



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

---

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN  
INGENIERÍA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**REDUCCIÓN DE LAS ORDENADAS ESPECTRALES DE  
DISEÑO SÍSMICO DEBIDA AL INCREMENTO DE  
AMORTIGUAMIENTO VISCOSO**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA  
ESTRUCTURAS**

P R E S E N T A :

**HIDALGO TOXQUI JUAN PABLO**

TUTORA:

**DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ**



2009

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. ESTEVA MARABOTO LUIS  
Secretario: Dr. AVILÉS LÓPEZ JAVIER  
Vocal: Dra. RUIZ GÓMEZ SONIA ELDA  
1<sup>er</sup>. Suplente: Dr. DÍAZ LÓPEZ ORLANDO JAVIER  
2<sup>do</sup>. Suplente: Dr. GARCÍA PÉREZ JAIME

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

**TUTORA DE TESIS:**

---

Dra. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ

## AGRADECIMIENTOS A:

*Hemos sido creados para grandes destinos. Sólo tenemos que comprenderlo. Madre Teresa de Calcuta*  
Dios

*Sólo cuando meditamos lo que nos cuestan nuestros hijos, empezamos a darnos cuenta de la deuda que tenemos contraída con nuestros padres. Anónimo*  
Mamá y Papá

*Ayuda a tu hermano a cruzar el río y verás que tu también llegaste a la orilla. Hermano mayor, padre menor.*  
Anónimo  
Josué †

*Si supiese que es lo que estoy haciendo, no le llamaría investigación, ¿verdad? Albert Einstein*  
Houston y Carlos

*Quiero seguir viviendo, aun después de mi muerte. Por eso le estoy agradecida a Dios que, desde mi nacimiento, medio una posibilidad; la de desarrollarme y escribir, es decir, el de expresar todo cuanto acontece. Ana Frank*  
Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez

*La violación de un solo postulado de la lógica destruye el edificio completo. E. Rosenblueth*  
Los Sinodales por sus valiosos comentarios

*Nada ha podido retrasar más el avance de la ciencia que las mentes vulgares las cuales envilecen lo que no pueden comprender. Samuel Johnson*  
Instituto de Ingeniería

*Por mi raza hablará el espíritu.*  
Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM)

*...e incluso la luz pura de la ciencia parece que sólo puede brillar sobre el oscuro fondo de la ignorancia.*  
Karl Marx  
Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT)

*"Libre, y para mi sagrado, es el derecho de pensar... la educación es fundamental para la felicidad social; es el principio en el que descansan la libertad y el engrandecimiento de los pueblos". Benito Juárez*  
Dirección General de Asuntos del Personal Académico (DGAPA)

*Lo importante no es saber, sino tener el teléfono del que sabe. Anónimo*  
Los amigos de la Maestría; Maritza, Edgar, Paco, Simón, Juan, Octavio, Roger, Tomás, Antonio, Dante, Ulises, Nohemí, Blanco, Mauricio y al Ing. Sebastián Serrano.

*Educad a los niños y no será necesario castigar a los hombres. Pitágoras*  
A los Doctores del Instituto de Ingeniería, profesores del Posgrado y aquellas personas que en una u otra forma colaboraron en la realización de esta tesis.

# ÍNDICE

RESUMEN.....	IV
ABSTRACT.....	IV
ÍNDICE.....	V

## CAPÍTULO 1.- INTRODUCCIÓN

1.1. DISEÑO DE ESTRUCTURAS CON AMORTIGUADORES VISCOSOS .....	1
1.2. OBJETIVO Y ALCANCE.....	1
1.3. ORGANIZACIÓN DE LA TESIS.....	2

## CAPÍTULO 2.- ANÁLISIS DETERMINÍSTICO

2.1. DEFINICIÓN DE ESPECTRO DE RESPUESTA .....	4
2.1.1. Definición de Amortiguamiento Crítico .....	4
2.1.2. Ecuación de Movimiento .....	11
2.1.3. Espectro de Respuesta .....	12
2.1.4. Espectro de Diseño .....	13
2.2. SIMULACIÓN DE SISMOS .....	13
2.3. ANÁLISIS DE MONTE CARLO .....	14

## CAPÍTULO 3.- ESPECTROS DE PSEUDO-ACELERACIÓN OBTENIDOS A PARTIR DE ACELEROGRAMAS SIMULADOS

3.1. ESPECTROS ELÁSTICOS LINEALES ( $Q=1$ ) PARA DIFERENTES PORCENTAJES DE AMORTIGUAMIENTO CRITICO .....	15
3.1.1. Medianas y Coeficientes de Variación de los Espectros Elásticos Lineales Simulados..	15
3.2 ESPECTROS INELÁSTICOS NO LINEALES ( $Q=2$ ) PARA DIFERENTES AMORTIGUAMIENTOS .....	16
3.2.1. Mediana y Coeficientes de Variación de los Espectros No Lineales Simulados ( $Q=2$ )..	17
3.3. FACTORES DE REDUCCIÓN ( $Q_d$ ) .....	18
3.3.2. Factores de Reducción de los Espectros Lineales .....	19
3.3.3. Factores de Reducción de los Espectros No Lineales ( $Q=2$ ) .....	19

## CAPÍTULO 4.- ANÁLISIS PROBABILÍSTICO DE PELIGRO DE LA DEMANDA SÍSMICA

4.1. CONCEPTOS FUNDAMENTALES.....	21
4.1.1. Amenaza Sísmica .....	21
4.1.2 Espectros de Peligro Uniforme .....	23
4.1.3 Escalamiento de Registros Sísmicos.....	24

4.1.4 Obtención de las Curvas de Peligro con Diferentes Amortiguamientos.....	24
4.1.5 Tasa Anual de Falla de las Estructuras .....	26
4.1.6 Ecuación del Movimiento para Sistemas Histeréticos Simples.....	27
4.2. ESPECTROS CON TASA ANUAL DE FALLA UNIFORME .....	28
<b>CAPÍTULO 5.- ESPECTROS DE PSEUDO-ACELERACIÓN CON TASA ANUAL DE FALLA UNIFORME</b>	
5.1 ESPECTROS CON TASA ANUAL DE FALLA UNIFORME CORRESPONDIENTE A DIFERENTES AMORTIGUAMIENTOS Y $Q=1$ .....	30
5.2 ESPECTROS CON TASA ANUAL DE FALLA UNIFORME NO LINEALES CORRESPONDIENTE A DIFERENTES AMORTIGUAMIENTOS Y $Q=2$ .....	32
5.3. FACTORES DE REDUCCIÓN ( $Q_d$ ) .....	33
5.3.1. Factores de Reducción Obtenidos a Partir de los ETFU Lineales .....	33
5.3.2. Factores de Reducción Obtenidos a Partir de los ETFU No Lineales .....	34
<b>CAPÍTULO 6.- COMPARACIÓN DE FACTORES DE REDUCCIÓN OBTENIDOS A PARTIR DE LOS ETFU Y A PARTIR DE ESPECTROS CORRESPONDIENTES A LOS SISMOS SIMULADOS</b>	
6.1. COMPARACIÓN DE FACTORES DE REDUCCIÓN CON DUCTILIDAD $Q=1$ .....	35
6.2. COMPARACIÓN DE FACTORES DE REDUCCIÓN CON DUCTILIDAD $Q=2$ .....	37
<b>CAPÍTULO 7.- PROPUESTA DEL FACTOR DE REDUCCIÓN POR INCREMENTO DE AMORTIGUAMIENTO VISCOSO PARA EL NUEVO MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS DE LA CFE</b>	
7.1. CRITERIO PARA PROPONER ECUACIONES QUE DETERMINEN LOS FACTORES DE REDUCCIÓN .....	39
7.1.1 Función Envolvente.....	41
7.2. FACTORES DE REDUCCIÓN PARA ESTRUCTURAS ELÁSTICAS LINEALES CON AMORTIGUAMIENTO VISCOSO ADICIONAL.....	42
7.2.1 Suelo Duro .....	42
7.2.2 Suelo Intermedio .....	43
7.3. FACTORES DE REDUCCIÓN PARA ESTRUCTURAS INELÁSTICAS NO LINEALES ( $Q=2$ ) CON AMORTIGUAMIENTO VISCOSO ADICIONAL .....	44
7.3.1 Suelo Duro .....	44
7.3.2 Suelo Intermedio .....	45
7.4. CONSIDERACIONES SOBRE LA FUNCIÓN ENVOLVENTE .....	46
7.4.1. Factores de Reducción para la Región de Aceleraciones del Espectro de Diseño Sísmico.....	46
7.4.2. Factores de Reducción para la Región de Desplazamiento del Espectro de Diseño Sísmico .....	47

7.5. FACTORES DE AMORTIGUAMIENTO $\beta$ .....	49
7.6. COMPARACIONES CON OTRAS PROPUESTAS.....	52
7.6.1. Comparación del Factor $\beta$ con las Expresiones del FEMA 450 .....	52
7.6.2. Comparación del Factor $\beta$ con las Expresiones de Arroyo y Terán (2002).....	53
7.6.3. Comparación del Factor $\beta$ con las Expresiones Propuestas por Pérez Rocha <i>et al</i> (2007) .....	54
7.6.4. Comparación del Factor $\beta$ con las Expresiones Propuestas por Kawashima y Aizawa (1986) .....	55
 <b>CAPÍTULO 8.- PROPUESTA DEL FACTOR DE REDUCCIÓN POR INCREMENTO DE AMORTIGUAMIENTO VISCOSO PARA LA ZONA IIIb DEL VALLE DE MÉXICO</b>	
8.1. FUNCIÓN ENVOLVENTE .....	56
8.2. FACTORES DE REDUCCIÓN PARA ESTRUCTURAS ELÁSTICAS LINEALES CON AMORTIGUAMIENTO VISCOSO ADICIONAL .....	57
8.3. FACTORES DE REDUCCIÓN PARA ESTRUCTURAS INELÁSTICAS NO LINEALES (Q=2) CON AMORTIGUAMIENTO ADICIONAL .....	58
8.4. FACTOR DE AMORTIGUAMIENTO $\beta$ PARA NTC RCDF .....	58
8.5. COMPARACIÓN CON OTRAS PROPUESTAS.....	60
8.5.1. Comparación con las Expresiones Actuales del Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF .....	60
8.5.2. Comparación del Factor $\beta$ con las Expresiones de Arroyo y Terán (2002).....	62
 <b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	 64
 <b>REFERENCIAS .....</b>	 65
 <b>APÉNDICE A.- PROGRAMA PARA CALCULAR CURVAS DE PELIGRO SÍSMICO PARA DISTINTOS AMORTIGUAMIENTOS .....</b>	 69

## **RESUMEN**

Se propone una ecuación sencilla para determinar el factor de amortiguamiento  $\beta$ , útil para obtener espectros de diseño sísmico de sistemas que cuentan con amortiguamiento adicional de tipo viscoso. El factor  $\beta$  se determina a partir de análisis de S1GDL tanto lineales elásticos ( $Q=1$ ) como no-lineales ( $Q=2$ ) mediante dos tipos de métodos: 1) Monte Carlo, y 2) Análisis Probabilista de Peligro de la Demanda Sísmica. El estudio se hace para estructuras desplantadas en suelo muy blando y en suelo rocoso. La expresión del factor  $\beta$  para suelo rocoso se incorporará en la nueva versión del Manual de Obras Civiles de la CFE; y la expresión para suelo blando se recomendará para la zona IIIb del Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento del Distrito Federal.

## **ABSTRACT**

A simple equation is proposed to get the damping factor  $\beta$ ; this factor is used to get the seismic design spectral ordinates of structural systems provided with added viscous dampers. The factor  $\beta$  is obtained from the analysis of single-degree-of-freedom systems with elastic linear and nonlinear behavior. They were analyzed in accordance with two different approaches: 1) Monte Carlo, and 2) Probabilistic Seismic Demand Hazard Analysis. This study was made for systems located on soft and firm ground. The expression of the  $\beta$  factor for firm ground will be incorporated into the new version of the Civil Construction Manual of CFE, and the expression for soft ground will be proposed for Zone IIIb in Appendix A of the Complementary Technical Norms for Seismic Design of the Federal District Building Code.

# CAPÍTULO 1

## INTRODUCCIÓN

### 1.1. DISEÑO DE ESTRUCTURAS CON AMORTIGUADORES VISCOSOS

En los últimos decenios han aparecido nuevos sistemas para el control de daño sísmico en las estructuras, un sistema efectivo de evitar estos daños es la adición de disipadores de energía a dichas estructuras.

En esta tesis se presta particular atención a los amortiguadores viscosos lineales. Estos dispositivos son utilizados normalmente para disminuir las oscilaciones excesivas no deseadas del movimiento estructural. En los dispositivos que aquí se tratan la fuerza de amortiguamiento es proporcional a la velocidad entre sus extremos.

Los amortiguadores viscosos se colocan en las estructuras con el fin de aumentar el nivel de amortiguamiento efectivo del sistema, y disminuir de esta forma la demanda sísmica sobre los componentes estructurales. Este tipo de disipadores han demostrado amplia eficacia para reducir la respuesta sísmica en estructuras (Constantinou *et al*, 1993, 1995; Hussain *et al*, 1996, Lee y Taylor, 2001).

Existen recomendaciones en documentos internacionales de cómo hacer un diseño en estructuras con mayor amortiguamiento efectivo, como por ejemplo las del Uniform Building Code (UBC 1997), el International Building Code (IBC 2006) y el Federal Emergency Management Agency (FEMA 450).

A la fecha en la reglamentación oficial Mexicana de diseño estructural aun no existen especificaciones de diseño que indiquen al ingeniero o proyectista dónde y cómo insertar estos dispositivos; solamente se han escrito lineamientos generales sobre el tema (Ruiz, 1999).

### 1.2. OBJETIVO Y ALCANCE

El presente trabajo de tesis pretende ser una herramienta de auxilio y recomendación para el diseño de estructuras con disipadores de energía tipo viscoso lineal. Esto se consigue a través de los resultados obtenidos de análisis a sistemas estructurales simplificados. Los análisis que se hacen en esta tesis son de tipo probabilista, tomando en cuenta diferentes cuantías del porcentaje de amortiguamiento efectivo en las estructura (5, 10, 15, 20, 25 y 30%), y así como sistemas estructurales básicos con ductilidades de 1 y de 2, desplantadas sobre suelo muy blando y duro.

Se hace una formulación sencilla que permite reducir las ordenadas espectrales de diseño sísmico convencionales y obtener de esta forma espectros adecuados que sirvan para el diseño de estructuras con disipadores viscoso lineales. Esto permitirá diseñar dicho tipo de estructuras de forma práctica sin



tener que realizar análisis complejos. El factor de reducción por amortiguamiento extra dependerá del tipo de suelo en donde se desplante la estructura a diseñar y del periodo estructural de la estructura.

Es importante mencionar que en este trabajo se busca proponer una metodología complementaria al cálculo de espectros de diseño sísmico.

En este estudio se describe con mayor detalle el comportamiento de las estructuras con incremento de amortiguamiento viscoso desplantadas en suelo muy blando y suelo duro; sin embargo, en la formulación general se toman en cuenta también el suelo intermedio.

### 1.3. ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

La tesis se organiza en ocho capítulos. El primero de ellos presenta una breve introducción al tema, se expone el uso de los amortiguadores viscosos y el fin para el que se emplean en la Ingeniería Estructural. También se muestran los objetivos generales de la tesis y su alcance. Al final del capítulo se presenta la organización de la tesis.

En el Capítulo 2 se comenta el análisis de Monte Carlo que se empleó. Se muestra la base teórica de cómo determinar la respuesta en el tiempo de sistemas de un grado de libertad (SDGL); también se expone un ejemplo de cómo se obtienen espectros de respuesta para un movimiento sísmico. En este método se usaron sismos simulados.

Los resultados de los análisis de Monte Carlo para estructuras desplantadas en suelo muy blando y duro se muestran en el Tercer Capítulo. En este se presentan la mediana de los espectros de pseudo-aceleraciones de sismos simulados para los dos tipos de suelos para diferentes casos de amortiguamiento crítico y ductilidad empleando,  $Q=1$  y  $Q=2$ ; así mismo, se muestran los coeficientes de variación de las medianas obtenidas. También se presentan los factores de reducción por incremento de amortiguamiento viscoso obtenidos a partir de los análisis.

En el Capítulo 4 se explica el análisis probabilístico de peligro de demanda sísmica (APPDS) que se empleó en este estudio. A partir de la metodología propuesta en Rivera (2006) se realizó un algoritmo computacional denominado “ETFU4” que se emplea para analizar las estructuras. En este capítulo se explican los pasos de dicho algoritmo y sus principales conceptos; con este algoritmo de análisis se obtienen los espectros con tasa de falla anual uniforme (ETFU) que se emplearán posteriormente.

Los resultados obtenidos a partir del método de APPDS se muestran en el Capítulo 5. En este capítulo se presentan los espectros de pseudo-aceleración con tasa de falla anual uniforme correspondientes a distintos porcentajes de amortiguamientos críticos, y a los dos casos de ductilidad considerados ( $Q=1$  y  $2$ ) para suelo muy blando y duro. Con dichos espectros se obtienen también factores de reducción por incremento de amortiguamiento.

Tomando en cuenta la información generada anteriormente para suelo intermedio (Cordero, 2009) y la obtenida en este estudio para suelo muy blando y duro, en el Capítulo 6 se presentan comparaciones

entre los factores de reducción encontrados con el método APPDS y con el de Monte Carlo. Se señalan las diferencias más importantes para  $Q=1$  y para  $Q=2$  en cada tipo de suelo.

En el Capítulo 7 se proponen ecuaciones simples para obtener el factor de amortiguamiento en función del periodo estructural sobre suelo duro e intermedio para el nuevo Manual de Diseño Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad. Este factor de amortiguamiento sirve para obtener espectros de diseño sísmico para estructuras con disipadores viscosos. Se trata de ecuaciones sencillas que pueden ser aplicadas en la práctica. Dichas ecuaciones se adaptan a las recomendaciones hechas por Pérez Rocha *et al* (2007) para construir espectros de diseño sísmico. Al final del capítulo se hacen comparaciones con otros estudios y reglamentaciones.

En el Capítulo 8 se proponen ecuaciones para obtener los factores de amortiguamiento para el caso de suelo muy blando para el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcción del Distrito Federal. Al final del Capítulo se compara lo aquí propuesto con estudios publicados anteriormente en nuestro país.

Al final de la tesis se presentan las conclusiones y recomendaciones del trabajo, junto con las Referencias y un Apéndice.

## CAPÍTULO 2

### ANÁLISIS DETERMINÍSTICO

#### 2.1. DEFINICIÓN DE ESPECTRO DE RESPUESTA

##### 2.1.1. Definición de Amortiguamiento Crítico

La sismicidad tiene una gran importancia en la ingeniería civil ya que incide directamente en el diseño de estructuras que resistan los efectos de los sismos. Es deber de los ingenieros civiles estimar los posibles daños que puedan sufrir los edificios y poder así diseñar estructuras que presenten una probabilidad de falla aceptable. Como parte del marco teórico se explicará brevemente cómo se pueden calcular espectros de pseudo-aceleraciones que auxilien en esta tarea.

Muchas veces las estructuras se idealizan como sistemas de un grado de libertad (S1GDL), con la finalidad de simplificar su análisis. Posteriormente el modelo simplificado se puede extrapolar a modelos de más grados de libertad. En la figura 2.1 se presenta un esquema simplificado de un sistema de un grado de libertad.

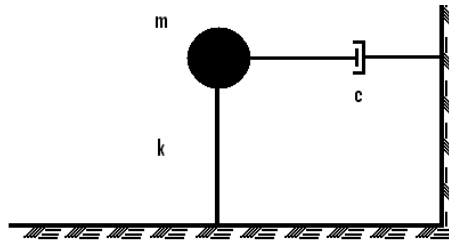


Figura 2.1. Modelo simplificado de un S1GDL.

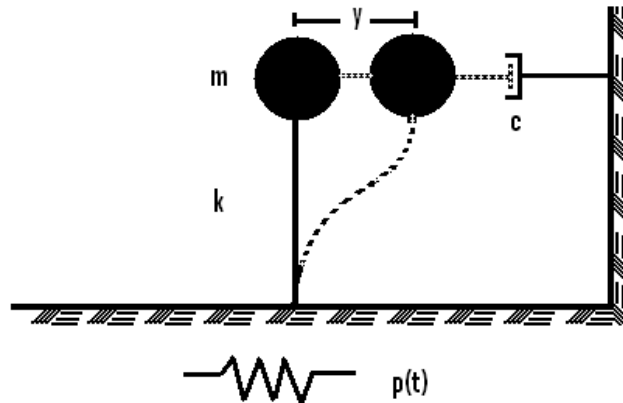
Donde **m**, **k**, y **c** son las propiedades físicas principales de la estructura.

**m** es la masa de la estructura, producto del peso por la gravedad

**k** representa la rigidez de la estructura

**c** es el coeficiente de amortiguamiento viscoso de la estructura

Todas las estructuras durante su vida útil se someten a fuerzas externas. Es grande la variedad de estructuras al igual que las solicitaciones que se les demanda; por ejemplo, depósitos elevados, que se asemejan perfectamente a un sistema de un grado de libertad (S1GDL), naves industriales, casas habitación, plataformas marinas, edificios, etc.; En cuanto a las solicitaciones dinámicas, estas pueden ser el empuje del viento, el oleaje del mar o un sismo, por mencionar algunos. En este estudio se toma particular interés a los edificios sometidos a sismos. Se analizarán S1GDL sometidos a aceleraciones en función del tiempo.



**Figura 2.2. Sistema de un grado de libertad excitado por un movimiento en la base.**

Al aplicar una fuerza de excitación en función del tiempo se pueden determinar las respuestas de la estructura; es decir, desplazamientos, velocidades y aceleraciones en cada instante.

Para encontrar dichas respuestas se debe plantear la ecuación del movimiento que mantenga en equilibrio dinámico a la estructura. Al excitar una estructura con un movimiento en su base la estructura reacciona con la fuerza necesaria para mantener el equilibrio dinámico del sistema ( $\mathbf{p}(t)$ ). La fuerza  $\mathbf{p}(t)$  es igual a la suma de las siguientes fuerzas:

La *Fuerza de Rigidez lateral* ( $\mathbf{R}_L$ ), es la fuerza que presenta la estructura para evitar ser desplazada. Si el sistema presenta un desplazamiento relativo “ $y$ ” de la masa con respecto al terreno, la fuerza de rigidez es igual al producto de este desplazamiento ( $y$ ) por la rigidez lateral de la columna ( $\mathbf{k}$ ).

$$\mathbf{R}_L = \mathbf{k} \cdot \mathbf{y} \quad (2.1)$$

Al ser un problema dinámico, se presenta una *Fuerza de Inercia* ( $\mathbf{F}_I$ ). Es la fuerza que opone la estructura para evitar moverse y continuar en reposo. Esta fuerza es igual al producto de la masa ( $\mathbf{m}$ ) por su aceleración ( $\ddot{\mathbf{y}}$ ).

$$\mathbf{F}_I = \mathbf{m} \cdot \frac{d^2}{dt^2} \mathbf{y} = \mathbf{m} \cdot \ddot{\mathbf{y}} \quad (2.2)$$

La segunda derivada de  $\mathbf{y}$  con respecto al tiempo ( $t$ ) representa a la aceleración.

La *Fuerza de amortiguamiento* ( $F_A$ ) es el producto del amortiguamiento natural de la estructura ( $c$ ) por la velocidad de la masa ( $\dot{y}$ ) (para diferentes materiales existen diferentes niveles de amortiguamiento):

$$F_A = c \cdot \frac{dy}{dt} = c \cdot \dot{y} \quad (2.3)$$

La primera derivada de  $y$  con respecto al tiempo ( $t$ ) representa a la velocidad.

De esta forma, el sistema de fuerzas que mantienen el equilibrio en el S1DGL son las que se muestran en la figura 2.3.

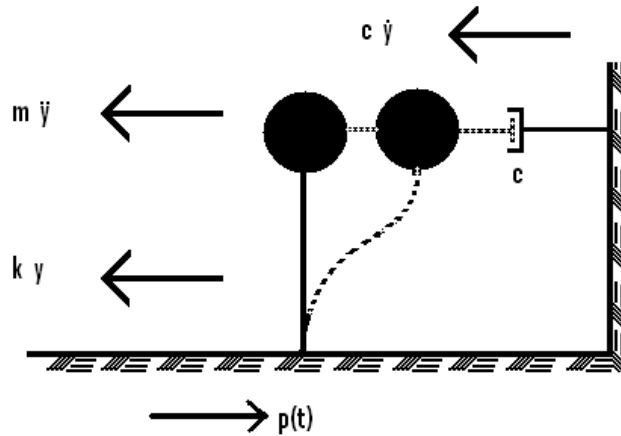


Figura 2.3. Equilibrio dinámico del S1DGL.

Donde la fuerza de necesaria para mantener el equilibrio dinámico es igual a la suma de las fuerzas de restauración, es decir la suma de las ecs. 2.1, 2.2 y 2.3. La ecuación de movimiento que corresponde al S1DGL es la siguiente:

$$m \cdot \ddot{y} + c \cdot \dot{y} + k \cdot y = p \cdot (t) \quad (2.4)$$

De esta forma se tiene una ecuación diferencial donde la solución está dada por una solución particular, y una solución homogénea.

Suponiendo que  $p(t)=0$  la ecuación podría resolverse proponiendo que:

$$y = e^{\lambda \cdot (t)}$$

Donde su primera y segunda derivada respectivamente son:

$$\dot{y} = \frac{d}{dt} e^{\lambda \cdot (t)} \rightarrow \dot{y} = \lambda \cdot e^{\lambda \cdot t}$$

$$\ddot{y} = \frac{d^2}{dt^2} e^{\lambda \cdot (t)} \rightarrow \ddot{y} = \lambda^2 \cdot e^{\lambda \cdot t}$$

donde  $\lambda$  es un valor constante

Sustituyendo la posible solución, su primera y segunda derivada en la ecuación de movimiento (en la ec.2.4), queda:

$$m \cdot \lambda^2 \cdot e^{\lambda \cdot t} + c \cdot \lambda \cdot e^{\lambda \cdot t} + k \cdot e^{\lambda \cdot (t)} = -p \cdot (t) \quad (2.5)$$

Para que dicha ecuación satisfaga cualquier valor de  $t$  es necesario que se cumpla la siguiente condición:

$$m \cdot \lambda^2 \cdot e^{\lambda \cdot t} + c \cdot \lambda \cdot e^{\lambda \cdot t} + k \cdot e^{\lambda \cdot (t)} = 0$$

Esta ecuación se puede resolver con la ecuación característica; por lo tanto  $\lambda$  tendrá dos posibles soluciones.

$$\lambda = \frac{c}{2 \cdot m} \cdot \pm \sqrt{\frac{\left(\frac{c}{m}\right)^2 - 4 \cdot \frac{k}{m}}{2}}$$

De esta forma, la solución homogénea está dada por:

$$y_h = A \cdot e^{\lambda_1 \cdot t} + B \cdot e^{\lambda_2 \cdot t} \quad (2.6)$$

donde:

$$\lambda_1 = \frac{-c + \sqrt{c^2 - 4 \cdot m \cdot k}}{2 \cdot m} \quad \lambda_2 = \frac{-c - \sqrt{c^2 - 4 \cdot m \cdot k}}{2 \cdot m}$$

Simplificando y sustituyendo estos valores en la solución homogénea (ec. 2.6) se tiene:

$$y_h = e^{-\frac{c \cdot (t)}{2 \cdot m}} \cdot \left[ A \cdot e^{\frac{(t) \cdot \sqrt{c^2 - 4 \cdot k \cdot m}}{2 \cdot m}} + B \cdot e^{-\frac{(t) \cdot \sqrt{c^2 - 4 \cdot k \cdot m}}{2 \cdot m}} \right] \quad (2.7)$$

Esta ecuación está compuesta por un producto de funciones. La primera es un exponencial que disminuye a medida que el tiempo aumenta, por lo que se puede concluir que en sistemas con amortiguamiento viscoso y vibración libre la respuesta irá disminuyendo conforme aumenta el tiempo.

El comportamiento de la respuesta determinado por la segunda función dependerá si el resultado del radical  $\sqrt{c^2 - 4km}$  es positivo, negativo o nulo. Estos casos se explican a continuación.

*Sistema críticamente amortiguado*

Si el resultado fuese nulo se trata de un sistema críticamente amortiguado, es decir que:

$$\frac{\sqrt{\mathbf{c}^2 - 4 \cdot \mathbf{k} \cdot \mathbf{m}}}{2 \cdot \mathbf{m}} = 0$$

Donde se puede encontrar un valor de  $\mathbf{c}$ :

$$\mathbf{c} = \sqrt{4 \cdot \mathbf{m} \cdot \mathbf{k}}$$

A este valor constante que satisface la ecuación se le conoce como *amortiguamiento crítico* ( $\mathbf{C}_c$ ).

Si,  $\mathbf{C}_c = 2 \cdot \sqrt{\mathbf{m} \cdot \mathbf{k}}$ , entonces las constantes  $\lambda_1$  y  $\lambda_2$  (ec. 2.6) son iguales a:

$$\lambda_1 = \lambda_2 = \frac{-\mathbf{c}}{2 \cdot \mathbf{m}}$$

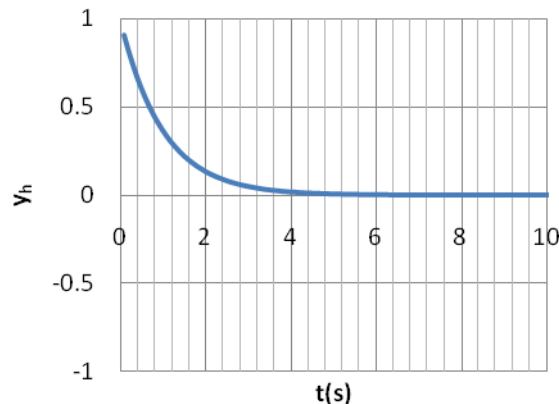
Sustituyendo  $\mathbf{c}$  por  $\mathbf{C}_c$  en esta última ecuación:

$$\lambda_1 = \lambda_2 = \sqrt{\frac{\mathbf{k}}{\mathbf{m}}}$$

Este resultado representa la frecuencia natural del sistema ( $\Omega$ ), y la ecuación 2.6 se puede escribir de la siguiente manera:

$$\mathbf{y}_h = \mathbf{A} \cdot \mathbf{e}^{-\Omega \cdot \mathbf{t}} + \mathbf{B} \cdot \mathbf{e}^{-\Omega \cdot \mathbf{t}} \quad (2.8)$$

En la figura 2.4 se puede observar el comportamiento de la estructura con amortiguamiento crítico, es decir cuando  $\mathbf{c} = \mathbf{C}_c$ . En esta figura se puede observar que la estructura regresa a su posición original en un tiempo mínimo.



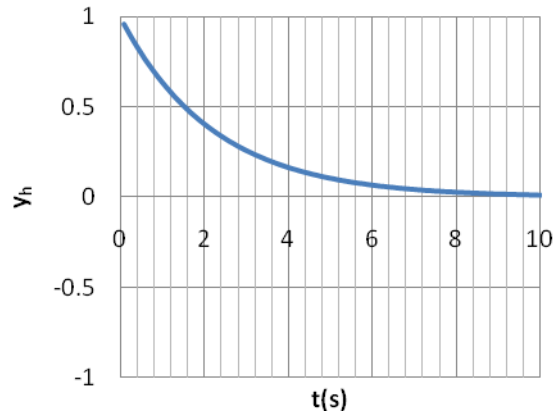
**Figura 2.4. Vibración libre de una estructura con amortiguamiento crítico.**

*Sistemas sobre-amortiguados*

Para el caso donde los radicales de los exponentes de la ecuación 2.7 son positivos;  $C_c < c$ , y la ecuación seguirá siendo:

$$y_h = A \cdot e^{\lambda_1 \cdot t} + B \cdot e^{\lambda_2 \cdot t}$$

Aquí se aplica la misma solución que en el caso anterior. En la figura 2.5 se puede observar la vibración libre de la estructura para el caso de amortiguamiento sobre-amortiguado.



**Figura 2.5. Vibración libre de una estructura sobre-amortiguada.**

En el caso donde  $c = C_c$ , el sistema regresa a su posición inicial sin oscilar, véase figura 2.4; para el caso donde  $C_c < c$  sucede lo mismo, figura 2.5, la diferencia entre ambos casos es que en el primer caso (figura 2.4) la estructura regresa a su posición inicial en un menor tiempo; mientras que en el segundo caso (figura 2.5), tarda más en hacerlo.

*Sistema sub-amortiguado*

Nuestro caso en estudio no se refiere a ninguna de las dos formas anteriores, sino a un sistema sub-amortiguados, donde:

$$c < 2 \cdot \sqrt{m \cdot k}$$

En este caso, simplifiquemos el valor de  $\lambda_1$  de la siguiente forma:

$$\lambda_1 = \frac{-c}{2 \cdot m} + \sqrt{\frac{c^2}{4 \cdot m^2} - \frac{4 \cdot m \cdot k}{4 \cdot m^2}} \quad (2.9)$$

Y considerando que  $C_c$  se puede escribir de la siguiente forma:

$$C_c = 2 \cdot m \cdot \sqrt{\frac{k}{m}}$$



Se tendrá que el valor de  $m$  es:

$$m = \frac{C_c}{2 \cdot \Omega}$$

Sustituyendo y simplificando en la ec. 2.9:

$$\lambda_1 = -\Omega \cdot \frac{c}{C_c} + \sqrt{\left[\left(\frac{c}{C_c}\right)^2 - 1\right] \cdot \Omega^2}$$

Sea:

$$\zeta = \frac{c}{C_c}$$

En donde  $\zeta$  es la **fracción del amortiguamiento crítico**.

Entonces para valores donde  $C_c > c$  la solución homogénea es:

$$y_h = e^{-\zeta \cdot \Omega \cdot (t)} \cdot \left[ A \cdot e^{\Omega \cdot \sqrt{1-\zeta^2} \cdot (t)} + B \cdot e^{-\Omega \cdot \sqrt{1-\zeta^2} \cdot (t)} \right]$$

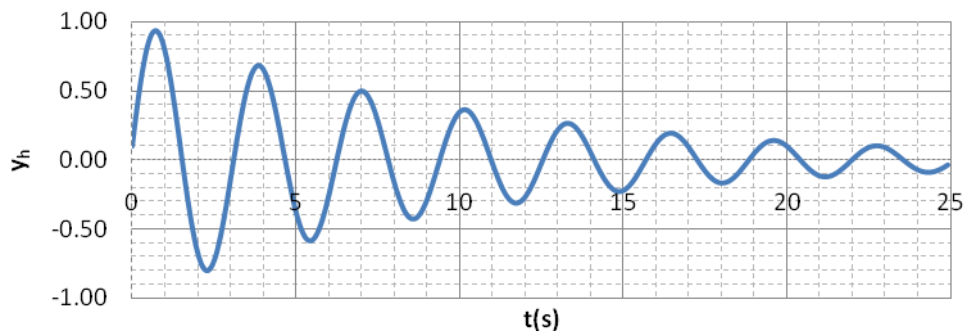
Esta ecuación puede escribirse de la siguiente forma:

$$y_h = e^{-\zeta \cdot \Omega \cdot (t)} \cdot \left[ C \cdot \text{sen} \left[ \Omega \cdot \sqrt{1-\zeta^2} \cdot (t) \right] + D \cdot \text{cos} \left[ \Omega \cdot \sqrt{1-\zeta^2} \cdot (t) \right] \right]$$

Donde a  $\Omega_0 = \Omega \cdot \sqrt{1-\zeta^2}$  se conoce como frecuencia natural amortiguada ( $\Omega_0$ ), por lo tanto:

$$y_h = e^{-\zeta \cdot \Omega \cdot (t)} \cdot \left[ C \cdot \text{sen} \cdot \Omega_0 \cdot (t) + D \cdot \text{cos} \cdot \Omega_0 \cdot (t) \right] \quad (2.11)$$

El comportamiento de la ecuación 2.11 (en función del tiempo) se muestra en la figura 2.6.



**Figura 2.6. Comportamiento de un sistema sub-amortiguado.**

La ecuación 2.11 es la solución homogénea a la ecuación del movimiento, la solución particular depende del tipo de excitación que se analice. En este estudio se excita al S1GL con sismos simulados. Se emplea el método numérico de la interpolación para resolver la ecuación del movimiento.

### 2.1.2. Ecuación de Movimiento

Regresando al problema de determinar la respuesta del oscilador ante una fuerza en función del tiempo, se retomará la ecuación del movimiento (2.4). Si la dividimos entre  $m$ , se tendrá:

$$\ddot{y} + \frac{c \cdot \dot{y}}{m} + \frac{k \cdot y}{m} = \frac{-p \cdot (t)}{m} \quad (2.12)$$

Pero:

$$C_c = 2 \cdot m \cdot \Omega$$

$$\frac{c}{C_c} = \xi = \frac{c}{2m \cdot \Omega}$$

$$\frac{c}{m} = 2\xi \cdot \Omega$$

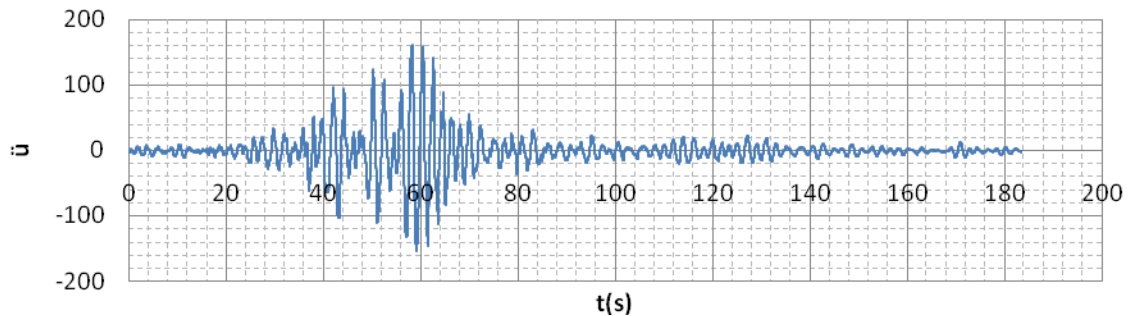
$$\frac{k}{m} = \Omega^2$$

Tomando en cuenta lo anterior además que la fuerza dividida entre la masa es la aceleración de la excitación, la ecuación 2.12 se puede escribir como sigue:

$$\ddot{y} + 2\xi \cdot \Omega \cdot \dot{y} + \Omega^2 \cdot y = -\ddot{u} \cdot t \quad (2.13)$$

Donde  $\ddot{u}$  es la aceleración en la base, que puede estar representada por acelerogramas registrados o simulados.

Por ejemplo el registro del sismo de SCT-EW-1985 se muestra en la figura 2.7. Es la historia de aceleraciones del suelo.



**Figura 2.7. Acelerograma SCT-EW-1985**

La ec. 2.13 es la ecuación del movimiento que se debe resolver para determinar la respuesta de una estructura de un sistema de un grado de libertad en un intervalo de tiempo dado.

En la figura 2.8 se muestra la historia de desplazamientos en función del tiempo de un SIDGL con un periodo estructural ( $T_e$ ) fijo igual a 1s. El valor máximo absoluto de la respuesta en este caso es igual a 5.7cm (marcado con un círculo), como se muestra en la figura 2.8.

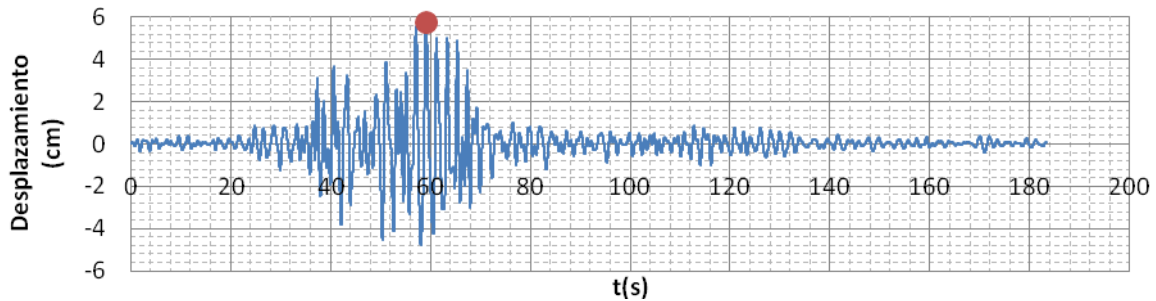


Figura 2.8. Respuesta en el tiempo de un SIDGL con  $T_e=1s$  para el sismo SCT-EW-1985.

### 2.1.3 Espectro de Respuesta

De la historia de desplazamientos de la masa, se puede determinar el máximo valor absoluto del desplazamiento relativo experimentada por el SIDGL de un periodo fijo; si se realizan los análisis correspondiente a distintos periodos estructurales y se obtienen estos valores máximos, al graficar todos estos en función de su respectivo periodo estructural se obtiene el espectro de respuesta de desplazamientos, el cual nos indica el desplazamiento máximo que sufre la masa, para cada  $T_e$ , durante el movimiento sísmico en específico, esto para un análisis con un amortiguamiento específico.

En la figura 2.9a se muestra el espectro de desplazamientos para el acelerograma SCT-EW-1985, para  $\zeta=5\%$ , denotando nuevamente con un círculo el desplazamiento obtenido para  $T_e=1s$ . Se puede observar que las estructuras con periodo de vibrar cercano a 2.7s y a 3.5s presentan un mayor desplazamiento relativo. En la figura 2.9b se muestra el espectro de aceleraciones para el mismo acelerograma.

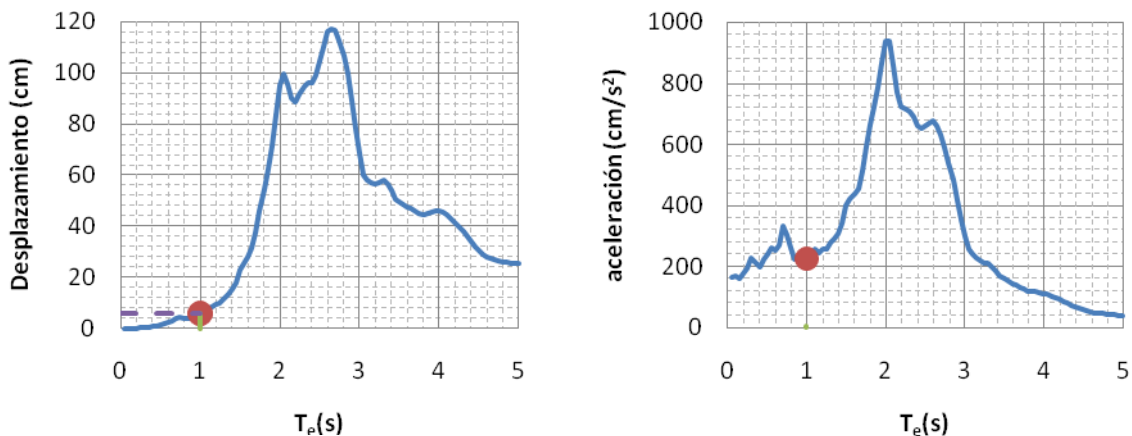


Figura 2.9. Espectro de (a) desplazamiento y (b) aceleración del sismo SCT-EW-1985,  $\zeta=5\%$ .

De la solución de la ecuación de movimiento se puede obtener la respuesta de desplazamientos, aceleraciones o velocidades de la masa. Conociendo el desplazamiento de la masa se puede calcular su

$$S_a = \frac{4\pi^2 \cdot S_d}{T_e^2}$$

pseudo-aceleración empleando la siguiente ecuación:

Donde:

$S_d$  es el desplazamiento de la masa

$S_a$  es la pseudo-aceleración de la masa

### 2.1.4 Espectro de Diseño Sísmico

La estimación de las fuerzas que afectarán a una estructura la podemos conseguir a través de los espectros de diseño sísmico. Los espectros de diseño contienen una variedad de posibles intensidades que podrían ocurrir en un sitio específico, desde pequeñas hasta muy altas. Dado que normalmente no se cuenta con un número suficientemente grande de registros sísmicos para crearlos los espectros de diseño se construyen a través de métodos probabilistas.

En esta tesis se emplean dos tipos de espectros de respuesta con los que se pretenden obtener factores de reducción por amortiguamiento, haciendo variar el amortiguamiento viscoso de la estructura. Estos son espectros obtenidos a partir de sismos simulados (SS), y espectros de tasa de falla anual uniforme (ETFU). A continuación se explicará el primero de estos espectros, y posteriormente se tratará el segundo.

## 2.2. SIMULACIÓN DE SISMOS

Para poder construir espectros que representen las aceleraciones espectrales de un sitio específico es necesario contar con una familia de acelerogramas; sin embargo, para los sitios en estudio solo contamos con un número reducido de registros sísmicos intensos. Para cubrir este vacío se simulan 100 sismos a partir de los acelerogramas registrados en las estaciones acelerométricas de SCT y Filo de Caballo del 19 de septiembre del 1985.

Los factores que influyen en el proceso de simulación son:

- 1) La duración del movimiento sísmico
- 2) El contenido de frecuencias del movimiento
- 3) La evolución de la intensidad en el tiempo

En la figura 2.10 se presenta el registro del sismo registrado en la estación Filo de Caballo del 19 de septiembre del 1985, y en la figura 2.10b se muestra la forma de su densidad espectral ajustada  $S(\omega)$ . La simulación numérica fue realizada por Rivera (2001).

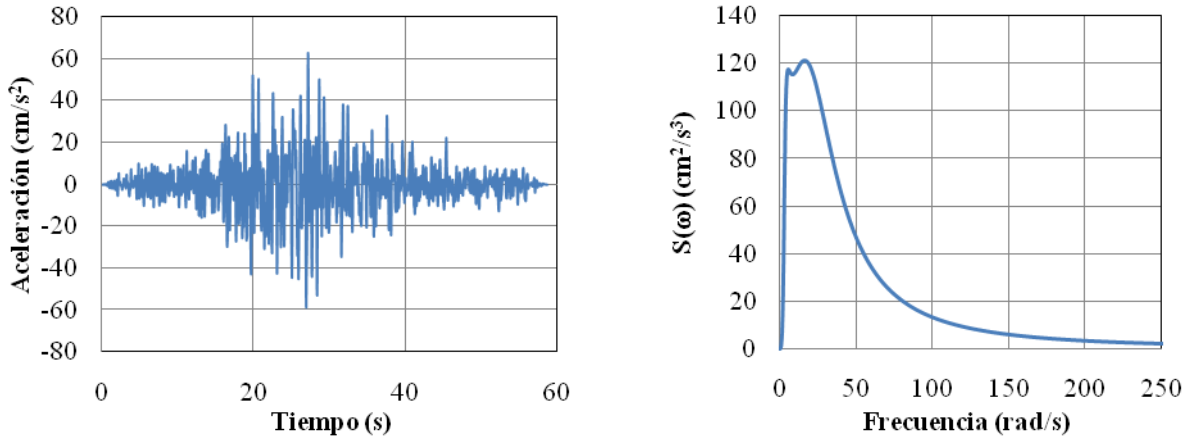


Figura 2.10. a) Sismo semilla y b) densidad espectral ajustada para realizar la simulación en suelo duro.

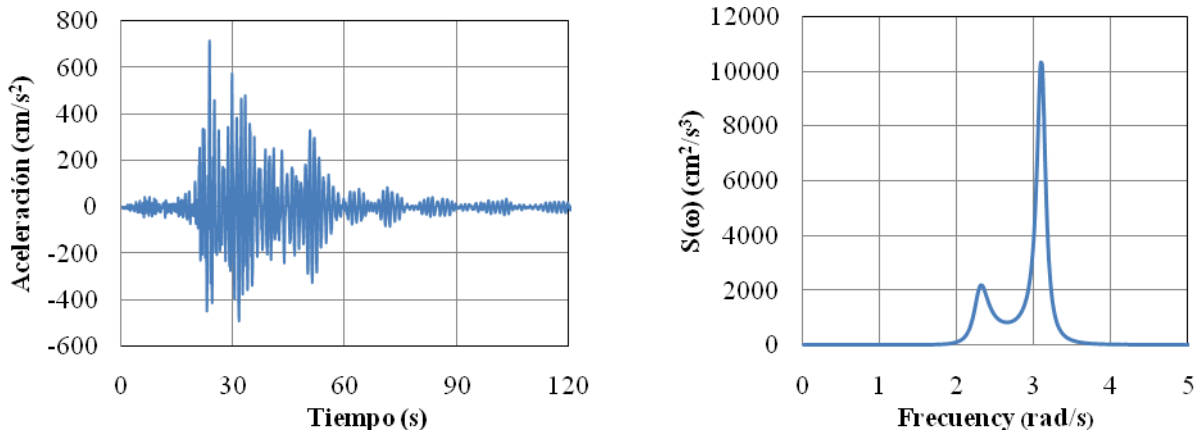


Figura 2.11. a) Sismo semilla y b) densidad espectral ajustada para realizar la simulación en suelo blando.

En la figura 2.11 se presenta el acelerograma del sismo registrado en la estación Filo de Caballo del 19 de septiembre del 1985, y en la figura 2.11b se muestra la forma de su densidad espectral ajustada  $S(\omega)$ . La simulación numérica fue realizada por Rivera (2001).

### 2.3. ANÁLISIS DE MONTE CARLO

El análisis de Monte Carlo consistió en obtener la media de los espectros de pseudo-aceleraciones para 100 movimientos sísmicos simulados. Para calcular dichos espectros se utilizó el programa DEGTRA A4 versión 4.06 (Ordaz y Montoya, 2002). Se supusieron porcentajes efectivos de amortiguamiento crítico iguales 5, 10, 15, 20, 25 y 30%, correspondientes a periodos entre 0.001 y 5s. Una vez obtenidos los espectros de los 100 sismos para cada amortiguamiento crítico se determinó su media como el espectro representativo en cada caso.

## CAPÍTULO 3

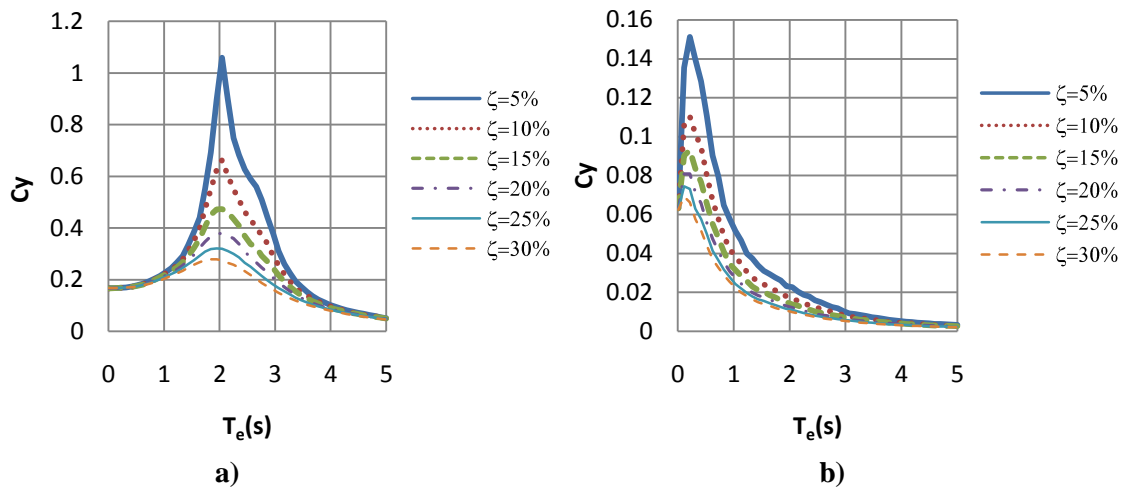
### ESPECTROS DE PSEUDO-ACELERACIÓN OBTENIDOS A PARTIR DE ACELEROGRAMAS SIMULADOS

#### 3.1. ESPECTROS ELÁSTICOS LINEALES ( $Q=1$ ) PARA DIFERENTES PORCENTAJES DE AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO

Se obtuvieron los espectros de pseudo-aceleraciones con el método explicado en el Capítulo anterior. Esto se hizo para cada uno los 100 acelerogramas generados a partir del registro de la estación SCT del sismo del 19 de septiembre de 1985 dirección EW para el caso de suelo muy blando y de la estación Filo de Caballo de la misma fecha para el caso de suelo duro.

##### 3.1.1. Medias y Coeficiente de Variación de los Espectros Elásticos Lineales Simulados

Una vez obtenidos los espectros de los 100 sismos para cada amortiguamiento crítico y tipo de suelo se determinó la media de todos ellos. En la figura 3.1 se muestra la media de los espectros para los seis valores de porcentaje de amortiguamiento crítico estudiados.



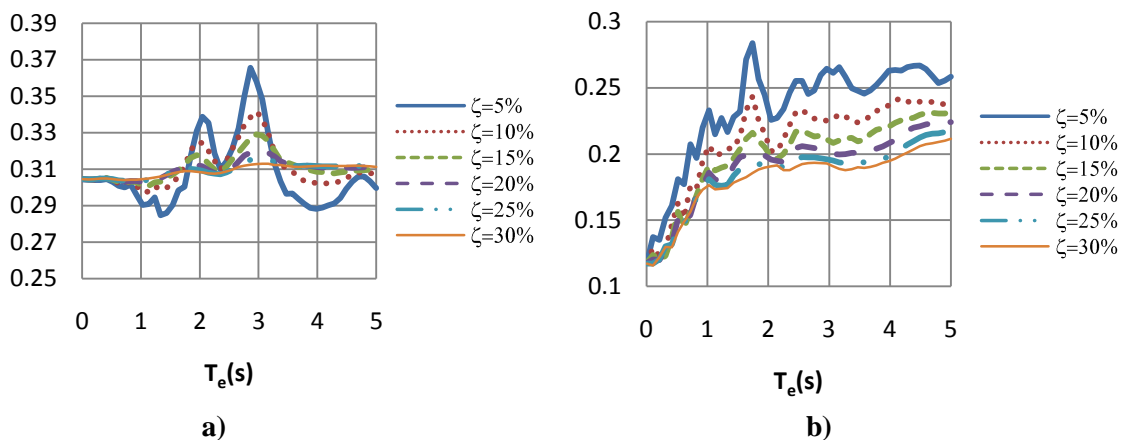
**Figura 3.1. Media de los espectros de pseudo-aceleración de los sismos simulados,  $Q=1$ , a) suelo muy blando y b) suelo duro.**

El comportamiento de la figura 3.1 indica la influencia del amortiguamiento viscoso en las estructuras. Es claro que a medida en que aumenta el valor del amortiguamiento las ordenadas espectrales se reducen. Para el caso de suelo muy blando es más significativa esta reducción en estructuras con

periodos entre 1s y 3s, figura 3.1a; y para el caso de suelo duro la mayor reducción se presenta para el periodo estructural  $T_e=0.15s$ , figura 3.1b.

Los coeficientes de variación correspondientes a cada caso se muestran en la figura 3.2. Para el caso de suelo blando en la figura 3.2a se observa que los valores máximos se encuentran alrededor de 0.36, que corresponde al espectro con menor amortiguamiento ( $\zeta=5\%$ ) en  $T_e=3s$ . En la figura 3.2a se puede apreciar que el coeficiente de variación tiende aproximadamente a 0.3 a medida que el amortiguamiento aumenta.

En la figura 3.2b se puede observar que el coeficiente de variación para suelo duro tiende a 0.25 a medida en que el periodo estructural aumenta junto con el valor del amortiguamiento crítico, y que para estructuras muy rígidas este valor es aproximadamente igual a 0.12.



**Figura 3.2. Coeficiente de variación de los espectros simulados elásticos lineales,  $Q=1$ , a) suelo muy blando, y b) suelo duro.**

### 3.2. ESPECTROS INELÁSTICOS NO LINEALES ( $Q=2$ ) PARA DIFERENTES AMORTIGUAMIENTOS

En la práctica comúnmente se diseñan las estructuras con ductilidades mayores que la unidad; es decir, se diseñan con una fracción de la resistencia lateral necesaria para mantenerla en su intervalo de comportamiento elástico, permitiendo que los elementos incursionen en su intervalo de comportamiento inelástico. Esto contribuye a que exista disipación de energía.

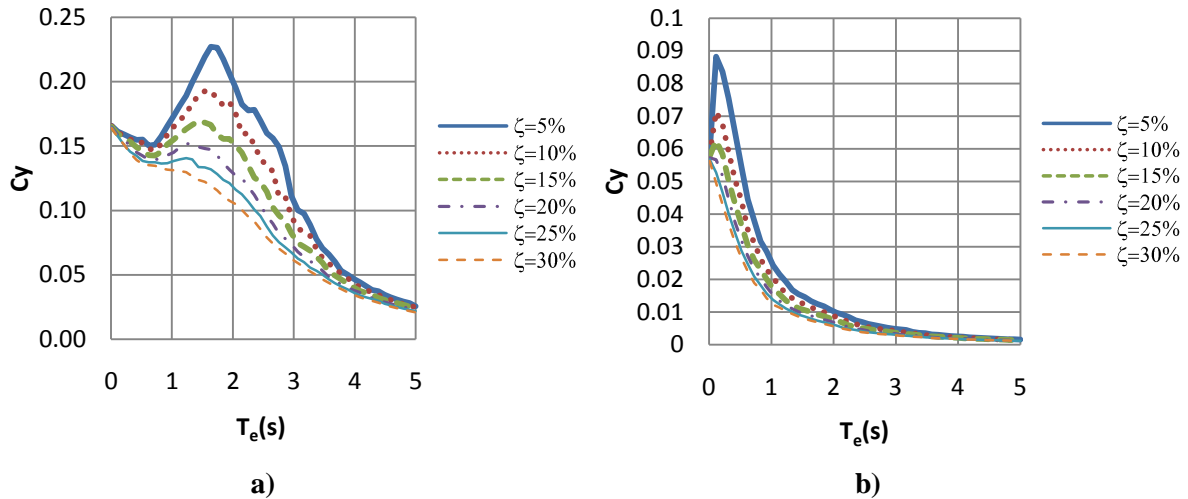
Con relación al comportamiento inelástico de las estructuras, en esta tesis se realizan análisis suponiendo que la ductilidad nominal de diseño ( $Q$ ) es igual a 2. Los resultados obtenidos se muestran a continuación.

### 3.2.1. Medias y Coeficiente de Variación de los Espectros No Lineales Simulados ( $Q=2$ )

Para obtener un espectro representativo para cada nivel de amortiguamiento crítico se procedió de igual forma que en la sección anterior. Se obtuvo la media y el coeficiente de variación de los espectros de los 100 sismos simulados de casa caso de suelo estudiado.

En la figura 3.3 se muestran las medias de los espectros simulados para los diferentes casos de fracción de amortiguamiento crítico. En la figura 3.3a, suelo muy blando, se puede notar un decremento de las ordenadas espectrales a medida que aumenta el amortiguamiento. Se hace notar que la forma de estos espectros es diferente a la de los espectros simulados con  $Q=1$ .

En la figura 3.3b se puede observar que el valor máximo que alcanzan las ordenadas espectrales para suelo duro es igual a 0.09, y que para todos los casos de porcentaje de amortiguamiento crítico estudiado van disminuyendo a medida en que el periodo estructural aumenta.



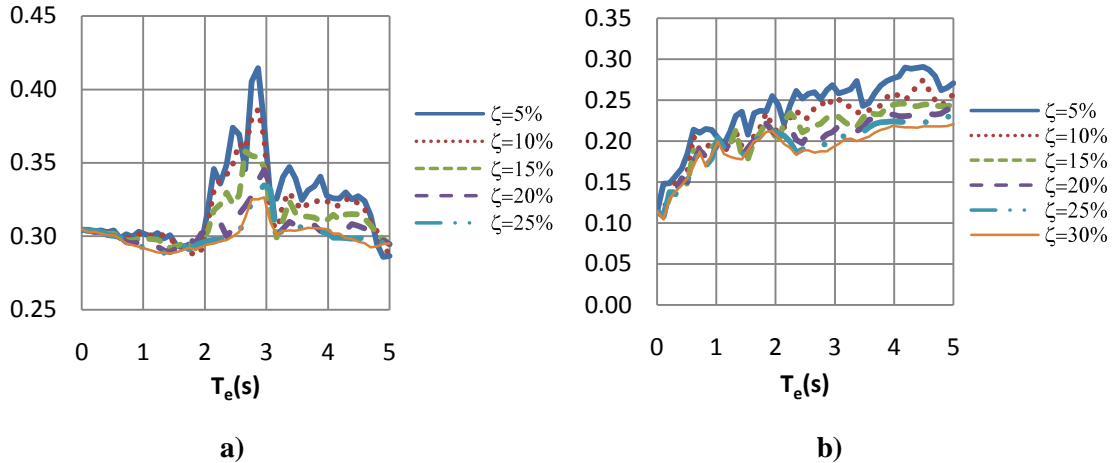
**Figura 3.3. Medias de los espectros inelásticos no lineales simulados,  $Q=2$ , a) suelo muy blando, y b) suelo duro.**

En la figura 3.4 se muestran los coeficientes de variación de los espectros simulados con  $Q=2$ , que, al igual que los espectros lineales, estos disminuyen cuando el porcentaje del amortiguamiento crítico aumenta.

En la figura 3.4a, para el caso de suelo blando, se observan que los máximos valores del coeficiente de variación se encuentran muy cercanos a 3s, y que para el resto de los periodos estructurales y porcentajes de amortiguamiento crítico el valor del coeficiente varía entre 0.3 y 0.35.

Para el caso de suelo duro en la figura 3.4b se observa que los valores del coeficiente de variación para estructuras con  $T_e=0s$  valen aproximadamente 0.12 y su valor va creciendo a medida que el periodo estructural aumenta, hasta valores de 0.25 aproximadamente.





**Figura 3.4. Coeficiente de variación de los espectros simulados no lineales,  $Q=2$ , a) suelo muy blando, y b) suelo duro.**

### 3.3. FACTORES DE REDUCCIÓN ( $Q_d$ )

Para obtener los espectros de diseño sísmico en estructuras a las que se les ha incrementado amortiguamiento viscoso se divide el espectro con amortiguamiento igual al 5% del crítico y un mismo valor de  $Q$ , entre los factores de reducción por incremento de amortiguamiento viscoso ( $Q_d$ ), es decir:

$$C_y(Q, \zeta_i, T_0) = \frac{C_y(Q, \zeta = 5\%, T_0)}{Q_d(Q, \zeta_i, T_0)} \quad (3.1)$$

Donde  $C_y$  es la ordenada sísmica,  $T_0$  y  $Q$  son los valores del periodo de vibración y de ductilidad de diseño asociados a la estructura.

Dicho de otra manera a partir de los espectros obtenidos para los sismos simulados se determinan los factores de reducción, dividiendo el valor del coeficiente sísmico del espectro de 5% entre el coeficiente de cada uno de los espectros con diferente fracción de amortiguamiento crítico, para cada periodo estructural. Esto se hace usando la ecuación 3.2.

$$Q_d(Q, \zeta_i, T_0) = \frac{C_y(Q, \zeta = 5\%, T_0)}{C_y(Q, \zeta_i, T_0)} \quad (3.2)$$

De esta forma se obtienen los factores de reducción para espectros elásticos lineales simulados ductilidad  $Q=1$ . Estos factores se muestran en las siguientes figuras, las cuales describe el comportamiento de  $Q_d$  en función del periodo y de la relación de  $\zeta=5\%$  entre  $\zeta=10, 15, 20, 25$  y  $30\%$ . Por otro lado se verificó que los resultados son muy similares si se aplica la ec. 3.2 a cada uno de los espectros de los sismos simulados y posteriormente se obtiene la media del valor de  $Q_d$ .

### 3.3.2 Factores de Reducción de los Espectros Lineales

En la figura 3.5a, el caso de suelo muy blando, se puede notar que los factores  $Q_d$  no son significativos para periodos menores que 1s ni mayores que 4s, y siguen un comportamiento diferente en el intervalo intermedio (de 1s a 4s). La mayor reducción ocurre para el periodo dominante del sitio, 2s.

En la figura 3.5b los factores de reducción para suelo duro se comporta de una forma más suavizada, para periodos estructurares igual a cero el  $Q_d$  es igual a 1, e inmediatamente, para  $T_e=0.15s$  se aprecian las reducciones más altas, posteriormente el valor de  $Q_d$  disminuye a medida que el periodo y la fracción de amortiguamiento crítico del sistema aumentan.

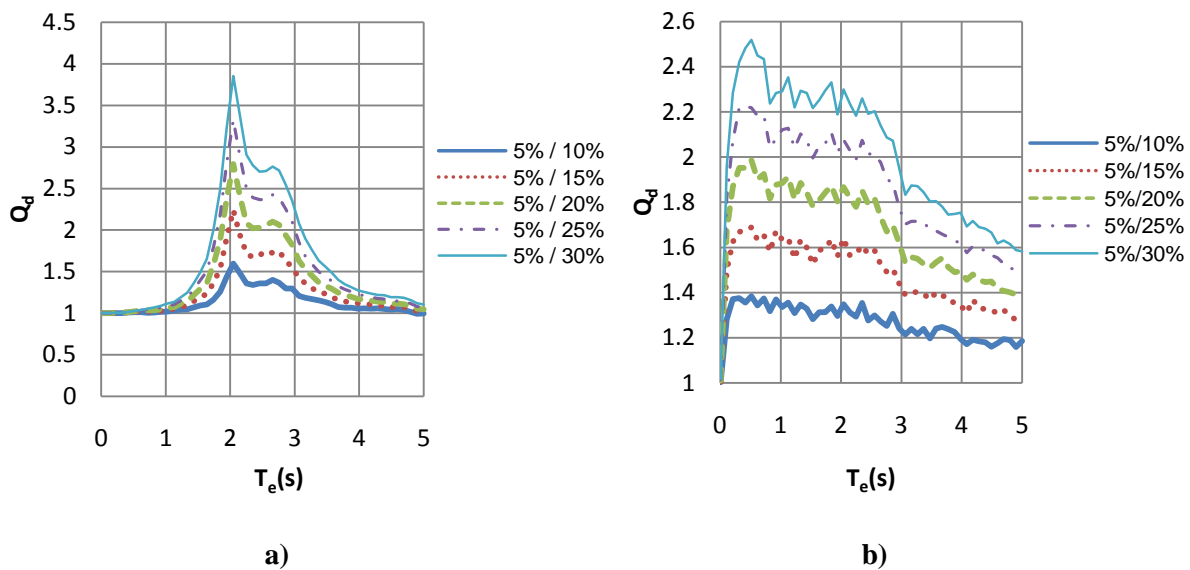
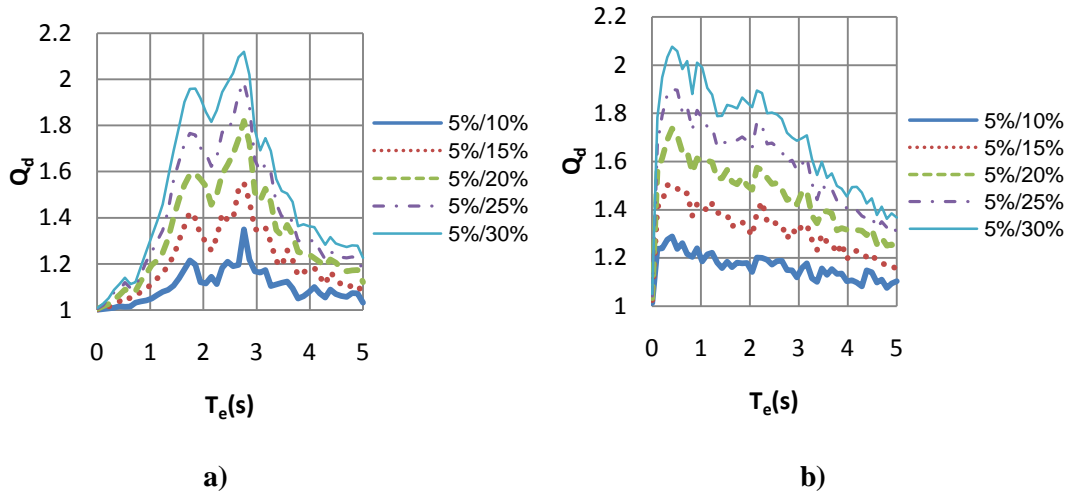


Figura 3.5. Factores de reducción  $Q_d$  de los espectros lineales,  $Q=1$ , a) suelo muy blando, y b) suelo duro.

### 3.3.2. Factores de Reducción de los Espectros No Lineales ( $Q=2$ )

Los factores de reducción  $Q_d$  obtenidos para el caso de suelo blando y  $Q=2$  se muestran en la figura 3.6a. En esta se aprecia que los valores de  $Q_d$  tienen un comportamiento diferente al de los elásticos (ver figura 3.5a). Para estos ocurre una mayor reducción para estructuras con periodos comprendidos entre 1.7s y 3s. Los factores son menores que para el caso en que  $Q=1$ .

Los  $Q_d$  obtenidos para suelo duro y  $Q=2$  se presentan en la figura 3.6b en la cual podemos observar que se comportan de manera similar a los mostrados en  $Q=1$ , figura 3.5b, la diferencia es que en este caso los valores de  $Q_d$  son menores.



**Figura 3.6. Factores de reducción  $Q_d$  de los espectros inelásticos,  $Q=2$ , a) suelo muy blando, y b) suelo duro.**

## CAPÍTULO 4

### ANÁLISIS PROBABILISTA DE PELIGRO DE LA DEMANDA SÍSMICA

#### 4.1. CONCEPTOS FUNDAMENTALES

Del análisis probabilista de peligro de la demanda sísmica obtendremos espectros con tasa anual de falla uniforme (ETFU). Para ello primero se dará una breve explicación de conceptos básicos y la metodología de este análisis.

##### 4.1.1. Amenaza Sísmica

La amenaza sísmica (o peligro sísmico) es la descripción de los efectos provocados por un sismo en una zona determinada. El peligro sísmico depende de efectos regionales y locales.

Para considerar los efectos regionales y locales se toma en cuenta lo siguiente:

*A) La cuantificación del peligro sísmico de la zona fuente (sismogénica)*

En México los sismos de mayor intensidad se originan en la zona de subducción de la placa de Cocos bajo la Norteamericana. Es importante citar que en esa zona se originó el sismo de mayor magnitud del que se tiene conocimiento en nuestro país, el de Manzanillo de 1932 de magnitud de 8.5 en escala Richter.

*B) Frecuencia de ocurrencia de los sismos de cierta magnitud*

La magnitud de un sismo es una medida de energía liberada. Al ocurrir el deslizamiento entre las placas se libera una parte de la energía acumulada debida a la presión entre las placas, por lo tanto al presentarse un sismo de magnitud considerable se debe acumular nuevamente energía para que se presente otro con las mismas características. Esto es notorio al observar registros de sismos originados en un mismo sitio durante un largo periodo, donde se ha encontrado que la ocurrencia de estos disminuye de manera exponencial al aumentar su magnitud. Gutenberg y Richter (1954) proponen un modelo que relaciona la magnitud y el periodo de retorno:

$$\log(N) = a + b \cdot M$$

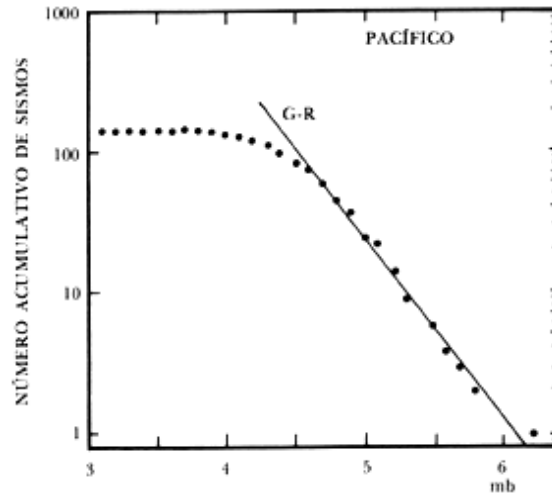
**N** es la frecuencia de ocurrencia

**M** es la magnitud del sismo

**a** y **b** son constantes que definen el grado de actividad sísmica de la zona sismogénica.

Esta función es conocida como la relación "Gutenberg-Richter".

En la figura 4.1 se muestra el número acumulativo de sismos en la región del Pacífico Mexicano y la relación "Gutenberg-Richter".



**Figura 4.1 Relación de número acumulativo de sismos en la región del Pacífico Mexicano.**

De esta forma se puede esperar que un sismo de cierta magnitud tenga un periodo de retorno determinado. Cuando en una zona sismogénica se ha excedido ese periodo de retorno de un sismo de intensidad fija se dice que existe una “brecha sísmica”, y en esa zona el peligro sísmico es mayor.

*C) Intensidad del sismo en el sitio de interés*

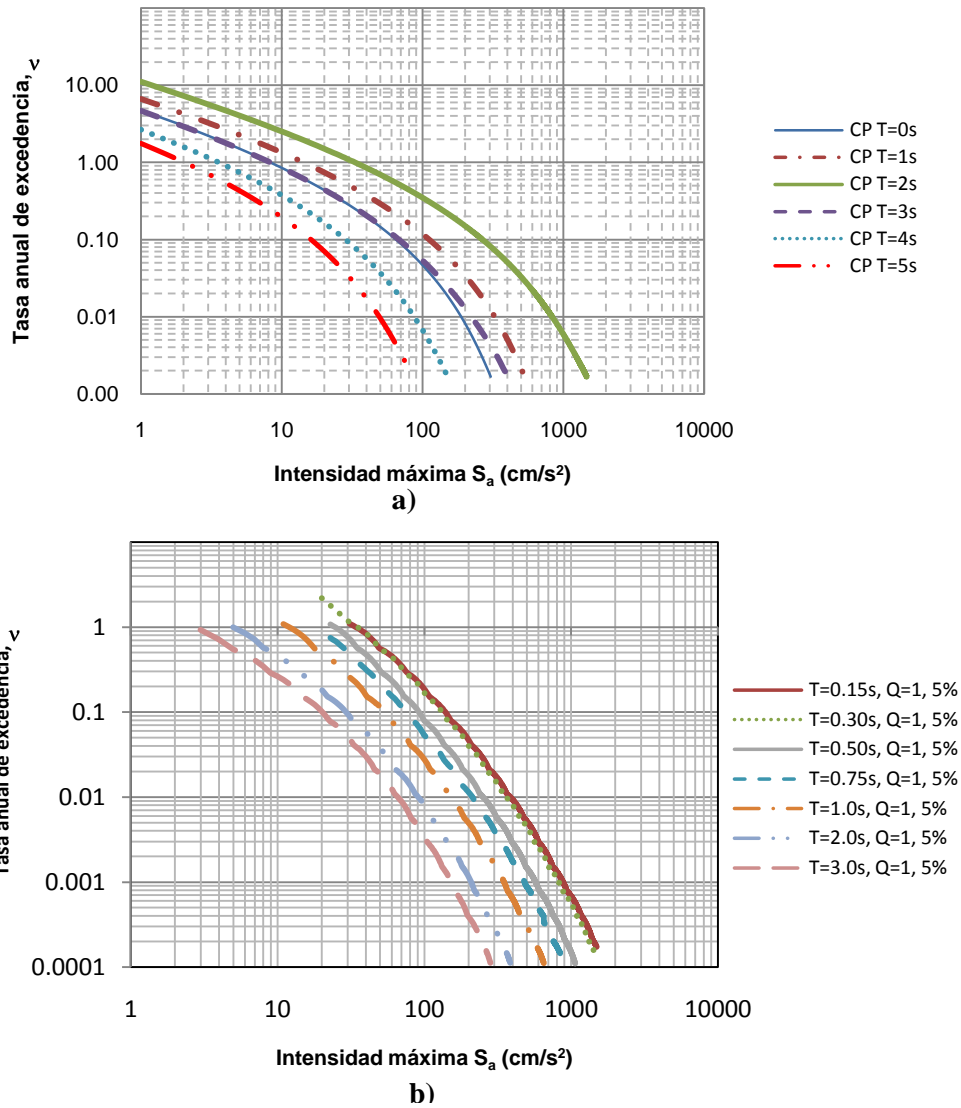
Un sismo puede medirse por su magnitud o por su intensidad. La magnitud mide la cantidad de energía liberada y es un valor constante. La intensidad es la medida del movimiento sísmico en un lugar específico y esta depende de los parámetros locales y la distancia entre la fuente y el sitio. En Ingeniería Civil resulta muy conveniente cuantificar esta medida en aceleraciones máximas del terreno.

A partir de los datos recopilados por las estaciones acelerométricas del país, y conociendo el origen de los sismos, se han propuesto fórmulas de atenuación de las ondas con las que se puede calcular la intensidad para un sitio determinado, dado un valor fijo de magnitud y distancia.

Para conocer el peligro sísmico en un lugar determinado se puede recurrir a curvas de peligro sísmico (CP). En ellas se estima qué valor de la intensidad máxima tendrá el suelo en el lugar de interés para distintos periodos de retorno esperados de los sismos.

Una curva de peligro se construye a partir de un tratamiento probabilístico, usando leyes de atenuación correspondientes al sitio de interés. Cada curva se determina para un valor único de ordenada espectral asociada a un periodo estructural y un porcentaje de amortiguamiento crítico. En la figura 4.2 se presentan curvas de peligro sísmico para los sitios SCT y Filo de Caballo, correspondiente a diferentes periodos estructurales (Alamilla, 2001).

La tasa anual de excedencia ( $v$ ), que se representa en el eje de las ordenadas de la figura 4.2, es la probabilidad de ocurrencia anual de un sismo en intensidad mayor o igual a un valor dado; y es igual al inverso del periodo de retorno.



**Figura 4.2. Curvas de peligro sísmico correspondiente a los sitios a) SCT y b) Filo de Caballo**

En la figura 4.2 se muestran las curvas de peligro sísmico para diferentes periodos estructurales: en la Figura 7.4a CP para la estación SCT y en la figura 4.2b CP para la estación Filo de Caballo.

#### 4.1.2. Espectros de Peligro Uniforme

Si se conocen las curvas de peligro sísmico para un número suficiente de periodos estructurales, se pueden construir Espectros de Peligro Uniforme (EPU) extrayendo de ellas la intensidad sísmica ( $S_a$ ) correspondiente a una tasa anual de falla constante y graficándolas contra el periodo correspondiente.

En la figura 4.3 se muestra un ejemplo de los espectros de peligro uniforme para tasa anuales de excedencia de 0.0017, 0.008 y 0.1 en suelo blando es decir, periodos de recurrencia de 588, 125 y 10 años respectivamente. Estos se formaron graficando la intensidad que corresponde la tasa anual de

excedencia deseada para cada periodo estructural, obtenidas a partir de las curvas de peligro sísmico que se muestran en la figura 4.2.

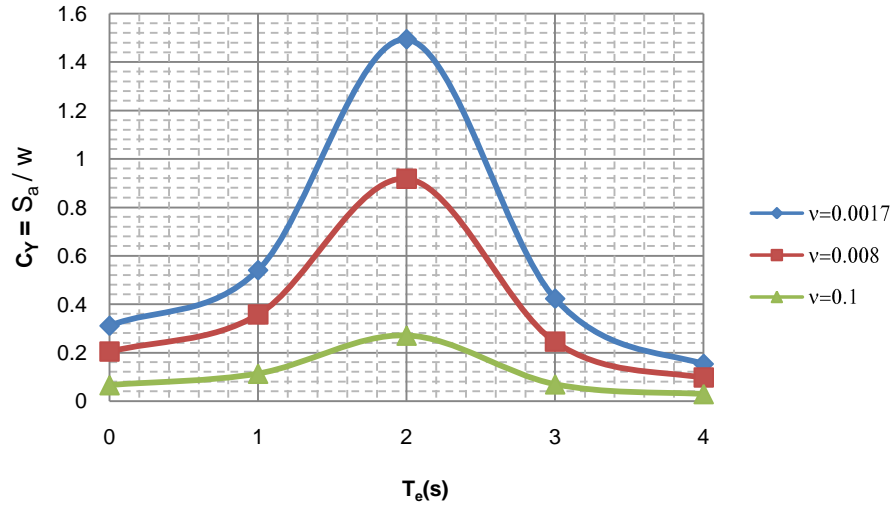


Figura 4.3. Espectro de peligro sísmico uniforme para amortiguamiento del 5% y  $Q=1$ , correspondiente a diferentes tasas anuales de excedencia ( $v$ ).

#### 4.1.3. Escalamiento de Registros Sísmicos

En este tipo de análisis probabilístico (APPDS) será necesario determinar la respuesta de la estructura ante movimientos sísmicos con diferentes niveles de intensidad, por lo que se debe multiplicar las amplitudes espectrales de los movimientos sísmicos de los acelerogramas simulados por un factor de escala ( $F_E$ ) que modifica las aceleraciones del registro de tal manera que, la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental de vibrar de la estructura tenga cierto valor de intensidad deseado (Shome y Cornell 1999; Chan, Ruiz y Montiel 2005).

$$F_E = \frac{S_a}{S_{a_{\text{simulado}}}} \quad (4.1)$$

$F_E$  es el factor de escala

$S_a$  es la pseudo-aceleración deseada

$S_{a_{\text{simulado}}}$  es la pseudo-aceleración del movimiento a escalar, que en nuestro caso son los movimientos sísmicos simulados

#### 4.1.4. Obtención de las Curvas de Peligro con Diferentes Amortiguamientos

En esta tesis se obtienen factores de reducción para diversos casos de porcentaje de amortiguamiento crítico, por lo que es necesario tener curvas de peligro sísmico para dichos casos. Estas curvas corresponden 5, 10, 15, 20, 25 y 30% del amortiguamiento crítico.

Partiendo de las curvas de peligro originales para un amortiguamiento crítico del 5% (Alamilla 2001) se construyeron las curvas de peligro para diferentes fracciones de amortiguamiento crítico (antes mencionadas) utilizando la siguiente ecuación (Esteva 1976):

$$v_y = \int_{\frac{y}{x_M}}^{\infty} v_x \cdot \left(\frac{y}{z}\right) \cdot f_{\varepsilon}(z) dz = E_{\varepsilon} \cdot \left[ v_x \cdot \left(\frac{y}{\varepsilon}\right) \right] \quad (4.2)$$

Donde:

$x$  es la variable que considera las propiedades de la función conocida;  $y$  es la variable que representa la intensidad espectral con propiedades de la función que se desea determinar;  $z$  es la variable de integración.

$x_M$  es la máxima intensidad que puede tomar la curva de peligro sísmico

$\varepsilon$  es la relación entre la intensidad espectral de la función que se desea determinar y de la variable de integración ( $\varepsilon=y/z$ ).

$f_{\varepsilon}$  es la función de densidad de probabilidad de  $\varepsilon$

$E_{\varepsilon}$  es la esperanza de  $\varepsilon$

La ecuación 4.2 se empleó para construir curvas de peligro para diferentes fracciones de amortiguamiento crítico para los sitios en estudio. Un ejemplo de ellas se presentan en la figura 4.4, la cual muestra curvas correspondientes al periodo estructural  $T_e=2s$  para diferentes fracciones de amortiguamiento crítico, en suelo muy blando de la ciudad de México.

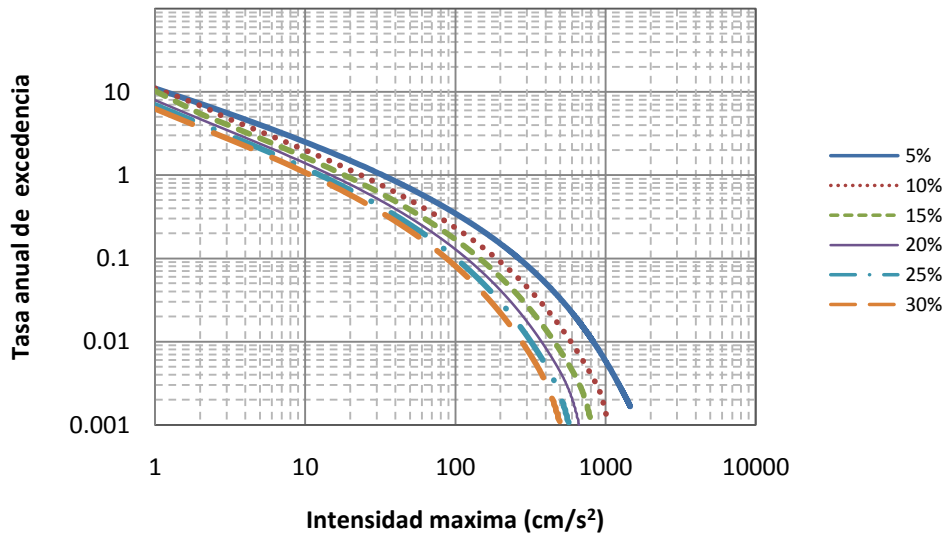


Figura 4.4. Curvas de peligro sísmico para diferentes porcentajes de amortiguamiento crítico, para  $T_e=2s$ . Suelo blando.



Las curvas de peligro para diferentes porcentajes de amortiguamiento crítico se obtuvieron con el programa de cómputo determinado CPDA, utilizando la ec. 4.2. El programa se incluye en el Apéndice A.

#### 4.1.5. Tasa Anual de Falla de las Estructuras

Para obtener el valor esperado de la tasa media anual de falla de las estructuras se recurre a la siguiente integral (Esteva 1968; Cornell, 1969):

$$v_{Cy}(c_y) = \int \left| \frac{dv_{Sa}}{dSa} \right| P(\text{Falla}|Sa) dSa \quad (4.3)$$

Donde:

$v_{Cy}(c_y)$  es la tasa anual de falla con la que  $C_Y$  exceda de cierto valor en la estructura

$v_{Sa}$  es la curva de peligro sísmico

$Sa$  es la intensidad

$P(\text{falla}|Sa)$  es la probabilidad que la capacidad de la estructura sea menor que la demanda, dada una intensidad  $Sa$ .

La probabilidad de falla se calcula como el cociente del número de sismos que provocan que la ductilidad demandada sea mayor que la disponible entre el número total de sismos a la que se someterá la estructura (100 sismos simulados), para una intensidad fija.

Como ejemplo, en la figura 4.5 se presenta la curva de vulnerabilidad,  $P(\text{falla}|Sa)$ , para una estructura de periodo  $T_e=2s$  desplantada sobre suelo muy blando, ductilidad  $Q=2$  y con 20% del amortiguamiento crítico. Esta curva muestra la probabilidad de falla (o vulnerabilidad) de la estructura, en función de la intensidad sísmica.

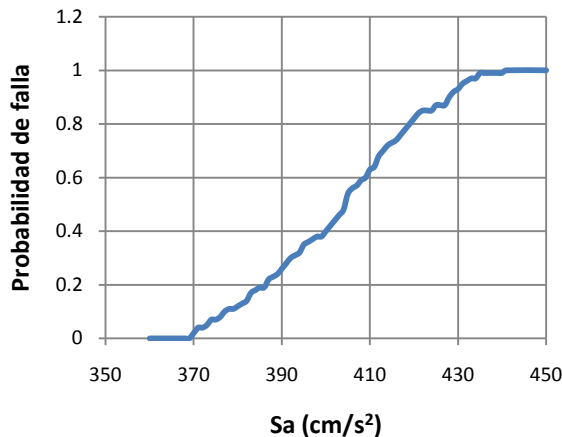


Figura 4.5. Curva de vulnerabilidad para  $T_e=2s$ ,  $\zeta=20\%$  y  $Q=2$ . Suelo muy blando

Para calcular la probabilidad de falla intervienen distintas variables aleatorias en la ecuación 4.3. Cuando el problema es no lineal resulta complejo calcular dicha probabilidad en forma analítica. Aquí se soluciona numéricamente la ecuación 4.3.

#### 4.1.6. Ecuación del Movimiento para Sistemas Histeréticos Simples

La ecuación del movimiento que gobierna el comportamiento de los sistemas histeréticos de un grado de libertad analizados en esta tesis, cuando están sujetos a aceleraciones del terreno  $\mathbf{a}(t)$ , es la siguiente (Wen, 1980):

$$\begin{aligned} \ddot{x} + 2\zeta\omega\dot{x} + \alpha_2\omega^2x + (1 - \alpha_2)\omega^2z &= -a(t) \\ \dot{z} &= \{\alpha_3\dot{x} - \nu(\alpha_4z|\dot{x}||z|^{\alpha_6-1} + \alpha_5\dot{x}|z|^{\alpha_6})\}/\eta \end{aligned} \quad (4.4)$$

Donde:

$\zeta$  es la fracción de amortiguamiento crítico

$\omega$  es la frecuencia natural de vibrar

$z$  es la componente histerética con unidades de desplazamiento

$\alpha_2$  es la relación entre la rigidez pos fluencia y la rigidez inicial

$\alpha_3, \alpha_4, \alpha_5, \alpha_6$ , son parámetros del modelo que controla la amplitud y forma del ciclo histerético y la suavidad de la transición entre los intervalos elástico e inelástico.

$\nu$  y  $\eta$  son parámetros que controlan el deterioro del sistema.

La ecuación 4.4 se puede escribir como un sistema de ecuaciones diferenciales de primer orden, haciendo el siguiente cambio de variable:  $y_1 = x, y_2 = \dot{x}, y_3 = z$ , resultando:

$$\begin{aligned} \dot{y}_1 &= y_2 \\ \dot{y}_2 &= -2\zeta\omega y_2 - \alpha_2\omega^2 y_1 - (1 - \alpha_2)\omega^2 y_3 - a(t) \\ \dot{y}_3 &= \{\alpha_3 y_2 - \nu(\alpha_4 y_3 |y_2| |y_3|^{\alpha_6-1} + \alpha_5 y_2 |y_3|^{\alpha_6})\}/\eta \end{aligned} \quad (4.5)$$

En la figura 4.6a se muestra el comportamiento estructural empleado para los análisis de estructuras de un grado de libertad elásticos lineales (Q=1), mientras que en la figura 4.6b se muestra el comportamiento histerético empleado para analizar las estructuras con compartamiento no lineal (Q=2), los parámetros que se emplean en la ecuación 4.5 fueron determinados por Silva (1998).

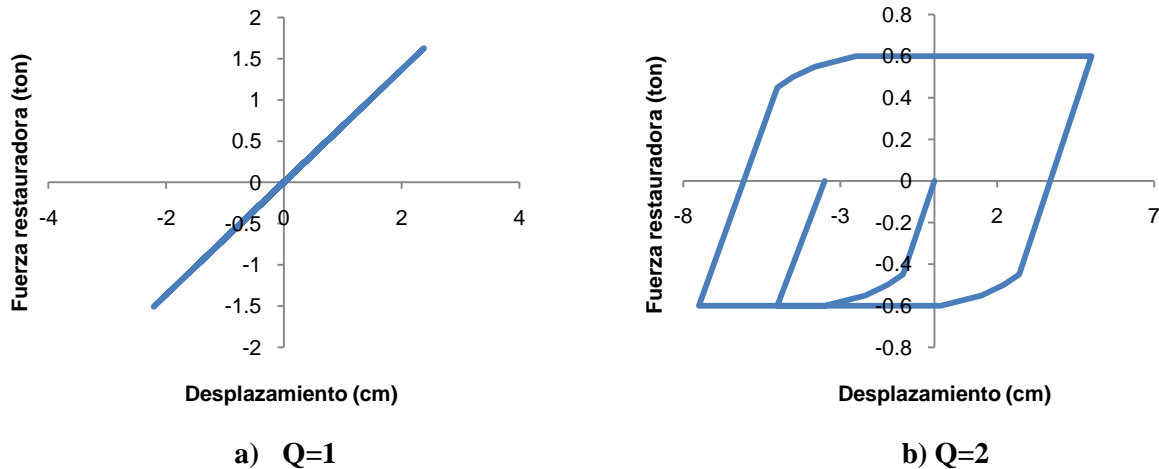


Figura 4.6. Comportamiento para estructuras lineales y no lineales, Silva (1998).

#### 4.2. ESPECTROS CON TASA ANUAL DE FALLA UNIFORME

A continuación se exponen los pasos del algoritmo para calcular la tasa anual falla de las estructuras (Esteva y Ruiz, 1989):

- 1) Generar la ductilidad disponible
- 2) Simular sismos
- 3) Escalar los sismos simulados de manera que cubra la intensidad de interés
- 4) Calcular la deformación máxima ( $\delta_u$ ) del sistema empleando el método Runge-Kutta para la ecuación de movimiento propuesta (ecs. 4.5)
- 5) Se calcula la ductilidad demandada, mediante la siguiente ecuación:

$$\mu_{Demandada} = \frac{\delta_u}{\delta_y}$$

Donde  $\delta_y$  es el desplazamiento de fluencia del sistema simulado

- 6) Se determinar el valor de la  $Q_c$

$$Q_c = \frac{\mu_{Demandada}}{\mu_{Disponible}}$$

Se considera que la estructura falla cuando el valor de  $Q_c$  es igual o mayor que uno. Es importante señalar que este criterio de falla no tiene en cuenta el daño estructural debido a la repetición de ciclos de histéresis (fatiga por bajo ciclaje).

- 7) Para cada periodo y ductilidad nominal se calcula la probabilidad de falla dada una intensidad

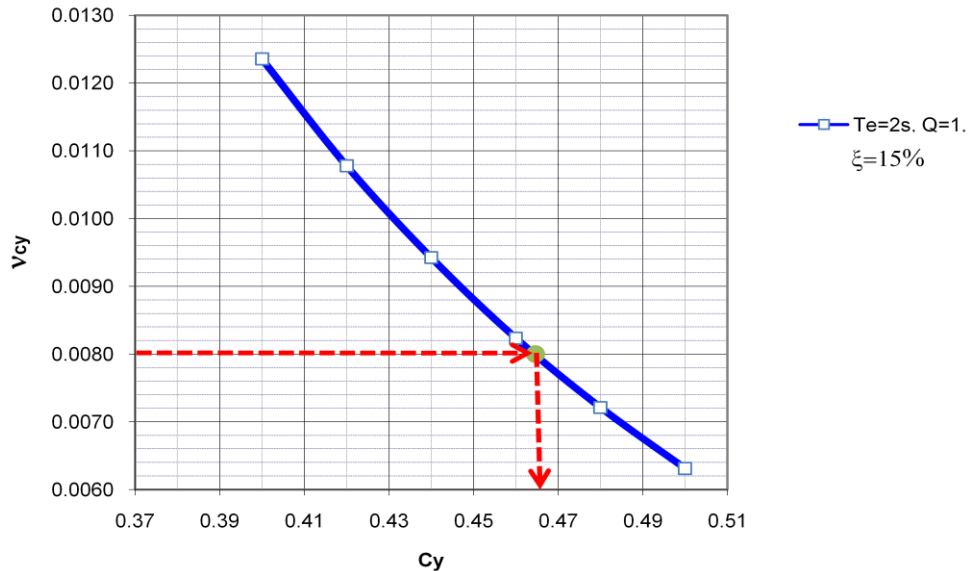
$$P = (Q_c \geq 1 \mid y)$$

8) Se obtiene la tasa anual de falla ( $\nu_{C_y}$ ), ec. 4.3, asociada al coeficiente sísmico ( $C_y$ ) de una estructura con un periodo de vibrar específico ( $T_e$ ). Se repite el algoritmo para otros coeficientes sísmicos, para obtener las correspondientes tasas de falla.

La estructura se analiza con el algoritmo antes mencionado para un periodo estructural dado ( $T_e$ ), con ductilidad y fracción de amortiguamiento crítico constante. Se propone inicialmente un valor de coeficiente sísmico ( $C_y$ ) y se obtiene la tasa anual de falla para tal condición. El procedimiento se repite con otros valores de  $C_y$ , hasta obtener las correspondientes tasas de falla. El propósito es determinar un valor del coeficiente sísmico cuya tasa anual de falla sea constante. En nuestro caso se seleccionó  $\nu=0.008$ , esta tasa anual de falla es compatible con el periodo de retorno adoptado en los reglamentos nacionales para el temblor de diseño aplicable a estructuras convencionales del grupo B. Una vez obtenido un coeficiente sísmico que corresponda a una tasa de falla deseada, se pueden construir espectros de tasa de falla uniforme, repitiendo estos análisis para diferentes periodos estructurales.

En la figura 4.7 se muestra la curva de peligro de demanda correspondiente a  $T_e=2s$  desplantada sobre suelo muy blando,  $Q=1$  y 15% de amortiguamiento crítico. Los pequeños cuadros indican los valores propuestos de  $C_y$ , El valor de  $C_y$  que corresponde a una tasa anual de falla de 0.008 se obtuvo interpolado linealmente. En este caso resulta  $C_{y0.008}=0.464$ .

Una vez construidas las curvas de peligro de demanda para otros periodos y determinados todos los  $C_y$  que corresponda a una tasa anual de falla  $\nu=0.008$ , se puede construir un espectro con tasa anual de falla uniforme. Posteriormente se cambia el valor de amortiguamiento crítico y ductilidad para construir otros espectros.



**Figura 4.7. Curva de peligro de demanda correspondiente a  $T_e=2s$ ,  $Q=1$  y  $\zeta=15\%$ . Suelo muy blando.**

## CAPÍTULO 5

### ESPECTROS DE PSEUDO-ACELERACIÓN CON TASA ANUAL DE FALLA UNIFORME

#### 5.1. ESPECTROS CON TASA ANUAL DE FALLA UNIFORME CORRESPONDIENTES A DIFERENTES AMORTIGUAMIENTOS Y $Q=1$

Los espectros con tasa anual de falla uniforme representan la intensidad que se presentará una estructura desplantada en un sitio específico, esta intensidad tiene cierta probabilidad anual de falla fija. Los sitios específicos que se estudian en esta tesis corresponden a suelo muy blando de la ciudad de México y suelo duro de Chilpancingo, Guerrero. La tasa anual de falla empleada para construir estos espectros es igual a  $\nu=0.008$ , es decir la probabilidad de ocurrencia anual es de 0.008, lo que equivale a aceleraciones que tendrían un periodo de retorno esperado de 125 años.

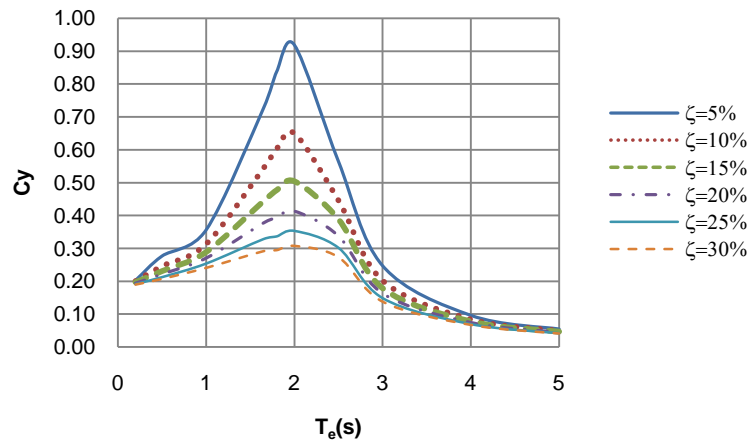
En este estudio se considera que la estructura falla cuando la ductilidad disponible es menor que la ductilidad demandada. Aquí se analizan S1GDL con  $Q=1$  y, alternativamente, con  $Q=2$ .

Aquí se utiliza el programa de cómputo “ETFU4” para determina los espectros con tasa anual de falla uniforme. Los datos básicos que requiere el programa son: ductilidad nominal, periodo estructural, fracción de amortiguamiento crítico y la curva de peligro sísmico correspondiente a un periodo y un amortiguamiento en particular. Se debe proponer un valor inicial de  $C_y$ , ejecutar el programa y obtener la tasa anual de falla estructural. El valor de  $C_y$  se itera hasta que la tasa de falla anual es igual a la propuesta.

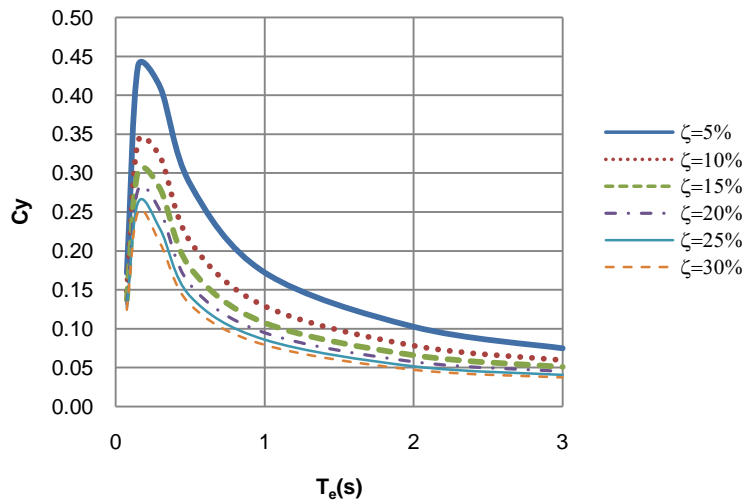
Así, se encontraron los valores de  $C_y$  que tienen tasa anual de falla  $\nu=0.008$ , para distintos amortiguamientos y periodos propuestos. Los casos que se analizaron corresponden a un porcentaje del amortiguamiento crítico de 5, 10, 15, 20, 25 y 30%, para distintos periodos estructurales.

En la figura 5.1 se muestran los espectros de ETFU con ductilidad  $Q=1$ . La figura 5.1a corresponde a estructuras desplantadas sobre suelo muy blando.

En la figura 5.1b se muestran los espectros de tasa anual de falla uniforme para estructuras desplantadas sobre suelo duro.



a)



b)

**Figura 5.1. Espectros con tasa de falla uniforme,  $Q=1$ , para diferentes porcentajes de amortiguamiento crítico, con  $\zeta=5\%$ ,  $\nu=0.008$  para a) suelo muy blando y b) suelo duro.**

En la figura 5.1 se aprecia que a medida que aumenta el amortiguamiento, las ordenadas espectrales de los ETFU son menores; y para ambos casos, las ordenadas espectrales máximas se encuentran en el periodo dominante de cada sitio.

## 5.2. ESPECTROS CON TASA ANUAL DE FALLA UNIFORME NO LINEALES CORRESPONDIENTES A DIFERENTES AMORTIGUAMIENTOS Y DUCTILIDAD $Q=2$

El mismo procedimiento descrito en la sección anterior se empleó para calcular los espectros ETFU correspondientes a estructuras con  $Q=2$ . Estos se muestran en la figura 5.2.

En la figura 5.2a, correspondiente a suelo muy blando, se puede apreciar que las ordenadas espectrales máximas no se encuentran en el periodo dominante del sitio ( $T_g=2s$ ) sino que se encuentran cercanas a 1.5s, similar a lo que ocurrió cuando se hizo el análisis con movimientos sísmicos simulados (ver figura 3.3, en el Capítulo 3). Esto es debido al alargamiento que sufre el periodo estructural debido al efecto del comportamiento no lineal. Esto implica que en estructuras con periodo de 1.5s éste se alargará hasta 2s donde se presenta resonancia

En la figura 5.2b se muestran los espectros de tasa anual de falla uniforme correspondiente a estructuras desplantadas sobre suelo duro, en ella se puede observar que las máximas ordenadas espectrales se encuentran en el  $T_e=0.15s$ , tal como sucedió en el caso de estructuras con  $Q=1$ .

Nuevamente en ambos casos se observa el efecto de reducción de las ordenadas espectrales producto del incremento de amortiguamiento viscoso.

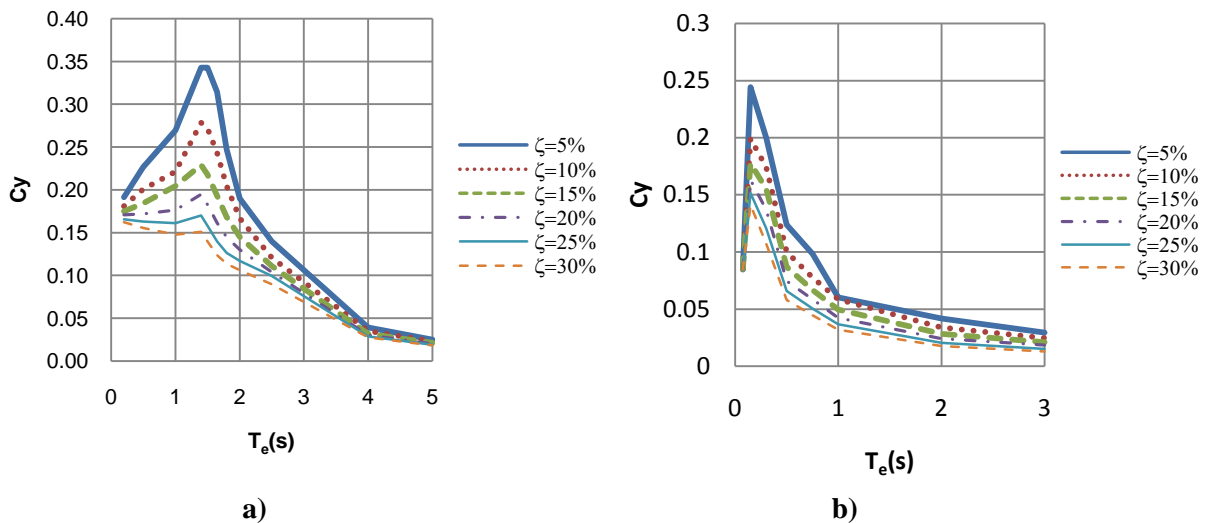


Figura 5.2. Espectros con tasa anual de falla uniforme no lineales,  $Q=2$ , a) suelo muy blando y b) suelo duro.

### 5.3. FACTORES DE REDUCCIÓN ( $Q_d$ )

#### 5.3.1. Factores de Reducción Obtenidos a partir de los ETFU Lineales

En la figura 5.3 se muestran los factores de reducción  $Q_d$  obtenidos a partir de la figura 5.1, para los diferentes casos de amortiguamiento y tipo de suelo. Estos factores se obtienen dividiendo las ordenadas espectrales asociadas a un porcentaje del amortiguamiento crítico de 5% entre las correspondientes a porcentajes de amortiguamiento crítico de 5, 10, 15, 20, 25 y 30%, de forma similar a lo que se hizo en el Capítulo 3, ec. 3.2.

En la figura 5.3a se muestran los  $Q_d$  obtenidos para estructuras desplantadas sobre suelo muy blando, en ella se puede observar que la mayor reducción de las ordenadas espectrales se encuentra para el periodo dominante del suelo ( $T_s=2s$ ). El valor máximo de  $Q_d$  es igual a 3.4, para estructuras con relación de fracción de amortiguamiento crítico de 5%/30%. A partir de  $T_e=3s$  este valor tiene a disminuir para cada caso de relación de amortiguamientos (5%/10%, 5%/15%, etc.).

En la figura 5.3b se muestran los  $Q_d$  obtenidos de los ETFU para el caso de estructuras desplantadas sobre suelo duro. En esta figura se puede observar un rápido incremento del valor de  $Q_d$  desde  $T_e=0s$  hasta  $T_e=0.75s$ , a partir de este último periodo los valores de  $Q_d$  tienden a disminuir muy lentamente para cada relación de amortiguamiento.

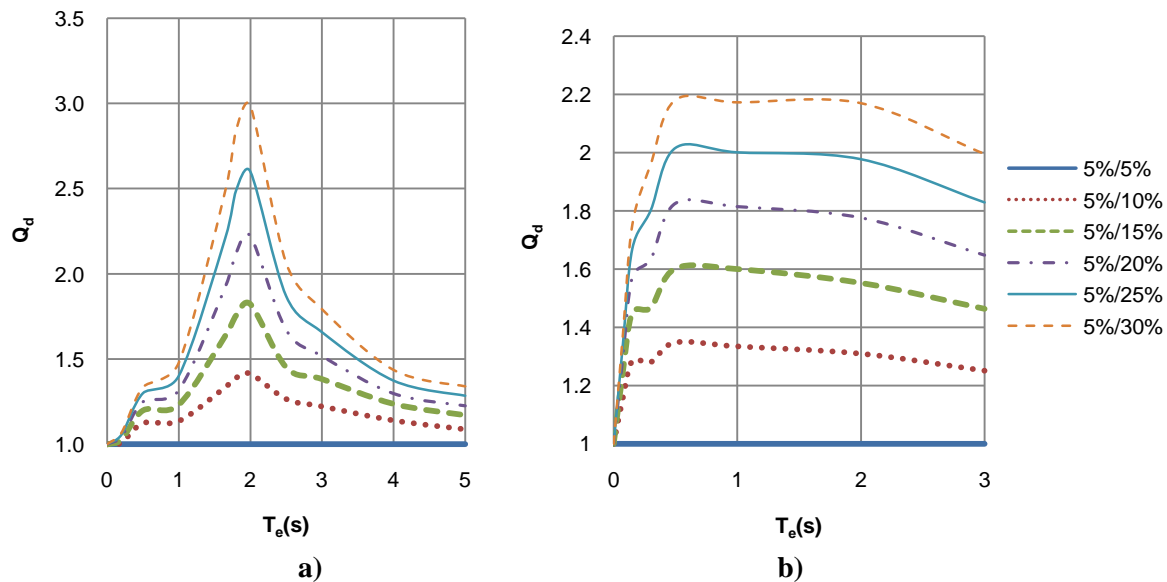


Figura 5.3. Factores de reducción  $Q_d$  obtenidos a partir de los espectros lineales ETFU ( $Q=1$ ), a) suelo muy blando y b) suelo duro.

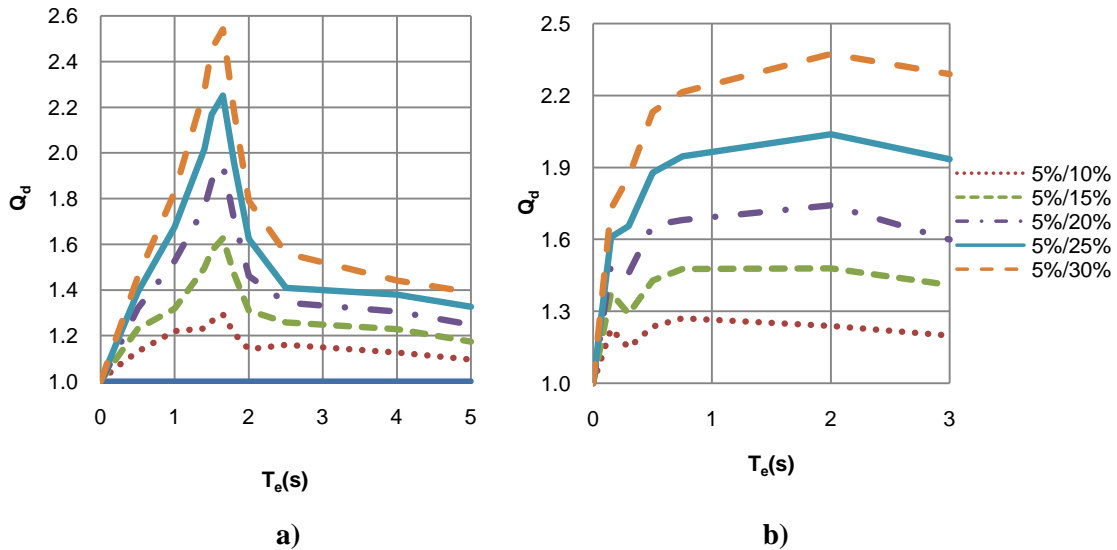


**5.3.2. Factores de Reducción Obtenidos a partir de los ETFU No Lineales**

En la figura 5.4 se muestran los factores de reducción  $Q_d$  encontrados a partir de la figura 5.2 correspondiente a los ETFU con  $Q=2$ .

En el caso de suelo blando en la figura 5.4a los valores de  $Q_d$  presentan una tendencia similar al de los factores de reducción con ductilidad  $Q=1$ . Tienen un valor máximo en el periodo estructural cercano al del periodo dominante del sitio ( $T_e=1.7s$ ), posteriormente disminuyen.

En la figura 5.4b se muestran los  $Q_d$  obtenidos para el caso de suelo duro, con  $Q=2$ . En esta figura los  $Q_d$  presentan un comportamiento similar a los  $Q_d$  obtenidos para estructuras con  $Q=1$ . La diferencia entre ambos casos es que los  $Q_d$  de  $Q=2$  son menores que los de  $Q=1$  para cada caso respectivo de periodo estructural y amortiguamiento crítico.



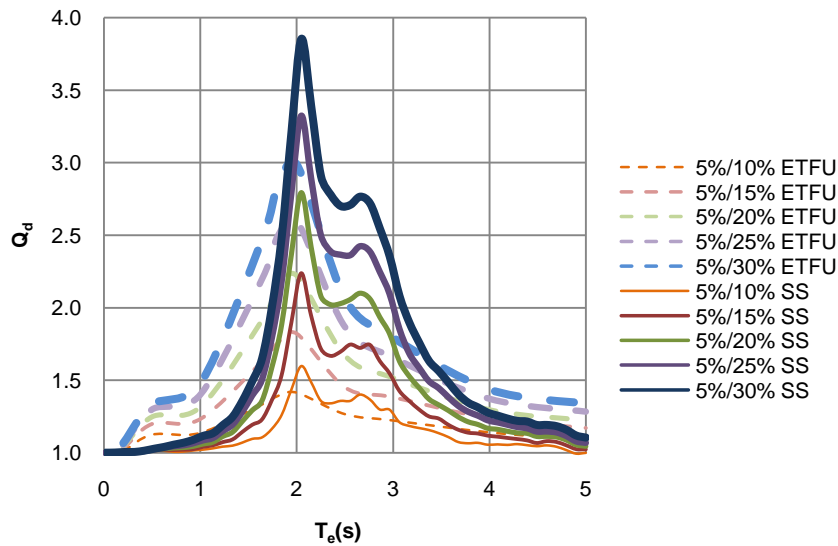
**Figura 5.4. Factores de reducción  $Q_d$  obtenidos a partir de los espectros ETFU, correspondientes a un S1GDL con  $Q=2$ , a) suelo muy blando y b) suelo duro**

## CAPÍTULO 6

### COMPARACIÓN DE FACTORES DE REDUCCIÓN OBTENIDOS A PARTIR DE LOS ETFU Y A PARTIR DE ESPECTROS CORRESPONDIENTES A LOS SISMOS SIMULADOS

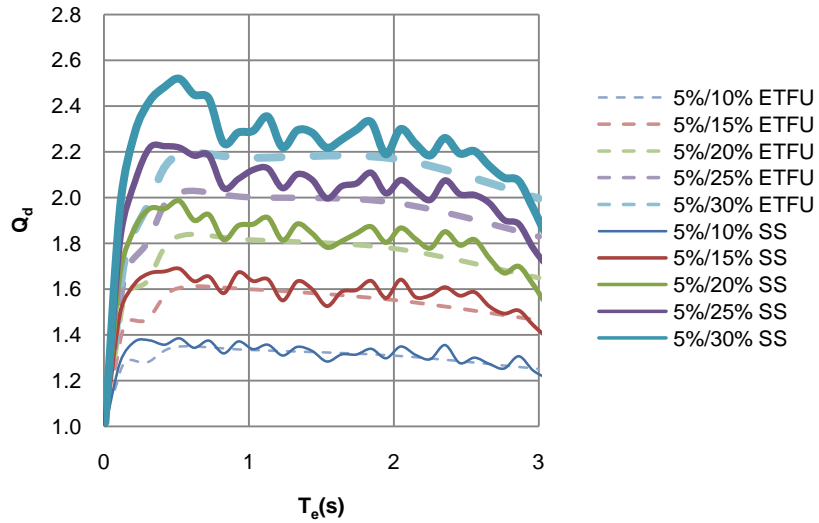
#### 6.1. COMPARACIÓN DE FACTORES DE REDUCCIÓN CON DUCTILIDAD $Q=1$

En este capítulo se comparan los factores de reducción obtenidos a partir de los 100 sismos simulados, con los obtenidos a partir de los ETFU. En la figura 6.1 se presentan dichos factores de reducción para suelo muy blando con  $Q=1$ . En esta figura podemos notar que para cada caso de fracción de amortiguamiento crítico y tipo de análisis, el valor máximo de  $Q_d$  se encuentra cercano al periodo dominante del sitio ( $T_S=2s$ ).



**Figura 6.1. Factores de reducción obtenidos a partir de ETFU, y de 100 sismos simulados (SS). Suelo muy blando.**

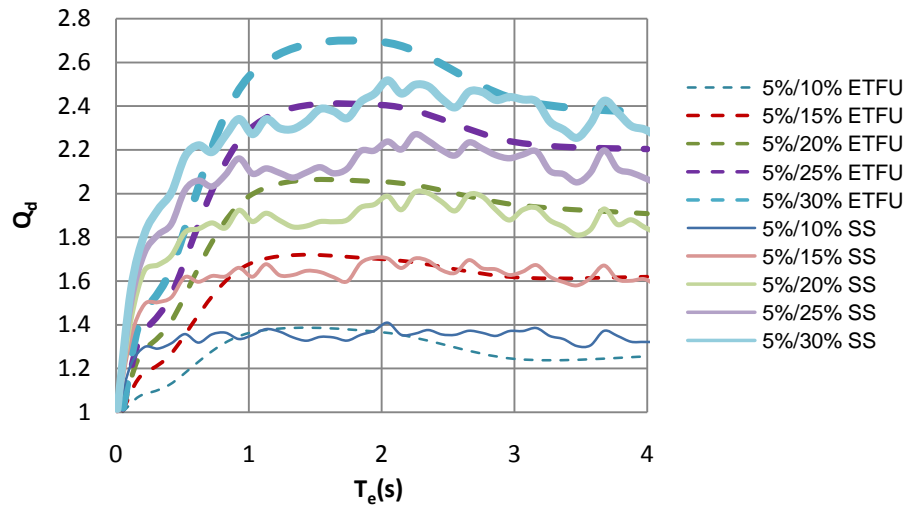
En la figura 6.2, correspondiente a suelo duro, se aprecia similitud entre los factores de reducción de los espectros con tasa anual de falla uniforme con los espectros de sismos simulados para relaciones de fracción de amortiguamiento bajos. Las curvas de menores ordenadas corresponden a relaciones de amortiguamientos críticos de 5%/10%. En la figura 6.2 se puede apreciar que, para este caso, ambos tipos de factores son muy parecidos; sin embargo, para el valor más alto de relación de fracción de amortiguamiento crítico (5%/30%) los  $Q_d$  de los ETFU son mayores que los correspondientes a SS.



**Figura 6.2. Factores de reducción obtenidos a partir de ETFU, y de 100 sismos simulados (SS). Suelo duro,  $Q=1$ .**

En lo que sigue se introducen los resultados obtenidos por Cordero (2009). Se trata de resultados obtenidos con los mismos tipos de análisis, realizados para suelo intermedio. Se trata del suelo de la estación viveros del valle de México. Los factores de reducción correspondientes a suelo intermedio se muestran en la figura 6.3.

La tendencia de los  $Q_d$  de suelo intermedio es similar a la del caso de suelo duro; para estructuras con periodos bajos inician en  $\beta=1$  y tienden a un valor máximo en forma menos pronunciada hasta alcanzar un valor máximo, posteriormente tienden a un valor aproximadamente constante. Esto se puede apreciar en la figura 6.3.

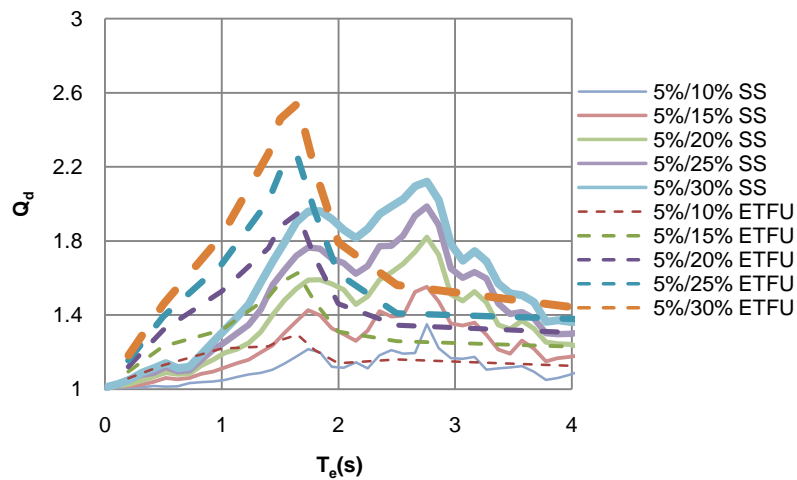


**Figura 6.3. Factores de reducción obtenidos a partir de ETFU, y de 100 sismos simulados (SS). Suelo intermedio,  $Q=1$ (Cordero, 2009).**

## 6.2. COMPARACIÓN DE FACTORES DE REDUCCIÓN CON DUCTILIDAD $Q=2$

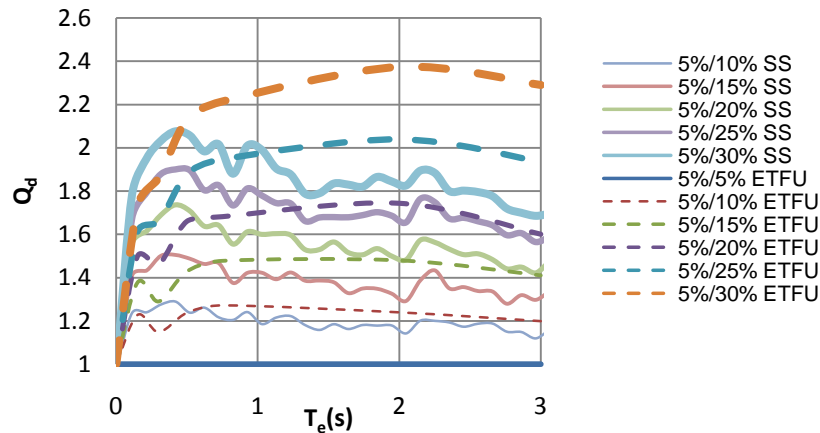
En esta sección se comparan los factores de reducción  $Q_d$  obtenidos a partir de los espectros de 100 sismos simulados (SS) con los obtenidos a partir de espectros con tasa anual de falla uniforme (ETFU) para casos en donde la ductilidad es  $Q=2$ .

Para el suelo muy blando esta comparación se muestra en la figura 6.4, en las cuales se puede apreciar que los espectros ETFU permiten mayores reducciones que en el caso SS; presentando un máximo de  $Q_d$  en las estructuras con periodo estructural  $T_e=1.7s$ . En el caso de SS las reducciones son más homogéneas para periodos estructurales entre 1.7 y 2.8s aproximadamente.



**Figura 6.4. Factores de reducción  $Q_d$  obtenidos de los espectros no lineales ( $Q=2$ ). Suelo muy blando.**

En la figura 6.5 se muestran los factores de reducción  $Q_d$  para suelo duro. En la figura 6.5 se puede notar que para periodos estructurales menores que 1s los  $Q_d$  son similares para los dos tipos de análisis, pero a partir de 1.25s los factores de ETFU tienden a ser mayores que los de SS.



**Figura 6.5. Factores de reducción  $Q_d$  obtenidos de los espectros no lineales ( $Q=2$ ). Suelo duro.**

Finalmente, en la figura 6.6 se muestran los factores de reducción para suelo intermedio que, a diferencia de los dos tipos de suelo anteriores, ambos tipos de métodos tienen mayor similitud. En la figura 6.6 se pueden notar algunas diferencias para los casos de relación porcentaje de amortiguamiento crítico alto (5%/25% y 5%/30%), en donde los correspondientes a los ETFU presentan mayores valores de  $Q_d$  que los asociados a los SS.

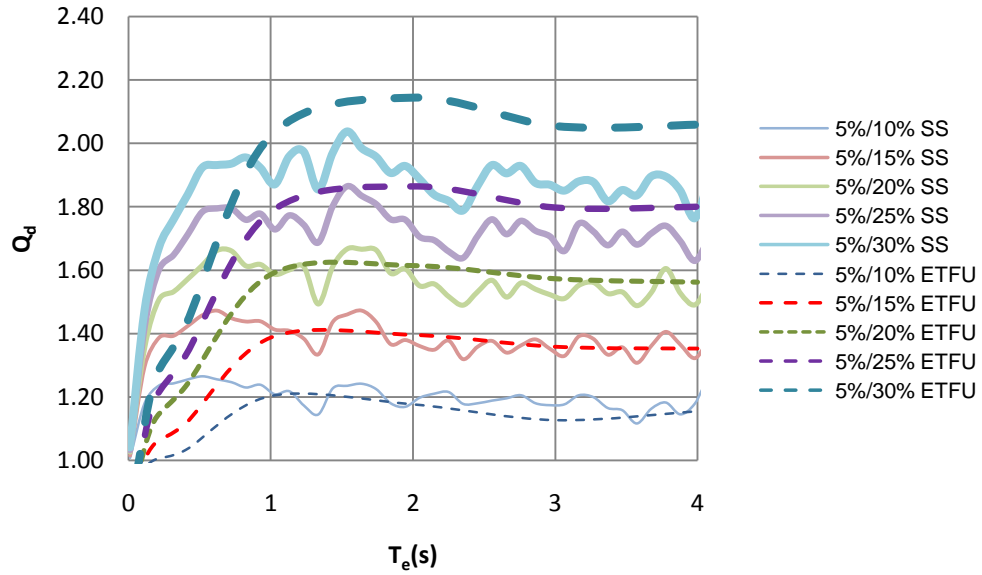


Figura 6.6. Factores de reducción  $Q_d$  obtenidos de los espectros no lineales ( $Q=2$ ). Suelo intermedio.

## CAPÍTULO 7

### PROPUESTA DEL FACTOR DE REDUCCIÓN POR INCREMENTO DE AMORTIGUAMIENTO VISCOSO PARA EL NUEVO MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES DE LA CFE

#### 7.1. CRITERIO PARA PROPONER ECUACIONES QUE DETERMINEN LOS FACTORES DE REDUCCIÓN

En lo siguiente se presenta una metodología para obtener el factor de reducción de las ordenadas espectrales de diseño sísmico debido al incremento de amortiguamiento viscoso en las estructuras (factor de amortiguamiento  $\beta$ ). Vale la pena aclarar que el factor de amortiguamiento que se propone en este y el siguiente capítulo están en función de la metodología para construir espectros de diseño sísmico que se emplea, ya que, al utilizar el factor  $\beta$  se modifica la forma del espectro de diseño sísmico y la estimación del espectro de desplazamientos.

Una de las ideologías con las que se creó el nuevo Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOCCFE) es proporcionar a los diseñadores de todo el país un espectro de sitio respectivo al lugar de donde se pretenda desplantar una estructura. Para construir un espectro de diseño sísmico en cualquier parte del país el nuevo manual supone que el sitio de desplante es roca y amplifica las ordenadas espectrales con factores que toman en cuenta la estratigrafía del sitio para poder conseguir de esta forma un espectro de sitio adecuado al lugar de desplante (Pérez Rocha *et al.*, 2008). En la propuesta que aquí se hace para determinar el factor de amortiguamiento para el MDOCCFE se basa principalmente en los resultados obtenidos sobre suelo duro; adicionalmente se comprobará dicha propuesta con los resultados de suelo intermedio.

Antes de entrar de lleno a la propuesta mencionaremos el criterio con el que se crean las ecuaciones que definen a los factores de reducción ya que estos dependen de la forma en la que se construyan los espectros de diseño sísmico.

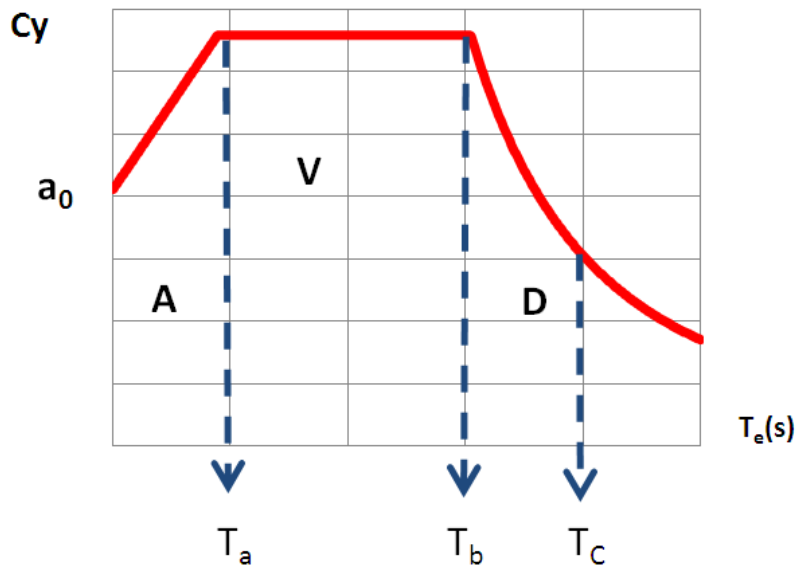
Como se sabe los espectros de diseño sísmico se basan en tres regiones: la región de aceleraciones, la de velocidades y la de desplazamientos; por lo cual las ecuaciones del factor de reducción que proponemos en este estudio están basadas en estas tres regiones tomando en cuenta los resultados que se obtienen de ellas al construir el espectro de diseño sísmico y estimar el espectro de desplazamiento.

La primera de ellas corresponde a la región de aceleraciones (**A**). Cuando las estructuras son infinitamente rígidas la aceleración absoluta tiende a la aceleración del suelo, por lo que el incremento de amortiguamiento crítico en las estructuras no tiene importancia. Por esto se procurará que los espectros de diseño cumplan con esta condición.

La región de velocidades (**V**) en la cual el amortiguamiento tiene su mayor efecto, donde tendrá un valor constante a lo largo de toda esta región.

Por último la región de desplazamiento (**D**). Cuando las estructuras son infinitamente flexibles tienden al desplazamiento del suelo sin importar el porcentaje de amortiguamiento crítico inherente en la estructura. La ecuación para encontrar los factores de reducción propuesta deberá producir espectros de diseño que cumplan con estas condiciones.

En la figura 7.1 se observan las regiones en las que está dividido el espectro de diseño sísmico, y que en general están separados por periodos límites,  $T_a$  divide la región de aceleraciones de la de velocidades y  $T_b$  divide la región de velocidades de la de desplazamientos. Obsérvese que en la región de aceleraciones para  $T_e=0s$  se parte de la aceleración del suelo ( $a_0$ ) y se incrementan hasta llegar a la región de velocidades, durante toda esta nueva región las ordenadas espectrales son constantes, y finalmente en la región de desplazamientos las aceleraciones de diseño se van reduciendo a medida que el valor  $T_e$  se incrementa. El nuevo MDOCCFE contempla un tercer periodo de referencia  $T_c$ , en donde los desplazamientos espectrales tienden a los del terreno.



**Figura 7.1. Regiones del espectro de diseño sísmico.**

Es importante mencionar que las ecuaciones del factor de reducción por incremento de amortiguamiento viscoso en las estructuras proporcionarán espectros de diseño sísmico que cumplan con las condiciones mencionadas en el párrafo anterior.

Para poder recrear los factores de reducción obtenidos en los capítulos anteriores se da una formulación sencilla. Esto se logra generando envolventes a los valores de  $Q_d$  para cada caso de porcentaje del amortiguamiento crítico y ductilidad estudiados.

### 7.1.1 Función Envolvente

La función envolvente (FE) que se propone para recrear los valores de los  $Q_a$  obtenidos en este estudio es la siguiente:

$$FE = \left( \frac{\zeta'_e}{\zeta_e} \right)^\Delta \quad (7.1)$$

donde:

$\zeta_e$  es la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura (aquí supuesto igual a 5%)

$\zeta'_e$  es la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura con amortiguamiento adicional. Es igual a la suma de la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura más la fracción de amortiguamiento crítico aportada por el dissipador

$\Delta$  es un parámetro que depende del periodo estructural  $T_e$ , dado por la ecuación 7.2

$$\Delta = \begin{cases} \lambda_0 & \text{si } (T_e < T_c) \\ \lambda_0 \left( \frac{T_c}{T_e} \right)^{exp1} & \text{si } (T_e \geq T_c) \end{cases} \quad (7.2)$$

donde:

$\lambda_0$  es un valor constante

El valor de **exp1** depende del tipo de suelo. El cual determina la rapidez con que decrece el factor de reducción a partir de  $T_c$ .

Las constantes  $\lambda_0$  y **exp1** son las que se ajustarán para cada caso de estudio.

Se ha tomado como periodo de referencia  $T_c$  del MDOCCFE porque es aquí donde los desplazamientos espectrales tienden correctamente al desplazamiento del terreno;  $T_c$  tomará el máximo valor entre  $T_b$  y 3s (Pérez Rocha *et al*, 2007), donde  $T_b$  es el límite de la meseta en los espectros de diseño sísmico.



## 7.2. FACTORES DE REDUCCIÓN PARA ESTRUCTURAS ELÁSTICAS LINEALES CON AMORTIGUAMIENTO VISCOSO ADICIONAL

En las siguientes secciones se presentan las funciones ajustadas a los valores de  $Q_d$  mediante la función envolvente propuesta, ec. 7.1. Estas se construyeron de manera que fueran compatibles con lo propuesto por Pérez Rocha *et al* (2007) correspondiente al Manual de Diseño Obras Civiles de la CFE (que actualmente se encuentra en proceso de revisión).

### 7.2.1. Suelo Duro

En la figura 7.2 a y b se muestran las funciones envolventes (FE) propuestas para los factores de reducción  $Q_d$  para el caso de suelo duro. Algunos valores ajustados a los factores de reducción parecieran ser sobrestimados y algunos otros subestimados, pero posteriormente (en este mismo capítulo) se verá la conveniencia de haber hecho de esta forma las funciones envolventes. Nótese que en dicha figura no se toma en cuenta que en la parte inicial de cada curva de  $Q_d$  existe una rama ascendente y que se ajusta un valor constante desde el periodo estructural igual a cero, hasta  $T_C$ . Para el caso de suelo duro  $T_C$  es igual a 3s.

En la figura 7.2a se muestran con línea continua las FE para los factores de reducción encontrados a partir de los espectros con tasa anual de falla uniforme (línea punteada). Estas funciones resultan adecuadas para relaciones de fracción de amortiguamiento alto, es decir para 5%/10% y 5%/15%, y conservadoras para los cocientes bajos (por ejemplo 5%/30%). En la figura 7.1.b a partir del periodo de referencia  $T_C$  se aprecia un decremento de los factores de reducción encontrados para los sismos simulados. Como se verá más adelante este hecho se repite en los demás tipos de suelo.

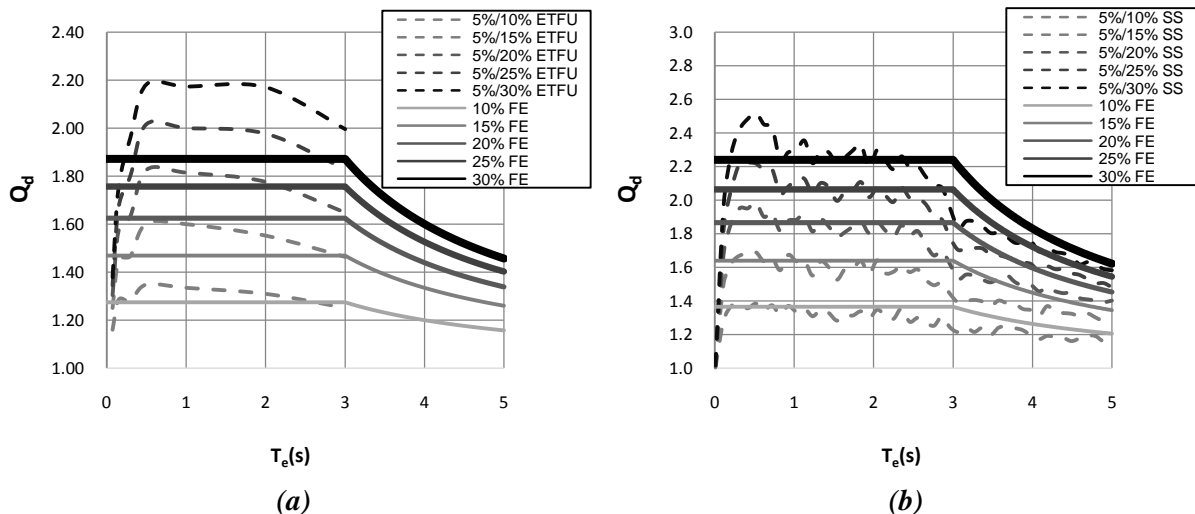
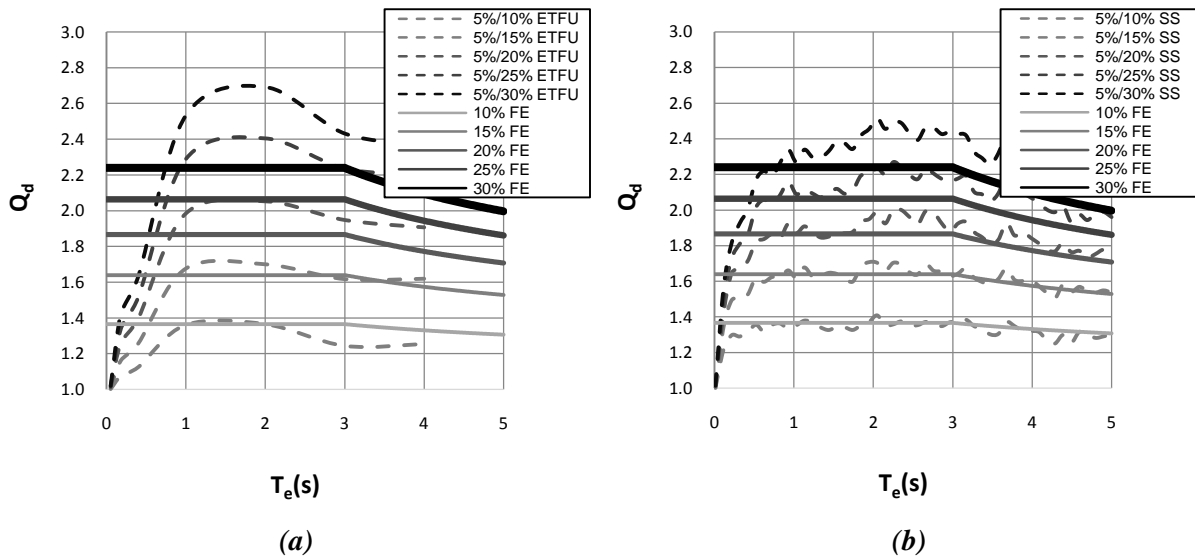


Figura 7.2. Función envolvente para factores de reducción a) ETFU y b) sismos simulados en suelo duro,  $Q=1$ .

Los valores de las constantes que se emplean para ajustar las funciones envolventes en las figuras 7.2.a y 7.2.b son iguales a  $\lambda_0=0.45$  y  $\exp 1= 1$ .

### 7.2.2. Suelo Intermedio

Para generar las FE en suelo intermedio se aplicaron las ecuaciones 7.1 y 7.2. Se encontró que los valores de  $\lambda_0=0.45$  y  $\exp 1= 0.3$  reproducen adecuadamente los factores de reducción por incremento de amortiguamiento viscoso en este tipo de suelo. Las funciones envolventes obtenidas para este caso se muestran en la figura 7.3. En este tipo de suelo  $T_C$  es igual a 3s, ya que se considera  $T_S=1s$ .



**Figura 7.3. Función envolvente para factores de reducción a) ETFU y b) SS, en suelo intermedio,  $Q=1$ .**

En la figura 7.3a se presenta la FE para los factores de reducción obtenidos a partir de ETFU correspondiente a suelo intermedio. En esta figura se muestra que, para los valores bajos de relación de porcentaje del amortiguamiento crítico (por ejemplo 5%/25% y 5%/30%), la FE se encuentra por debajo de los valores obtenidos analíticamente, lo que indica que se encuentran del lado de la seguridad.

En la figura 7.3b se presenta la FE para los factores de reducción correspondiente a suelo intermedio obtenidos a partir de espectros correspondientes a sismos simulados. En ellos se puede observar que la FE se adapta de manera adecuada.

### 7.3. FACTORES DE REDUCCIÓN PARA ESTRUCTURAS INELÁSTICAS NO LINEALES (Q=2) CON AMORTIGUAMIENTO VISCOZO ADICIONAL

En esta sección se proponen funciones envolventes para los factores de reducción obtenidos a partir de los espectros ETFU y de la mediana de espectros de sismos simulados para estructuras inelásticas no lineales con ductilidad  $Q=2$ . Se procede de la misma forma que en la sección anterior, usando las ecuaciones 7.1 y 7.2.

#### 7.3.1. Suelo Duro

En la figura 7.4 se muestran las funciones envolventes para suelo duro en sistemas con  $Q=2$ . La figura 7.3a corresponde a los factores de reducción obtenidos a partir de espectros ETFU. Esta figura muestra que la FE se ajusta tratando de mediar los valores de  $Q_d$  de las relaciones altas de fracción de amortiguamiento crítico, mientras que, para las relaciones bajas el ajuste ligeramente excedido. De forma similar, en la figura 7.4b, este ajuste es ligeramente excedido para los  $Q_d$  obtenidos a partir de sismos simulados.

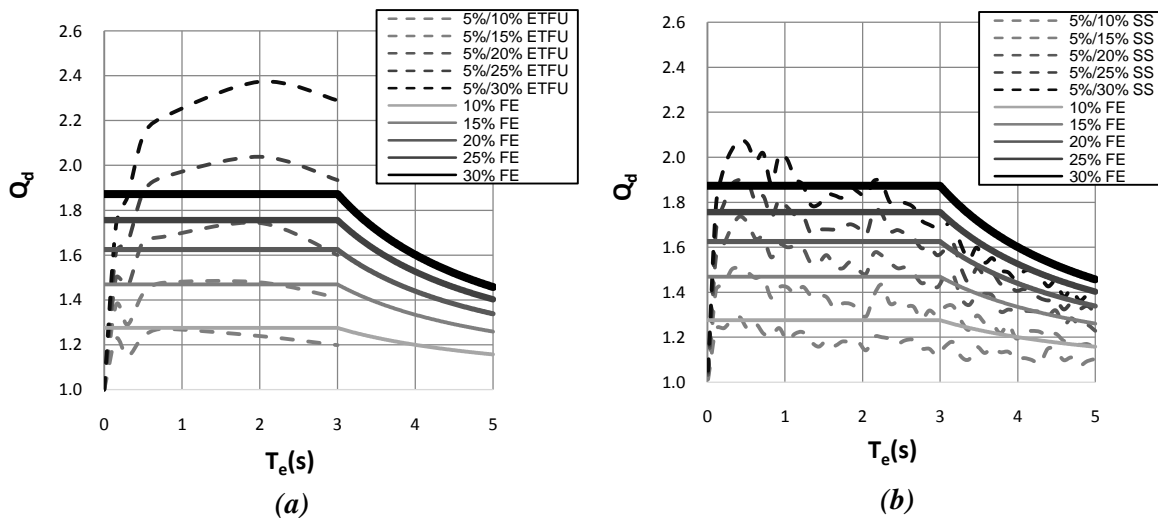


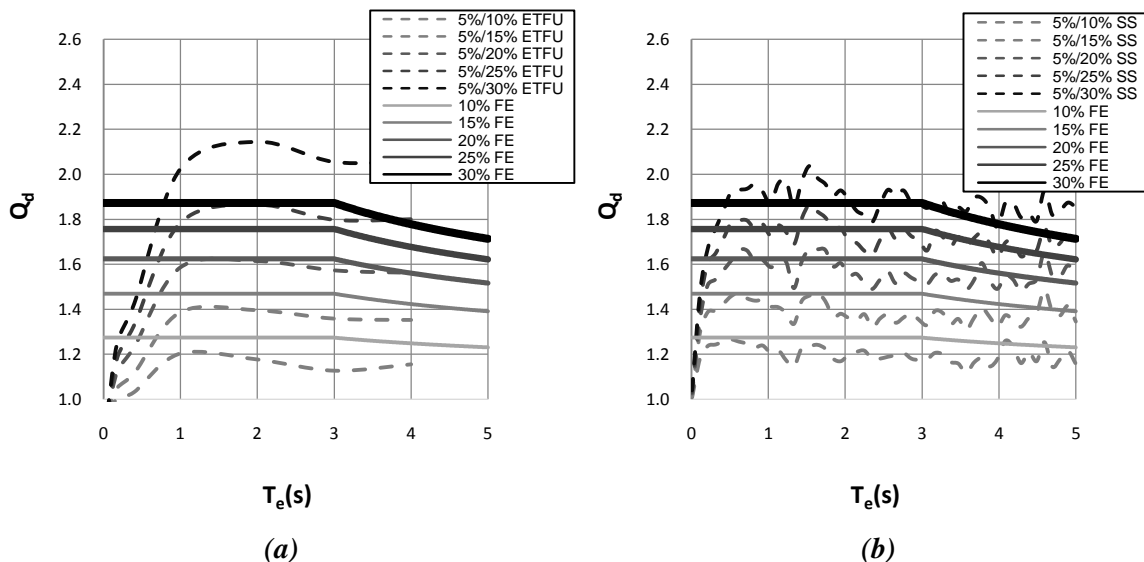
Figura 7.4. Función envolvente para factores de reducción a) ETFU y b) espectros medidos a partir de sismos simulados en suelo duro,  $Q=2$ .

En esta sección se ha comprobado que el incremento en la ductilidad produce una disminución en los factores de reducción por adición de amortiguamiento crítico en las estructuras (Wu y Hanson, 1989). En este caso el valor de  $\lambda_0$  resulta igual a 0.35 para el caso de  $Q=2$ , y  $\exp 1 = 1$  (igual que para los casos en que  $Q=1$ ).

Esta propuesta no se puede comparar dado que todas las normas no contemplan factores de reducción para estructuras con ductilidad mayor a la unidad, esto se debe a que el factor de reducción por amortiguamiento adicional se aplica sólo al espectro de diseño elástico, el cual se reduce posteriormente por el factor de reducción de resistencia el cual debe incluir explícitamente el efecto del amortiguamiento.

### 7.3.2. Suelo Intermedio

En las figuras 7.5 a y b se puede observar la función envolvente para los factores de reducción encontrados analíticamente para el caso de suelo intermedio, a partir de espectros ETFU y SS respectivamente. Para este caso resultan valores de  $\exp 1=0.3$  y  $\lambda_0=0.35$ .



**Figura 7.5. Función envolvente para factores de reducción a) ETFU y b) sismos simulados en suelo intermedio,  $Q=2$ .**

En la figura 7.5a los factores de reducción encontrados a partir de los espectros ETFU fueron ajustadas funciones envolventes ligeramente por encima para las relaciones bajas de fracciones de amortiguamiento crítico; lo mismo sucede, pero más pronunciado, para el caso de los factores de reducción encontrados a partir de espectros de sismos simulados (ver figura 7.5b).

## 7.4. CONSIDERACIONES SOBRE LA FUNCIÓN ENVOLVENTE

### 7.4.1. Factores de Reducción para la Región de Aceleraciones del Espectro de Diseño Sísmico

En las secciones anteriores se trató sobre consideraciones a la función envolvente que no hacen transparente el ajuste de los factores de reducción. Estas consideraciones se explicarán a continuación.

La primera de ellas se refiere al hecho de que la función envolvente proporciona valores que sobreestiman los resultados en comparación a los encontrados analíticamente para periodos estructurales bajos ( $T_e \leq 0.1s$ ). En lo que sigue se explica porqué se adopta un valor constante de la FE en esta zona de periodos ( $0s \leq T_e \leq 0.1s$ ).

En la figura 7.6a (**Caso A**) se muestra la forma en que aquí se propone la FE para dichos periodo mientras que, en la figura 7.6b (**Caso B**) una función que podría parecer más fidedigna como ajuste a los  $Q_d$  con una rama ascendente a partir de  $T_e=0s$ ; sin embargo, al construir los espectros de diseño sísmico se presentan algunas alteraciones; Esto es, al emplear los factores de reducción como los del Caso B se incrementan las ordenadas espectrales de diseño en el región de aceleraciones, tal como se muestra en la figura 7.7.

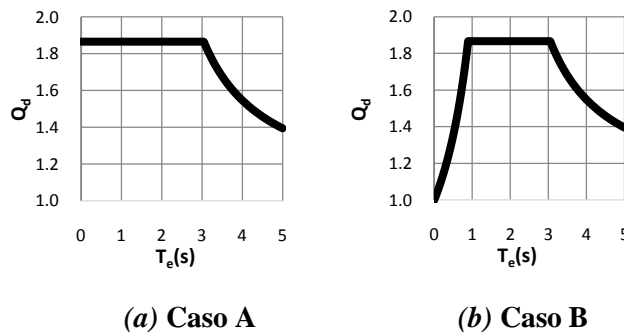


Figura 7.6. Propuestas del inicio de la función envolvente para los factores de reducción.

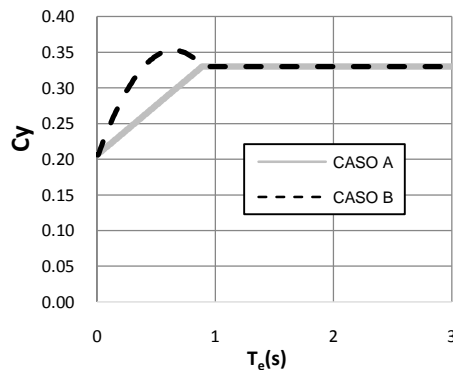
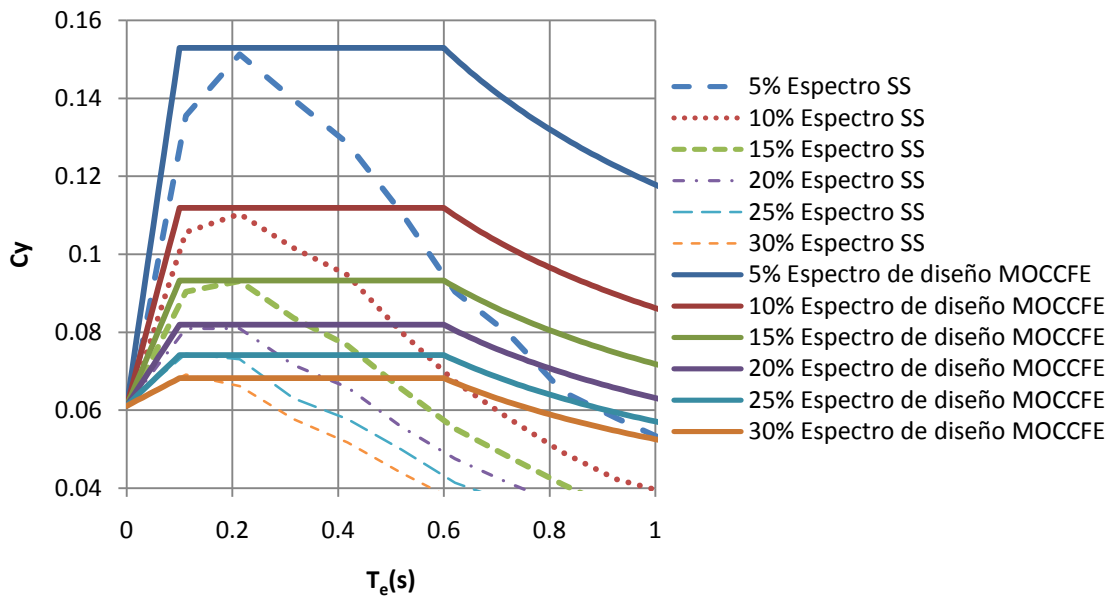


Figura 7.7. Inicio del espectros de diseño sísmico correspondientes a los casos A y B.

En la figura 7.7 se puede observar el inicio del espectro de diseño sísmico construidos a partir de las dos propuestas de función envolvente; en ella, para el Caso A se muestra un espectro esquemático bien definido con una rama ascendente que parte de la aceleración del suelo hasta la meseta. Pero en el Caso B (figura 7.6) se observa que el espectro parte de la misma aceleración del suelo pero continúa con una curva que rebasa las ordenadas espectrales de la meseta, una vez alcanzados el periodo donde inicia la meseta, las ordenadas espectrales del Caso B adquieren los mismos valores que los del Caso A.

En la figura 7.8 podemos observar los espectros de diseño sísmico construidos a partir de la metodología del MDOCCFE junto con los espectros de respuesta encontrados en este estudio para el caso SS en suelo duro, en ella se denota que no existe un aumento de las ordenadas espectrales y que el ajuste propuesto de la FE produce resultados adecuados.



**Figura 7.8. Inicio de los espectros de diseño sísmico y SS correspondientes a suelo duro.**

En resumen, el efecto de emplear una función envolvente como se muestra en la figura 7.6b repercute en un aumento de las ordenadas espectrales de diseño, contrario a lo que realmente ocurre en los espectros de respuesta, figura 7.8. Debido a esto, se propone un valor constante desde el periodo estructural cero (como aparece en la figura 7.6a) hasta el periodo  $T_C$ .

#### 7.4.2. Factores de Reducción para la Región de Desplazamiento del Espectro de Diseño Sísmico

El segundo aspecto que se desea aclarar es la reducción de la FE a partir de  $T_C$  en la cual todos los factores de reducción tienden a la unidad sin importar el porcentaje de amortiguamiento crítico.  $T_C$  es

el periodo de inicio de la rama descendente en que los desplazamientos espectrales tienden correctamente al desplazamiento del terreno (Pérez Rocha *et al* ,2007).

Es importante recordar que no es parte del presente estudio modificar valores, ecuaciones o constantes que determinan los desplazamientos espectrales. Por lo cual es este límite el que nos indica a partir de qué periodos dónde los espectros de diseño sísmico tenderán al desplazamiento del suelo.

Si se propusiera que la rama descendente de la función envolvente (ec. 7.1) no existiera, no se estimarían adecuadamente los espectros de desplazamientos. En las figuras 7.9 y 7.10 el Caso A corresponde a la función envolvente obtenida a partir de aplicar la FE usando el periodo de referencia  $T_C$ , que se menciona en la sección 7.2.1.1. y el Caso C es una propuesta donde no existe rama descendente, es decir, se da un valor constante del  $Q_d$  para todos los periodos estructurales que se tengan.

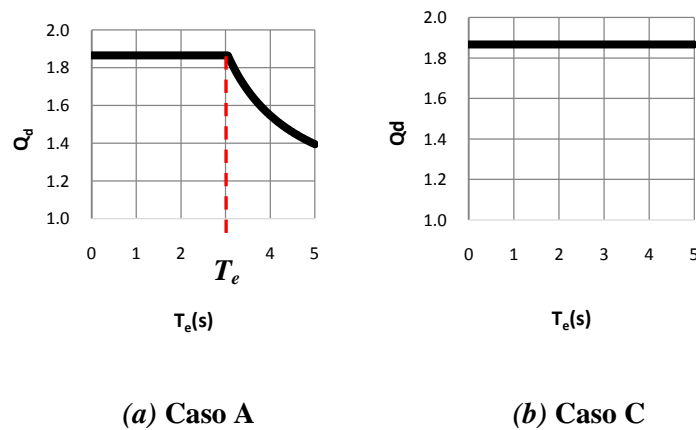


Figura 7.9. Dos propuestas del final de la función envolvente.

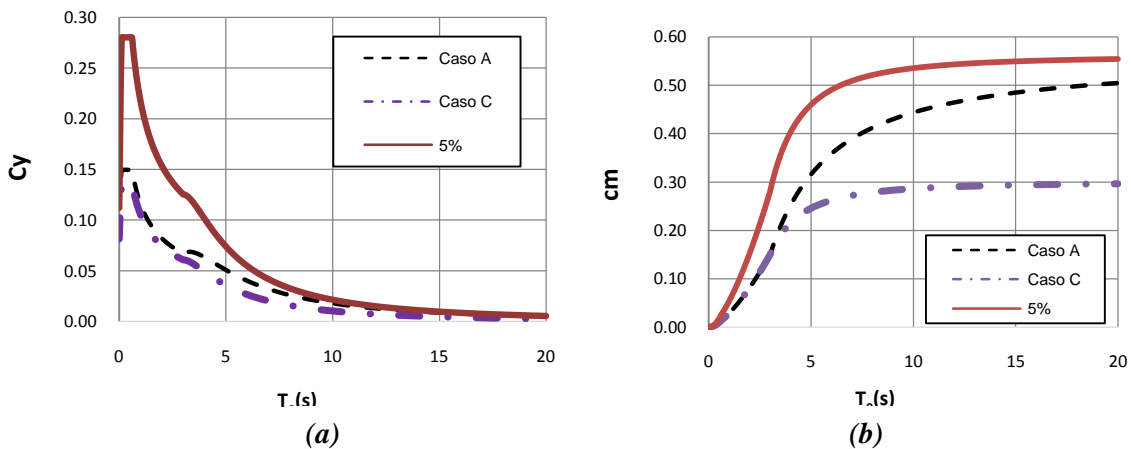


Figura 7.10. Efectos en a) el espectro de diseño y b) el espectro de desplazamientos, provocados por la rama descendente de la función envolvente.

En la figura 7.10a podemos notar que los espectros de diseño sísmico de suelo duro para el Caso A, presenta ligeramente mayores ordenadas espectrales, los cual está del lado de la seguridad, y al contrario el Caso C están del lado no conservador.

En la figura 7.10b se aprecian los espectros de desplazamientos para suelo duro. En ellos se muestran los desplazamiento que tendrían las estructuras con  $\zeta_e = 5\%$  (línea continua), y el desplazamiento para estructuras con  $\zeta'_e = 30\%$  para los Casos A y C, se puede notar que cuando no existe una rama descendente en las FE los desplazamiento no tienden correctamente al desplazamiento del suelo, lo cual es un error; sin embargo, para el caso donde con una rama descendente en la FE (Caso A), los desplazamientos calculados tienden rápidamente al desplazamiento del suelo.

Es importante recordar que el desplazamiento de una estructura infinitamente flexible tiende a ser el del terreno sin importar la cantidad de amortiguamiento crítico que posea.

## 7.5. FACTORES DE AMORTIGUAMIENTO $\beta$

El factor de amortiguamiento  $\beta$  es el factor que nos permite reducir las ordenadas espectrales de diseño sísmico debido a un incremento de amortiguamiento crítico en las estructuras (Pérez Rocha *et al*, 2007), este factor es igual a:

$$\beta = \frac{1}{FE}$$

Entonces, la ecuación para determinar el factor de reducción debida a un incremento de amortiguamiento viscoso en la estructura es como sigue:

$$\beta = \left( \frac{\zeta_e}{\zeta'_e} \right)^\Delta \quad (7.3)$$

donde:

$\zeta_e$  es la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura (5%)

$\zeta'_e$  es la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura con amortiguamiento adicional

$\Delta$  es un parámetro que depende del periodo estructural  $T_e$ , dada por la ecuación 7.2



$$\Delta = \begin{cases} \lambda_0 & \text{si } (T_e < T_c) \\ \lambda_0 \left(\frac{T_c}{T_e}\right)^{exp1} & \text{si } (T_e \geq T_c) \end{cases}$$

donde:

$\lambda_0$  es un valor constante que depende de la ductilidad desarrollada por la estructura. Los valores que toma  $\lambda_0$  se muestran en la tabla 7.1.

**Tabla 7.1. Valores de la constante  $\lambda_0$  para los dos valores de ductilidad estudiados.**

Q	$\lambda_0$
1	0.45
2	0.35

El parámetro **exp1** toma algún valor de las constantes que se presentan en la tabla 7.2, dependiendo del tipo de suelo en donde se desplante la estructura a diseñar.

**Tabla 7.2. Valores de la constante exp1 para los dos tipos de suelo.**

Suelo	exp1
Duro	1
Intermedio	0.3

En los dos casos de suelo analizados el valor de  $T_c$  no excede de 3s aunque podría presentarse el caso donde  $T_b$  sea mayor que 3s, y por lo tanto  $T_c$  tomará el valor igual a  $T_b$ . Con el fin de generalizar este concepto en la grafica 7.11 se presentan los factores de amortiguamiento para suelo duro, normalizado con respecto al valor de periodo estructural  $T_c$ . En la figura 7.11a se muestra el caso de estructuras elásticas lineales y en la figura 7.11b el caso de estructuras inelásticas no lineales con comportamiento dúctil Q=2.

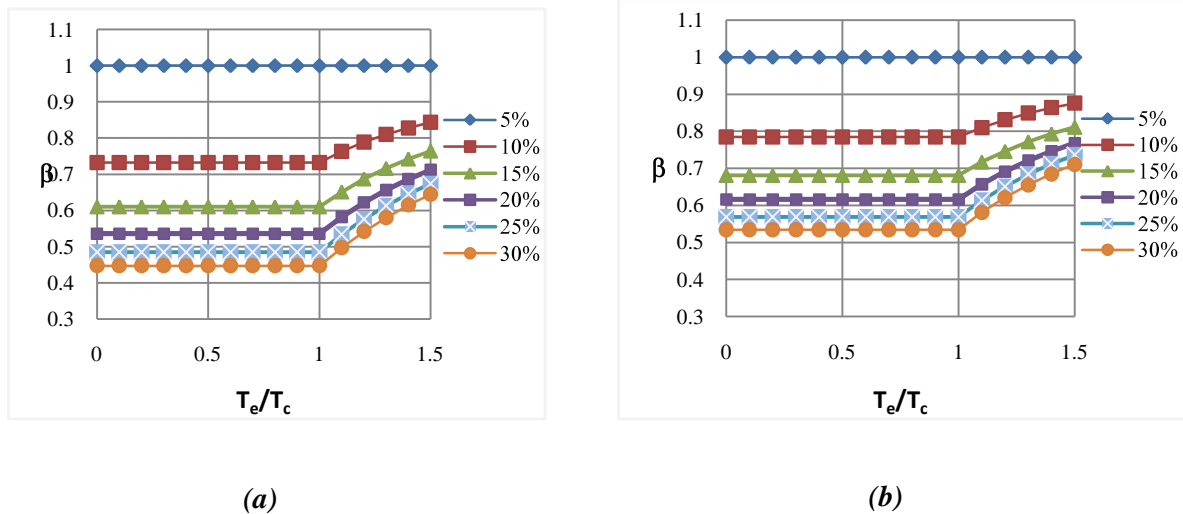


Figura 7.11. Factor de amortiguamiento para estructuras desplantadas en suelo duro con comportamiento a) elástico lineal  $Q=1$ , y b) inelástico no lineal  $Q=2$ .

De igual forma, para estructuras desplantadas sobre suelo intermedio se presentan en las figuras 7.12a y 7.12b los valores de  $\beta$ , para ambos casos de ductilidad estudiados.

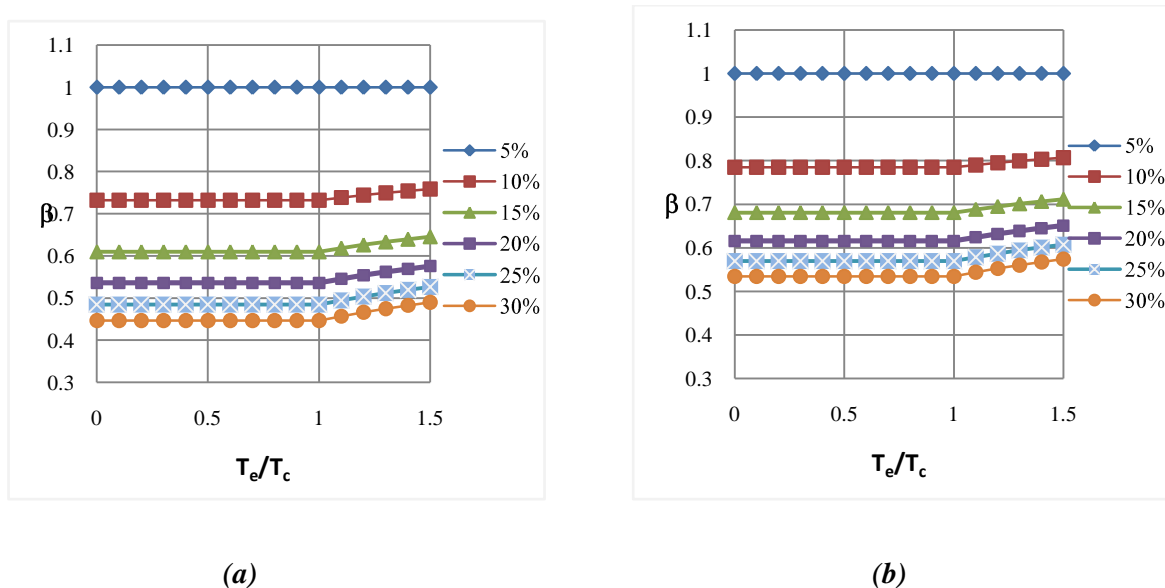


Figura 7.12. Factor de amortiguamiento para estructuras desplantadas en suelo intermedio con comportamiento a) elástico lineal  $Q=1$ , y b) inelástico no lineal  $Q=2$ .

Se ha propuesto que la forma de las ecuaciones 7.2 y 7.3 se incluya en la próxima versión del Capítulo 3.1, Espectros de Diseño Sísmico para el Territorio Mexicano del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE). La constante  $\lambda_0$  se tomará igual a 0.35, ya que este es el valor más desfavorable de los factores de amortiguamiento encontrados. De igual forma, el valor de **exp1** se tomará igual a la unidad, como se obtuvo en el caso de suelo duro. Para el caso de suelo intermedio el exponente **exp1** se encuentra del lado de la seguridad.

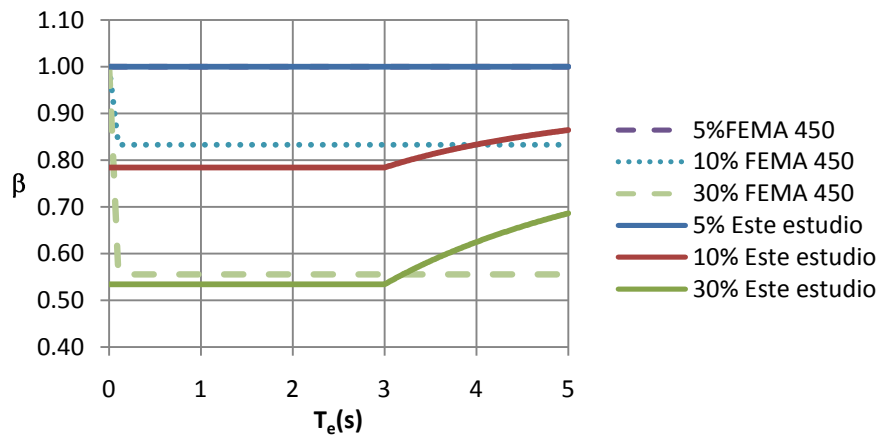
## 7.6. COMPARACIONES CON OTRAS PROPUESTAS

### 7.6.1. Comparación del Factor $\beta$ con las Expresiones del FEMA 450

Enseguida se comparan los factores de amortiguamiento obtenidos con las ecuaciones ec. 7.2 y 7.3 (usando  $\lambda_0=0.35$  y  $\exp 1=1$ ) con los coeficientes que recomienda el documento FEMA 450 (Federal Emergency Management Agency).

En la figura 7.13 se muestra la comparación para suelo duro con fracciones de amortiguamiento crítico de 5, 10 y 30% y  $Q=1$ . Para el FEMA 450 estos valores son solo de dos ramas; una recta descendente que llega hasta  $T_0^1$  y un valor constante para todos los periodos mayores que este  $T_0$ .

Para poder determinar los coeficientes correspondientes al FEMA 450 se estableció la condición de que el periodo  $T_0$  de este documento fuese igual al periodo  $T_a$  Pérez Rocha *et al* (2007), por lo que se supusieron valores de  $S_S^2=1$  y  $S_I^3=0.50$  en un sitio clase B. Con ello se obtuvo  $T_0=0.10s$ , igual a  $T_a=0.10s$ . Además Los coeficientes del FEMA 450 dividen a las ordenadas espectrales en vez de multiplicarlas, es decir, en el FEMA 450 los factores de reducción por incremento de amortiguamiento viscoso aparece dividiendo las ordenadas espectrales mientras que en nuestra reglamentación, se multiplican, por lo que en la figura 8.7 se graficó el valor inverso de lo que el FEMA 450 llama  $B$ .



**Figura 7.13. Factores de reducción obtenidos con el FEMA 450 y con este estudio. Suelo duro.**

En la figura 7.13 se puede notar que los valores del factor de amortiguamiento son similares para ambos caso pero, como se mencionó antes los factores de reducción en periodos cortos una rama descendente y en este estudio para periodos estructurales largos se tiene una rama ascendente.

El FEMA 450 solo presenta expresiones del factor de amortiguamiento para suelo duro por lo que no fue posible comparar resultados correspondientes a suelo intermedio.

<sup>1</sup>  $T_0$  Es el periodo donde inicia la meseta en los espectros de diseño sísmico del FEMA 450.

<sup>2</sup>  $S_S$  es la constante de aceleración en la respuesta espectral para estructuras en periodos cortos, (sección 3.3.1 del FEMA 450).

<sup>3</sup>  $S_I$  es la aceleración en la respuesta espectral para estructuras con periodo estructural  $T=1s$ , (sección 3.3.1 del FEMA 450).

### 7.6.2. Comparación del Factor $\beta$ con las Expresiones de Arroyo y Terán (2002)

Son pocos los artículos que se encontraron sobre investigaciones de este tema en nuestro país. Uno de ellos es el artículo de Arroyo y Terán (2002) con el que se hace una comparación en lo que sigue.

Arroyo y Terán (2002) proponen la siguiente expresión para encontrar los factores de reducción:

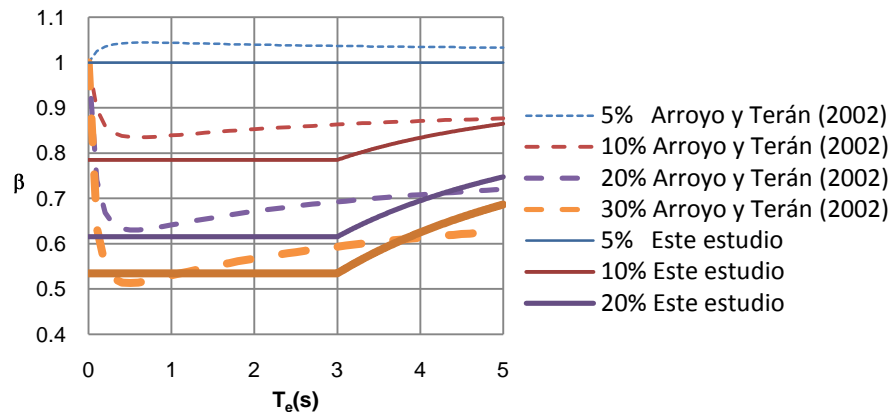
$$R_{\mu\xi} = \left[ \phi \cdot \left( \frac{T^\alpha}{\beta + T^\alpha} \right) + 1 \right]^\theta \quad (7.5)$$

Donde:

$$\beta = 0.16 \qquad \alpha = 1.2 \qquad \phi = \mu \cdot (3.4 \cdot \xi + 1.4) - 1.2 \cdot (\xi)^{-0.1}$$

$$\theta = \frac{0.93 - \frac{\mu - 4}{67}}{\frac{1}{T^{4 \cdot \mu}}}$$

Esta ecuación da lugar a los factores de reducción que se muestran en la figura 7.14 para los casos de 5, 10, 20 y 30% de amortiguamiento crítico.



**Figura 7.14. Comparación factores de amortiguamiento con Arroyo y Terán (2002). Suelo duro Q=1.**

En la figura 7.14 se puede observar que, para el caso donde no existe amortiguamiento extra en la estructura el valor de  $\beta$  (que debería ser 1 constante para cualquier periodo) en la ecuación de Arroyo y Terán (2002) tiende a un valor ligeramente mayor que la unidad. Esto se puede deber a que la ecuación 7.5 corresponde a un factor de reducción de resistencia (cociente del espectro elástico entre el inelástico de interés) dependiendo del periodo, la ductilidad y el amortiguamiento, el cual puede servir para aproximar el facto de reducción por amortiguamiento cuando  $\mu=1$ . Para los demás casos los factores proporcionados por el presente estudio (ec. 7.3) son similares a los del artículo citado.

Aunque la aproximación es buena los valores obtenidos con las expresiones de Arroyo y Terán no pueden ser aplicadas en la práctica, ya que provocaría alteraciones en los espectros de diseño sísmico. Como se mostró en la sección 7.4.

**7.6.3. Comparación del Factor  $\beta$  con las Expresiones Propuestas por Pérez Rocha *et al* (2007)**

La ecuación del factor de amortiguamiento propuesta por Pérez Rocha *et al* (2007) para obtener factores de reducción por incremento de amortiguamiento viscoso es:

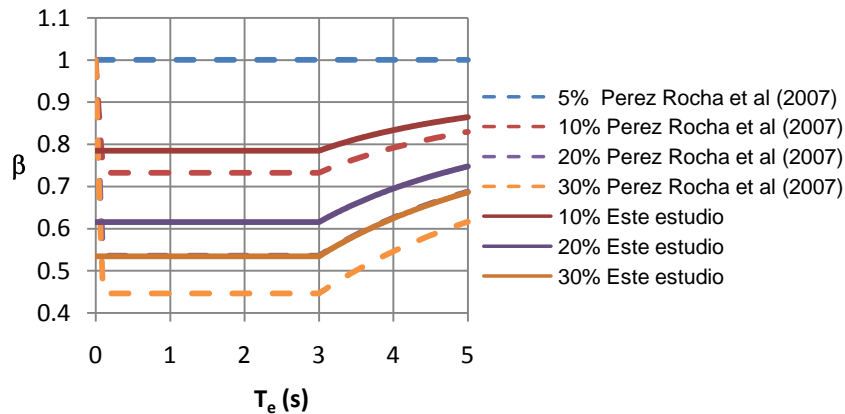
$$\beta = \begin{cases} 1 + \left[ \frac{0.05^{0.45}}{\zeta'_e} - 1 \right] \frac{T_e}{T_a} & \text{si } T_e \leq T_a \\ \frac{0.05^{0.45}}{\zeta'_e} & \text{si } T_a \leq T_e < T_c \\ 1 + \left[ \frac{0.05^{0.45}}{\zeta'_e} - 1 \right] \frac{T_c}{T_e} & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases} \quad (7.6)$$

$T_e$  es el periodo estructural

$T_a$  es el periodo donde inicia la meseta en el espectro, en esta caso de suelo duro es igual a 0.1s

$T_c$  es el periodo donde los desplazamientos de la estructura tienen correctamente a los del suelo, en esta caso de suelo duro es igual a 3s

$\zeta'_e$  es la fracción amortiguamiento crítico en la estructura con amortiguamiento extra



**Figura 7.15. Factores de amortiguamiento obtenidos con ecuaciones propuestas en este estudio y los obtenidos con las expresiones de Pérez Rocha *et al* (2007).**

En la Figura 7.15<sup>4</sup> se puede observar que para Pérez Rocha *et al* (2007) existe una rama descendente del factor de amortiguamiento, pero esta provocará alteraciones en el espectro de diseño sísmico, tal como se mencionó en la sección 7.4.1; Además, es importante notar que los valores  $\beta$  propuestos en este estudio son mayores que los de Pérez Rocha *et al* (2007), lo cual se encuentra del lado de la seguridad.

<sup>4</sup> Nota: en esta figura los valores de  $\beta$  para 20% según Pérez Rocha *et al* (2007) coinciden exactamente con los valores de 30% de este estudio por lo que no se pueden apreciar claramente.

### 7.6.4. Comparación del Factor $\beta$ con las Expresiones Propuestas por Kawashima y Aizawa (1986)

La expresión propuesta por Kawashima y Aizawa (1986) para determinar el factor de amortiguamiento es la siguiente:

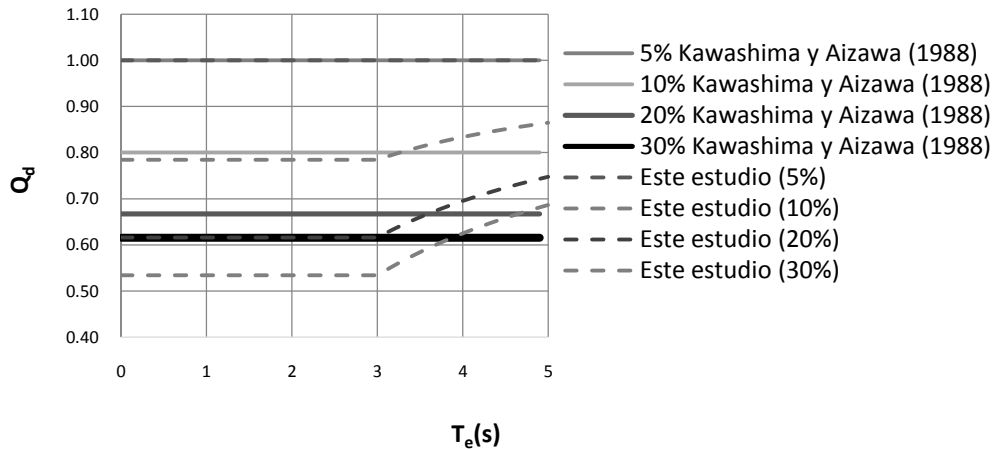
$$\beta = \frac{1.5}{(40h + 1)} + 0.5 \quad (7.7)$$

donde:

$h$  es el porcentaje de amortiguamiento crítico del sistema. Lo que equivale a  $\zeta'_e$

En la ecuación 7.7 y la figura 7.16 se puede observar que los factores  $\beta$  son constantes (no dependen del periodo estructural).

La figura 7.16 indica que los valores del factor de amortiguamiento obtenidos con la ecuación 7.16 son más conservadores que los propuestos en este estudio.



**Figura 7.16. Factores de amortiguamiento obtenidos con este estudio y los propuestos por Kawashima y Aizawa (1986).**

## CAPÍTULO 8

### PROPUESTA DEL FACTOR DE REDUCCIÓN POR INCREMENTO DE AMORTIGUAMIENTO VISCOSO PARA LA ZONA IIIb DEL VALLE DE MÉXICO

En el presente Capítulo se presenta una propuesta para introducir el factor de amortiguamiento  $\beta$  para el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (NTC RCDF) para el caso de la zona III b, suelo muy blando de la Ciudad de México. Para lograrlo se emplearon las mismas consideraciones del capítulo anterior.

#### 8.1. FUNCIÓN ENVOLVENTE

La función envolvente que se emplea para recrear los valores de  $Q_d$  es la ec. 7.1, presentada en el capítulo anterior, y que aquí se repite:

$$FE = \left( \frac{\zeta'_e}{\zeta_e} \right)^\Delta$$

donde:

$\zeta_e$  es la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura (aquí supuesta igual a 5%)

$\zeta'_e$  es la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura con amortiguamiento adicional

$\Delta$  es un parámetro que depende del periodo estructural  $T_e$ , dada por la ec. 8.1, la cual es una variante de la ecuación 7.2 del Capítulo anterior.

$$\Delta = \begin{cases} \lambda_0 & \text{si } (T_e < f * T_b) \\ \lambda_0 \left( \frac{T_b}{T_e} \right)^{exp1} & \text{si } (T_e \geq f * T_b) \end{cases} \quad (8.1)$$

donde:

$\lambda_0$  es un valor constante

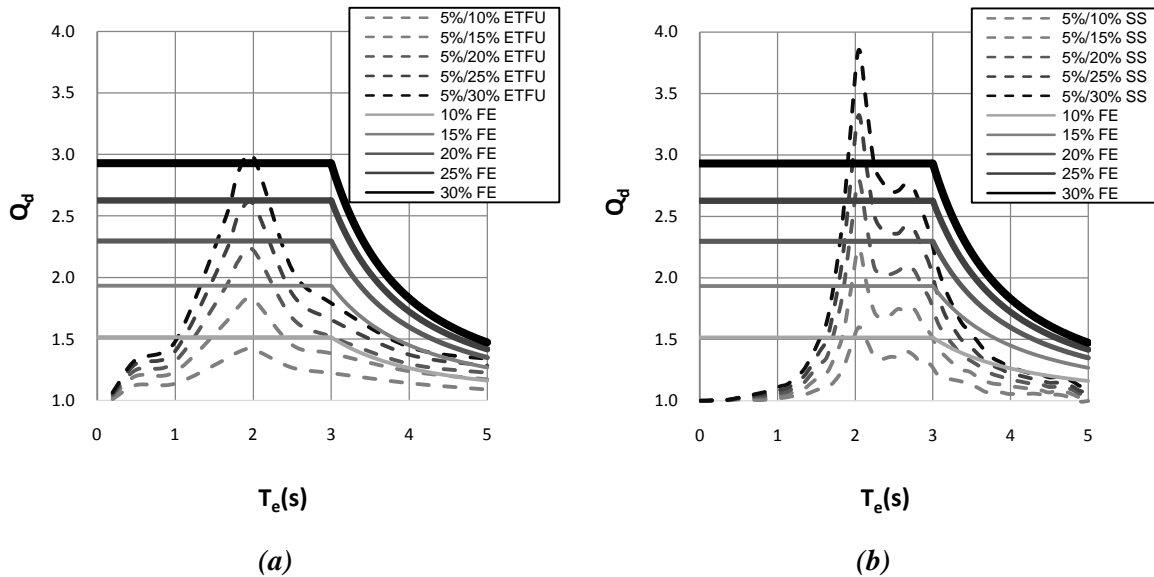
**exp1** determina la rapidez con que decrece el factor de reducción a partir del periodo que resulte del producto de **f** por  $T_b$ .

**f \*  $T_b$**  es el periodo estructural a partir del cual los desplazamientos de la estructura tienden a los del suelo.

El valor de **exp1** y de **f** depende del tipo de suelo del sistema. La diferencia entre las ecuaciones 7.2 y 8.1 radica en que  $T_c$  se ha cambiado por **f \*  $T_b$**

## 8.2. FACTORES DE REDUCCIÓN PARA ESTRUCTURAS ELÁSTICAS LINEALES CON AMORTIGUAMIENTO VISCOZO ADICIONAL

Las funciones envolventes de los factores de reducción para el caso de suelo muy blando se muestran en la figura 8.1. La FE fue ajustada con la ecuación 7.1 y la ecuación 8.1. En este caso se propone  $\exp 1= 2$ ,  $f=1$  y  $\lambda_0=0.6$ .



**Figura 8.1. Función envolvente para factores de reducción a) ETFU y b) sismos simulados en suelo muy blando,  $Q=1$ .**

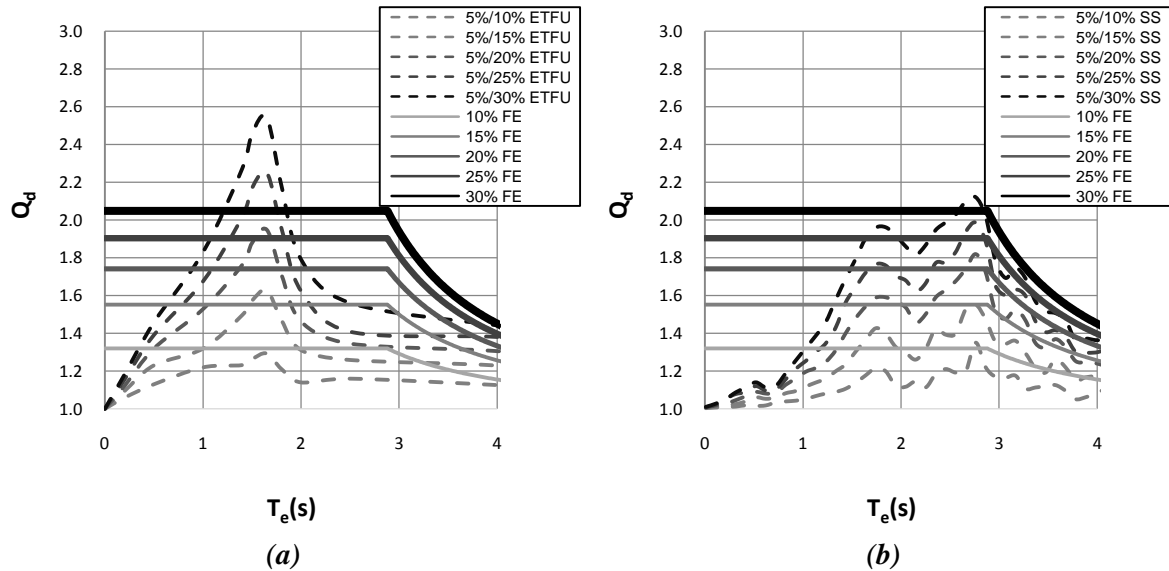
En la figura 8.1.a se muestra la función envolvente para los factores de reducción correspondiente a suelo muy blando (zona IIIb del Valle de México) obtenidos a partir de espectros ETFU. En esta figura se observa que el valor de  $\lambda_0$  se fija con respecto al máximo factor de reducción encontrado, aproximadamente en  $T_e=2$ s para todos los casos de amortiguamiento efectivo, y a partir de  $T_b$  comienza a descender rápidamente. En este caso se ajusta  $\exp 1= 2$  para poder seguir el decremento de los factores de reducción obtenidos a partir de espectros de sismos simulados, aunque ligeramente sobreestimados, como se ve en la figura 8.1.b.

Las NTC RCDF contemplan la ecuación 8.2 (véase más adelante) para tomar en cuenta el decremento por efectos de la interacción suelo–estructura, en esa ecuación la constante  $\lambda$  equivale a la constante  $\lambda_0$  de la ecuación 8.1 propuesta en este estudio. El Apéndice A da un valor de  $\lambda$  igual a 0.6, igual al valor de  $\lambda_0$  en las ecuaciones presentadas en el presente estudio.



### 8.3. FACTORES DE REDUCCIÓN PARA ESTRUCTURAS INELÁSTICAS NO LINEALES (Q=2) CON AMORTIGUAMIENTO ADICIONAL

En las figuras 8.2a y 8.2b se puede observar la función envolvente para los factores de reducción encontrados analíticamente para el caso de suelo muy blando para ETFU y SS, respectivamente.



**Figura 8.2. Función envolvente para factores de reducción a) ETFU y b) sismos simulados en suelo muy blando, Q=2.**

En la figura 8.2 los periodos estructurales menores que  $T_b$  se sobreestiman, y se ajustan de forma más conservadora para periodos estructurales mayores que  $T_b$ .

Los factores de reducción obtenidos a partir de los dos tipos de espectros (fig. 8.2 a y b) se generalizan siguiendo lo establecido anteriormente, resultando  $\lambda_0 = 0.4$ ,  $f = 1.2$  y  $\exp 1 = 2$ .

Es importante mencionar que este tipo de suelo es un caso muy especial, ya que se trata del suelo más blando de ciudad de México, que difícilmente se encuentra en otra parte del país.

### 8.4. FACTOR DE AMORTIGUAMIENTO $\beta$ PARA NTC RCDF

El factor de amortiguamiento  $\beta$  es calculado con las ecuaciones 7.3 y 8.1 que aquí se repiten:

$$\beta = \left( \frac{\zeta_e}{\zeta'_e} \right)^\Delta$$

donde:

$\zeta_e$  es la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura (5%)

$\zeta'_e$  es la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura con amortiguamiento adicional

$\Delta$  es un parámetro que depende del periodo estructural  $T_e$

$$\Delta = \begin{cases} \lambda_0 & \text{si } (T_e < f * T_b) \\ \lambda_0 \left(\frac{T_b}{T_e}\right)^{exp1} & \text{si } (T_e \geq f * T_b) \end{cases}$$

donde:

$\lambda_0$  es un valor constante que depende de la ductilidad desarrollada por la estructura. Los valores que toma  $\lambda_0$  se muestran en la tabla 8.1.

**Tabla 8.1. Valores de la constante  $\lambda_0$  para los dos valores de ductilidad estudiados.**

Zona	Q=1	Q=2
III b	0.6	0.40

El **exp1** toma el valor que corresponda de las constantes que se presentan en la tabla 8.2.

**Tabla 8.2. Valores de la constante exp1 para los dos valores de ductilidad estudiados.**

Zona	Q=1	Q=2
III b	2	2

El **f** toma el valor que corresponda de las constantes que se presentan en la tabla 8.3.

**Tabla 8.3. Valores de la constante exp1 para los dos valores de ductilidad estudiados.**

Zona	Q=1	Q=2
III b	1	1.2

Es importante aclarar que si se desea que la estructura a diseñar con amortiguadores viscoso lineales desarrolle ductilidad Q=2 se recomienda emplear los  $\beta$  presentados en este estudio.

## 8.5. COMPARACIÓN CON OTRAS PROPUESTAS

### 8.5.1. Comparación con las Expresiones Actuales del Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF

En el Apéndice A de las NTC se puede hacer una reducción a las ordenadas espectrales de diseño sísmico por el amortiguamiento crítico del sistema  $(\tilde{\zeta}_e)^5$ , el cual considera el amortiguamiento adicional debido a interacción suelo-estructura. Se reprodujeron las expresiones propuestas en dicho Apéndice A y se obtuvieron los factores de amortiguamiento para el suelo blando (zona IIIb).

Las presentes comparaciones solo se hicieron con los resultados obtenidos de estructuras elásticas lineales ( $Q=1$ ), puesto que las NTC RCDF no contemplan Factores de Amortiguamiento para comportamiento dúctil diferente a la unidad. Los datos obtenidos para sistemas con  $Q=2$  no tienen comparación por el momento.

La ecuación en el Apéndice A recomendada para determinar el factor de amortiguamiento es la siguiente:

$$\beta_{NTC} = \begin{cases} \left(\frac{\zeta_e}{\tilde{\zeta}_e}\right)^\lambda & \text{si } (T_e \leq T_b) \\ 1 + \left[\left(\frac{\zeta_e}{\tilde{\zeta}_e}\right)^\lambda - 1\right] \left(\frac{T_b}{T_e}\right) & \text{si } (T_e > T_b) \end{cases} \quad (8.2)$$

donde:

$T_b$  es el final de la meseta en el espectro de diseño

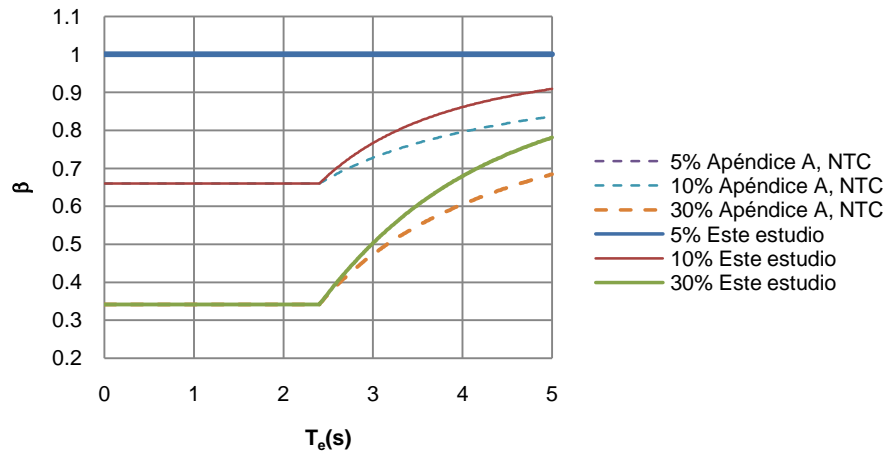
$$\zeta_e = 5\%$$

$\tilde{\zeta}_e$  es el porcentaje de amortiguamiento crítico efectivo en la estructura

Para el análisis del suelo blando de la zona IIIb aquí se usa  $T_s^6=2s$  y  $\lambda=0.6$ . Los factores de amortiguamiento se muestran en la figura 8.3 se aprecia que los factores de amortiguamiento menores que 2.4s obtenidos con este estudio son iguales a los que recomienda el Apéndice A; para estructuras con  $T_e$  mayor que 2.4s los factores de reducción encontrados en este estudio (usando  $\lambda_0=0.6$  y  $\exp 1=2$ ) son ligeramente menores que los que recomienda el Apéndice A.

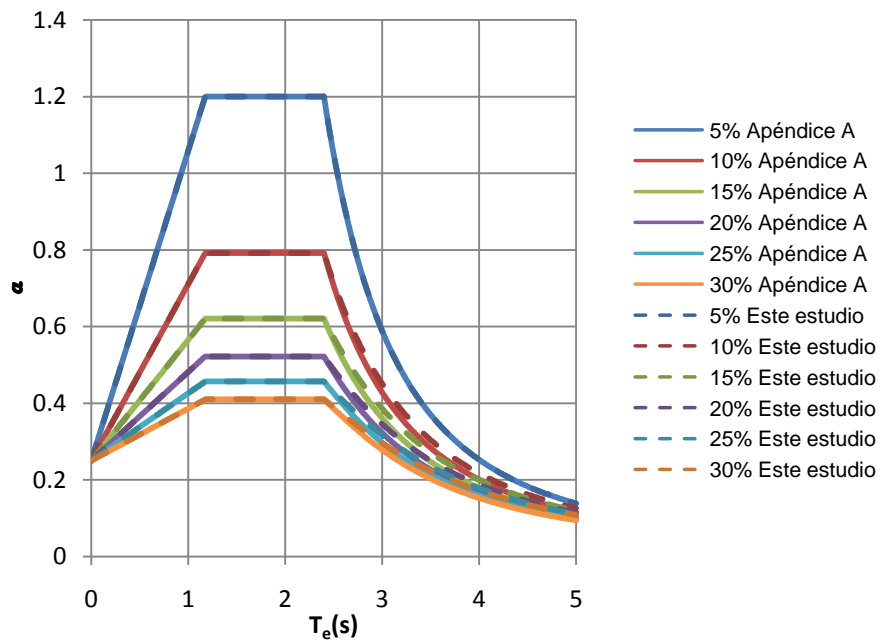
<sup>5</sup> Formula A.16 del Apéndice A de las NTC Para Diseño Por Sismo.

<sup>6</sup> Periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés, Apéndice A de las NTC para Diseño por Sismo.



**Figura 8.3. Comparación entre factores de reducción obtenidos con el Apéndice A de las NTC y con este estudio. Suelo muy blando.**

En la figura 8.4 se pueden apreciar los espectros de diseño sísmico construidos con la propuesta de este estudio, y los construidos con el actual Apéndice A.



**Figura 8.4. Espectros de diseño sísmico sin reducir para suelo blando de la Cd. de México.**

La diferencia entre la ecuación propuesta y la que actualmente se encuentra en las NTC RCDF es que la aquí expuesta produce que los desplazamientos espectrales (**S<sub>d</sub>**) calculados para estructuras con

amortiguamiento extra tiendan más rápidamente al desplazamiento de estructuras sin amortiguamiento extra. En la figura 8.5 se puede observar que para estructuras que tienden a ser infinitamente flexibles el  $S_d$  calculado tiende al desplazamiento de estructuras con amortiguamiento crítico de 5%.

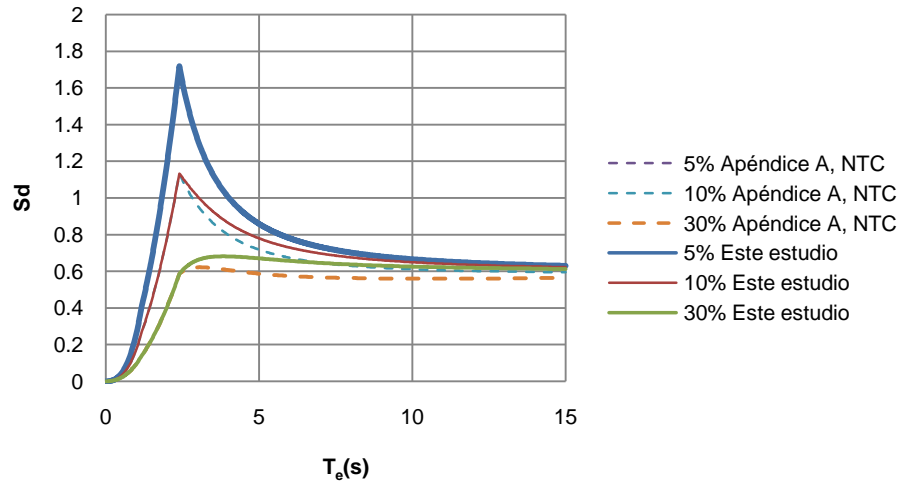


Figura 8.5. Tendencia de los desplazamientos espectrales para suelo muy blando.

**8.5.2. Comparación del Factor  $\beta$  con las Expresiones de Arroyo y Terán (2002)**

Para el caso de suelo blando, Arroyo y Terán (2002) proponen la siguiente ecuación para obtener los factores de reducción:

$$R_{\mu\xi} = \frac{\left(\frac{T}{T_g}\right)^\theta}{b + \left|\frac{T}{T_g} - 1\right|} \cdot \psi_j + 1 \tag{8.3}$$

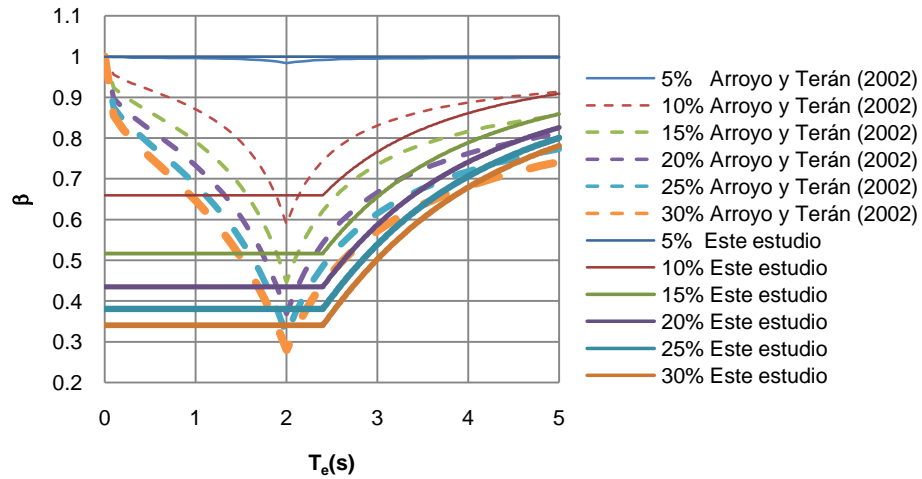
Donde:

$$b = 0.17!$$

$$\psi = 0.92\mu \cdot (\xi)^{0.17} + \xi - 0.6$$

$$\theta = \frac{\mu^4}{2.5 + \mu^4}$$

En la figura 8.6 se observan los factores obtenidos por Arroyo y Terán (2002) para suelo muy blando, los cuales tienen una gran semejanza con los  $Q_d$  obtenidos directamente en este estudio, es decir, a los que se presentaron en el capítulo 6, figura 6.1. Nótese que los valores máximos ocurren para un valor constante de  $T_e=2s$ , y que el decremento en la rama descendente de ambos casos que se están comparando es paralela.



**Figura 8.6. Comparación de factores de amortiguamiento. Suelo blando,  $Q=1$ .**

En la Figura 8.6 se puede notar que la reducción máxima en cada amortiguamiento efectivo del sistema coinciden de manera similar en ambos caso, y que, las ramas ascendentes que se forman a partir de  $T_e=2.4s$  son iguales; sin embargo, los factores de reducción propuestos por Arroyo y Terán (2002) no pueden ser empleados para reducir las ordenadas espectrales de diseño del Apéndice A, esto es debido a la forma que tomarían los espectros de diseño sísmico al emplear la ecuación 8.3.

## CONCLUSIONES

Se propusieron ecuaciones sencillas para obtener el factor de amortiguamiento  $\beta$  útiles para suelo duro e intermedio. Se ha propuesto que estas ecuaciones se incorporen al nuevo Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo, de la Comisión Federal de Electricidad. En dichas ecuaciones los factores de reducción por incremento de amortiguamiento depende de la ductilidad estructural, el amortiguamiento crítico efectivo en el sistema y el periodo estructural. Para cada caso estudiado se determinó el valor de los parámetros de  $\lambda_0$  y  $\exp 1$ .

Se hizo la misma propuesta del factor de amortiguamiento  $\beta$  para el caso de suelo blando del Valle de México para el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo del Reglamento de Construcción del Distrito Federal.

## RECOMENDACIONES

Realizar más investigaciones en las demás zonas del Valle de México con la finalidad de completar la formulación propuesta en este estudio sobre el factor de amortiguamiento en el Apéndice A de las NTC del RCDF.

Continuar estas investigaciones con otro tipo de disipadores, para que de igual forma se hagan formulaciones sencillas que faciliten los procedimientos de diseños.

Calibrar este estudio mediante ejemplos de diseño que muestren cómo emplear la formulación propuesta en el diseño de estructuras con amortiguadores viscosos lineales.

Difundir esta información para que los ingenieros de la práctica del diseño con este tipo de estructuras conozcan los estudios aquí realizados.

Proponer una metodología para el diseño de estructuras con este tipo de disipadores.

Realizar algunos análisis más detallados de estructuras con amortiguadores viscosos de múltiples grados de libertad para conocer si guarda alguna discrepancia con respecto a los modelos simplificados que aquí se presentan.

## APÉNDICE A

### PROGRAMA PARA CALCULAR CURVAS DE PELIGRO SÍSMICO PARA DISTINTOS AMORTIGUAMIENTOS.

En esta sección se muestra la metodología con la que se obtuvieron las curvas de peligro sísmico para diferentes porcentajes de amortiguamientos críticos. Esto se consigue con el auxilio de un programa de cómputo nombrado “CPDA” el cual construye las curvas de peligro sísmico para diferentes porcentajes de amortiguamiento crítico. Esto hace referencia a la ecuación 4.3 de la sección 4.1.5 del Capítulo 4 (Esteva, 1976).

$$v_Y(y) = \int_{\frac{y}{x_M}}^{\infty} v_X\left(\frac{y}{z}\right) f_{\varepsilon}(z) dz = E_{\varepsilon} \left[ v_X\left(\frac{y}{\varepsilon}\right) \right] \quad (4.3)$$

Donde:

$x$  es la variable que considera las propiedades de la función conocida;  $y$  es la variable que representa la intensidad espectral con propiedades de la función que se desea determinar;  $z$  es la variable de la integración.

$x_M$  es la máxima intensidad que puede tomar la función de peligro sísmico

$\varepsilon$  es la relación entre intensidad espectral de la función que se desea determinar y la variable de integración ( $\varepsilon=y/z$ ).

$f_{\varepsilon}$  es la función de densidad de probabilidad de  $\varepsilon$

$E_{\varepsilon}$  es la esperanza de  $\varepsilon$

La función de distribución de probabilidad lognormal empleada en la integración de la ecuación 4.3 es:

$$f_{\varepsilon}(z) = \frac{1}{\sigma z \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2\sigma^2}(\log(z)-\mu)^2} \quad (A.1)$$

Donde

$z$  es la variable de integración

$\sigma$  es la desviación estándar logarítmica de  $z$

$\mu$  es la mediana de  $z$

$\sigma$  es la mediana del logaritmo natural del cociente de la aceleración máxima en el espectro de respuesta de 5% de amortiguamiento crítico entre la aceleración máxima en el espectro de respuesta del

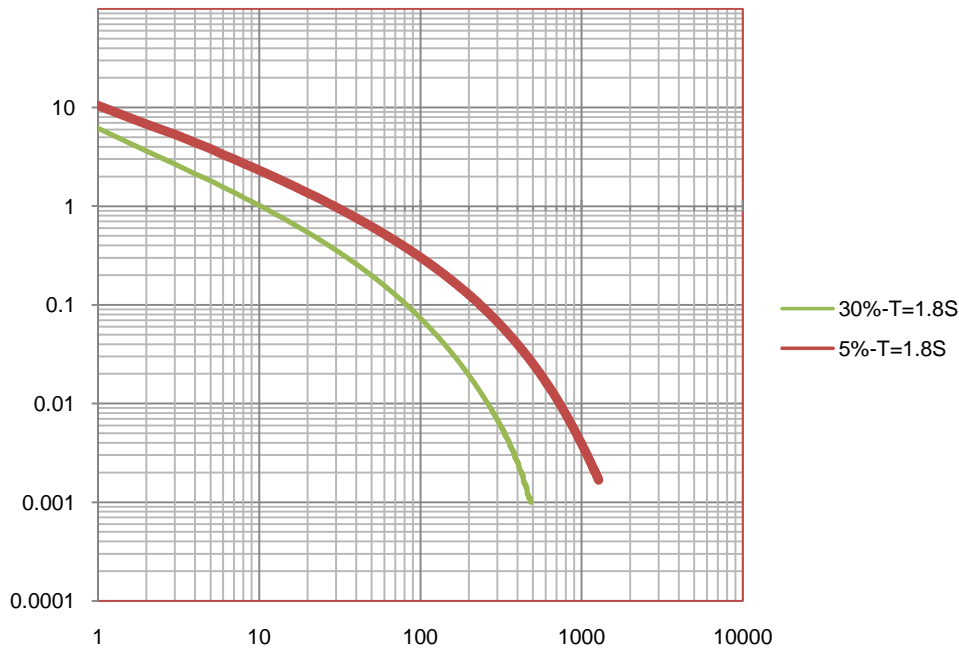


amortiguamiento deseado, correspondiente a un periodo estructural dado; y  $\mu$  es la desviación estándar del logaritmo natural del cociente de la aceleración máxima en el espectro de respuesta de 5% de amortiguamiento crítico entre la aceleración máxima en el espectro de respuesta del amortiguamiento deseado en el mismo periodo.

Al programa se le proporciona como dato una curva de peligro conocida correspondiente a un periodo específico, la intensidad máxima de la curva, la mediana y la desviación logarítmica del amortiguamiento crítico deseado para el mismo periodo. Y como datos de salida el nombre del archivo en el que se almacenarán los resultados.

Para ejemplificar el uso del programa se toma la curva de peligro de  $T_e = 1.8s$  y 5% de amortiguamiento crítico como la curva conocida, y se desea crear la curva de 30%, para ello el valor de  $\sigma = -1.08$  y  $\mu = 0.23$ . Los valores de la mediana y la desviación logarítmica fueron obtenidos a partir de los espectros de respuesta de 14 movimientos sísmicos registrados en la estación SCT.

En la figura A.1 se muestra la curva de peligro  $T_e = 1.8s$  de 30% obtenida, de manera similar se crearon las curvas de peligro para los otros porcentajes de amortiguamiento empleados en este estudio.



**Figura A.1. Curva de peligro sísmico de 5% y 30% para  $T_e = 1.8s$**

En la figura A.2 se muestra el código fuente del programa CPDA empleado para calcular las curvas de peligro para diferentes porcentajes de amortiguamiento crítico.

```

C      PROGRAMA PARA CALCULAR LAS CURVAS DE PELIGRO SISMICO
C      PARA DISTINTOS AMORTIGUAMIENTOS; A PARTIR DE UNA CURVA YA CONOCIDA
C
C      DECLARACIÓN DE VARIABLES
C      IMPLICIT DOUBLE PRECISION (A-H,O-Z)
C      REAL(8) S, XM, K1, K2, B1, B2, B3
C      REAL(8) Y(50000), VY(500000), DZ, SA(5000), NVY(50000)
C      REAL(8) Pdf, J
C      REAL(4) ZOPAS
C
C      LECTURA DE DATOS
C      OPEN(2, file='CPELIGRO180-30%')      !Nombre del archivo de salida
C      OPEN(1, file='DATOS.DAT')           !Archivo de datos
C      READ(1,*)X                           !Máxima intensidad de la CP conocida
C      READ(1,*)XM, S                        !Mediana y desviación log para T
C      OPEN(3, FILE='CPELIGRO180-5%')      !Curva de peligro conocida para T
C      n=1
C      5 read(3,*,end=10)SA(N),NVY(N)       !Lectura de Sa y TAF de la CP conocida
C      n=n+1
C      goto 5
C      10 continue
C      X=N-1                                 !Número de puntos en la CP conocida
C      PI=4.*Datan(1.D0)                    !Definición de Pi
C
C      DETERMINACIÓN DE LA CP CON EL AMORTIGUAMIENTO DESEADO
C      DO 200 I=1, X
C      Y(I)=0.0D0
C      DZ=0.02D0                             !Diferencial de Z (dz)
C      VY(I)=NVY(I)                          !(Vx)
C      DO 100 J=DZ, X, DZ
C
C      PDF=(1/(S*J*sqrt(2*PI)))*DEXP((-1/(2*S**2))*
C      ((DLOG((J)-XM)**2))                  !función de distribución de...
C      !probabilidad lognormal (fe)
C      !(y/z)
C
C      ZOPAS=(I/J)
C
C      IF(ZOPAS.EQ.0) then
C      VY(I)=NVY(2)
C      else
C      VY(I)=NVY(ZOPAS)                    !-NVY(ZOPAS+1)/((I/J) )
C
C      endif
C
C      Y(I)=((VY(I))*PDF*DZ)+Y(I)           !Tasa de falla para la CP deseada
C      100 continue
C      WRITE(2,999)I, Y(I)                  !Escritura de datos
C
C      200 continue
C      999 FORMAT (I4,2X,F8.4)
C      300 STOP
C      END
    
```

Figura A.2. Código fuente del programa CPDA.

## REFERENCIAS

- Alamilla J.** (1997), "Simulación de registro de temblores en el valle de México mediante proceso estocásticos modulados en amplitud y frecuencia", Tesis de Maestría, DEPMI UNAM, México
- Alamilla J.** (2001), "Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad para estructuras aporticadas", Tesis Doctoral, DEPMI UNAM, México.
- Arroyo D.** (2001), "Factores de reducción para el diseño de sistemas pasivos de disipación de energía", Tesis de maestría, DEPMI UNAM, México
- Arroyo D. y Terán A.** (2002), "Factores de reducción de fuerzas sísmicas para el diseño de estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía", Revista de Ingeniería Sísmica No. 66 págs. 73-93. México
- Bazán E. y Meli R.** (2003), "Diseño sísmico de edificios", edit. Limusa, México
- Benjamin Y. y Cornell C.** (1991), "Probabilidad y estadística en ingeniería civil", Mc. Graw Hill, Colombia
- Chan . Ruiz S. y Montiel M.** (2005), "Escalamiento de acelerogramas y número mínimo de registros requeridos para el análisis de estructuras", Revista de Ingeniería Sísmica No. 72 págs. 1-24, México
- Chopra A.** (2007), "Dynamics of Structures, Theory and applications to earthquake engineering", third edition, ed. Pearson Prentice Hall, New Jersey. USA
- Constantinou M. and Symans M.** (1993), "Experimental study of seismic response of buildings with supplemental fluid dampers", Department of Civil Engineering Buffalo, State University of New York. USA
- Constantinou M., Symans M., Tsoelas P. and Taylor D.** (1995), "Fluid viscous dampers in applications of seismic energy dissipation and seismic isolation", Taylor Devices, Inc., North Tonawanda, NY, USA
- Cordero S.** (2009), "Reducción de espectros sísmicos en el sitio viveros debida al incremento del amortiguamiento viscoso en los sistemas estructurales", Tesis de Licenciatura, FI UNAM, México
- Cornell C.** (1969), "A probability-based structural code", Journal American Concrete. Institute, ACI, 66, pages 974-985
- Escobar J.** (2004), "Recomendaciones mínimas para redactar y presentar una tesis", Instituto de Ingeniería, II UNAM, México
- Esteva L.** (1968), "Bases para la formulación de decisiones de diseño sísmico". Reporte 182, Instituto de Ingeniería, II UNMA, México
- Esteva L.** (1976), "Seismicity", Seismic risk and engineering decisions, Lomnitz C. y Rosenblueth E., Elsevier, pages 179-224
- Esteva L. y Ruiz S.** (1989), "Seismic failure rates of multistory frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 115, No. 2, pages 268-284

- FEMA 450** (2003), “Ground motion”, Federal Emergency Management Agency, Chapter 3, pages 263-280, Department of Homeland Security, USA
- FEMA 450** (2003), “Structures with damping systems”, Federal Emergency Management Agency, Chapter 15, pages 17-39 Department of Homeland Security, USA
- Gutenberg B. and Richter C.** (1945), “Magnitude and energy of earthquake” Ann. Geof. 9 No 1
- Hanson R. and Soong T.** (2001), “Seismic design with supplemental energy dissipation devices”, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, USA
- Hussain S., Lee D. and Retamal E.** (1996), “Viscous damping for base isolated structures”, Taylor Devices Santa Monica, California. USA
- IBC** (2006), “Seismic Design Manual”, International Code Council, Vol. 1, USA
- Jianping Wu. Y Hanson R.D.** (1989), “Study of inelastic spectra with high damping”, Journal of Structural Engineering, Vol. 115 No.6 pages 1412-1431. USA.
- Kawashima, K. and Aizawa, K.** (1986), “Modification of earthquake response spectra with respect to damping”, J. Struct. Mech., Earthquake Eng., JSCE, No.344/I-1, 351-355
- Lee D. and Taylor D. P.** (2001), “Viscous dampers development and future trends”, Taylor Devices Inc. USA
- Manual de Diseño de Obras Civiles** (1993), “Diseño por Sismo” Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas, México
- Mirande E.** (1993), “Site-dependent strength-reduction factors”, journal of Structural Engineering, Vol. 119, No. 2, pages 3503-3519. USA
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo** (2004), Gaceta Oficial del Distrito Federal, 6 de octubre, DF, México
- Ordaz M. y Montoya C.** (2002), “Programa DEGTRA A4, Versión 4.06”, Instituto de Ingeniería”, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Ordaz M.** (1997), “Sismicidad y riesgo sísmico”, XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz Ver. México
- Ordaz M.** (2002), “Estado actual y futuro de la normatividad”, VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Cuernavaca Morelos, México
- Ordaz M. y Pérez-Rocha L.E.** (1998), “Estimation of strength-reduction factors for elastoplastic systems: a new approach”, Earthquake Engineering Structural Dynamic No. 27, pages 889-901, USA
- Ordaz M., Miranda E. y Avilés J.** (2000), “Propuesta de espectros de diseño por sismo para el DF”, XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Guanajuato, México
- Pérez-Rocha LE., Avilés J. y Mena E.** (2007), “Recomendaciones para tomar en cuenta los efectos de sitio en la construcción de espectros de diseño sísmico”, XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Ixtapa-Zihuatanejo, Guerrero, México

- Pérez-Rocha LE., Ordaz M. y Avilés J.** (2008), “Capítulo de diseño por sismo del Annual de Obras Civiles de la CFE”, V Simposio Nacional de Ingeniería Estructural en la Vivienda, Cancún Quintana Roo, México
- Ramirez O., Constantinou M., Whittaker A., Kircher C. y Chryosotomou C.** (2002), “Elastic and Inelastic seismic response of building with damping systems”, *Earthquake Spectra*, Vol. 18, No. 3, pages 531-547, Earthquake Engineering Research Institute, USA
- Reyes C., Miranda E., Ordaz M. y Meli R.** (2002), “Estimación de espectros de aceleración correspondientes a diferentes periodos de retorno para las distintas zonas sísmicas de la ciudad de México”, *Revista de Ingeniería Sísmica* No. 66, págs. 95-121. México
- Rivera J. L.** (2001) “Respuesta sísmica probabilística de sistemas estructurales simples no lineales” Tesis de Maestría, IPN, México
- Rivera J. L.** (2006) “Espectros de confiabilidad uniforme para sistemas estructurales con disipadores de energía” Tesis de Doctorado, DEPMI UNAM, México
- Rosenblueth E. y Gómez R.** (1991), “Comentarios a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, Series del Instituto de Ingeniería No. ES-7, UNAM, DF México
- Rosenblueth E. y Reséndiz D.** (1988), “Disposiciones reglamentarias de 1987 para tener en cuenta interacción dinámica suelo-estructura”, Series del Instituto de Ingeniería No 509, UNAM, DF México
- Ruiz S., Rivera J. L. y J.P.H. Toxqui** (2008), “Design spectra reduction coefficients for systems with seismic energy dissipating devices located on firm ground”, 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China
- Ruiz S.** (1999), “Alternativas para controlar las respuesta sísmica de los edificios”, *Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*, No. 50, págs. 12-22, México
- Sanchez-Sesma F.** (1988), “Seismic response of the valley of México”, *Earthquake Spectra*, Vol. 4, No. 3, pages 569-589
- Silva F.** (1998), “Calibración del método de linealización equivalente estocástica para sistemas histeréticos simples”, Tesis de Maestría, UNAM, México
- Silva F.** (2002), “Respuesta estocástica de estructuras histeréticas simples sujetas a sismos”, Tesis de Doctorado, UNAM, México
- Shome, N. and Cornell, C.A.** (1999), “Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures”, Department of Civil Engineering Stanford University, Report No. RMS-35, USA
- UBC** (1997), “Structural provisions and standards”, International Conference of Building Officials, Vol. 2, USA
- Wen Y. K.** (1980), “Equivalent linearization for hysteretic systems under random excitation”, *Transactions of the ASME, Journal of applied mechanics*, Vol. 47, pp. 150-154
- Wu J. and Hanson R. D.** (1989), “Study of inelastic respond spectra with high damping” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 115, No.6, pp. 1412-1431

## REFERENCIAS

---

**Yu-Yuan L., Meng-Hao T. y Kuo-Chun C.** (2003), “On the discussion of the damping reduction factors in the constant acceleration region for ATC-40 and fema-273”, Earthquake Spectra, Vol. 19, No. 4, pages 1001-1006, Earthquake Engineering Research Institute, USA