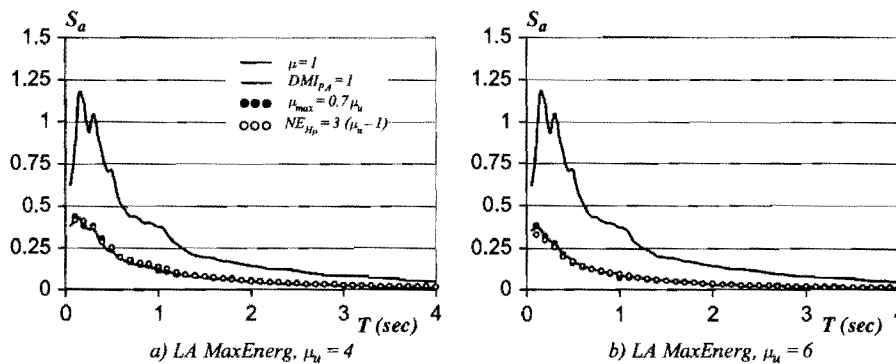


FIGURE 7 Strength spectra corresponding to LA MaxEnerg, 5% critical damping.

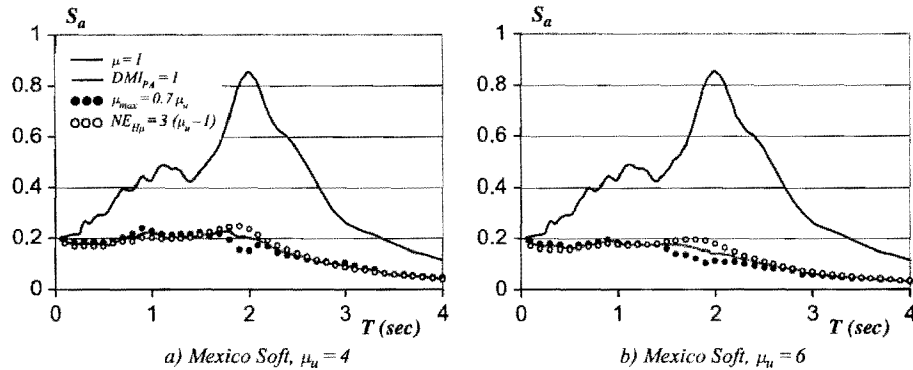


FIGURE 8 Strength spectra corresponding to *Mexico Soft*, 5% critical damping.

7. Strength Reduction Factors, Traditional Concept

Within the context of current seismic design codes, the design lateral strength is obtained by reducing the design elastic strength spectra evaluated at T by an appropriate strength reduction factor. Because of the need to rationalize the use of strength reductions factors within performance-based design formats, significant research effort has been devoted in recent years to the formulation of transparent and reliable strength reduction factors. The strength reduction factor, R , is defined as:

$$R(\mu, T) = \frac{S_a(1, T)}{S_a(\mu, T)} \quad (7)$$

where $S_a(\mu, T)$ denotes spectral pseudo-acceleration evaluated at μ and T . μ equal to 1 implies elastic behavior, and $S_a(1, T)$ is the seismic coefficient corresponding to the minimum strength that would keep a structure with 5% critical damping in the elastic range.

Equation (7) should be differentiated from strength reduction factors used in current seismic design codes. Normally, strength reduction factors used in practice implicitly consider that the actual lateral strength of a structure can be two to five times its design strength. While Eq. (7) only considers reduction in strength due to inelastic behavior, a practical strength reduction factor should account for reductions due to inelastic behavior and expected over-strength in the actual structure.

The value of R strongly depends on μ and T , and is significantly influenced by the type of soil in which the design ground motion is generated. The following trends have been observed for the strength reduction factor corresponding to long duration motions with narrow frequency content [Ordaz and Perez, 1998; Arroyo and Teran, 2003]:

- R tends to one as T approaches zero.
- R increases rapidly as the value of T is increased, until it peaks at a value considerably larger than μ at T close to T_g . After it has peaked, R decreases at a high rate until it reaches a value of μ for large T .
- R is not particularly sensitive to the duration of ground motion or other important ground motion characteristics, such as intensity and epicentral distance.
- The values of R corresponding to very soft soil can be affected significantly by a variation in the frequency content of the motion.

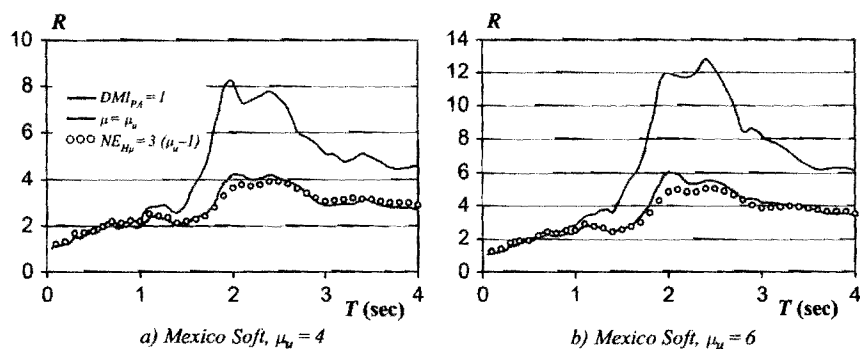


FIGURE 9 Strength reduction factors corresponding to *Mexico Soft*, 5% critical damping.

Of particular importance to this article is the observation that for very soft soils, such as those located in the Lake Zone of Mexico City, R reaches values considerably larger than μ for T close to T_g . This is illustrated in Fig. 9 by the continuous black lines, which correspond to values of R for μ equal to μ_u . As shown, under the assumption that the maximum ductility demand undergone by a SDOF system is equal to μ_u , R can reach values up to $2\mu_u$.

8. Strength Reduction Factors, a New Perspective

The value of the strength reduction factor corresponding to constant *cumulative* ductility strength spectra can be defined as:

$$R_{NE}(NE_{H\mu}, T) = \frac{S_a(\mu = 1, T)}{S_a(NE_{H\mu}, T)} \quad (8)$$

where $S_a(NE_{H\mu}, T)$ denotes spectral pseudo-acceleration corresponding to a *cumulative* ductility strength spectrum evaluated at $NE_{H\mu}$ and T . As shown in Fig. 9, the values of R_{NE} derived for *Mexico Soft* from the *cumulative* ductility criteria are very similar to those obtained from the Park and Ang damage index, and considerably smaller than those corresponding to the criteria in which μ is assumed equal to μ_u . In fact, the values of strength reduction factor derived from the *cumulative* ductility criteria never exceed the value of μ_u , even for T close to T_g .

Long-duration narrow-banded ground motions are used herein to illustrate the use of constant *cumulative* ductility strength spectra. The expression presented herein to estimate R_{NE} was formulated from the response of SDOF systems with the following properties: elasto-perfectly-plastic behavior; percentage of critical damping (ξ) of 5; $NE_{H\mu}$ of 3, 6, 9, and 15 (which according to Eq. (4) correspond to μ_u of 2, 3, 4, and 6, respectively); and T/T_g ranging from 0–4. Note that the use of Eq. (4) implies that b is equal to 1.5, which in turn implies that the study presented herein contemplated the response of systems with fairly stable hysteretic behavior.

Regarding the ground motions, several accelerograms recorded in different sites of the Lake Zone of Mexico City were used. The value of T_g of each accelerogram was defined as the value of T in which its elastic input energy spectrum for ξ of 0.05 peaks. Table 1 summarizes the accelerograms used during the regression analysis and some of their relevant properties. Note that the accelerograms were grouped in three sets according to their value of T_g (2, 3, and 4 s).

TABLE 1 Motions used during the regression analysis

Rec	Date	M_c	Comp	Duration (sec)	T_g (sec)	Station	PGA (cm/sec^2)
Set 1, $T_g=2.0$ sec							
s31	14/09/95	7.3	EW	120.28	2.0	CUPJ	24.8
s32	14/09/95	7.3	NS	110.14	2.0	CUPJ	26.0
s43	10/12/94	6.3	EW	101.24	2.1	Garibaldi	13.9
s45	14/09/95	7.3	EW	118.62	2.0	Garibaldi	30.5
s46	14/09/95	7.3	NS	121.30	2.1	Garibaldi	26.0
s51	14/09/95	7.3	EW	121.30	2.1	Hospital Juarez	35.9
s59	09/10/95	7.5	EW	133.78	2.1	Liverpool	16.5
s77	10/12/94	6.3	EW	90.10	2.1	Tlatelolco	14.9
s79	14/09/95	7.3	EW	127.44	2.0	Tlatelolco	26.7
s89	14/09/95	7.3	EW	91.68	2.0	Alameda	40.6
s90	14/09/95	7.3	NS	105.6	2.0	Alameda	34.9
S119	10/12/94	6.3	EW	104.10	1.9	C.U. Juarez	14.8
s125	24/10/93	6.5	EW	38.95	2.1	Cibeles	16.6
s129	09/10/95	7.5	EW	188.10	2.0	Cibeles	14.3
s143	14/09/95	7.3	EW	101.61	2.0	Tlatelolco	29.6
s144	14/09/95	7.3	NS	106.78	1.9	Tlatelolco	19.1
Set 2, $T_g=3.0$ sec							
s73	14/09/95	7.3	EW	135.90	3.1	Rodolfo Menendez	19.5
s74	14/09/95	7.3	NS	115.74	3.0	Rodolfo Menendez	19.7
s94	24/10/93	6.5	NS	167.23	2.9	Buenos Aires	17.3
s97	14/09/95	7.3	EW	26.94	2.9	Buenos Aires	32.1
s98	14/09/95	7.3	NS	22.05	3.0	Buenos Aires	39.3
S111	10/12/94	6.3	EW	149.38	3.0	Candelaria	14.2
S112	10/12/94	6.3	NS	130.00	3.0	Candelaria	14.2
S116	14/09/95	7.3	NS	187.14	2.9	Cetis	23.3
s135	14/09/95	7.3	EW	172.08	3.0	Jamaica	28.1
s136	14/09/95	7.3	NS	145.71	3.1	Jamaica	24.7
s140	14/09/95	7.3	NS	114.47	3.1	Liconsa	33.4
s142	14/09/95	7.3	NS	213.54	2.9	Nezahualcoyotl	33.4
Set 3, $T_g=4.0$ sec							
s1	14/09/95	7.3	EW	213.10	3.8	Unidad Kennedy	20.8
s13	09/10/95	7.5	EW	280.20	4.3	Zaragoza	14.3
s14	09/10/95	7.5	NS	298.56	4.2	Zaragoza	12.5
s19	14/09/95	7.3	EW	200.30	3.8	Aragon	25.2
s21	09/10/95	7.5	EW	157.38	3.7	Aragon	17.4
s23	14/09/95	7.3	EW	179.44	4.2	Cetis 57	29.6
s24	14/09/95	7.3	NS	153.82	4.3	Cetis 57	21.5
s40	14/09/95	7.3	NS	144.34	3.7	Deportivo Moctezuma	23.5
s41	09/10/95	7.5	EW	240.60	3.7	Deportivo Moctezuma	14.3
s42	09/10/95	7.5	NS	177.82	3.7	Deportivo Moctezuma	16.1
s67	14/09/95	7.3	EW	143.16	4.2	Palacio de los Deportes	27.9
s68	14/09/95	7.3	NS	154.10	4.2	Palacio de los Deportes	15.5
s69	09/10/95	7.5	EW	173.22	4.2	Palacio de los Deportes	17.8
s70	09/10/95	7.5	NS	157.98	3.9	Palacio de los Deportes	98.1
s133	09/10/95	7.5	EW	249.98	4.2	Hangares	12.4

Figure 10 presents the mean *normalized* strength spectra for constant *cumulative* ductility. The normalization of the spectra corresponding to a given motion was carried out by its peak ground acceleration (PGA). Figure 10 includes spectra corresponding to the motion sets with T_g of 2 and 4 s. For both sets, the elastic spectra peak at T/T_g of 1.0, with a maximum amplification of PGA close to 5. Both elastic spectra include a second peak at T/T_g close to 0.3, which is possibly related to a second mode of vibration of the soil. Note that nonlinear strength spectra for constant *cumulative* ductility also exhibit notorious peaks at T/T_g of 0.3 and 1.0, clearly identifying spectral zones of high normalized plastic energy demands (these zones are not identified by constant *maximum* ductility spectra).

With the three sets of motions included in Table 1, a regression analysis was carried out to formulate an expression that would yield reasonable estimates of R_{NE} for the Lake Zone of Mexico City:

$$R_{NE} = \frac{a \left(\frac{T}{T_g} \right)^b}{c + \left| \frac{T}{T_g} - 1 \right|^b} + 1. \quad (9)$$

Through a regression analysis that minimized the quadratic error, and a subsequent simplification process, the following expressions were obtained for a , b , and c :

$$\begin{aligned} a &= 0.15 + 0.04NE_{H\mu} = 0.15 + 0.12(\mu_u - 1) \\ b &= 1.8 - 0.2T_g \\ c &= 0.25. \end{aligned} \quad (10)$$

Figures 11 and 12 compare the mean values of R_{NE} for the sets of motions with T_g of 2 and 4 s, respectively, with the values derived from Eqs. (9) and (10). A good coincidence can be observed between both sets of values for both sets of motions. As will be discussed later, Eq. (9) can be modified to better reflect the tendencies exhibited by R_{NE} .

Figure 13 shows the COV associated to the mean values of R_{NE} . The COV is fairly independent of μ_u and shows a tendency to diminish with an increase in T . Also, the value of COV tends to be less than 0.3, and usually oscillates between 0.1 and 0.2. It should be

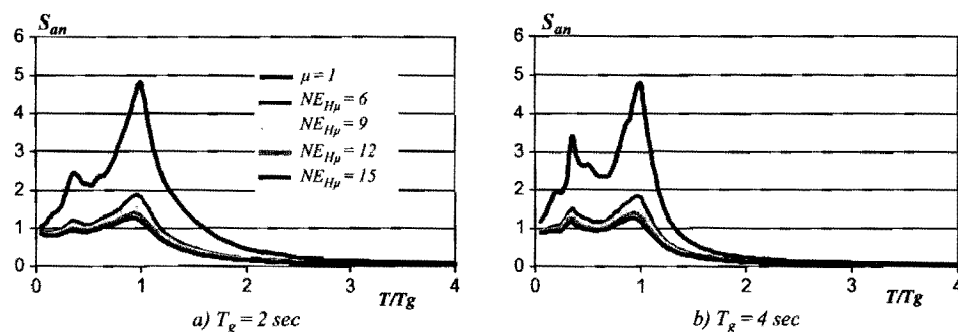


FIGURE 10 Mean strength spectra for constant *cumulative* ductility, motions included in Table 1.

Downloaded By: [Teran-Gilmore, Amador] At: 18:20 21 January 2008

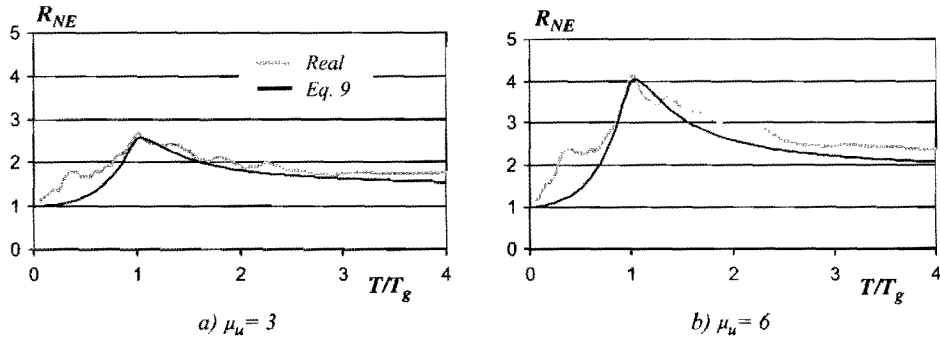


FIGURE 11 Comparison between mean R_{NE} and estimates derived from Eq. (9), $T_g = 2$ s (motions included in Table 1).

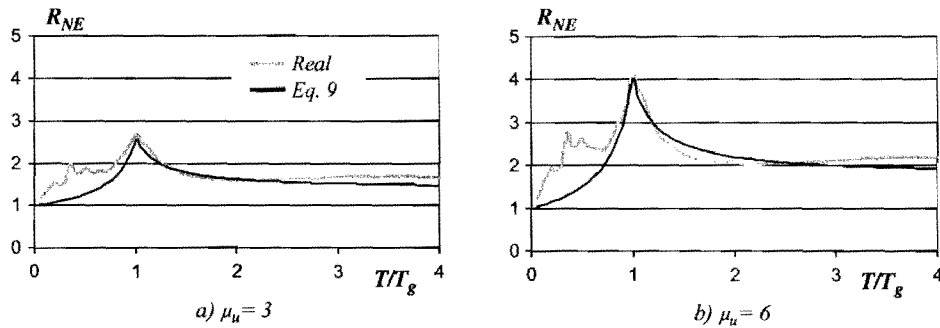


FIGURE 12 Comparison between mean R_{NE} and estimates derived from Eq. (9), $T_g = 4$ s (motions included in Table 1).

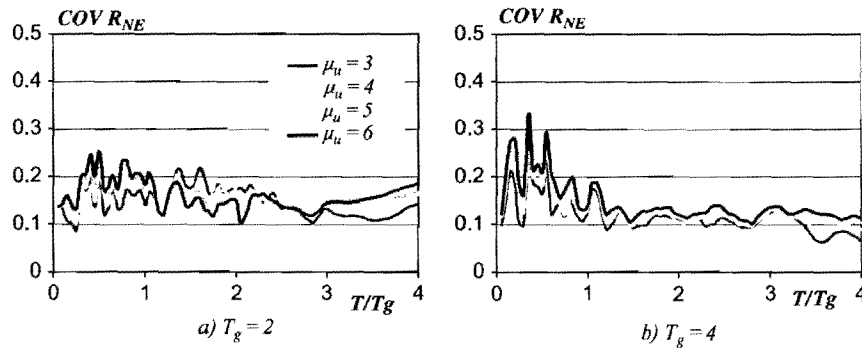


FIGURE 13 COV of R_{NE} for ground motion sets with T_g of 2 and 4 s, (motions included in Table 1).

mentioned that the values of COV associated to R_{NE} (Eq. 8) tend to be smaller and more stable with respect to the structural properties of the SDOF systems than the values of R (Eq. 7). If the structural properties are considered deterministic (can be reliably estimated), the design strength derived from a constant *cumulative* ductility spectrum implies less uncertainty than that derived from a constant *maximum* ductility spectrum.

The implications of use of Eqs. (9) and (10) during seismic design are illustrated by obtaining constant damage spectra from SDOF systems designed according to them. For this purpose, three sets of SDOF systems were designed, one set for each one of the sets of motions included in Table 1. The estimates of R_{NE} derived from Eq. (9) for a given value of μ_u are a first-order approximation to the ratio of the mean elastic strength spectrum and the mean constant *cumulative* ductility spectrum. Nevertheless, seismic design is not related to the mean strength level, but to a level that involves a higher level of safety. To take this into consideration, the lateral strength of the three sets of SDOF systems was designed by applying Eq. (9) to the mean plus one standard deviation (σ) elastic strength spectra for the three sets of motions considered in Table 1 (all motions were scaled up so that their peak ground velocity matched that of the motion recorded in the east-west direction of SCT during 1985).

Once designed, the SDOF systems were subjected to the motions included in Table 1, and their level of damage established through Eq. (2) with $\beta=0.15$. For the design of the SDOF systems to be considered successful from a low-cycle fatigue point of view, the mean+ σ value of DMI_{PA} should be less or equal to one. Figure 14 shows mean and mean+ σ values of DMI_{PA} . Although the mean+ σ of DMI_{PA} is usually less than one, Eq. (9) yields conservative levels of design (values of DMI_{PA} considerably smaller than one) in the range of T that goes from zero to $0.3 T/T_g$. To take into account the uncertainty involved in the definition of the design seismic excitation, a fourth set of accelerograms (T_g of 2 s) was conformed. The fourth set was formed by the seven ground motions included in the *Mexico Soft* set. Figure 15 shows mean and mean+ σ values of DMI_{PA} for

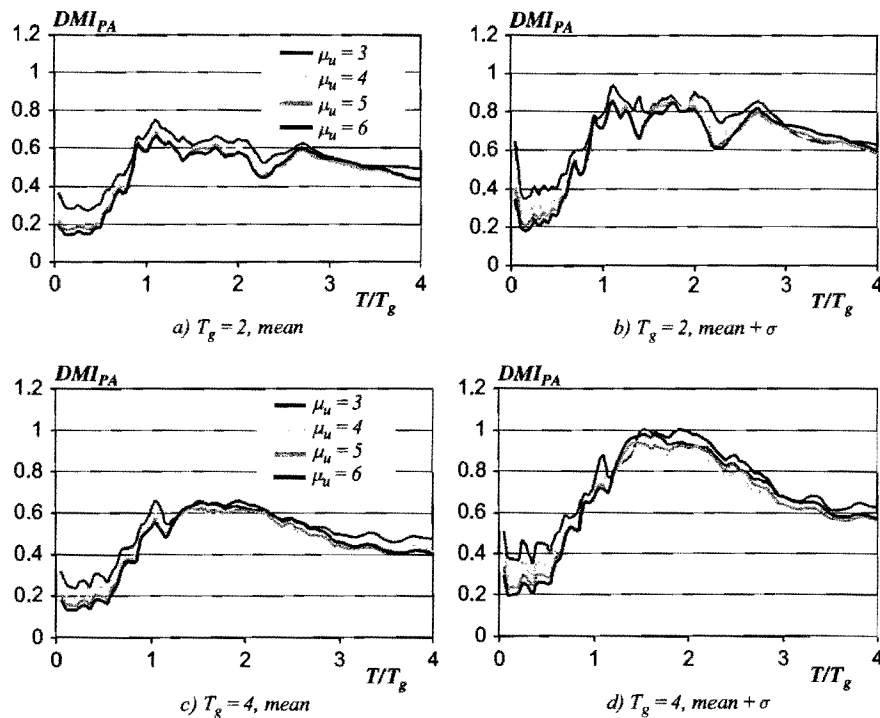


FIGURE 14 Expected level of damage for SDOF systems designed according to Eqs. (9) and (10) (motions included in Table 1).

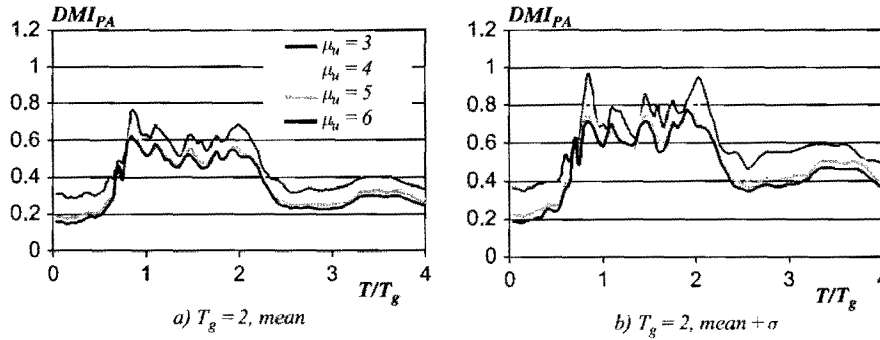


FIGURE 15 Expected level of damage for SDOF systems designed according to Eqs. (9) and (10), *Mexico Soft*.

the fourth set of motions. The level of damage implied by Fig. 15, although smaller, is similar to that of Fig. 14. In this respect, it was observed that the energy content of the motions included in the *Mexico Soft* set is smaller than that corresponding to the motions used in the regression analysis.

Before the article is concluded, it is worthwhile to note two things:

1. That the only accelerogram used herein that represents the energy content of a ground motion generated in the Lake Zone of Mexico City during severe shaking is the EW component of the motion recorded at SCT during 1985. The rest of the accelerograms have been scaled up considerably as to represent ground motions generated in severe seismic events. Regarding this, it was observed that the energy content of the scaled up accelerograms is usually larger than that of SCT EW. At this point, it is difficult to define if the energy content of the scaled up accelerograms is representative of what is expected in the Lake Zone during severe shaking. This situation will be dilucidated as more accelerograms of severe ground shaking are recorded.
2. The expression to estimate R_{NE} can be refined to yield better design in the short period range. For instance, consider the following expression:

$$R_{NE} = \begin{cases} \frac{a}{c} \frac{T}{T_g} + 1 & \frac{T}{T_g} < 1 \\ \frac{a \left(\frac{T}{T_g} \right)^b}{c + \left| \frac{T}{T_g} - 1 \right|^b} + 1 & \frac{T}{T_g} \geq 1 \end{cases} \quad (11)$$

where a , b , and c are to be estimated according to Eq. (10).

While Fig. 16 compares estimates derived from Eq. (11) and mean values of R_{NE} , Fig. 17 shows Eq. (11) yields better level of seismic design than Eq. (9) for systems exhibiting small values of T/T_g . Better results can be achieved for seismic design as the form of the equation used to estimate R_{NE} is refined. In this respect, when making a decision of the format that will be adopted for such an equation, it is important not only to consider its accuracy, but the opinion of the practical engineers that will apply it in practice.

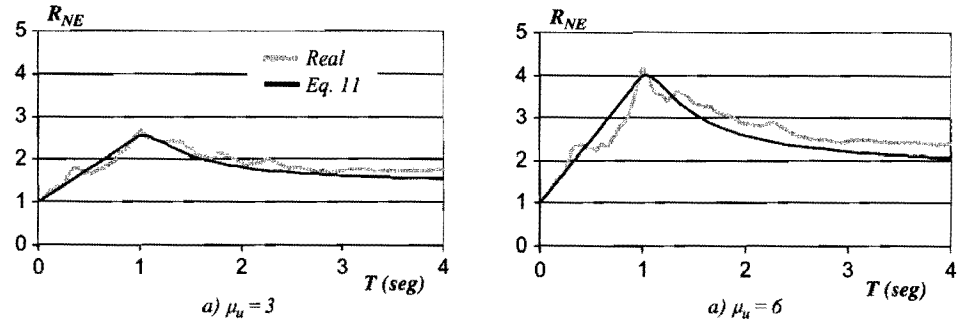


FIGURE 16 Comparison between mean R_{NE} and estimates derived from Eq. (11), $T_g=2$ s.

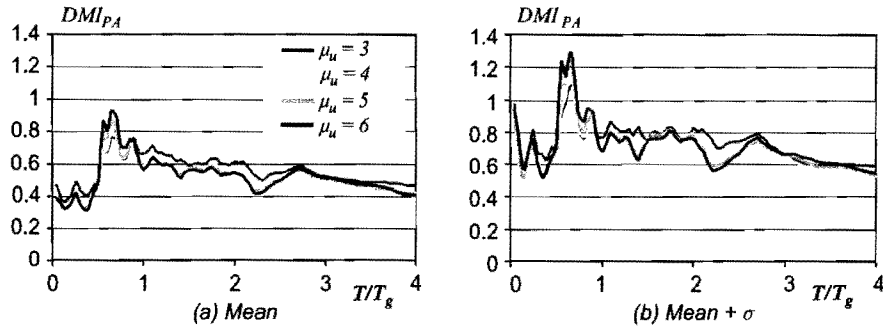


FIGURE 17 Expected level of damage for SDOF systems designed according to Eq. (11), $T_g=2$ s (motions included in Table 1).

9. Conclusions

Damage models that quantify the severity of cumulative loading through plastic energy are simple tools that can be used for practical seismic design. The concept of constant *cumulative* ductility strength spectra, developed from one such model, is a useful tool for performance-based seismic design.

Seismic design of ductile structures located on firm soil should focus on controlling their maximum ductility demand. Nevertheless, even for motions with low energy content, the maximum ductility demand should not be too close to μ_u . The results obtained in this article suggest that providing earthquake-resistant structures with enough lateral strength to control their maximum ductility demand within the threshold of $0.7 \mu_u$ is enough to avoid low-cycle fatigue.

Constant *cumulative* ductility spectra can be used to identify cases in which low-cycle fatigue is relevant during seismic design, and provide a quantitative basis to estimate the lateral strength of structures subjected to high energy demands. The practical application of constant *cumulative* ductility spectra requires the definition of strength reduction factors. The expressions presented herein to estimate such factors explicitly consider the dominant period of the soil, the relationship that this period keeps with respect to the fundamental period of vibration of the structure, and the ultimate deformation capacity of the structure. Future studies should include the following effects: (a) multi-degree of freedom; (b) Degradation of hysteretic cycle; and (c) soil-structure interaction.

As for structures that exhibit irregularities and/or exhibit rapidly deteriorating hysteretic behavior, the set of tools discussed herein become sensitive to the specifics of the local and global hysteretic behavior, and thus, its application becomes less reliable. While the tools discussed herein can be used to determine the strength and ultimate deformation requirements of ductile structures with stable hysteretic behavior, a more stringent application should be considered for structures with erratic seismic behavior. In this respect, the effects of upper modes and of stiffness and strength degradation in constant *cumulative* ductility strength spectra should be assessed. Finally, it should be considered that some type of soils other than those located in the lake zone of Mexico City (e.g., Bay Mud in the San Francisco Bay Area) may exhibit high levels of energy content that may imply the need for using *cumulative* ductility strength spectra.

Acknowledgments

The authors gratefully acknowledge the support of Universidad Autonoma Metropolitana.

References

- Akiyama, H. and Takahashi, M. [1992] "Response of reinforced concrete moment frames to strong earthquake ground motions," *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*, Krawinkler, H. and Fajfar, P. eds. Elsevier Applied Science: Bled, Slovenia, 105–114.
- Arroyo, D. and Teran-Gilmore, A. [2003] "Strength reduction factors for ductile structures with passive energy dissipating devices," *Journal of Earthquake Engineering* 7(2), 297–325.
- Arroyo, D. and Ordaz, M. [2006] "Demandas de energía plástica disipada en sistemas de un grado de libertad ubicados en suelos blandos," *XV Mexican Conference on Earthquake Engineering* (CD), Paper V-02.
- Bertero, V. V. and Popov, E. P. [1977] "Seismic behavior of ductile moment-resisting reinforced concrete frames," *Reinforced Concrete Structures in Seismic Zone*, ACI SP-53, Detroit, U.S., 247–291.
- Bertero, R. D. and Bertero, V. V. [1992] "Tall reinforced concrete buildings: conceptual earthquake-resistant design methodology," Report No. UCB/EERC-92/16, University of California at Berkeley.
- Bertero, V. V. [1997] "Performance-based seismic engineering: A critical review of proposed guidelines," *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Bled, Slovenia, 1–31.
- Bojorquez, E. and Ruiz S. E. [2004] "Strength reduction factors for the valley of Mexico taking into account low cycle fatigue effects," *XIII World Conference on Earthquake Engineering*, Paper 516.
- Chai, Y. H., Fajfar, P. and Romstad, K. M. [1998] "Formulation of duration-dependent inelastic seismic design spectrum," *ASCE Journal of Structural Engineering* 124(8), 913–921.
- Chai, Y. H. [2004] "Incorporating low-cycle fatigue model into duration-dependent inelastic design spectra," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 34, 83–96.
- Chou, C. C. and Uang, C. M. [2000] "Establishing absorbed energy spectra—an attenuation approach," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 29, 1441–1455.
- Cosenza, E., Manfredi, G. and Ramasco, R. [1993] "The use of damage functionals in earthquake engineering: a comparison between different methods," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 22, 855–868.
- Cosenza, E. and Manfredi, G. [1996] "Seismic design based on low cycle fatigue criteria," *XI World Conference on Earthquake Engineering* (CD), Acapulco, Mexico.
- Darwin, D. and Nmai, C. K. [1985] "Energy dissipation in RC beams under cyclic loading," *ASCE Journal of Structural Engineering* 112 (8), 1829–1846.
- Decanini, L. D. and Mollaioli, F. [2001] "An energy-based methodology for the assessment of seismic demand," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 21, 113–137.
- Fajfar, P. [1992] "Equivalent ductility factors taking into account low-cycle fatigue," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 21, 837–848.
- Gosain, N. K., Brown, R. H. and Jirsa, J. O. [1977] "Shear requirements for load reversals on RC members," *ASCE Journal of Structural Engineering* 103 (ST7), 1461–1476.

- Housner, G. W. [1956] "Limit design of structures to resist earthquakes," *First World Conference on Earthquake Engineering* 5-1 to 5-13.
- Huerta-Garnica, B. and Reinoso-Angulo, E. [2002] "Espectros de energía de movimientos fuertes registrados en México," *Revista de Ingeniería Sísmica* **66**, 45-72.
- Krawinkler, H. and Nassar, A. [1992] "Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities," *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*, Krawinkler, H. and Fajfar, P. eds., Elsevier Applied Science: Bled, Slovenia, 95-104.
- Kuwamura, H. and Galambos, T. V. [1989] "Earthquake load for structural reliability," *ASCE Journal of Structural Engineering* **115**(6), 1446-1463.
- Ordaz, M. and Perez, E. [1998] "Estimation of strength reduction factors for elastoplastic systems: a new approach," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **27**, 889-901.
- Park, Y. J. and Ang, A. H. [1985] "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete," *ASCE Journal of Structural Engineering* **111**(ST4), 740-757.
- Panagiotakos, T. B. and Fardis, M. N. [2001] "Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate," *ACI Structural Journal* **98**(2), 135-148.
- Powell, G. H. and Allahabadi, R. [1987] "Seismic damage prediction by deterministic methods: concepts and procedures," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **16**, 719-734.
- Rodriguez, M. E. and Aristizabal, J. C. [1999] "Evaluation of a seismic damage parameter," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **28**, 463-477.
- Scribner, C. F. and Wight, J. K. [1980] "Strength decay in R/C beams under load reversals," *ASCE Journal of Structural Engineering* **106** (ST4), 861-876.
- Seed, H. B. and Sun, J. I. [1989], "Implications of site effects in the Mexico City Earthquake of Sept. 19, 1985 for earthquake-resistant design criteria in the San Francisco Bay Area of California," Report No. UCB/EERC-89/03, University of California at Berkeley.
- Somerville, P. G., Smith, N., Punyamurthula, S., and Sun, J. [1997] "Development of ground motion time histories for phase 2 of the FEMA/SAC Steel Project," Report SAC/BD-97/04, SAC Joint Venture.
- Silva-Olivera, H. and Lopez-Batiz, O. [2001] "Estudio experimental sobre índices de daño en estructuras de concreto reforzado sujetas a cargas laterales," *XIII Mexican Conference on Earthquake Engineering* (CD).
- Stephens, J. E. and Yao, J. T. P. [1987], "Damage assessment using response measurements," *ASCE Journal of Structural Engineering* **113**(4), 787-801.
- Teran-Gilmore, A. [1996] "Performance-based earthquake-resistant design of framed buildings using energy concepts," Ph. D. Thesis, University of California at Berkeley.
- Teran-Gilmore, A. [1998] "Características mecánicas y desempeño sísmico de marcos dúctiles de concreto reforzado," *XI Mexican Conference on Earthquake Engineering* **1**, 564-573.
- Teran-Gilmore, A., Avila, E., and Rangel, G. [2003] "On the use of plastic energy to establish strength requirements in ductile structures," *Engineering Structures* **25**, 965-980.
- Teran-Gilmore, A. and Jirsa, J. O. [2005] "A simple damage model for practical seismic design that accounts for low cycle fatigue," *Earthquake Spectra* **21**(3), 803-832.
- Teran-Gilmore A. and Jirsa J. O. [2007] "Energy demands for seismic design against low cycle fatigue," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **36**(3), 383-404.
- Uang, C. M. and Bertero, V. V. [1990] "Evaluation of seismic energy in structures," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **19**, 77-90.
- Trifunac, M. D. and Brady, A. G. [1975], "A study on the duration of strong earthquake ground motion," *Bulletin of the Seismological Society of America* **65**(3), 581-626.
- Williams, M. S. and Sexsmith, R. G. [1997] "Seismic assessment of concrete bridges using inelastic damage analysis," *Engineering Structures* **19**(3), 208-216.
- Zahrah, T. F. and Hall, W. J. [1984] "Earthquake energy absorption in SDOF structures," *ASCE Journal of Structural Engineering* **110**(8), 1757-1772.

