

01161



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

PROGRAMA DE POSGRADO EN INGENIERÍA

**ESPECTROS DE DISEÑO COHERENTES CON LA FILOSOFIA DE
DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO**

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)**

**PRESENTA
ARTURO QUIROZ RAMÍREZ**

**DIRIGIDA POR
DR. GUSTAVO AYALA MILIÁN**

**CIUDAD UNIVERSITARIA
México 2004**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

AGRADECIMIENTOS

El autor desea agradecer al CONACYT el apoyo económico otorgado durante mis estudios de maestría y durante la realización de este trabajo de tesis, y al Instituto de Ingeniería por permitir el uso de sus instalaciones.

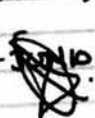
Deseo expresar mi más sincero agradecimiento a todo el grupo de trabajo del Dr. Gustavo Ayala, en especial al M.I. Guillermo Roeder por su gran apoyo, paciencia y confianza durante mi desarrollo como estudiante y persona, además al M.I. Mauro Niño y al M.C. Gelacio Juárez, así como al M.C. Esteban Flores por su tiempo, amistad y a todos por el conocimiento compartido.

Gracias al Dr. Gustavo Ayala por la confianza depositada, el soporte y aprecio que ofrece hacia mi persona, lo que ha significado tener una segunda oportunidad que no desaprovecharé.

Agradezco al Dr. Mario Ordaz Schroeder, Dr. Amador Terán Gilmore, Dr. Carlos Reyes Salinas, y al M.I. Octavio García Domínguez por sus valiosas aportaciones al contenido de este trabajo.

Quiero agradecer a mi familia, y a mi padre el M.I. Arturo Quiroz Soto por su incansable ánimo y empuje que me han servido de ejemplo durante toda la vida.

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: ARTURO QUIROZ RAMIREZ.
FECHA: 15 - JUNIO - 04
FIRMA: 

A mis padres por su apoyo que nunca cesa.
Su paciencia me ha permitido madurar,
como individuo y profesionista.

A Graciela, Georgina y Monse.
Siempre están ahí cuando se les necesita.

A toda mi familia y amigos.
Por la amistad y el cariño brindados.

A la memoria del Ing. Alfonso Sánchez.
Buen amigo y gran ser humano,
siempre entregado a su familia.

INDICE

Resumen	1
1. Introducción	2
1.1 Contenido del trabajo	
1.2 Antecedentes	
1.3 Objetivo	
2. Espectros de Diseño Sísmico Basado en Desempeño	9
2.1 Antecedentes	
2.2 Espectros de Peligro Uniforme a Ductilidad Constante	
3. Factor de Reducción por Ductilidad	15
3.1 Antecedentes	
3.2 Modelos Existentes	
3.3 Propuesta de un Modelo adecuado a los espectros de peligro uniforme	
3.4 Calibración del Modelo Propuesto de Reducción	
4. Incertidumbres en el cálculo del Periodo Estructural	34
4.1 Antecedentes	
4.2 Criterios existentes	
4.3 Propuesta de un modelo para considerar la incertidumbre del periodo estructural	
4.4 Ejemplo de Aplicación	
5. Conclusiones y Recomendaciones	59
5.1 Conclusiones	
5.2 Recomendaciones	
Referencias	62
Apéndice: Código y Manual del programa TENDes	A-1

RESUMEN

La evolución de los procedimientos de diseño sísmico basados en desempeño ha permitido relacionar más racionalmente los distintos niveles de comportamiento de las estructuras con las diferentes demandas sísmicas que se pudieran presentar durante su vida útil.

En trabajos previos se desarrolló una serie de espectros de peligro uniforme, los cuales involucran implícitamente en su formulación el comportamiento no lineal de las estructuras, representado con la curva correspondiente a un sistema bilineal de un grado de libertad que se considera equivalente a uno de múltiples grados de libertad.

El presente estudio permite entender el comportamiento de los espectros de peligro uniforme desarrollados anteriormente, pero considerando distintas características de la curva de comportamiento del sistema equivalente de 1gdl, o sea, cambiando sus valores de ductilidad objetivo y de rigidez de post – fluencia, y observando la variación de los espectros resultantes con referencia al espectro elástico. Lo anterior, se logra mediante la propuesta de un modelo de reducción, el cual depende de los valores establecidos de ductilidad y rigidez de post – fluencia, buscando así obtener el espectro de resistencias correspondiente a los valores considerados a partir de un espectro de referencia en el caso elástico.

Posteriormente, se propone un planteamiento teórico que considera las incertidumbres del periodo estructural fundamental dentro de los espectros de peligro uniforme (esto con base en una serie de hipótesis y con referencia en trabajos previos), generando una envolvente de forma muy similar a los espectros de diseño reglamentarios pero que consideran de forma más racional todos los aspectos estructurales y de peligro sísmico más importantes.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Contenido del trabajo

Este documento se compone de 5 capítulos incluyendo esta introducción. En el segundo se describe en forma general el trabajo realizado sobre espectros de peligro uniforme que consideran a la ductilidad como índice de desempeño. El tercer capítulo presenta la propuesta de un modelo para la obtención de factores de reducción por ductilidad adecuado a las características de los espectros de peligro uniforme. En el cuarto capítulo se presenta una descripción de las investigaciones más importantes relacionadas con las incertidumbres en el cálculo del periodo estructural, así como el planteamiento teórico de la consideración de estas incertidumbres en la definición de los espectros de diseño desarrollados en este trabajo. Por último se presentan las conclusiones y recomendaciones como resultados de esta investigación.

1.2 Antecedentes

Históricamente, el concepto del diseño estructural se ha basado en la idea de conseguir niveles satisfactorios de comportamiento, los cuales dependen de las acciones que pudieran generarse sobre una estructura durante su vida útil. Por ello, el concepto de desempeño es fundamental para el diseño estructural, permitiendo afirmar que, este siempre se ha

sustentado en buscar conseguir niveles de comportamiento específicos ante acciones determinadas.

Aún actualmente, la falta de conocimiento sobre el comportamiento de los materiales, así como una necesaria recurrencia a simplificaciones en la metodología de diseño, en ocasiones muy drásticas, no permite garantizar un comportamiento adecuado de las estructuras, provocando que algunas excedan el comportamiento deseado para las demandas esperadas.

Debido a lo anterior, frecuentemente el ingeniero se ve con la necesidad de redefinir las características de la respuesta estructural y del peligro sísmico; así como la relación entre éstos, buscando incrementar la confiabilidad de las metodologías de diseño sísmico. Esto ha propiciado la aparición de procedimientos de diseño en diversos países que permitan lograr estructuras con un comportamiento adecuado ante el evento sísmico de diseño que pudiera presentarse durante su vida útil.

El planteamiento del diseño sísmico basado en desempeño (*DSBD*), existe desde hace tiempo en reglamentos y publicaciones de países como Japón, los Estados Unidos y México. Recientemente se han presentado los conceptos involucrados de manera más explícita en el documento redactado por el Comité Vision2000 (SEAOC, 1995), presentando un formato específico de los objetivos de diseño de manera conceptual y dividiendo el proceso completo del *DSBD* en tres etapas principales:

1. Fase Conceptual.
2. Fase Numérica.
3. Implementación.

En el *DSBD*, se replantea la relación entre los niveles de desempeño estructural y niveles de diseño sísmico específicos. Para esto, el comportamiento de las estructuras se define en forma cualitativa antes de la etapa numérica del diseño. Estos niveles de desempeño o estados límite, son una expresión del daño máximo aceptable para un nivel de diseño sísmico o demanda sísmica de diseño.

En un principio la parte cualitativa del diseño no se había estandarizado, lo que volvía complejo tratar de entender los niveles de desempeño en forma cuantitativa. De ahí que, para establecer una relación entre la forma cualitativa y la cuantitativa del desempeño estructural, es necesario establecer índices de desempeño que permitan conocer de mejor manera el comportamiento de las estructuras.

A partir de este razonamiento, varios investigadores han propuesto diversos parámetros que “midan” al desempeño estructural inicialmente cualitativo. Entre estos índices se encuentran la ductilidad, las distorsiones de entrepiso, los índices de daño y el desplazamiento máximo de azotea. Sin embargo, actualmente no existe un acuerdo sobre cuál de estos parámetros puede ser el más adecuado, teniéndose distintos beneficios de uno u otro por los factores que involucran en su aplicación dentro del proceso de diseño.

Algunos autores discuten que la forma más conveniente para lograr los objetivos de desempeño es por medio del control de desplazamientos como punto de partida para el diseño; en lugar del diseño basado en fuerzas pero limitado por revisiones de desplazamientos como actualmente se presenta en algunos reglamentos (como en México y Nueva Zelanda).

Otros autores consideran a la energía y a los índices de daño como parámetros muy útiles en el caso de eventos sísmicos de larga duración en los que se generan sobre las estructuras gran cantidad de ciclos de carga – descarga, y para casos de estructuras que contengan elementos donde sea necesario prevenir un rápido deterioro.

1.2.1 Los objetivos del *DSBD*

Un objetivo de diseño dentro del *DSBD* se define como el nivel de desempeño estructural requerido para una demanda sísmica dada (nivel de diseño sísmico).

Niveles de Desempeño. El nivel de desempeño es una expresión del daño máximo que se permitiría en la estructura debido a un nivel específico de demanda sísmica. Estos niveles de desempeño se expresan de dos formas; una en términos cualitativos dirigida al público en general y la otra en términos más técnicos que cubren un rango de posibilidades como puede ser operación, viabilidad de reparación y seguridad, según sea el nivel al que se hace referencia. El Comité Vision2000 propone cuatro niveles de desempeño:

1. *Completamente operacional.*- No se deben requerir reparaciones en la estructura ni en las instalaciones esenciales para su operación, aunque pudiera presentarse cierto daño en elementos no estructurales y algunos acabados.
2. *Ocupación inmediata.*- Se permite mayor daño en los elementos no estructurales, y se acepta daño muy ligero en la estructura. Respecto al equipo y operación, se permiten fallas en equipos no esenciales para la operación.
3. *Seguridad de vidas.*- Se considera que el edificio sufre un daño estructural y no estructural importante. Su rigidez y capacidad de resistir cargas laterales se reduce, y las instalaciones sufren un daño considerable. Sin embargo, debe garantizarse la integridad del público usuario.
4. *Colapso incipiente.*- Se trata de un caso de daño extremo, donde la capacidad estructural a cargas laterales y verticales se ha reducido de manera muy considerable. Aunque debe mantenerse la estabilidad global de la estructura, no se garantiza la seguridad de los usuarios.

Niveles de Diseño Sísmico. Un nivel de diseño sísmico define la demanda sísmica con que se evalúa el desempeño de las estructuras. Se expresa como un periodo medio de retorno entre excitaciones sísmicas que produzcan efectos dañinos similares. Mientras mayor sea la magnitud de la excitación sísmica o sus efectos, el periodo de retorno también será mayor. También se puede expresar como una tasa de excedencia que es la probabilidad de que un evento sísmico supere los efectos dañinos establecidos con anterioridad para un sitio en particular. Los niveles de diseño sísmico son nombrados de la siguiente forma, entendiendo que a partir del primer nivel, los efectos son mayores:

1. Frecuente
2. Ocasional
3. Raro
4. Muy raro

Finalmente, los objetivos del *DSBD* se pueden observar dentro de la matriz conceptual del reporte del Comité Vision2000:



Figura 1. Matriz de Objetivos de Diseño Sismico (Vision2000, SEAOC, 1995)

En la figura 1 se observa que, dependiendo de la importancia de la estructura, se deberán cumplir los distintos niveles de desempeño para el nivel de diseño sísmico correspondiente. Sin embargo, no se ha estudiado formalmente la viabilidad de obtener un diseño único que satisfaga completamente los distintos niveles de desempeño que le corresponderían de acuerdo con su objetivo de diseño.

1.2.2 Trabajos desarrollados en *DSBD*

A partir de la década de los setentas, comenzó a utilizarse el concepto del *DSBD* y han surgido varias metodologías que intentan poner en práctica esta filosofía. A pesar de lo anterior, existen documentos previos que ya planteaban dicha filosofía como el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y el reglamento de la SEAOC, ambos del año 1966.

Una de las primeras formas reglamentarias que incorpora un procedimiento de diseño basado en desempeño fue el diseño por capacidad en Nueva Zelanda en la década de los setentas, el cual pretende obtener una respuesta adecuada mediante una distribución preestablecida de daño entre los elementos estructurales. Empero, al no considerar el control de las demandas de desplazamiento, no existe una forma de limitarlas.

Moehle (1992), discutió que no son convenientes los procedimientos de diseño sustentados solamente en la aplicación de fuerzas externas a partir de las cuales se obtienen las resistencias necesarias. Debido a esto, Moehle propuso un método basado en la capacidad a desplazamiento de las estructuras y en la longitud de las articulaciones plásticas generadas en sus elementos, para finalmente comparar esta capacidad de las estructuras contra la demanda de desplazamientos que generaría un sismo de diseño dado.

Fajfar y Krawinkler (1997), propusieron implementar los procedimientos de diseño basados en el control de desplazamientos en una manera paulatina, de modo que en las primeras etapas coexistan los procedimientos basados en fuerzas con los basados en desplazamientos y finalmente en una última etapa, se establezcan como única forma reglamentaria los últimos. A diferencia de Moehle, Fajfar y Krawinkler presentan un método basado en el estudio de las demandas a través de espectros de sistemas equivalentes de 1 grado de libertad (*1gdl*) con un modelo de comportamiento bilineal.

Ayala y Sandoval (1999), proponen un método de diseño basado en desempeño, que involucra implícitamente el comportamiento no lineal de las estructuras mediante un modelo de comportamiento bilineal para sistemas de *1gdll*, el cual es equivalente a otro sistema de múltiples grados de libertad (*mgdl*) que responde principalmente en el modo fundamental. Posteriormente, Ayala y Basilio (2002), modifican esta metodología para estructuras en las que es importante la influencia de los modos superiores de vibrar.

1.3 Objetivo

El objetivo de este trabajo consiste en definir un modelo para encontrar los factores de reducción por ductilidad adecuado a las características de los espectros de peligro uniforme desarrollados por Avelar y Ayala (2003); lo anterior con el fin de poder recurrir a espectros elásticos de peligro uniforme como referencia, encontrando de forma directa el espectro correspondiente a valores definidos de ductilidad y rigidez de post – fluencia.

Así mismo, se desarrolla un planteamiento teórico para considerar la influencia de las incertidumbres en el cálculo del periodo estructural fundamental, y hacer su inclusión dentro de los espectros de peligro uniforme para obtener una envolvente de forma similar a la de los espectros de diseño reglamentarios.

2. ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO BASADOS EN DESEMPEÑO

2.1 Antecedentes

Los espectros propuestos por Avelar y Ayala (2003) son la base del estudio reportado en esta tesis. Estos espectros se derivan de la respuesta de modelos de 1gd1 con una curva de comportamiento bilineal, donde la rama inelástica define el daño considerado en las estructuras. A continuación se presenta un resumen del procedimiento para la estimación de estos espectros.

2.1.1 Estimación de los Espectros de Peligro Uniforme

Para obtener estos espectros de peligro uniforme es necesario evaluar la sismicidad local de la región bajo estudio, la cual se expresa mediante la tasa de excedencia de magnitudes ($\lambda(M)$). Esta tasa se define como la frecuencia con que ocurren sismos de magnitud mayor a una considerada.

La tasa de excedencia de magnitudes puede expresarse por medio de dos modelos, uno de ellos es el de Poisson, y el otro es un modelo de temblor característico el cual, se utiliza cuando el tiempo entre eventos no presenta una distribución exponencial como para el primer caso.

Para calcular la tasa de excedencia de magnitudes en la Ciudad de México, es necesario recurrir al modelo de temblor característico considerando, que la magnitud de los eventos sísmicos más importantes de este sitio presentan cierta periodicidad y que la magnitud de un sismo está asociada con el tiempo que ha transcurrido para su ocurrencia. Lo anterior se presenta como una función del tiempo (Ordaz, 1999):

$$E(M | T_{00}) = \max(M_u, D + F * LH(T_{00})) \quad (2-1)$$

donde:

$E(M|T_{00})$ = Valor esperado de magnitud del próximo evento.

T_{00} = Tiempo transcurrido desde el último evento característico de magnitud igual o mayor a M_0 .

M_0 = Umbral de magnitud.

D, F = Parámetros que definen la variación de la magnitud esperada.

La tasa de excedencia de magnitudes se expresa como sigue:

$$\lambda(M) = \lambda_0 \left[1 - \Phi \left(\frac{M - E(M | T_{00})}{\sigma_M} \right) \right] k \quad M_u > M \geq M_0 \quad (2-2a)$$

$$\lambda(M) = 0 \quad M_u < M \quad (2-2b)$$

donde: $\lambda_0 = \frac{1}{T_0}$

T_0 = mediana de tiempo entre eventos de magnitud $M > M_0$

k = factor de normalización tal que el área bajo la curva sea igual a la unidad.

Φ = Distribución normal

$\tilde{\sigma}_m$ = Desviación estándar de la muestra

M_u = Magnitud máxima que se puede generar en el sitio (provincia tectónica).

De acuerdo con Ordaz (2002), para la zona de subducción de Guerrero se tienen los siguientes parámetros: $T_{00} = 80$ años, $M_0 = 7.0$, $M_u = 8.4$, $D = 7.5$, $F = 0.0$, $\sigma_m = 0.27$, $T_0 = 39.7$ años, obteniéndose los siguientes resultados para su aplicación dentro del modelo del temblor característico:

$$\begin{aligned} E(M | 80) &= 7.5 \\ \lambda_0 &= \frac{1}{T_0} = \frac{1}{39.7} = 0.025188 \\ k &= 1.118 \end{aligned}$$

Posteriormente, para cuantificar las tasas de excedencia de los niveles de desempeño, es necesario recurrir a la siguiente ecuación (Ordaz, 1997):

$$\nu(a) = \sum_{i=1}^N \int_{M_0}^{M_{ui}} -\frac{d\lambda_i(M)}{dM} * \Pr(A > a | M, L_i) dM \quad (2-3)$$

En esta ecuación $\nu(a)$ representa el número esperado de veces por unidad de tiempo en que se excede un valor de intensidad a , por medio de la probabilidad condicional de que esta intensidad sea excedida con un sismo de magnitud M generado a una distancia L_i del sitio de interés.

Como lo proponen Avelar y Ayala (2002), entendiéndose que se busca cuantificar la tasa de excedencia de un nivel de desempeño específico, es entonces necesario expresar el número de veces en que la respuesta de una estructura excede un nivel de desempeño o estado límite establecido, lo que resulta en la siguiente expresión:

$$\nu(r) = \sum_{i=1}^N \int_{M_0}^{M_{ui}} -\frac{d\lambda_i(M)}{dM} * \Pr(r > r_{lim} | M, L_i) dM \quad (2-4)$$

Como la respuesta estructural dependerá de un índice de desempeño definido, para fines ilustrativos el índice de desempeño estará dado por una ductilidad objetivo, por lo que la expresión anterior cambia a la siguiente forma:

$$v(\mu) = \sum_{i=1}^N \int_{M_0}^{M_{i\mu}} -\frac{d\lambda_i(M)}{dM} * \Pr(\mu > \mu_{i,\mu} | M, L_i) dM \quad (2-5)$$

A partir de considerar que la probabilidad de que el sistema estructural tenga una ductilidad mayor a la ductilidad objetivo, es igual a la que el sistema tenga una resistencia menor a la requerida para alcanzar dicha ductilidad, se concluye que:

$$v(R) = \sum_{i=1}^N \int_{M_0}^{M_{i\mu}} -\frac{d\lambda_i(M)}{dM} * \Pr(Re > R | M, L_i) dM \quad (2-6)$$

donde Re es la resistencia requerida para lograr que el sistema tenga una ductilidad objetivo para un nivel de desempeño específico.

Finalmente, si solamente se considera un nivel de desempeño y una fuente sísmica que influya en el riesgo sísmico del sitio de interés, la expresión 2-6 se reduce a:

$$v(R) = \int_{M_0}^{M_{\mu}} -\frac{d\lambda(M)}{dM} * \Pr(Re > R | M) dM \quad (2-7)$$

Ayala y Avelar (2002), utilizan como ejemplo ilustrativo las condiciones de una ductilidad igual a cuatro, correspondiente a una nivel de desempeño de prevención de colapso para un evento muy raro en el nivel de diseño sísmico.

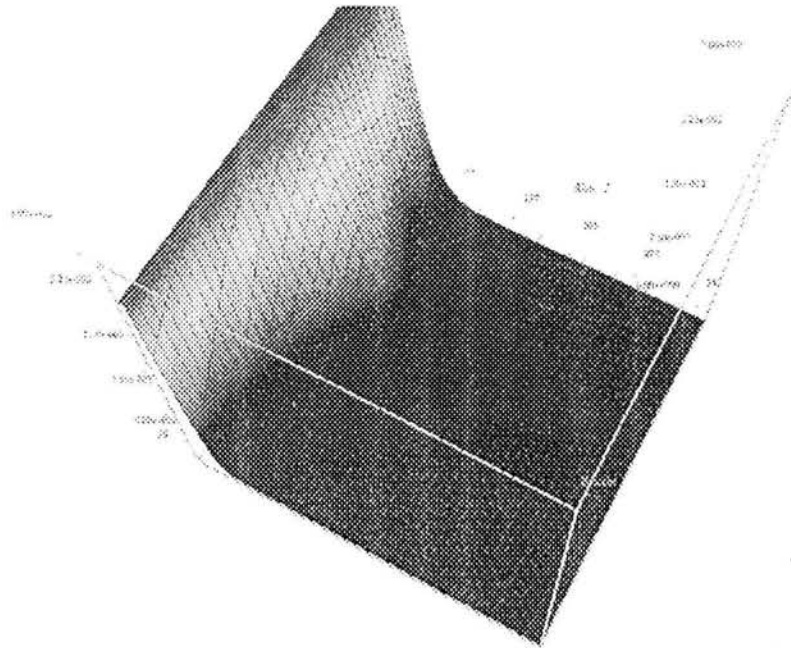


Figura 2. Superficie de peligro uniforme final como solución de la ecuación (2-7)

La primera etapa de este trabajo consiste en asignar varios modelos de comportamiento bilineal con distintos valores de ductilidad y rigidez de post – fluencia para obtener los espectros de resistencias correspondientes mediante el programa TRIBILIN (Ordaz y Pérez Rocha, modificado por Ayala y Avelar, 2003). De lo anterior se obtiene una serie de familias de espectros de resistencias correspondientes a cada modelo bilineal.

2.2 Procedimiento para el cálculo de los espectros propuestos

El programa TENDes se desarrolló en lenguaje FORTRAN95, con el objetivo de calcular la superficie de interés (superficie de excedencias) así como los valores correspondientes a espectros de peligro uniforme para tasas de excedencia constante. Los resultados de este programa presentan un error medio del 0.2% en relación a los obtenidos con las aplicaciones utilizadas por Avelar y Ayala. El listado del programa se presenta en el Apéndice.

En este trabajo se utilizaron valores de ductilidad de 2.0, 3.0 y 4.0 y, para cada valor de relaciones de rigidez de post-fluencia a rigidez inicial de 0.01, 0.10, 0.20, 0.30 y 0.40. Para obtener los espectros de respuesta se recurrió al programa TRIBILIN utilizando los 11,000 sismos sintéticos obtenidos en el trabajo de Avelar (2002).

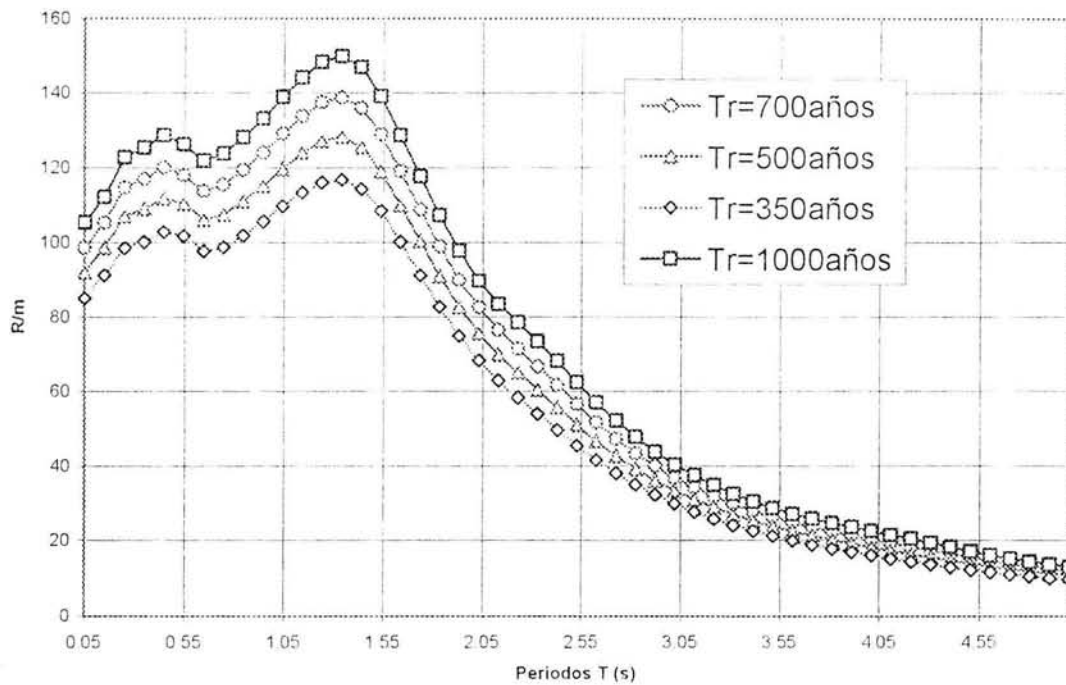


Figura 3: espectros de peligro uniforme para distintas tasas de excedencia para $\mu = 4$, $\alpha = 0.40$

3. FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA POR DUCTILIDAD

3.1 Antecedentes

El uso de espectros de diseño es uno de los procedimientos más utilizados dentro de la práctica del diseño sísmico para encontrar la resistencia requerida por una estructura para soportar las demandas sísmicas de diseño.

Estos espectros de diseño generalmente se derivan de uno elástico, el cual es afectado por una serie de factores pensando en considerar la influencia del comportamiento en el rango no lineal, la sobre-resistencia de los materiales o la influencia de otros modos de vibrar, reduciendo las ordenadas espectrales elásticas aceptando que el sistema estructural sufrirá cierto nivel de daño. Lo anterior se explica porque sería económicamente incosteable cubrir demandas sísmicas considerables y que la estructura se mantenga dentro del rango elástico de comportamiento.

La primera serie de propuestas de modelos de reducción que consideran el comportamiento no lineal o ductilidad, fue desarrollada con base en observaciones de los espectros de respuesta de desplazamientos, velocidades y aceleraciones para casos de sismos de efectos importantes en sitios específicos, por lo que ya se tienen implícitamente consideradas las características de los sismos y las condiciones del suelo del sitio en particular; lo que lleva a la conclusión de que estas propuestas solo pueden satisfacer los requerimientos para los sitios donde se obtuvieron los registros.

De acuerdo con lo indicado anteriormente, muchos autores han expresado su preocupación por la falta de racionalidad en la aplicación de los distintos modelos de reducción por ductilidad dentro de códigos de diseño como las NTC- Sismo del RDF (1993) obligando mejorar estos planteamientos y adecuar las provisiones de diseño sísmico a las condiciones del sitio de interés.

El factor de reducción por comportamiento en el rango no lineal o por ductilidad queda definido por:

$$R_{\mu} = \frac{R_y(\mu = 1)}{R_y(\mu = \mu_i)} \tag{3-1}$$

donde $R_y(\mu = 1)$ es la resistencia requerida para mantener el sistema dentro del rango elástico y $R_y(\mu = \mu_i)$ es la resistencia para que el sistema tenga una demanda de ductilidad de desplazamiento μ_i , entendiéndose que para estructuras de concreto normalmente se recurre a un amortiguamiento del 5 % del crítico.

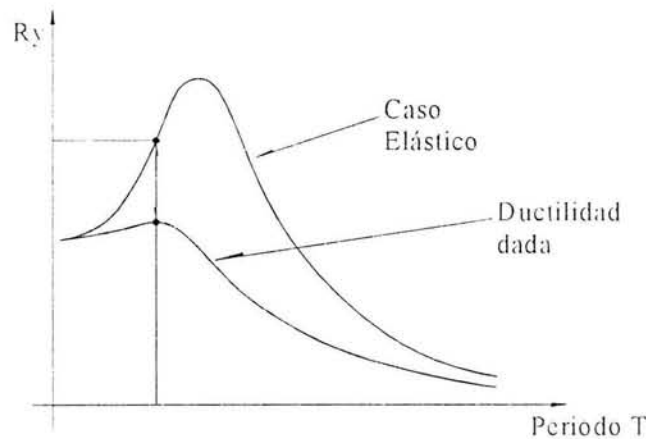


Fig 4: Comparación entre un espectro elástico y uno con un valor de ductilidad dado.

Estos factores de reducción tienen los límites impuestos, por la dinámica estructural, que cuando T tiende a cero, R_{μ} tiende a 1, y cuando T tiende a infinito, R_{μ} tiende al valor de μ .

Para propósito de diseño, R_{μ} corresponde a la reducción de resistencia consistente con una demanda de ductilidad establecida; esto, para una estructura que tendrá una resistencia lateral igual a la de diseño.

De acuerdo con las características anteriores, es posible construir un espectro de R_{μ} para los periodos estructurales considerados, y plantear un modelo de ecuación que haga posible encontrar los factores de reducción por comportamiento no-lineal correspondientes a los espectros de peligro uniforme.

3.2 Modelos existentes para la reducción por ductilidad

Dentro de los primeros modelos propuestos destaca el de Newmark y Hall (1973), el cual se basa en las observaciones hechas a partir de los espectros elástico e inelástico correspondientes al registro sísmico del 18 de mayo de 1940, en El Centro, California así como en estudios previos sobre respuesta a registros de pulsos y otros registros sísmicos. Dichas observaciones son las siguientes:

- (i).- En la región espectral de frecuencias bajas a medias, tanto el sistema elástico como el inelástico presentan los mismos desplazamientos máximos.
- (ii).- En la región extrema correspondiente a frecuencias muy altas los sistemas presentan el mismo nivel de fuerzas.
- (iii).- En la región de frecuencias medias a altas el principio de conservación de energías puede usarse ya que, el diagrama de carga deformación monotónica es el mismo que el de un sistema elastoplástico perfecto sujeto a la misma excitación.

Este modelo queda definido por:

$$R_{\mu} = 1 \qquad 0 \leq T < \frac{T_1}{10} \qquad (3-2)$$

$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu-1} \left[\frac{T_1}{4T} \right]^{2.513 \log \left[\frac{1}{\sqrt{2\mu-1}} \right]} \quad \frac{T_1}{10} \leq T < \frac{T_1}{4} \quad (3-3)$$

$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu-1} \quad \frac{T_1}{4} \leq T < T_1' \quad (3-4)$$

$$R_{\mu} = \frac{T\mu}{T_1} \quad T_1' \leq T < T_1 \quad (3-5)$$

$$R_{\mu} = \mu \quad T_1 \leq T < T_2 \quad (3-6)$$

$$R_{\mu} = \mu \quad T_1 \leq T < 10.0s \quad (3-7)$$

donde:

$$T_1 = 2\pi \frac{\phi_{ev}V}{\phi_{ea}A} \quad (3-8)$$

$$T_1' = T_1 \frac{\mu}{\sqrt{2\mu-1}} \quad (3-9)$$

$$T_2 = 2\pi \frac{\phi_{ed}D}{\phi_{ev}V} \quad (3-10)$$

donde A , V , D son la aceleración, velocidad y desplazamientos máximos del suelo respectivamente, y ϕ_{ea} , ϕ_{ev} , ϕ_{ed} son factores de amplificación con los que se obtienen las ordenadas espectrales.

La desventaja que presenta este modelo para su aplicación al caso de suelos blandos es que los registros utilizados por Newmark y Hall solo provienen de sitios en roca, por lo que, los factores de reducción no aplican para sitios con suelos blandos.

Otro modelo es el propuesto por Nassar y Krawinkler (1991), para el cual se estudiaron 15 eventos registrados en la región occidental de los Estados Unidos. A pesar de que estos registros provenían de suelos firmes y de aluvión, las características de los suelos no fueron explícitamente consideradas. Además, aunque sin ningún resultado importante, se estudiaron

la influencia de las distancias epicentrales y de los niveles de endurecimiento por deformación dentro de los modelos de comportamiento elegidos aunque.

El modelo propuesto por estos autores se presenta a continuación:

$$R_{\mu} = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c} \tag{3-11}$$

$$\text{donde: } c(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \tag{3-12}$$

donde α es la relación de rigidez de post – fluencia, y a y b son parámetros obtenidos de la siguiente tabla:

α	a	b
0.00	1.00	0.42
0.02	1.00	0.37
0.10	0.80	0.29

Tabla 1: Presentación los valores de los parámetros a y b .

La propuesta de Miranda (1993), se presenta como una de las más interesantes en el sentido de que consideró la variabilidad en las características de los suelos donde se registraron los 124 eventos sísmicos que tomó como base para este estudio. Dentro del planteamiento, explícitamente se pensó en las características de los suelos al obtener una expresión que depende de una serie de funciones del periodo estructural (T) para cada condición de suelo. Además, en el caso de suelo blando la función Φ depende de la relación T/T_g , al observar que para esta última condición, el periodo dominante del suelo (T_g) tiene una gran influencia sobre la variabilidad de estos factores de reducción. Las expresiones son las siguientes:

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \geq 1 \tag{3-13}$$

donde:

$$\Phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} \exp \left[-\frac{3}{2} \left(\ln T - \frac{3}{5} \right)^2 \right] \quad \text{para suelos rocosos} \quad (3-13a)$$

$$\Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp \left[-2 \left(\ln T - \frac{1}{5} \right)^2 \right] \quad \text{para suelos de aluvión} \quad (3-13b)$$

$$\Phi = 1 + \frac{Tg}{3T} - \frac{3Tg}{4T} \exp \left[-3 \left(\ln \frac{T}{Tg} - \frac{1}{4} \right)^2 \right] \quad \text{para suelos blandos} \quad (3-13c)$$

Posteriormente, Ordaz y Pérez – Rocha (1998), desarrollan una regla para estimar estos factores de reducción, considerando que no necesariamente se pueden definir como una función del período estructural, y si como una función de las ordenadas espectrales elásticas en distintas condiciones de sitio, haciendo notar que los espectros elásticos de velocidad y desplazamiento normalizados respecto de los valores máximos de velocidad y desplazamiento en el suelo presentan cierta coincidencia con el espectro de factores de reducción. Su expresión inicial quedó definida como sigue:

$$R_{\mu}(T) = 1 + \left(\frac{V(T)}{V_{\max}} \right)^{\alpha} \left(\frac{D(T)}{D_{\max}} \right)^{\beta} (\mu - 1) \quad (3-14)$$

Después de un proceso estadístico de los datos y de un análisis de regresión, encontraron la siguiente expresión final para su regla:

$$R_{\mu}(T) = 1 + \left(\frac{D(T)}{D_{\max}} \right)^{\beta(\mu)} (\mu - 1) \quad (3-15)$$

donde:

$$\beta(\mu) = 0.388(\mu - 1)^{0.173} \quad (3-15a)$$

En esta formulación se puede ver que $\beta(\mu)$ es un parámetro que rige la influencia de las ordenadas normalizadas y solo depende de la relación de ductilidad.

La propuesta de Ordaz y Pérez – Rocha es interesante en el sentido de que trabaja en función de la forma del espectro elástico normalizado. Sin embargo, estas ordenadas provienen del espectro de desplazamiento y para el caso que se está tratando en este trabajo se cuenta solamente con los espectros de resistencias. También, este modelo está pensado solamente para modelos equivalentes con comportamiento elasto – plástico.

Arroyo y Terán (2003), proponen una formulación para el cálculo de R_{μ} para estructuras con sistemas disipadores de energía, en función de la respuesta de un sistema elasto – plástico perfecto de 1 grado de libertad para distintos valores de ductilidad μ y porcentaje de amortiguamiento crítico ξ . Para el cálculo de dichos espectros se utilizaron 152 acelerogramas provenientes de distintas zonas del Lago de la Ciudad de México. Al igual que Miranda, estos autores proponen utilizar la relación T/T_g dentro de las funciones definidas para sitios de suelo blando. A continuación se presentan las expresiones propuestas por estos investigadores para sitios de suelo blando:

$$R_{\mu} = \frac{\phi \left(\frac{T}{T_g} \right)^{\theta}}{0.175 + \left| \frac{T}{T_g} - 1 \right|} + 1 \quad (3-16)$$

donde:

$$\phi = 0.92\mu\xi^{0.17} + \xi - 0.6 \quad (3-16a)$$

$$\theta = \frac{\mu^4}{2.5 + \mu^4} \quad (3-16b)$$

Para propósitos de este trabajo fue necesario plantear una formulación propia para los espectros de peligro uniforme y se decidió tomar características de los trabajos previos, principalmente el de Ordaz y Pérez – Rocha (1998), y de Miranda (1993).

De la propuesta Ordaz y Pérez – Rocha (1998) se consideró la similitud entre la variación de R_{μ} y las ordenadas espectrales normalizadas de resistencias elásticas, mientras que de la propuesta de Miranda se tomó la idea de manejar la relación del período fundamenta a periodo dominante del suelo, en este caso el del sitio de registro del sismo semilla de los acelerogramas sintéticos empleados en esta investigación.

3.3 Propuesta de un modelo propio para reducción por ductilidad

El planteamiento de un modelo específico para las condiciones de suelo blando de la Ciudad de México se inició con la obtención de los espectros de R_{μ} , correspondientes a los espectros de peligro uniforme, dividiendo las ordenadas del espectro elástico entre las correspondientes de los espectros con diferentes condiciones de ductilidad y relación de post – fluencia de la siguiente forma:

$$R_{\mu} = \frac{R_y(\mu = 1)}{R_y(\mu = \mu_i, \alpha = \alpha_j, \xi = 0.05)} \quad (3-16)$$

donde $\mu = \mu_i$ y $\alpha = \alpha_j$ corresponden a los valores definidos de ductilidad y rigidez de post – fluencia, y considerando un porcentaje de amortiguamiento de 5% respecto al crítico.

En la figura 5 se observa cómo los valores máximos de R_{μ} se incrementan de forma importante con el aumento del valor de la relación de ductilidad, y tienden a mantener las características generales de los espectros de R_{μ} .

En la figura 6 se puede observar la similitud entre la forma básica de los espectros de R_{μ} contra el espectro elástico de peligro uniforme que está normalizado respecto a R_{max} , que corresponde al valor de resistencia cuando T tiende a cero.

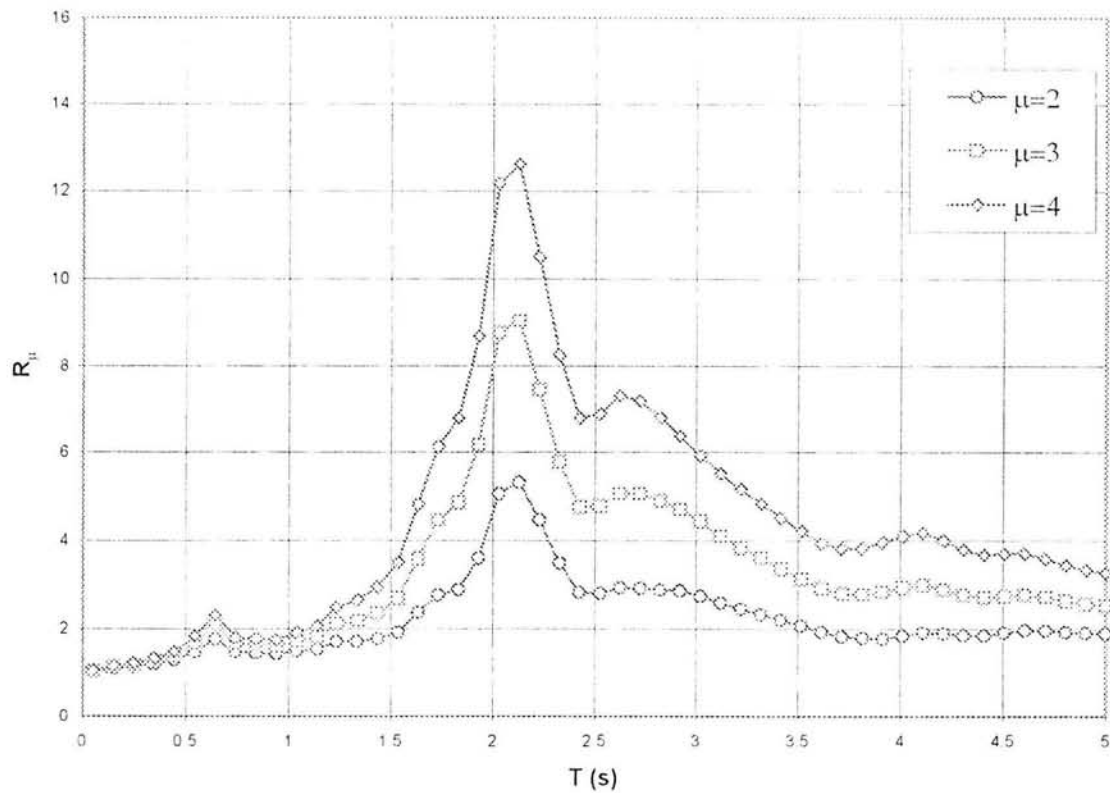


Figura 5: Espectros de R_μ para distintas ductilidades y $\alpha = \text{cte}$ (1%).

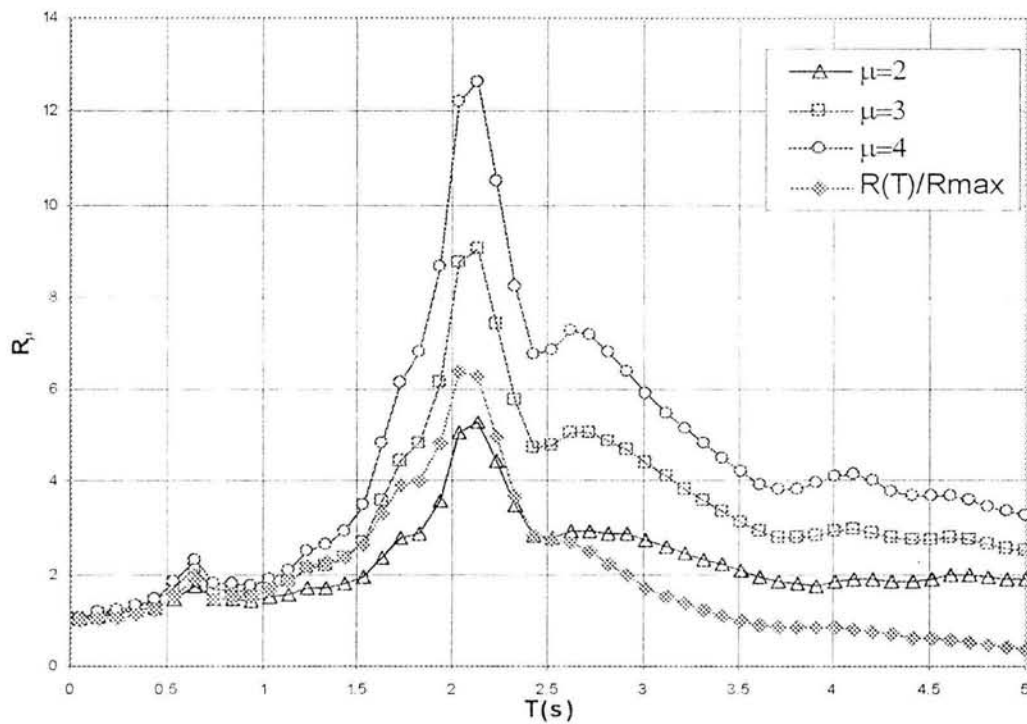


Figura 6: Similitud entre los R_μ vs $R(T)/R_{\max}$.

En el trabajo de Miranda (1993), se explica que para el caso específico de sitios de suelo blando, es importante considerar el período dominante del suelo, y que este se puede obtener de los espectros de energía o del espectro de velocidades ubicando el valor de período para la ordenada más alta en ambos espectros. Aunque Arroyo y Terán (2003) han notado diferencias importantes entre utilizar uno u otro espectro en sitios con depósitos blandos muy profundos, para el caso tratado en esta tesis no se presentó dicha situación obteniendo prácticamente un mismo valor de T_g en ambos espectros.

Debido a la influencia del periodo dominante del suelo sobre el comportamiento de los espectros de reducción para el caso de suelos blandos, Miranda establece que sería impráctico graficar espectros para sitios diferentes con periodos dominantes del suelo muy distintos por lo que, es mucho mejor trabajar con la relación T/T_g .

De acuerdo con lo anterior, a continuación se presenta en una primera etapa, una función para el caso de comportamiento elasto – plástico, la cual presenta a continuación:

$$R_{\mu}(T/T_g) = \frac{1}{\mu} + \left(\frac{R(T/T_g)}{R_{\max}} \right)^{\mu} \frac{(\mu-1)}{\mu} \quad (3-17)$$

Esta primera expresión propuesta por el autor de esta tesis, solo es un planteamiento inicial, la cual presenta errores para su aplicación en todo el rango de periodos.

A partir de evaluar esta expresión, se notó la existencia de dos zonas de comportamiento para los factores de reducción, delimitadas por una relación T/T_g igual a 1.00, la primera se caracteriza por el crecimiento de los valores de R_{μ} , y, la segunda parte del espectro presenta una disminución muy pronunciada que tiende a valores iguales o menores que la ductilidad. Por lo anterior, fue necesario pensar en por lo menos dos ecuaciones, acompañadas cada una por expresiones correspondientes al cálculo de β (posteriormente definidas como β_1 , β_2) para cada rango de periodos.

De ahí que se decidiera usar la relación de período estructural a período del suelo, ya que como se hizo notar en el párrafo anterior, cuando esta se aproxima a un valor de $T/T_g = 1.00$, las ordenadas espectrales de R_μ tienden al máximo, y esto se puede tomar como una frontera entre la aplicabilidad de las expresiones para el cálculo del espectro de factores de reducción.

Con base en lo anterior, se plantearon nuevas expresiones y se realizó un proceso de regresión lineal posterior a la evaluación para una serie de valores de β_1 y β_2 obteniendo las siguientes expresiones aplicables a sistemas elasto – plásticos:

Para $T/T_g \leq 1.00$:

$$R_\mu(T/T_g) = \frac{1}{\mu} + \left(\frac{R(T/T_g)}{R_{\max}} \right)^{\beta_1(\mu)} \frac{(\mu-1)}{\mu} \quad (3-18)$$

$$\beta_1(\mu) = 0.15\mu + 0.90$$

para $T/T_g > 1.00$:

$$R_\mu(T/T_g) = \left(\mu - \frac{1}{2} \right) + \left(\frac{R(T/T_g)}{R_{\max}} \right)^{\beta_2(\mu)} \frac{2(\mu-1)}{(\mu+2)} \quad (3-19)$$

$$\beta_2(\mu) = 0.05\mu + 1.00$$

Con este modelo se calculan valores muy cercanos a los obtenidos de forma directa y es aplicable a los espectros de peligro uniforme con base en un modelo de comportamiento elasto – plástico solamente, ya que no considera la influencia de la relación de post – fluencia.

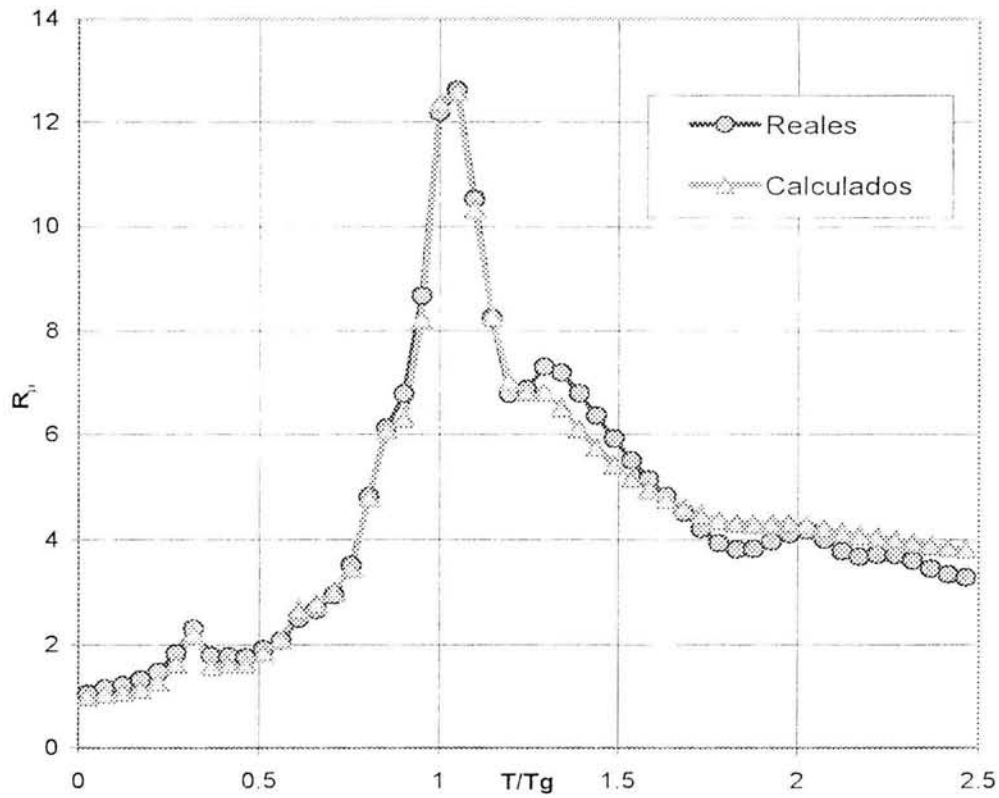


Figura 7: Comparativa de R_u reales y calculados para sistemas elasto – plásticos y $\mu = 4$.

La propuesta para la definición del modelo, en la cual se considera la participación tanto de la relación de ductilidad y de la de rigidez de post – fluencia, presentar a continuación, donde se intuye que las funciones de β_1 y β_2 , presentarán la forma mostrada y que se calibrarán en la siguiente sección:

Para $T/T_g < 1.00$:

$$R_u(T/T_g) = (\alpha + 1) + \left\{ \left(\frac{R(T/T_g)}{R_{\max}} \right)^{\beta_1(\mu, \alpha)} \frac{2(\mu - 1)}{(\mu + 2)} - \frac{1}{2} \right\} \frac{1}{\mu} \quad (3-20)$$

$$\beta_1(\mu, \alpha) = f_1(\mu, \alpha)$$

para $T/T_g \geq 1.00$:

$$R_{\mu}(T/T_g) = \alpha - \frac{1}{2} + \left\{ \left(\frac{R(T/T_g)}{R_{\max}} \right)^{\beta_2(\mu, \alpha)} \frac{2(\mu-1)}{(\mu+2)} + 1 \right\} \frac{1}{\mu}$$

(3-21)

$$\beta_2(\mu, \alpha) = f_2(\mu, \alpha)$$

3.4 Calibración del modelo propuesto.

El modelo propuesto también considera la influencia de la relación de rigidez inicial a la de post – fluencia, la cual, afecta la forma de los espectros iniciales de peligro uniforme.

Al observar los espectros de peligro uniforme, se pudo notar que en la zona de periodos cortos, a medida que aumenta el valor de la relación de post – fluencia, disminuye el valor de la resistencia a la fluencia para un valor constante de ductilidad. Esto, condujo a revisar los espectros de resistencias obtenidos del programa TRIBILIN. Estos espectros comunes de resistencia de fluencia, correspondientes a diferentes valores de rigidez de post – fluencia, presentaron la misma situación.

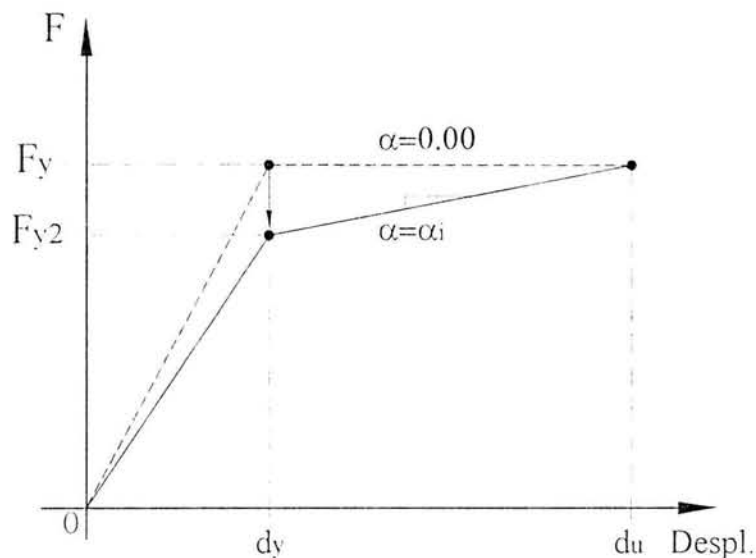


Figura 8: Variación de la resistencia de fluencia con el incremento del valor de la relación de post – fluencia para el caso de periodos cortos.

Lo anterior sucede debido a las condiciones establecidas de ductilidad y relación de post – fluencia fijas en los modelos de comportamiento, ya que para períodos muy cortos las resistencias últimas son prácticamente iguales al caso elasto – plástico provocando que, la resistencia de fluencia disminuya para mantener estas condiciones impuestas.

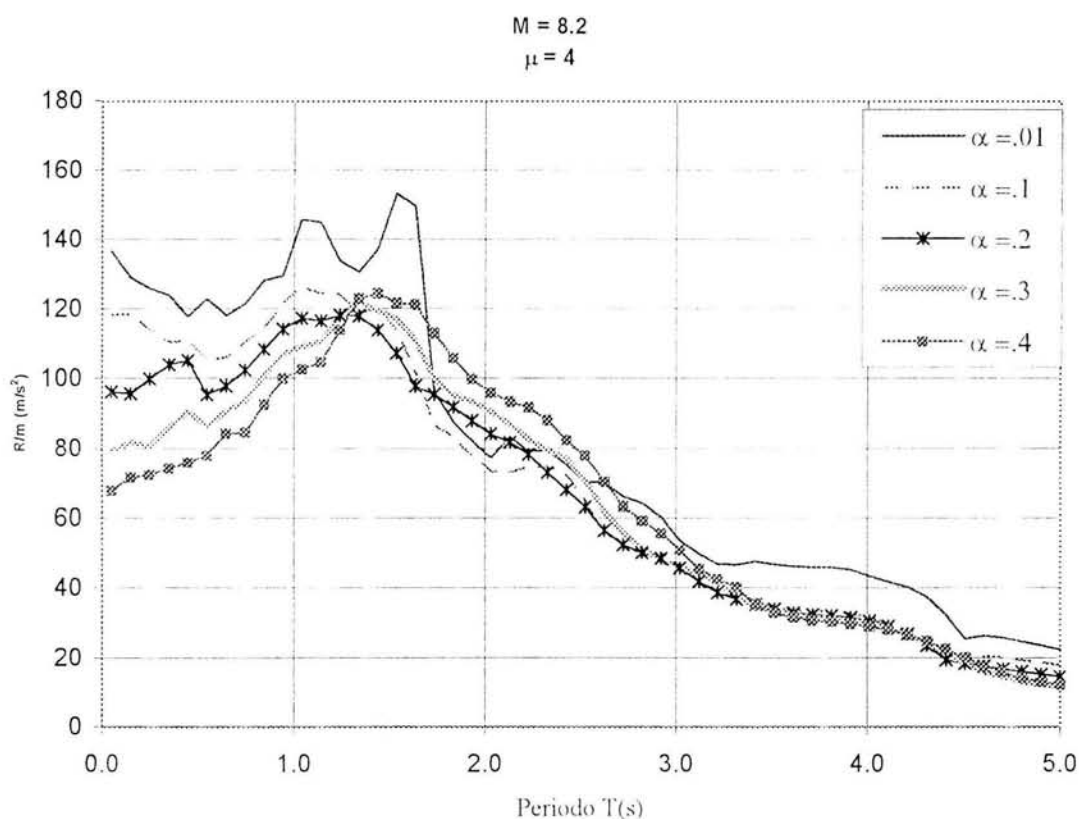


Figura 9: Espectros de resistencias Para una ductilidad de 4 y distintos valores de α de un sismo simulado de magnitud 8.2.

Del análisis de los resultados obtenidos surge la pregunta de qué valor de rigidez de post – fluencia considerar en el diseño de las estructuras de acuerdo con la configuración y el costo que se está dispuesto a aceptar dependiendo de los distintos períodos estructurales y tasas de excedencia.

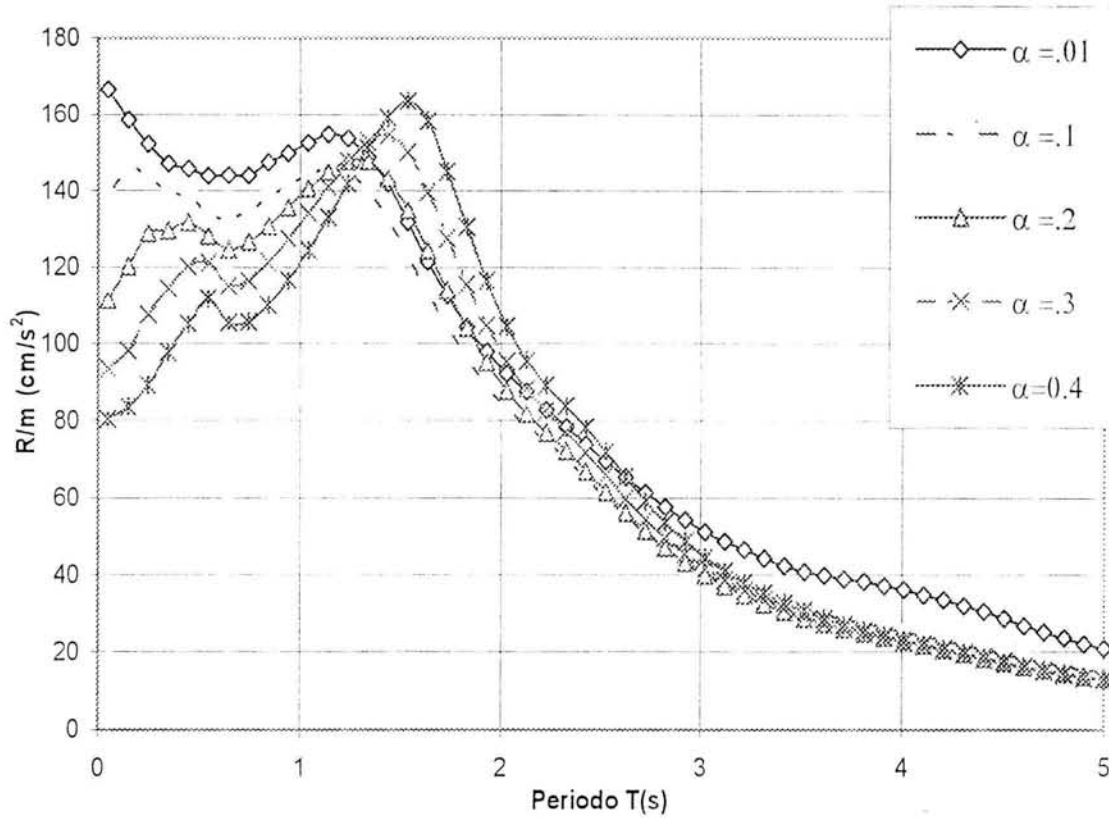


Figura 10: Espectros de peligro uniforme para una ductilidad de 4 y distintos valores de α .

Se puede notar en la figura 10 que en periodos cortos es más conveniente tener una rigidez de post – fluencia elevada debido a que las resistencias de fluencia demandadas para estas rigideces son menores, mientras que para sistemas con periodo estructural más grande y rigidez de post – fluencia elevada se incrementa la demanda de resistencia.

Para los modelos propuestos se consideró la siguiente forma en las ecuaciones que definirán a β_1 y β_2 :

$$\beta_i(\mu, \alpha) = \beta_{i-1}\alpha + \beta_{i-2}$$

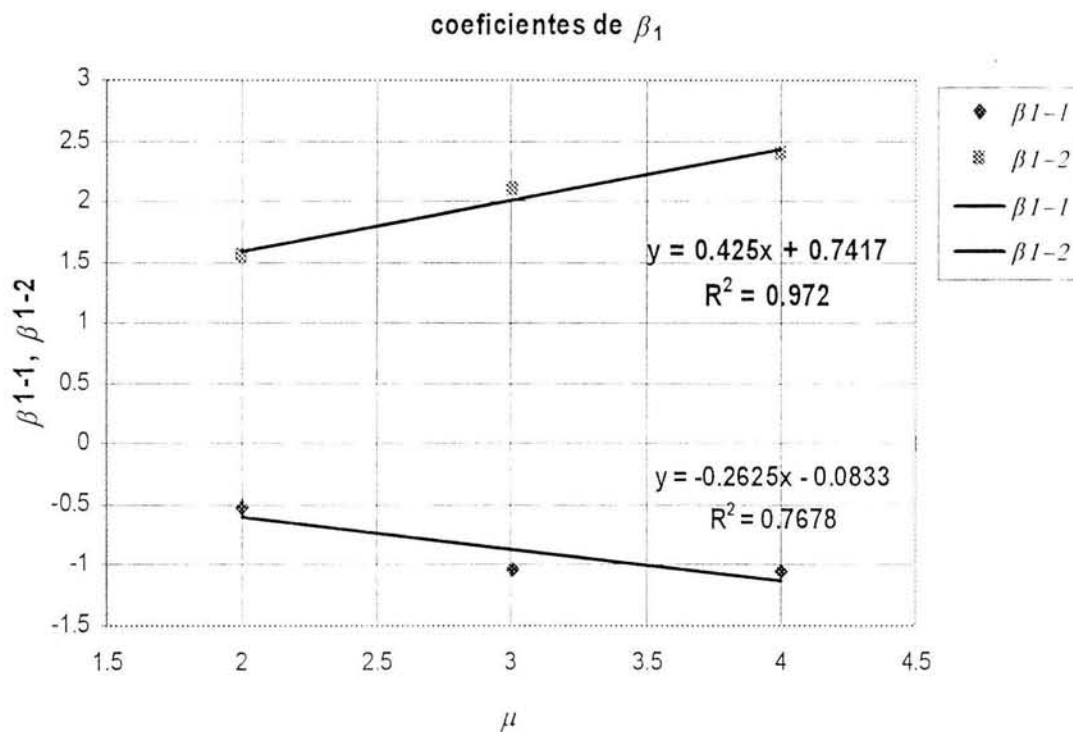
Posteriormente se evaluaron sistemáticamente las expresiones propuestas dando valores arbitrarios en β_1 y β_2 buscando cuales de estos acercaban al modelo con los espectros de R_{μ} calculados directamente.

En las figuras 11 y 12 se pueden observar los resultados de las regresiones para los coeficientes β_{1-1} , β_{1-2} , β_{2-1} y β_{2-2} a partir de los valores obtenidos de la evaluación sistemática descrita anteriormente.

Se puede apreciar en estas figuras que los valores iniciales presentan una tendencia aproximadamente lineal, y las regresiones representadas como líneas rectas continuas ofrecen un buen ajuste. Las ecuaciones escritas en las mismas figuras son el resultado de la regresión correspondiente.

A continuación se presentan los resultados de las regresiones correspondientes para los valores de coeficientes de cada expresión β .

Para : $\beta_1(\mu, \alpha) = \beta_{1-1}\alpha + \beta_{1-2}$



Figura

11: Tendencias para los coeficientes de β_1 .

y para: $\beta_2(\mu, \alpha) = \beta_{2-1}\alpha + \beta_{2-2}$

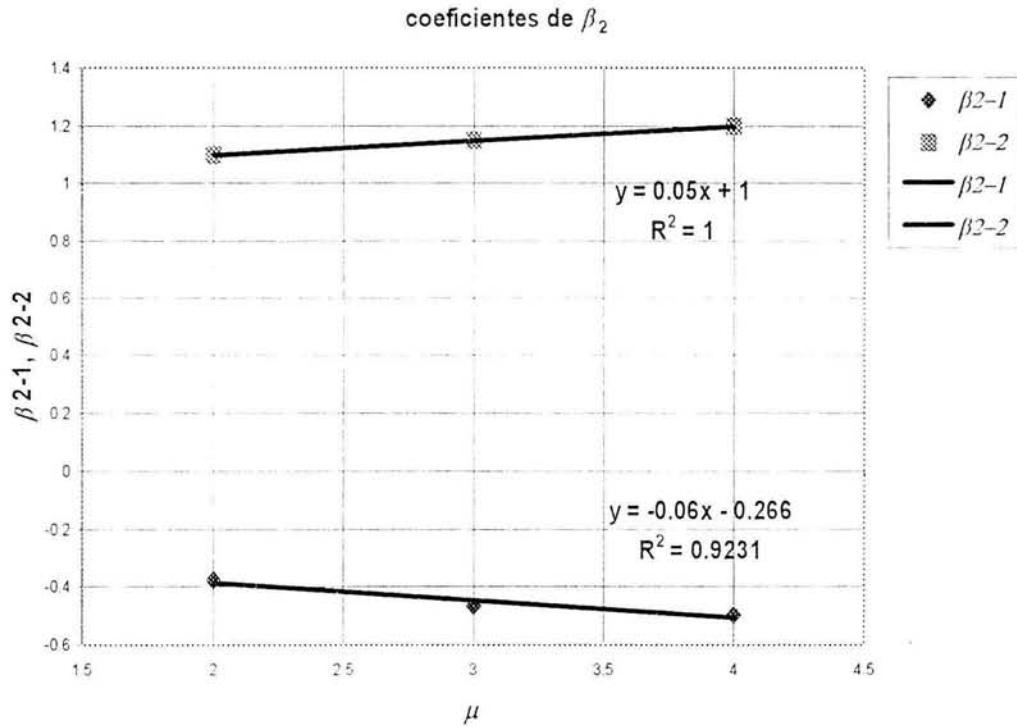


Figura 12: Tendencias para los coeficientes de β_2 .

Sustituyendo directamente los resultados de las regresiones y el manejo algebraico de las ecuaciones anteriores se define que el grupo de ecuaciones correspondientes al modelo propuesto queda como sigue:

Para $T/T_g \leq 1.00$:

$$R_\mu(T/T_g) = (\alpha + 1) + \left\{ \left(\frac{R(T/T_g)}{R_{\max}} \right)^{\mu} \frac{2(\mu - 1)}{(\mu + 2)} - \frac{1}{2} \right\} \frac{1}{\mu}$$

donde:

(3-22)

$$\beta_1(\mu, \alpha) = (0.72 - 0.08\alpha) + (0.425 - 0.26\alpha)\mu$$

y para $T/T_g > 1.00$:

$$R_{\mu}(T/T_g) = \alpha - \frac{1}{2} + \left\{ \left(\frac{R(T/T_g)}{R_{\max}} \right)^{\beta_2} \frac{2(\mu-1)}{(\mu+2)} + 1 \right\} \frac{1}{\mu}$$

donde: (3-23)

$$\beta_2(\mu, \alpha) = (1.00 - 0.25\alpha) + (0.070 - 0.05\alpha)\mu$$

Finalmente, se puede observar en las expresiones finales (3 – 22) y (3 – 23) que los primeros términos de β_1 y β_2 , son dependientes de α , mientras que los segundos dependen de ambas variables (μ y α).

Al calcular el espectro de R_{μ} por medio de las ecuaciones (3 – 22) y (3 – 23) se puede observar una adecuada coincidencia entre este último y el que es resultado de dividir el espectro elástico de resistencias entre el correspondiente a un caso dado de ductilidad y post – fluencia definidos. Lo anterior, indica que la relación $R(T/T_g)/R_{\max}$ es un buen parámetro para seguir el comportamiento de los factores de reducción en los rangos indicados de T/T_g .

Sin embargo, como se presenta en la figura 13, con el aumento del valor de ductilidad los valores de R_{μ} generados por este modelo muestran cierta diferencia respecto a los valores obtenidos de forma directa para la zona de períodos largos (1.25 – 2.5 de T/T_g).

R- $\mu=4$ y $\alpha=0.40$

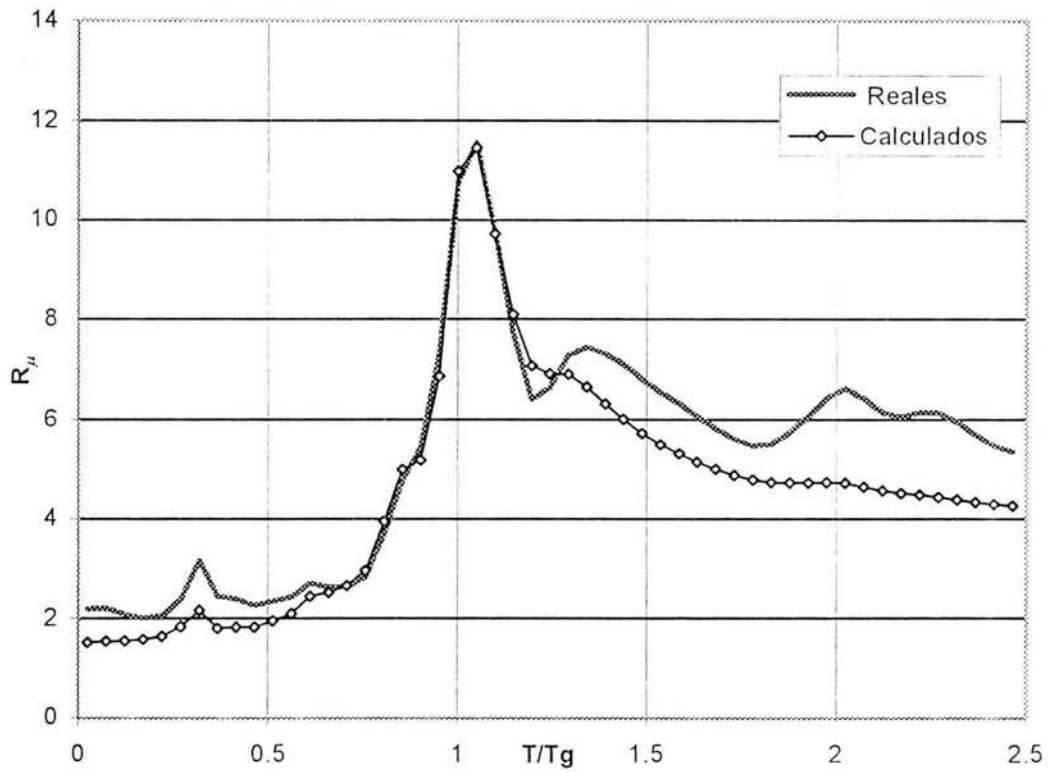


Figura 13: Comparación de los R_μ reales vs los R_μ calculados con el modelo propuesto para $\mu = 4$ y $\alpha = 0.40$.

4. INCERTIDUMBRES EN EL CÁLCULO DEL PERIODO ESTRUCTURAL

4.1 Antecedentes

Dentro del diseño sísmico, es necesario calcular el valor correspondiente al período fundamental de las estructuras. Sin embargo, existen un gran número de incertidumbres involucradas que dependen de las variables consideradas para su cálculo, y de los criterios e hipótesis usados en los modelos de análisis.

Dentro de los aspectos que afectan esta incertidumbre podemos mencionar como las más importantes a la interacción suelo – estructura, que a pesar de la obligatoriedad de su consideración, normalmente en la práctica profesional no se toma en cuenta; la flexibilidad del sistema de piso, la inclusión de los elementos no estructurales, la acumulación de daño por eventos durante la vida útil de la estructura, la rigidez de las uniones viga – columna entre otros.

A pesar de lo descrito en el párrafo anterior, en la mayoría de los códigos de diseño normalmente se recurre a expresiones empíricas, las cuales consideran otros aspectos que también pueden influir en los valores calculados del período fundamental. En el caso del reglamento mexicano, éste recomienda utilizar la expresión derivada del método estático considerando una distribución de cargas triangular a lo largo de la altura de la estructura en cuestión.

La mayoría de los códigos consideran el número de niveles o la altura total del sistema estructural y estos a su vez están relacionados con las dimensiones en planta. También se reconocen como factores importantes a la estructuración considerada y los materiales con los que está construida la edificación. Los códigos de diseño extranjeros, normalmente presentan coeficientes para el cálculo de los periodos fundamentales. Estos coeficientes se dividen dependiendo del tipo de estructura, como pueden ser marcos de concreto reforzado o de acero y para muros a cortante construidos de mampostería o concreto.

Varios autores, como Goel y Chopra (1996, 1997), se han dedicado a evaluar las expresiones teóricas de los códigos de diseño contra los resultados obtenidos de mediciones directas ya sea por vibración ambiental, por vibraciones forzadas, o por medio del análisis de la respuesta a eventos sísmicos de edificios instrumentados.

Sin embargo, ya se ha comprobado (Anderson, *et al*, 1991) que a pesar de ser el método más utilizado, la técnica de Vibraciones Ambientales (VA), subestima el valor del período fundamental de las estructuras. Se pueden llegar a obtener configuraciones modales similares en forma pero de magnitudes diferentes a los medidos durante un mismo evento sísmico.

Se ha comprobado que durante un sismo, el valor de periodo fundamental varía a lo largo de dicho evento debido al continuo cambio de las fuerzas sísmicas y al daño que se acumula a lo largo del tiempo del temblor, tal que el valor de periodo después del evento es diferente que al inicio. Si se idealiza un modelo de comportamiento elasto – plástico, se puede intuir que existen momentos en los que el periodo estructural no tiene un valor definido cuando la estructura entra en el rango de comportamiento plástico; pero, al pensar en un modelo bilineal, este valor de periodo cambiaría en proporción al valor de rigidez de post – fluencia.

También es muy común encontrar una gran dispersión de los resultados obtenidos con diferentes métodos de medición en comparación con las expresiones empíricas establecidas en los códigos de diseño, dependiendo de las características de los sistemas estructurales, y en algunos casos puede subestimarse el valor del período o en otros sobrestimarse en demasía.

4.2 Trabajos desarrollados

Entre los trabajos más destacados se encuentra el de Anderson, *et al.* (1991), quien reporta el comportamiento sísmico de un edificio habitacional de 30 niveles. En este estudio, los autores encuentran que la estructura tiene una diferencia en el valor del período de alrededor del 50% en la dirección NS y casi del 60% en la EW entre valores obtenidos de mediciones con VA y la medición durante un evento sísmico. Además se describe el trabajo de Havilland, *et al.*, (1976), en el cual se propuso un ajuste de regresión lineal para la obtención del periodo estructural “real” en función de los resultados obtenidos con VA:

$$T_{SP} = 0.75T_{EQ} - 0.14 \quad (4-1)$$

donde: T_{SP} representa un valor de periodo fundamental medido de pequeña magnitud (obtenido por VA), y T_{EQ} es el periodo ajustado cercano al generado durante el sismo.

Con la función anterior y con el valor obtenido con VA, se calcula un valor de $T = 2.47s$, en los sentidos considerados, lo que deja ver una diferencia del 4.7% y 8.2% para las direcciones NS y EW respectivamente.

También el trabajo de Anderson, *et al.* (1991), ofrece una serie de tablas en las cuales se presentan los valores de periodo para distintos edificios antes y después de los eventos sísmicos indicados, haciendo notar una variación del periodo estructural debida a los daños estructural y no estructural, obteniendo un incremento promedio del 50% en los valores del periodo después de los eventos respecto a los valores previos a dichos eventos.

Además, en Anderson, *et al.* (1991) se describen pruebas en mesa vibradora o pseudo – dinámicas de modelos en Japón, pero se destaca la participación de los elementos no estructurales en el cambio del periodo mostrando que este valor puede modificarse hasta en

un 84% del periodo de la estructura sin elementos no estructurales a la misma estructura con los elementos ya incluidos.

Mientras el trabajo descrito en los párrafos anteriores plantea las diferencias entre los valores de periodo fundamental medidos con VA respecto a los obtenidos mediante registros sísmicos con análisis de valores característicos, el trabajo desarrollado por Goel y Chopra (1996) presenta las diferencias entre los resultados de las expresiones empíricas para el cálculo del periodo fundamental que se encuentran en los distintos códigos norteamericanos de diseño y los valores calculados a partir de análisis de valores característicos para distintos registros originados en la zona de California.

Las expresiones evaluadas en Goel y Chopra (1996) provienen de códigos como el UBC – 94, SEAOC – 90 o el ATC – 06 donde la única diferencia corresponde al valor del factor de comportamiento C_t , de acuerdo con la estructuración a utilizar:

$$T = C_t (h_n)^{3/4} \tag{4-2}$$

donde h_n corresponde a la altura del edificio en pies, y C_t tiene los siguientes valores dependiendo el código que se maneje:

CÓDIGO	Valores de C_t			
	Marcos de concreto	Marcos de Acero	Marcos de Acero c/Contravientos	Otros
UBC – 94, SEAOC – 90, NEHRP – 91	0.035	0.030	0.030	0.02
ATC – 06	0.035	0.025	---	---

Tabla 2: Valores de C_t

Además los códigos UBC – 94 y SEAOC – 90 dan una expresión alternativa del coeficiente C_t , correspondiente a edificios con muros a cortante de concreto o mampostería:

$$C_t = \frac{0.1}{\sqrt{A_c}} \quad (4-3)$$

$$\text{con } A_c = \sum A_e \left[0.2 + \left(\frac{D_e}{h_n} \right)^2 \right]; \quad \frac{D_e}{h_n} \leq 0.9 \quad (4-3a)$$

donde A_e es el área efectiva en planta de los muros de cortante en el primer nivel en pies cuadrados, D_e corresponde a la longitud de los muros de cortante en el sentido en consideración.

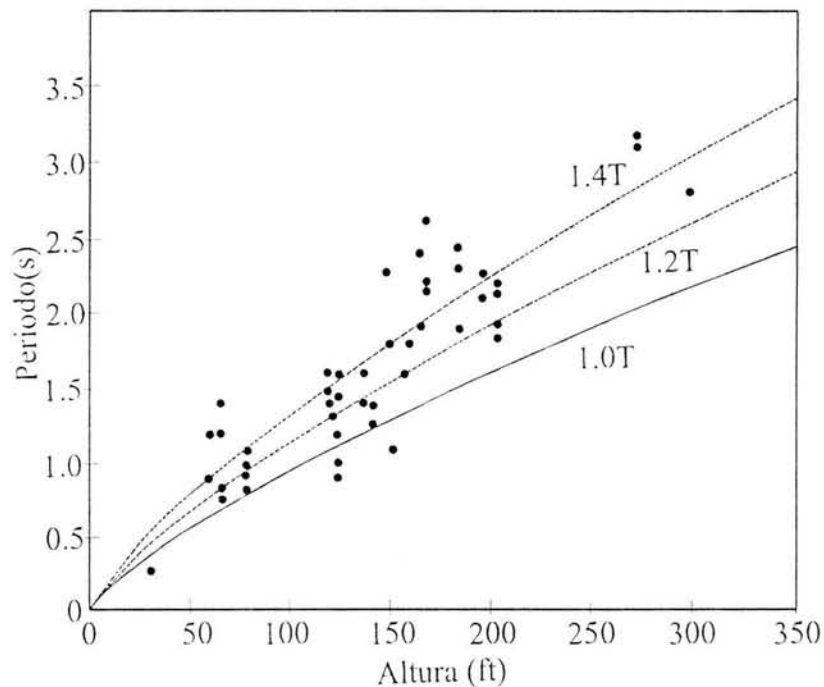


Figura 14: Tabulación de la expresión del UBC – 93 para el caso de marcos de concreto reforzado.

En lugar de las expresiones anteriores, el ATC3 – 06, para el caso de otras estructuras incluyendo las que tienen muros a cortante, propone:

$$T = \frac{0.05h_n}{\sqrt{L}} \quad (4-4)$$

en que L es la longitud del edificio en la dirección que se considera en pies.

Los períodos calculados con estas expresiones son comparados con los valores obtenidos de análisis de valores característicos. Para el caso de estructuras formadas por marcos de concreto reforzado, los valores calculados con la expresión original mostrada como $1.0T$ (ecuación 4-2) forman un límite inferior, mientras que, una proporción importante de los resultados de campo caen dentro de otro rango delimitado por la misma ecuación (4-2) multiplicada por 1.2 y 1.4 respectivamente.

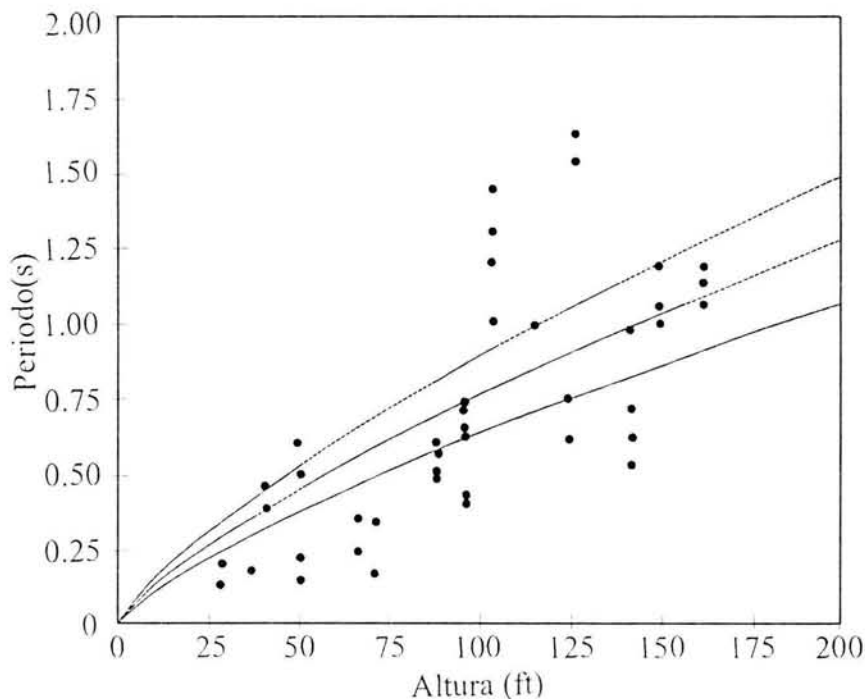


Figura 15: Tabulación de la expresión del UBC – 93 para el caso de muros de cortante de concreto reforzado

Para el caso de estructuras a base de muros de cortante de concreto, la dispersión de los resultados de medición es más grande comparada contra los correspondientes a marcos de concreto reforzado pero, en general, con las expresiones se obtienen valores mayores que un importante porcentaje de los periodos medidos. De lo anterior, Goel y Chopra (1996) explican que imponer límites de 1.2T a 1.4T es todavía más irracional en este caso.

Waszczyszyn, *et al.* (2000), utiliza redes neuronales como procedimiento para la predicción de los periodos estructurales, tomando como base simulaciones de la respuesta bajo cargas de tipo sísmico y comparando respecto a las siguientes fórmulas aproximadas para edificios altos y de mediana altura.

Para el caso de edificios de mediana altura presenta:

$$T_i = \frac{0.98}{s \sqrt{C_2}} \quad (4-5)$$

donde la interacción suelo – estructura se describe de forma aproximada mediante el término C_2 que es un coeficiente de deformación elástica del suelo en la base, y s es la rigidez equivalente del edificio a flexión.

También se propone la siguiente expresión:

$$T_i = \frac{1.2}{s \sqrt{0.003 \frac{K}{b} + C_2}} \quad (4-6)$$

en la cual $K = s + r$, donde r representa la rigidez equivalente a cortante del edificio.

Para el caso de edificios altos, se aplican las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} T_{long} &= 0.045N \\ T_{trans} &= 0.037N \end{aligned} \tag{4-7}$$

donde T_{long} corresponde al período en dirección de la dimensión más grande en planta del edificio, y T_{trans} al periodo en la dirección perpendicular, mientras que N es el número de niveles.

Para el caso de edificios de mediana altura, los autores suponen un error límite aceptable del 10% superior e inferior respecto a los valores calculados con la red neuronal, obteniendo que para algunos casos particulares, las expresiones daban resultados que rebasaban este límite por más de un 30% adicional al 10% supuesto.

En el caso de edificios altos se supuso un rango de error de 15% superior e inferior a partir de los datos resultado de la red, en este caso los periodos calculados tienen una dispersión menor, con un error adicional máximo aproximadamente del 15%.

Espinoza (1999), determina las características dinámicas de las estructuras mediante calibraciones a partir de estudios de VA y pruebas en mesa vibradora. Además, evalúa la variación del periodo de una estructura durante su proceso constructivo. También, hace referencia a las estructuras existentes y a modificaciones posteriores a su construcción las cuales producen características dinámicas diferentes a las del edificio original. A continuación ese trabajo se describe en forma más detallada.

Espinoza (1999) concibe utilizar métodos probabilistas para obtener expresiones empíricas simplificadas que se basen en características o datos fáciles de adquirir de los edificios como pueden ser la altura o el número de niveles.

Espinoza hace referencia a otros trabajos desarrollados en la península Ibérica. En España Kobayashi, et al. (1996) obtiene la relación $T = 0.051 N$ (N es el número de niveles) para edificios de concreto reforzado de Granada, y Enomoto, et al. (1997) trabajando en Almería, deduce la fórmula $T = 0.048 N$ para el mismo tipo de edificios.

Del mismo modo, en Portugal, Oliveira (1997) obtuvo relaciones lineales entre el periodo y la altura para diferentes tipos de edificios.

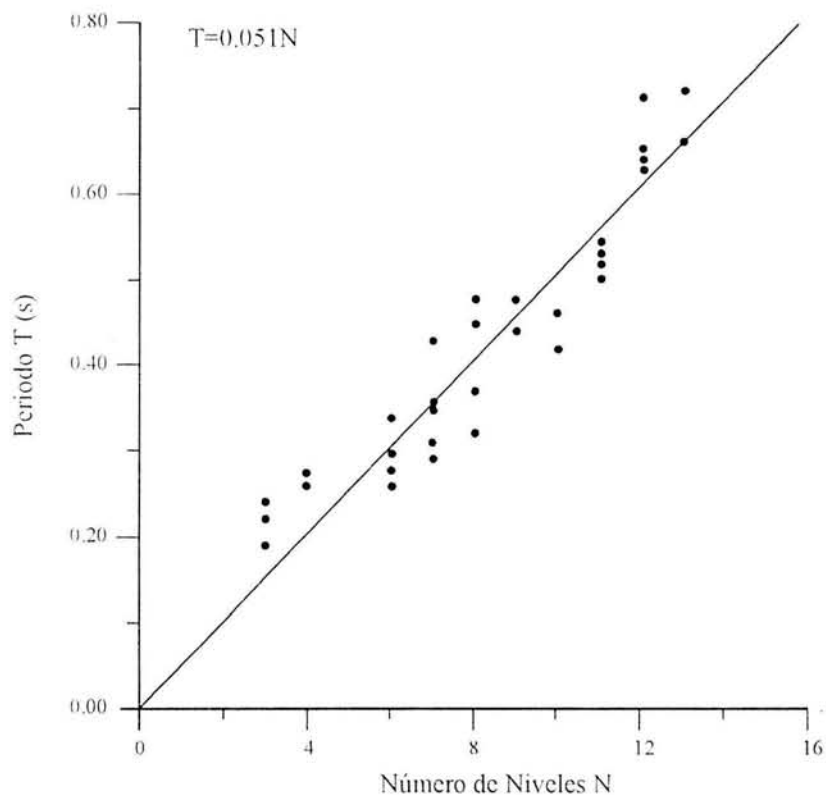


Figura 16: Relación entre el periodo estructural y el número de niveles (estructuras de concreto ref.) según Kobayashi en Granada. España (Espinoza, 1999)

A pesar de que ambas gráficas corresponden a distintos lugares y tipos de edificio, persiste la situación de que, para estructuras a base de muros, ya sean de concreto o mampostería, la dispersión de los periodos medidos siempre es mayor que para el caso de estructuras de marcos resistentes.

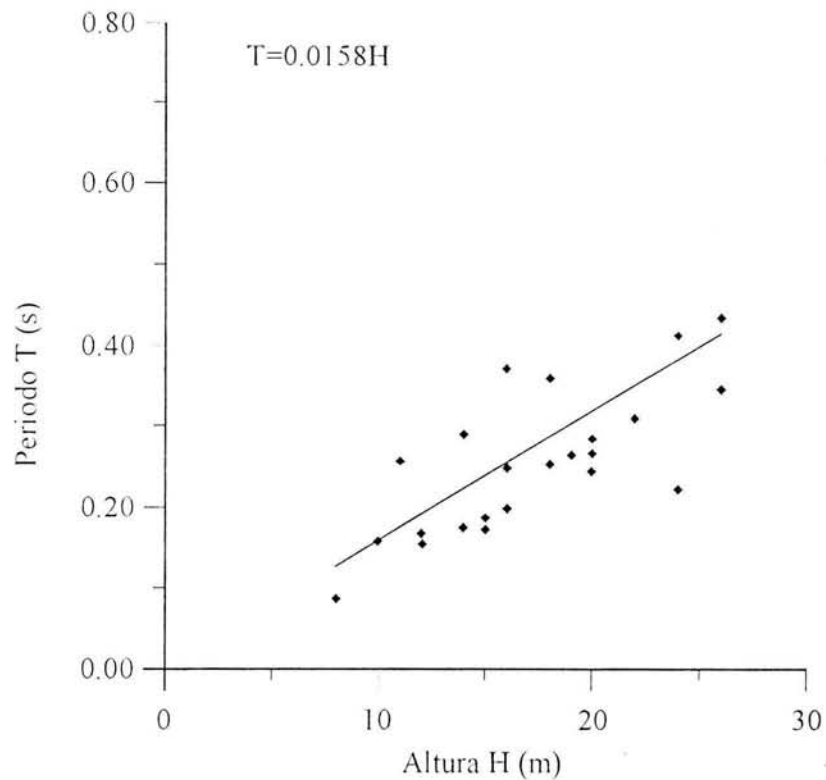


Figura 17: Periodo de vibración para edificios de mampostería en Portugal según Oliveira. (Espinoza, 1999).

En su propuesta, Espinoza (1999) revisa ajustes para distintas expresiones, a partir de una muestra de edificios que contiene estructuras de concreto reforzado y otra formada por muros de mampostería. Para encontrar cuáles modelos ajustan mejor, las trata como grupos separados según su estructuración y material, y posteriormente combina la muestra como un solo grupo.

El proceso arriba mencionado consistió en encontrar el error entre las expresiones propuestas y los datos medidos; se obtuvo una distribución de probabilidades normal y una desviación estándar, y en función de ellas se decidió cual era la expresión que mejor se ajustaba.

Con este procedimiento, Espinoza (1999) encuentra que es más adecuado considerar la muestra como grupos separados obteniendo así, una expresión para cada tipo de estructuración:

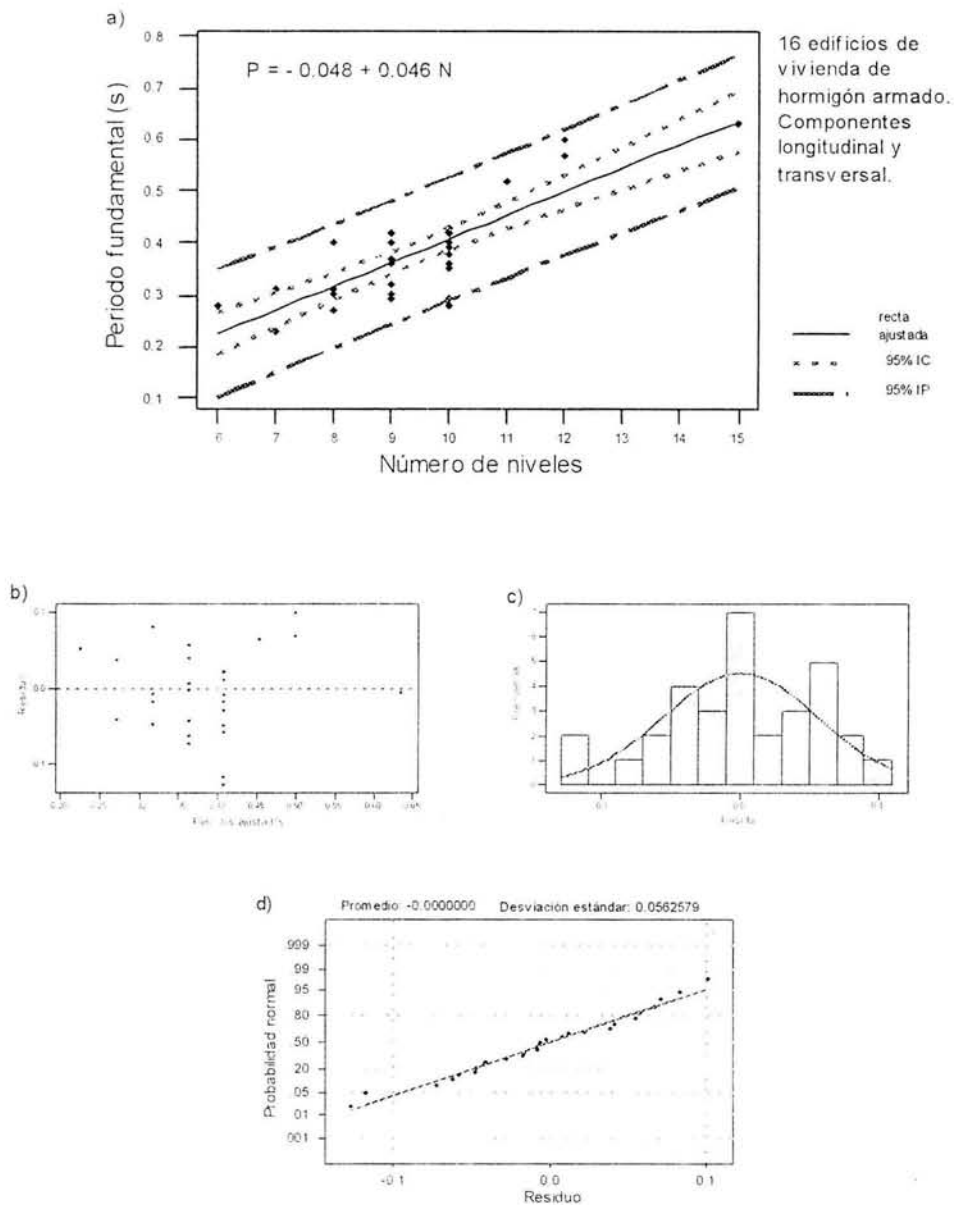


Figura 18: Ilustración del procedimiento de regresión y verificación de las expresiones utilizadas para el grupo de estructuras de concreto reforzado.

(Espinoza, 1999).

Las ecuaciones antes mencionadas tienen la siguiente forma:

Caso de marcos de concreto reforzado: $T = A + B * N$, donde N es el número de niveles de la estructura, A y B son parámetros obtenidos del procedimiento de regresión por mínimos cuadrados.

Caso de muros de mampostería: $T = A + B * h^{0.75}$, donde h es la altura de la estructura en metros.

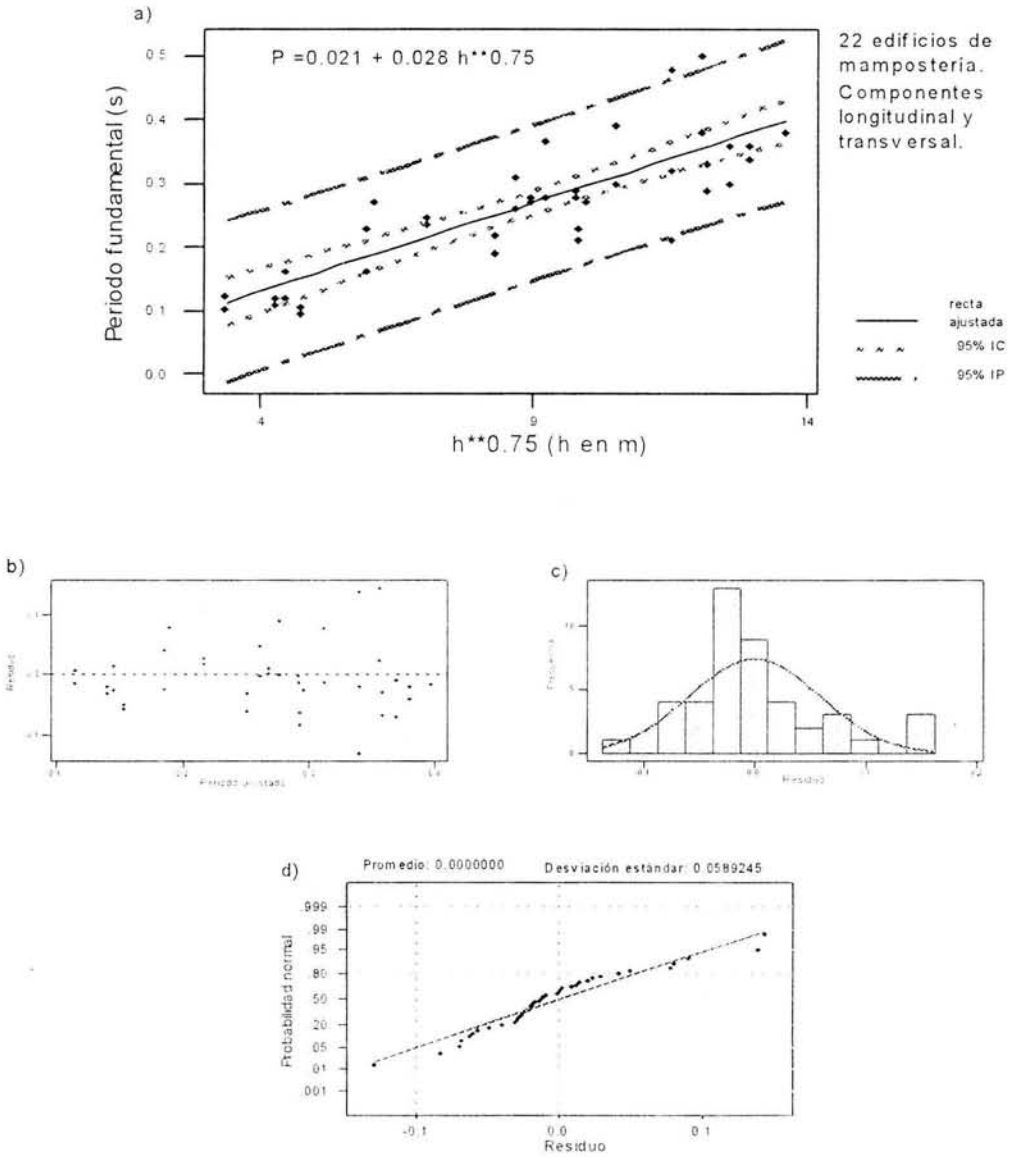


Figura 19: Ilustración del procedimiento de regresión para verificación de la expresión propuesta para el grupo de estructuras de muros de mampostería. (Espinoza, 1999)

A partir de estos ajustes y comparando con respecto a la norma española para edificios de mampostería, se observa que el período estructural se subestima en un máximo del 84% y se presenta un error promedio del 46% en relación a los períodos medidos mientras que, para el caso de estructuras de concreto reforzado, los periodos calculados por medio de la norma española, son muchos mayores que los obtenidos de la medición *in situ*.

Para el caso de la Ciudad de México, destacan principalmente los trabajos de Muriá-Vilá y González (1995), en los cuales sostienen que las relaciones para estimar los periodos fundamentales de vibrar son sensibles a las características del suelo donde están desplantados y proponen contar con fórmulas calibradas localmente. Es importante que las fórmulas empíricas estén ajustadas a las características constructivas propias de cada región, especialmente para el caso de mampostería, debido a la poca uniformidad de los materiales empleados para su elaboración.

Muriá-Vilá y González (1995) explican que un buen detallado de los modelos matemáticos destinados al análisis proporcionan una predicción aceptable de los periodos con errores de entre el 6% y 7% respecto a las mediciones obtenidas mediante VA y registros sísmicos. Así mismo, revisan y comparan modelos desarrollados en la práctica profesional, permitiendo ver una serie de imprecisiones que llegan a rangos de error de entre el 4 y 20% en la predicción del período considerando la interacción suelo – estructura, la cual es de gran importancia debida a las condiciones del suelo de la Ciudad de México. Si no se considerase este último aspecto, se pueden cometer errores de entre el 33% y 104% al calcular los valores de periodo.

De los trabajos revisados y descritos anteriormente, se puede concluir que:

-Dependiendo del tipo de estructura, se puede subestimar o sobreestimar el periodo estructural. Normalmente para estructuras de mampostería se sobreestima, en tanto que para estructuras formadas por marcos, ya sean de acero o concreto, se subestiman los valores de periodo fundamental lo que conduce a deducir fuerzas demasiado conservadoras. Aunque

esto no se cumple necesariamente en condiciones de suelo blando como la Ciudad de México.

En el ámbito de los espectros de diseño, se tiene que la manera más común de considerar dichas incertidumbres es “ensanchar” los espectros mediante intervalos de confianza, los cuales dependen de la relación del valor calculado y las incertidumbres consideradas dentro del modelo propuesto, generando una envolvente sobre el espectro de peligro uniforme.

En los comentarios presentados por Rosenblueth y Gómez (1991) sobre las RCDF – NTC Sismo, se explica que los espectros tienen definida una zona plana para cierta ordenada considerada como máxima, la cual depende de los períodos dominantes del suelo. Esta zona obedece en parte a que la rigidez se deteriora ante la acción de los sismos alargando el valor del periodo, y además, se toma en cuenta la incertidumbre en el cálculo de los periodos, así como la variabilidad del periodo dominante del suelo.

Ordaz (2003) propone para el caso de espectros de peligro uniforme considerar esta incertidumbre en el cálculo de los periodos “ensanchando” el espectro tomando la ordenada más alta de las resistencias calculadas dentro de un rango definido por los siguientes límites:

$$\left[\frac{T}{(1+\alpha)} \right] \quad (4-8a)$$

y

$$[T(1+\alpha)] \quad (4-8b)$$

los cuales están en función del periodo original calculado, y α se toma igual a 0.25.

Lo anterior implica que se tomaría un rango delimitado por $0.8T$, y $1.25T$ y se generaría una meseta con altura igual a la ordenada más elevada dentro de estos límites como el ejemplo de la siguiente figura.

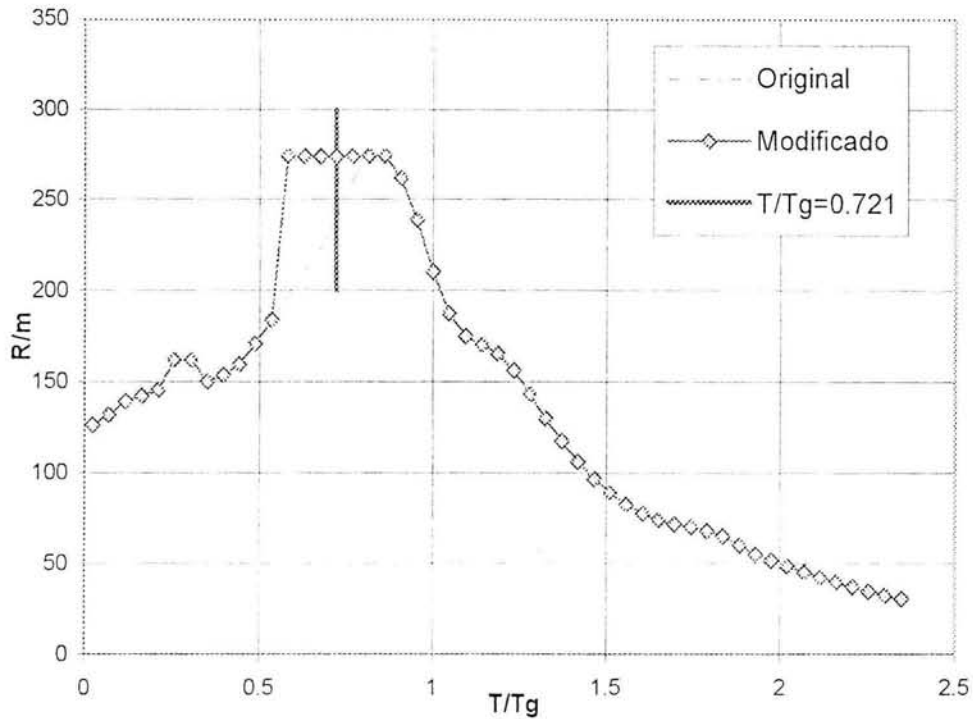


Figura 20: Meseta generada con el criterio propuesto por Ordaz (2003).
Espectro de peligro uniforme para $\mu = 2$ y $\alpha = 0.40$.
($T/T_g = 0.721$).

La figura 20 presenta una aplicación de este criterio en uno de los espectros de peligro uniforme calculado en este trabajo, para la relación $T/T_g = 0.721$, para verificar la forma que adquieren los espectros si solo se considera la incertidumbre del período estructural. Sin embargo, aunque parece razonable el criterio recomendado por Ordaz y Verás (2003), el autor no presenta las razones que justifiquen que α sea igual a 0.25. Además a períodos mayores, por la forma de las expresiones (4-8a) y (4-8b), la meseta crecería demasiado obteniendo así, una envolvente de resistencias demasiado elevada para la zona de períodos largos.

Para el caso de México, no existe una base de datos confiable que presente las diferencias entre períodos medidos en estructuras reales comparadas con los modelos matemáticos por lo que, en este momento solamente es posible plantear un modelo teórico que utilice como

referencia uno de los parámetros normalmente usados dentro de las estimaciones aproximadas del valor de periodo.

4.3 Modelo propuesto para considerar las incertidumbres debidas al cálculo del periodo estructural

Las expresiones empíricas, como se explicó en la sección anterior, producen resultados diferentes a los periodos medidos con Vibraciones Ambientales, y más aún es necesario incluir el error de este procedimiento debido a las diferencias encontradas respecto a los resultados obtenidos por medio de análisis de vectores característicos a partir de registros sísmicos, en los cuales se ha observado que el periodo cambia aún durante el mismo evento.

Estas expresiones empíricas simplificadas normalmente recurren a un solo parámetro de todos los que influyen en el valor del periodo. Algunos de estos parámetros son por ejemplo la altura, el número de niveles, la configuración en planta, la densidad de muros del primer nivel, o relaciones de aspecto, entre otros.

El primer aspecto importante para tener una mejor aproximación de los períodos es contar con una gran cantidad de información referente a mediciones hechas en campo, los datos con que fueron diseñados los edificios medidos, así como evaluar la serie de expresiones empíricas a las cuales normalmente se recurre.

La estimación de estas incertidumbres para el cálculo del error entre datos medidos y calculados se deberá manejar estadísticamente definiendo la dispersión de los datos, las variables que tienen mayor influencia, así como las correlaciones que permitan cuantificar con mayor precisión el periodo estructural.

Una propuesta que intentara cubrir totalmente el problema de las incertidumbres en el cálculo de los periodos de las estructuras implicaría considerar todos los factores que influyen en el

comportamiento de los sistemas estructurales. Estos factores abarcan todos los aspectos del análisis, dimensionamiento y construcción, ya que, desde las mismas simplificaciones teóricas que se utilizan en los modelos analíticos, hasta el momento de la pérdida de precisión en dimensiones durante la construcción, afectan directamente el comportamiento dinámico de las estructuras. Para efectos de ilustración, se ha decidido utilizar solamente la altura debido a que es uno de los parámetros que más influyen y que comúnmente se utiliza, así como la relativa sencillez para obtener esta información.

En esta parte del trabajo se presenta un planteamiento teórico de cómo puede considerarse esta incertidumbre, basándose en la suposición de que ya se tiene una muestra realmente representativa de mediciones de las estructuras en un sitio en particular. Algunas hipótesis como la definición de una función de densidad de probabilidad normal no puede comprobarse por la misma escasez de datos.

Las hipótesis consideradas dentro de esta propuesta son las siguientes:

1. Se cuenta con una base confiable de periodos medidos en estructuras localizadas en condiciones de suelo blando del Valle de México.
2. Dicha base ya se encuentra ajustada a valores obtenidos de mediciones durante eventos sísmicos reales independientemente de si fueron obtenidos con Vibraciones Ambientales o Vibración Forzada.
3. La dispersión de la muestra de periodos estructurales medidos permite aproximar una función de densidad de probabilidad.
4. Se supone que la media de esta función de densidad de probabilidad, obtenida de la regresión de los datos de la muestra (base de datos), corresponde al valor nominal del periodo.

A continuación se explica el procedimiento usado para definir el periodo como función de la altura y considerando únicamente valores medidos que correspondan a estructuras de concreto reforzado desplantadas en suelo blando.

De la muestra con que se cuenta, se realiza un procedimiento de regresión lineal, mediante el cual se obtiene una expresión de la forma:

$$T_i = \alpha + \beta h_i + \varepsilon \quad (4-9)$$

Al usarse esta forma, se observa que existe un error en la expresión ajustada debido a la dispersión de los datos, el que se puede escribir de la ecuación anterior como:

$$\varepsilon = T_i - (\alpha + \beta h_i) \quad (4-10)$$

Con esta ecuación se puede definir una función de densidad de probabilidad (FDP) para el Periodo T, en función del error o diferencia entre la expresión de regresión y los valores medidos:

$$f_{\varepsilon}(\varepsilon) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} e^{-\frac{\varepsilon^2}{2\sigma^2}} \quad (4-11)$$

Sustituyendo:

$$f_T(T) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} e^{-\frac{1}{2} \frac{(T - (\alpha + \beta h_i))^2}{\sigma^2}} \quad (4-12)$$

En esta ecuación, $(\alpha + \beta h_i)$ representa al valor de periodo dado por la ecuación ajustada considerada como la media de la distribución, mientras que el valor de σ^2 es la varianza de los valores de la muestra. Se observa que la FDP para los periodos permite generar un intervalo de confianza al establecer dos límites para un valor de probabilidad y un valor

calculado del periodo estructural, entendiendo que la muestra contiene datos correspondientes a estructuras desplantadas en suelos de condiciones similares y a distintas fechas de construcción por lo que, se están tomando en cuenta casi todos los factores que pudieran influir en el cambio del valor del periodo, pudiendo así justificarse el uso de un solo parámetro para una expresión empírica futura, con límites más adecuados para su uso.

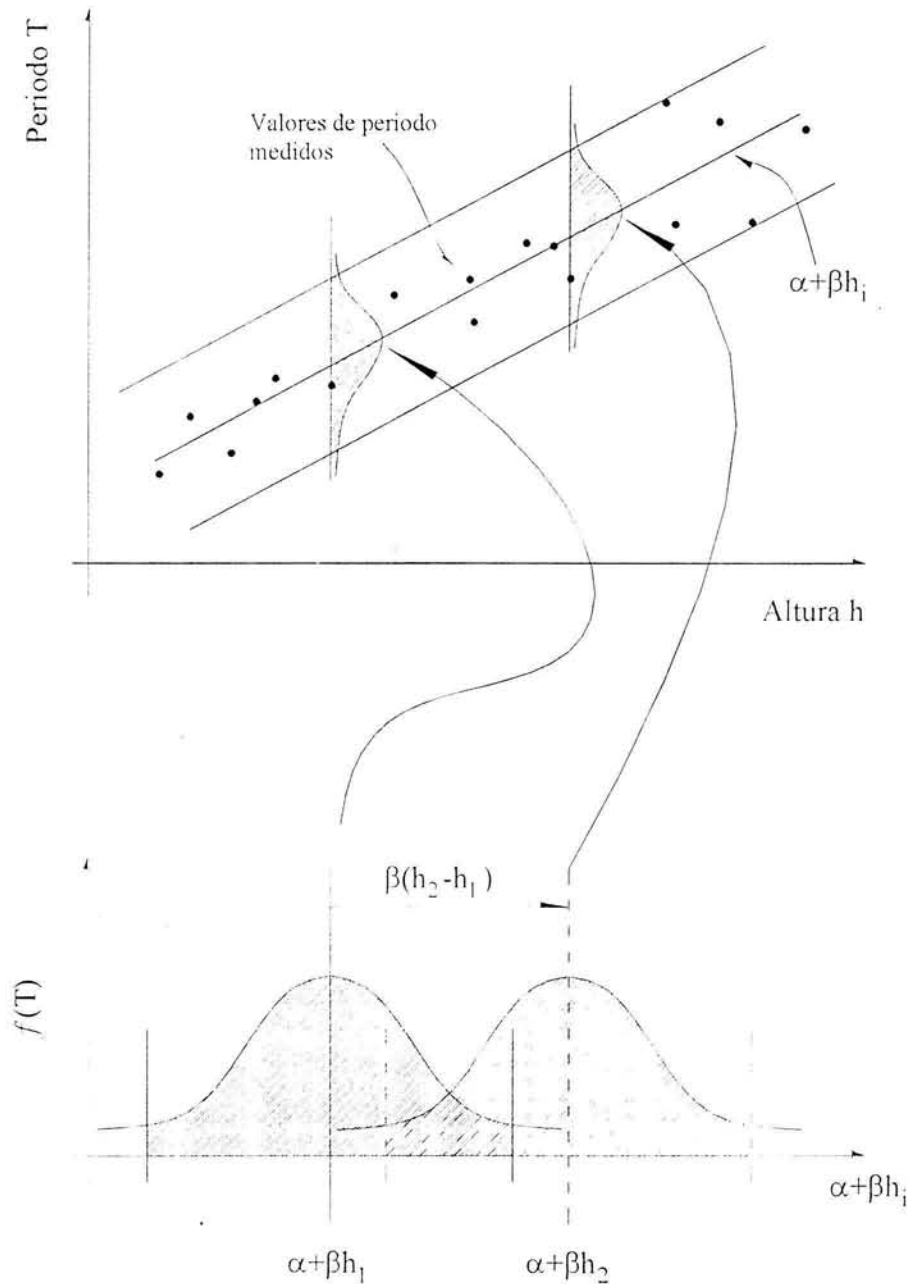


Figura 20: Representación esquemática del procedimiento propuesto.
 Datos y FDP (T), en función de la altura de edificación h.

4.4 Ejemplo de aplicación

A continuación, se presenta un ejemplo ilustrativo que no puede considerarse como definitivo, debido a la escasez de los datos necesarios. De la serie de valores de periodo presentados por Muriá y González (1995) obtenidos con VA, se toma como muestra un grupo de 19 edificios correspondientes a estructuras de concreto reforzado ubicadas en sitios de suelo blando, de acuerdo con las hipótesis planteadas.

Edificio	Altura H (m)	T (s)
1	3.20	0.12
2	6.38	0.24
3	9.60	0.43
4	19.65	0.78
5	24.00	0.78
7	24.05	0.81
6	29.75	1.00
8	30.05	0.93
10	33.55	0.83
9	37.40	1.56
12	42.20	1.37
13	43.80	1.14
11	45.00	2.50
16	45.00	1.19
14	51.00	1.47
19	51.34	2.50
18	57.60	1.78
17	64.00	1.78
15	65.20	2.08

Tabla 3: Valores considerados como muestra de ejemplo.

Con esta muestra y aplicando una regresión lineal se obtiene una ecuación para calcular el periodo que se considerará como la media de la FDP. Posteriormente, se asignará un valor de probabilidad de acuerdo con la dispersión de los datos.

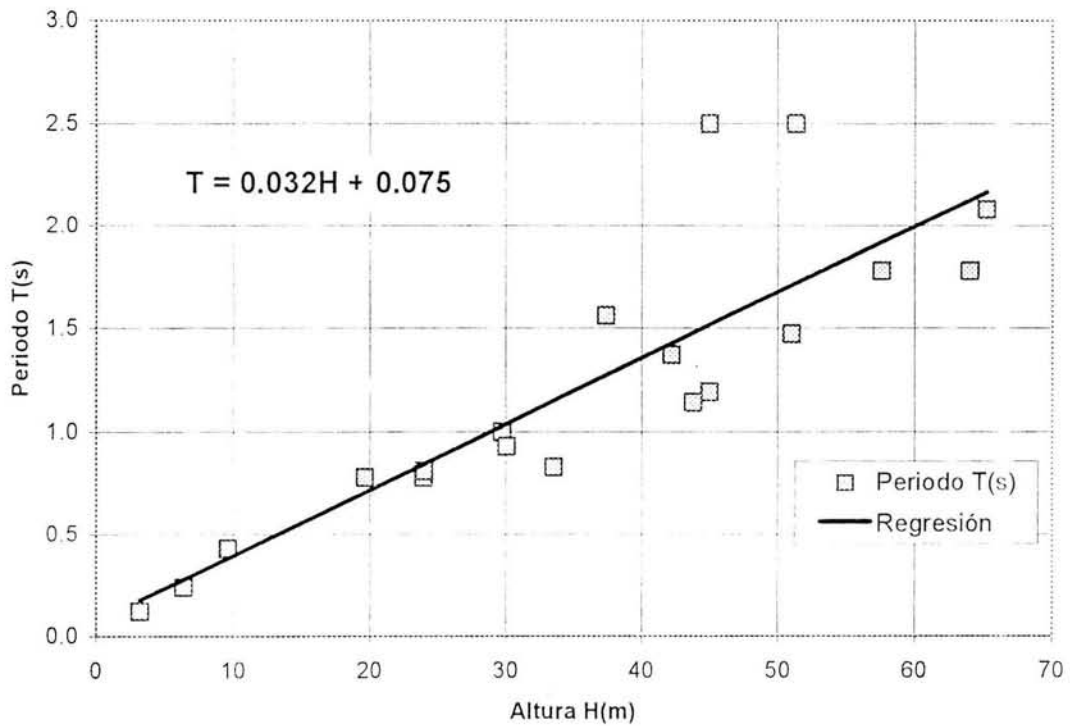


Figura 21: Gráfica de la muestra y su regresión.

La expresión resultado de la regresión es

$$T_i = 0.075 + 0.032h_i + \varepsilon \quad (4-13)$$

de donde, despejando se tiene finalmente que:

$$\varepsilon = t_i - (0.075 + 0.032h_i) \quad (4-14)$$

y de la muestra se tiene que $\sigma^2 = 0.13048$.

$$f_T(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi(0.13048)^2}} e^{-\frac{1}{2} \frac{(t - (0.075 + 0.032h_i))^2}{0.13048^2}} \quad (4-15)$$

Para encontrar los valores que correspondan a los límites del intervalo de confianza, en este ejemplo se decide utilizar un valor definido para $h_i = 36m$, considerando que este intervalo se mantendrá constante por la misma estructura del modelo propuesto.

Evaluando la ecuación (4-13), para $h_i = 36m$, se considera que el valor calculado de periodo será la media de la FDP y se calcula con la ecuación (4 – 15) resultando en $T_{med} = 1.22s$.

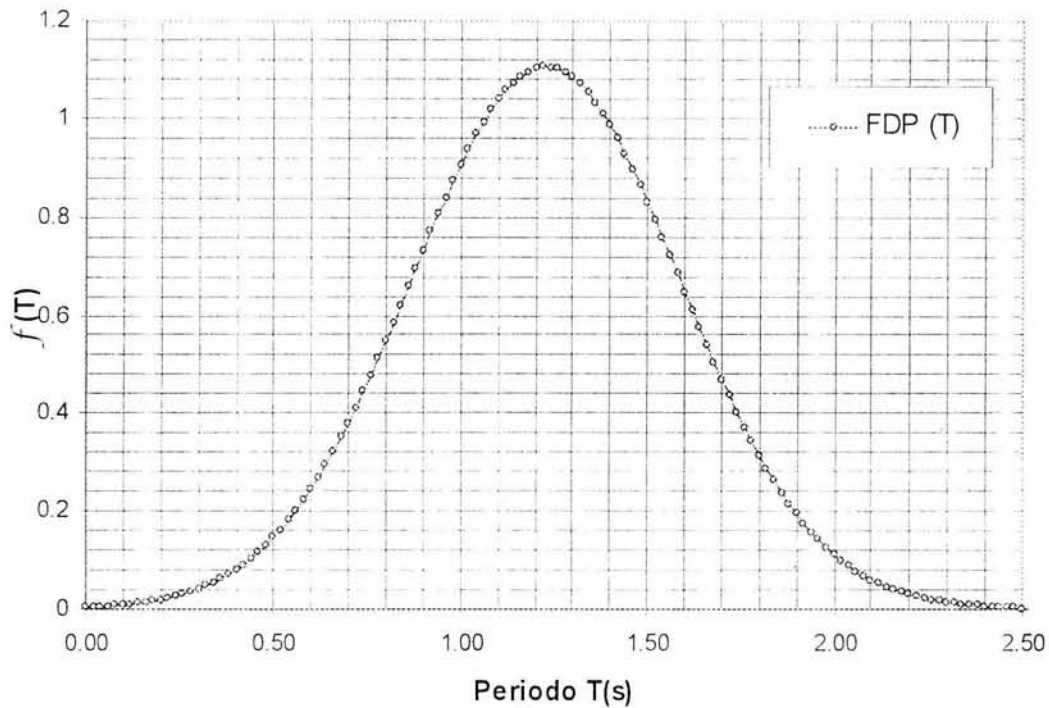


Figura 23: FDP para el periodo en función de una altura $h = 36m$.

Posteriormente, para definir los límites del intervalo de confianza para este ejemplo, se define una probabilidad del 50% abajo de la FDP. Este valor de probabilidad se considera de forma arbitraria para efectos del ejemplo.

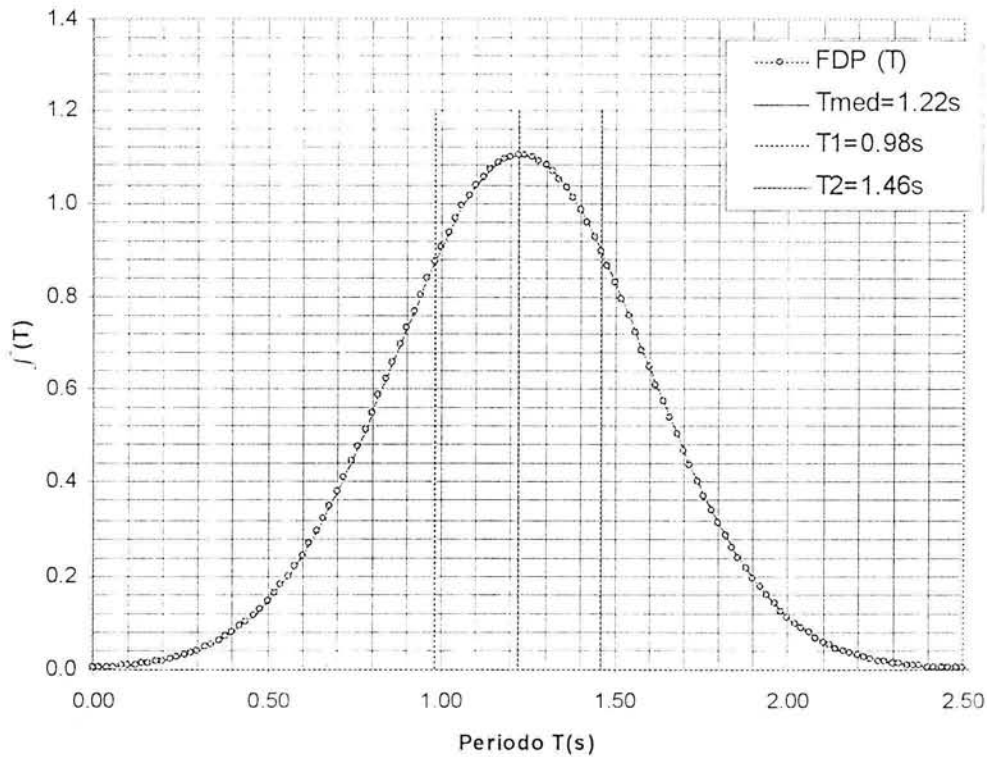


Figura 24: FDP del ejemplo con los límites obtenidos para la probabilidad del 50%.

Se encuentra que los valores de periodo superior e inferior que cumplan con una probabilidad del 50% bajo la FDP establecida. Estos valores son $T_1 = 0.98.s$ y $T_2 = 1.46.s$ para el $T_{med} = 1.22.s$.

Cómo el intervalo de confianza se mantiene constante para todos los valores de periodo, se plantea la siguiente forma de ecuaciones que definen al intervalo:

$$T_1 = 0.98.s = 1.22.s - x_{inf} \quad \text{y} \quad T_2 = 1.46.s = 1.22.s + x_{sup}$$

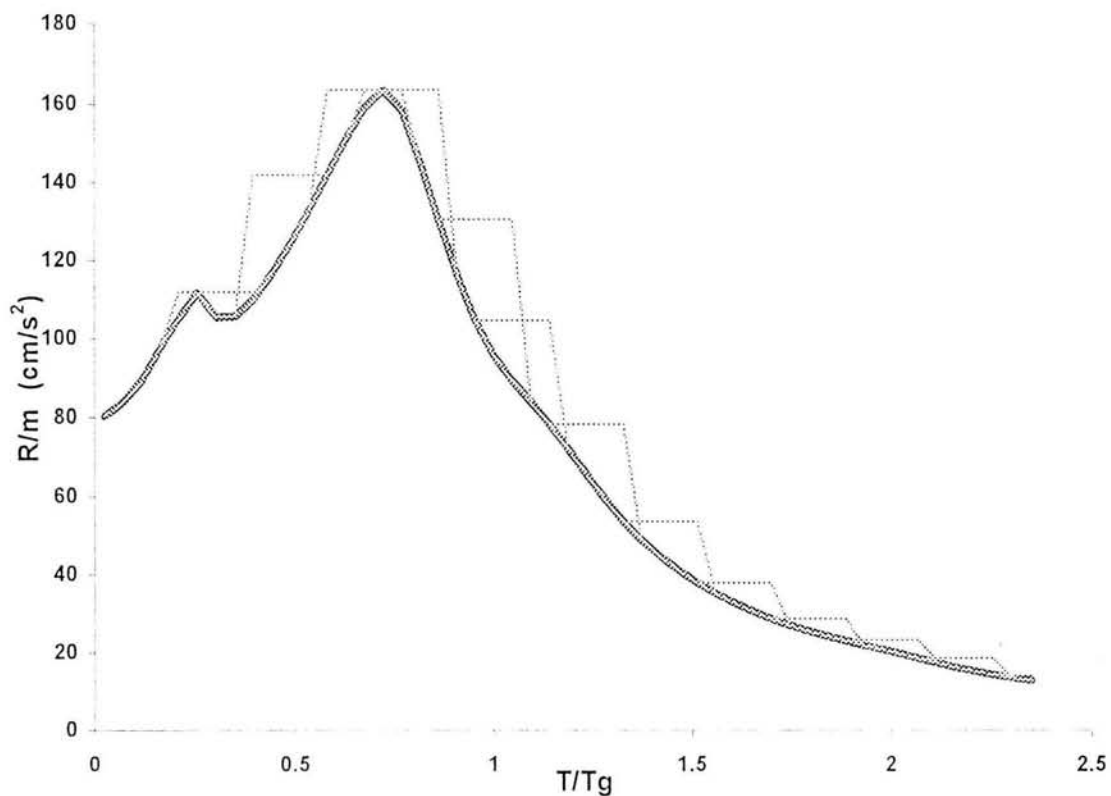
El resultado de x_{inf} y x_{sup} , son la diferencia de los valores límite del intervalo respecto del valor medio calculado de periodo, que permiten definir las expresiones para calcular los límites para cualquier valor de periodo. Además, considerando la relación T/T_g , se obtiene que:

$$\left[\frac{T}{T_g} \right]_1 = \left[\frac{T_{med} - 0.24}{T_g} \right] \tag{4-16}$$

$$\left[\frac{T}{T_g} \right]_2 = \left[\frac{T_{med} + 0.24}{T_g} \right]$$

Como se había mencionado con anterioridad, este intervalo de confianza, se mantiene constante para todos los valores de periodo a diferencia del modelo propuesto por Ordaz y Veras (2003), el cual, crece proporcionalmente con el valor de periodo calculado.

El modelo propuesto en este trabajo permite la generación de una envolvente al aplicar el modelo del intervalo de confianza simultáneamente para todos los valores de periodo que contenga el espectro de peligro uniforme.



Figura

25: Mesetas generadas con las ecuaciones de intervalos de confianza para distintos valores de periodo.

En la figura 25 se observa la aplicación de los intervalos de confianza para algunos de los periodos dentro del espectro. Posteriormente, al calcular el intervalo de confianza correspondiente a cada valor de periodo, se genera una envolvente que cubre la incertidumbre de todo el rango de periodos en el espectro, como se muestra en la figura 26 correspondiente a $\mu = 4$ y a un $\alpha = 40\%$.

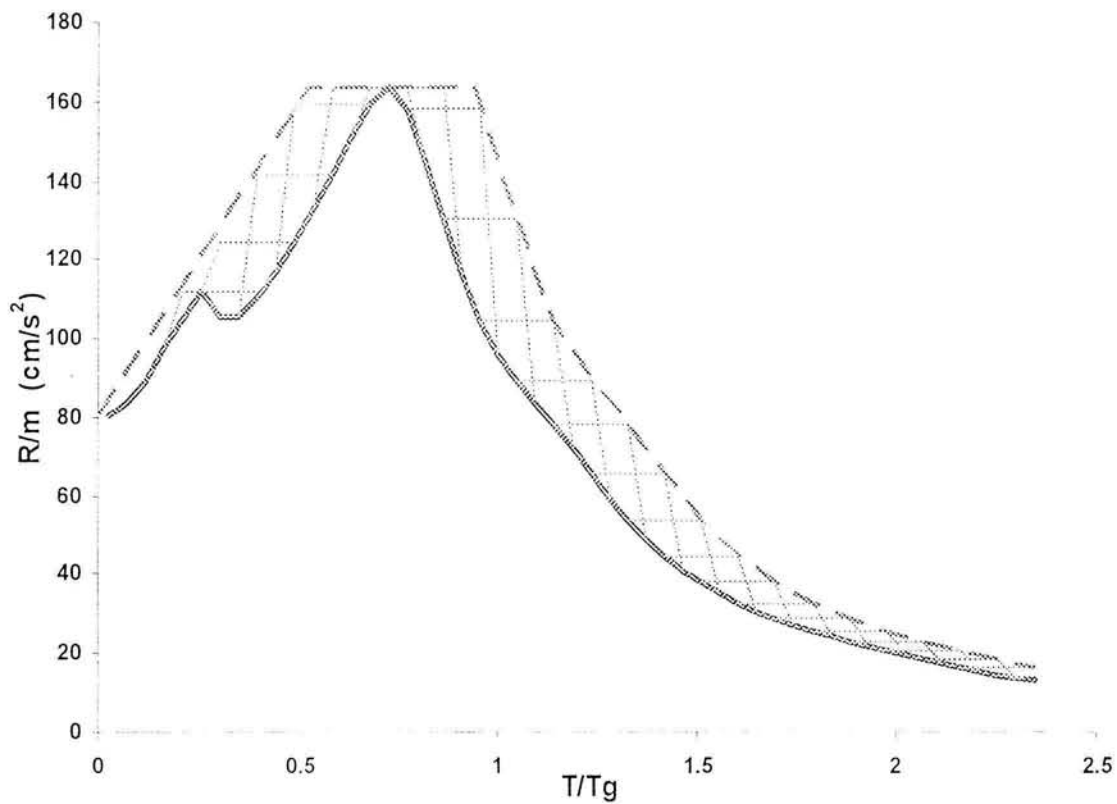


Figura 26: Espectro resultante de generar la envolvente por medio de los intervalos de confianza para los periodos estructurales, $\mu = 4$ y $\alpha = 40\%$.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

La investigación que se presenta define un modelo para el cálculo de factores de reducción por comportamiento no lineal adecuado a las características de los espectros de peligro uniforme a ductilidad constante desarrollados por Ayala y Avelar (2002), por medio de una serie de expresiones con las que, a partir del espectro elástico de resistencias, se puede calcular de forma aproximada el espectro correspondiente valores determinados de relación de ductilidad (μ) y relación de rigidez de post-fluencia a rigidez inicial (α).

Se proponen dos series de expresiones. La primera serie considera únicamente el valor de la ductilidad con un modelo elasto – plástico de comportamiento ($\alpha = 0.00$), y en la segunda se consideran también valores definidos de α . Lo anterior permitió observar una relación muy interesante entre los valores de resistencias que se obtienen en los espectros con la variación de α , principalmente en la zona de periodos muy cortos. En esta zona se puede concluir, para propósitos de diseño, que en periodos cortos es más conveniente contar con una rigidez de post – fluencia elevada debido a que las resistencias demandadas para estos valores en la relación de rigidez son menores, mientras que para sistemas con periodo estructural más grande y rigidez de post – fluencia elevada se incrementa la demanda de resistencias.

Otra parte de este trabajo consistió en considerar las incertidumbres involucradas al calcular el valor del periodo fundamental de las estructuras e incluirlo en el contexto de los espectros de peligro uniforme. A partir de la revisión de los trabajos de otros autores, se genera un

planteamiento teórico con base en una función de densidad de probabilidad la cual, depende de un parámetro como puede ser la altura, y que considera como media a una función ajustada con una regresión lineal a partir de una muestra confiable de valores de periodo obtenidos de mediciones *in situ*, o a partir de modelos analíticos ajustados.

Este modelo que considera las incertidumbres del periodo fundamental, permite generar un intervalo de confianza el cual, permanece constante para todos los valores de periodo en el espectro. Al aplicar este intervalo de confianza simultáneamente en todo el rango de periodos en un espectro de peligro uniforme, se genera una envolvente cuya forma es muy similar a los espectros de diseño.

Durante el desarrollo de esta tesis se encontraron una serie de peculiaridades, las cuales no son consideradas como parte de este trabajo, pero permitieron ver cierta coincidencia entre las formas espectrales del sismo semilla y de los sismos generados artificialmente con funciones de Green empíricas.

5.2 Recomendaciones

Las recomendaciones resultado de este trabajo de investigación son las siguientes:

De contar con más información, sería recomendable hacer un estudio más profundo sobre las incertidumbres en el cálculo del periodo estructural, considerando como un siguiente paso la correlación con las incertidumbres involucradas en los periodos dominantes del suelo, lo que permitiría incluir el efecto de la interacción suelo – estructura en el periodo fundamental de estas últimas.

Es necesario recabar información cualitativa y cuantitativamente adecuada sobre las características dinámicas de las de las estructuras construidas en el Valle de México. Esta información se conformaría de los valores del periodo fundamental a partir de mediciones en

edificios durante eventos sísmicos, así como las condiciones estructurales de los mismos antes y después de dichos evento.

También es deseable profundizar más en el estudio de la propuesta teórica de los intervalos de confianza, para considerar estas incertidumbres en el sentido de que el error entre valores medidos y calculados no es uniforme, y tiende a variar de acuerdo con el parámetro que se utiliza como puede ser la altura o el número de pisos.

Se requiere seguir investigando los distintos procedimientos de diseño para encontrar una metodología que ofrezca un diseño único, que satisfaga dos niveles de desempeño. No se considerarían niveles de desempeño intermedios como los definidos por el Comité Vision2000, ya que, para propósitos los mismos propósitos del diseño, es excesivamente complicado cumplir con todos los niveles.

Es recomendable revisar el procedimiento de generación basado en funciones de Green empíricas con que fueron obtenidos los sismos sintéticos utilizados en este trabajo; lo anterior, buscando cubrir todas las características de los distintos sismos reales que una misma fuente puede generar. De ahí que, se sugiere la posibilidad de considerar más de un sismo de baja magnitud para que a partir de estos, se construya una señal semilla.

REFERENCIAS

Anderson, J.C., Miranda, E. y Bertero, V.B. (1991). "Evaluation of the seismic performance of a thirty – story RC building", Earthquake Engineering Center, University of California at Berkeley, Report No. UCB/EERC – 91/16, julio.

Arroyo - Espinoza, Danny, Terán - Gilmore, Amador. (2003). "Strength reduction factors for ductile structures with passive energy dissipating devices"

Avelar, C. (2002). "Determinación de espectros de diseño de utilidad en el diseño sísmico basado en desempeño", Tesis presentada en la DEPMI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), México.

Avelar, C., Ayala A. G. y Díaz de León, A. (2003). "Design spectra determination for performance – based seismic design", Proceedings of the Ninth International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, San Francisco, California, pp. 899 – 906.

Ayala A. G., y G. Sandoval, P. (1999). "Procedimiento de diseño sísmico por desempeño", Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Morelia, Michoacán, pp. 1136 – 1145.

Basilio, I. (2002). "Diseño sísmico por desempeño de marcos de edificios altos", Tesis presentada en la DEPMI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), México.

Bertero, R. y Bertero, V. (2002). “Performance – based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, No. 3, marzo 2002, pp. 627 – 652.

Enomoto, T., Navarro, M., Vidal, F., Sánchez, F.J., García, J.M. y Romacho, M.D. (1997). “Evaluation of Dynamical Characteristics of Existing Buildings Structures and Response análisis for Seismic Risk Assesment in Almeria City”. III Workshop on Spanish -- Japanese Joint Research, Seismic Microzoning and Risk Assessment in Urban Area. Almería, España.

Espinoza, F. (1999). “Determinación de características dinámicas de estructuras”, Tesis doctoral presentada como requisito para obtener el grado de doctor en ingeniería en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, de la Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.

Goel, R. y Chopra, A.K. (1996). “Evaluation of code formulas for fundamental period of buildings”, *Memorias del XI World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, México, en CD.

Goel, R. y Chopra, A.K. (1997). “Vibration properties of buildings determined from recorded earthquake motions”, *Earthquake Engineering Center, University of California at Berkeley*, Report No. UCB/EERC – 97/14, diciembre.

Haviland, R., Biggs, J.M. y Vanmarcke, E.H. (1976), “A Study of the Uncertainties in the Fundamental Translational Periods and Damping Values for Real Buildings”, *Publication No.R76 -12*, Massachusetts Institute of Technology, febrero.

Kobayashi, H. Vidal, F., Feriche, M.D., Samano, T. y Alguacil G. (1996). “Evaluation of Dynamic Behavior of Building Structures with Microtremors for SeismicMicrozonation Mapping”. Paper No.1796. *Proceedings del XI World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, México.

Miranda, E. (1993). "Site – dependent strength reduction factors", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 119, No. 12, Dec 1993, pp. 3503 – 3519.

Miranda, E. (1997). "Strength reduction factors in performance – based design", *Proceedings of the Symposium to honor Vitelmo V. Bertero*, Report No. UCB/EERC – 97/05. pp. 125 – 132.

Miranda, E., Ordaz, M. y Reinoso, E. (1999). "Algunas consideraciones sobre los nuevos reglamentos mexicanos de construcción de diseño por sismo", *Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Morelia, Michoacán, pp. 1061 – 1070.

Miranda, E. y Bertero, V.V. (1994). "Evaluation of strength reduction factors for earthquake – resistant design", *Earthquake Spectra*, Vol. 10, No. 2, pp. 357 – 379.

Moehle, J. (1992). "Displacement – based design of RC structures subjected to earthquakes", *Earthquake Spectra*, Vol. 8, No. 3, pp. 403 – 428.

Muriá – Vila, D. y González, A.R. (1995). "Propiedades dinámicas de edificios de la Ciudad de México", *Revista de Ingeniería Sísmica*, No 51, pp. 25 – 45.

Nassar A. A. y Krawinkler, H. (1991). "Seismic Demands for SDOF and MDOF Systems", Report No. 95, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, California.

Newmark, M.N. y Hall, W.J. (1973). "Seismic design criteria for nuclear reactor facilities", *Reporte a Building Practices for Disaster Mitigation*, National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, No. 46, pp. 209 – 236.

Ordaz, M. (1997). "Sismicidad y Riesgo Sísmico", *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, Ver., México. Vol I, pp. 143 – 163.

Ordaz, M. (2002). "Estado actual y futuro de la normatividad", Memorias del VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Cuenavaca, Morelos, México, en CD.

Ordaz, M. y Pérez – Rocha, E. (1998). "Estimation of strength – reduction factors for elastoplastic systems: a new approach", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 27, pp. 889 – 901.

Ordaz, M. y Veras, L. (2003). "Criterios generales para la definición de espectros sísmicos de sitio", Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, León y Guanajuato, Guanajuato, Mexico, en CD.

RDCDF – NTC Sismo. (2001). Propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Diario Oficial de la Federación, México.

Rosenblueth, E., y Gómez, R. (1991). "Comentarios y ejemplos a las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo", Instituto de Ingeniería, UNAM.

Rosenblueth, E., Singh, S.K., Ordaz, M. y Sánchez – Sesma, F.J. (1987). "Espectros de diseño para el Distrito Federal", Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Querétaro, Qro., pp. A-1 – A-17.

Sandoval, P. (2000). "Procedimiento de diseño sísmico por desempeño, basado en un método simplificado de análisis no lineal". Tesis presentada en la DEPI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), México.

SEAOC. (1995). Vision2000. "Performance Based Seismic Engineering of Buildings", Structural Engineers Association of California, Sacramento, Cal.

Waszczyszyn, Z., Kuzniar, K., Obiala, R. y Slonski, M. (2000). "Some new results and prospect of neural análisis of building vibration problems", Institute of Computer Methods in

Civil Engineering, Cracow University of Technology and Pedagogical University of Cracow,
Poland.

APÉNDICE

CÓDIGO DEL PROGRAMA TENDes

Este Apéndice contiene el código del programa TENDes y un manual de formato del usuario necesario para crear el archivo de entrada de datos que se deben especificar para la correcta ejecución del programa.

El programa se basa en las ecuaciones presentadas en el Capítulo 2 de este trabajo, y fueron desarrolladas en el trabajo de de Avelar y Ayala (2003). Los pasos seguidos son:

- Definición de las tasas de excedencia según el modelo del temblor característico:

$$\lambda(M) = \lambda_0 \left[1 - \Phi \left(\frac{M - E(M | T_{00})}{\sigma_M} \right) \right] k \quad M_u > M \geq M_0$$

donde: $\lambda_0 = \frac{1}{T_0}$

T_0 = mediana de tiempo entre eventos de magnitud $M > M_0$

k = factor de normalización tal que el área bajo la curva sea igual a la unidad.

Φ = Distribución normal

$\tilde{\sigma}_m$ = Desviación estándar de la muestra

- Definición de las expresiones que permiten obtener las tasas de excedencia de los niveles de desempeño según Avelar y Ayala (2003):

Cálculo de la ecuación que define el nivel de desempeño en función de la relación de ductilidad:

$$v(\mu) = \sum_{i=1}^N \int_{M_0}^{M_{id}} -\frac{d\lambda_i(M)}{dM} * \Pr(\mu > \mu_{obj} | M, L_i) dM$$

Misma ecuación expresada en función de la resistencia requerida y que es la expresión finalmente utilizada en el programa:

$$v(R) = \sum_{i=1}^N \int_{M_0}^{M_u} -\frac{d\lambda_i(M)}{dM} * \Pr(\text{Re} > R | M, L_i) dM$$

- Aplicación para el caso de una sola fuente:

$$v(R) = \int_{M_0}^{M_u} -\frac{d\lambda(M)}{dM} * \Pr(\text{Re} > R | M) dM$$

Código del programa:

Raíz del código TENDES:

```

program TENDES
use principal
use secundario
implicit none
!
!   programa para calcular las tasas de excedencia y
!   probabilidad condicional
!   se calcula primero las tasas de excedencia de magnitudes->chingolin.
!
print *, "-----"
print *
print *, "-----> CALCULO DE LAS TASAS DE EXCEDENCIA DE MAGNITUDES <-----"
print *
print *, "-----"
!
call lambdas_m
!
print *, "-----"
print *
print *, "-----> FIN DE CALCULO DE LAS TASAS DE EXCEDENCIA <-----"
print *
print *, "-----"
!
!   se calcula las medias y las desviaciones estándares de los espectros
!   obtenidos con tribilin.
!
print *, "-----"
print *
print *, "-----> CALCULO DE LAS MEDIAS Y DESVIACIONES ESTANDARES <-----"
print *, "----->           DE R/M           <-----"
print *
print *, "-----"
!
call estmag
!
print *, "-----"
print *

```

```

print *, "-----> FIN DE CALCULO DE LAS MEDIAS Y DESVIACIONES ESTANDARES <-----"
print *
print *, "-----"
!
!       calcula las interpolaciones y las distribuciones log-normales.
!
print *, "-----"
print *
print *, "-----> CALCULO DE LAS INTERPOLACIONES Y DISTRIBUCIONES LOG-NORMALES <-----"
print *
print *, "-----"
!
call integral_final
!
print *, "-----"
print *
print *, "----> FIN DE CALCULO DE LAS INTERPOLACIONES Y DISTRIBUCIONES LOG-NORMALES <----"
print *
print *, "-----"
! obtención de la superficie final de las tasas de excedencia de desempeño
print *, "-----"
print *
print *, "-----> GRAFICACION DE SUPERFICIE DE TASAS DE EXCEDENCIA DE DESEMPENO <-----"
print *
print *, "-----"
call graphics
print *, "-----"
print *
print *, "-----> FIN DE CALCULO DE LAS TASAS DE EXCEDENCIA DE DESEMPENO <-----"
print *
print *, "-----"
print *, "-----"
print *
print *, "----> CALCULO FINAL DE LA SUPERFICIE DE TASAS DE EXCEDENCIA DE DESEMPENO <----"
print *
print *, "-----"
print *, "-----"
print *
print *, "-----> FIN DE CALCULO DE LAS TASAS DE EXCEDENCIA DE DESEMPENO <-----"
print *
print *, "-----"
print *, "-----"
print *
print *, "-----> CALCULO DE LOS ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME A <-----"
print *
print *, "-----> TASA DE EXCEDENCIA CONSTANTE <-----"
call NU_R
print *, "-----"
print *
print *, "-----> FIN DE CALCULO DE LOS ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME <-----"
print *
print *, "-----"
!
!       fin del programa completo
!
end program TENDES

```

Módulos de memoria que controlan las variables principales del programa:

```

MODULE principal
!

```

```

! Módulo con variables de inicio a utilizarse durante todo el programa
!
INTEGER          :: n_magn,n_periodos,n_resist
INTEGER          :: n_registros,n_espec,n_nu
DOUBLE PRECISION :: lambda_0,h,factor_u
!
! vector de magnitudes
!
DOUBLE PRECISION,dimension(1401)  :: M
!
end module principal

```

MODULE secundario

```

!
integer          :: tt,rr,j,mm,rr4
!
! Matriz completa de medias y DSV_STD, para magnitudes originales
!
DOUBLE PRECISION,dimension(100)  :: m_periodos
double precision,dimension(100,22) :: resultados_r
double precision, allocatable     :: FI(:,:)
double precision, allocatable     :: sup(:,:)
!
! Variable en arreglo destinado al manejo de la lectura de datos en integral_final
!
double precision, allocatable     :: med_f(:,),desv_f(:,)
double precision, allocatable     :: r(:,)
!
end module secundario

```

module state

```

double precision :: a, b
double precision, allocatable :: VDATA(:, :)
!DEC$ATTRIBUTES array_visualizer :: VDATA
end module state

```

Subrutina lambdas_m:

```

subroutine lambdas_m
use numerical_libraries
use principal
use secundario
implicit none
DOUBLE PRECISION,dimension(1401) :: lambda_m
double precision,dimension(15)   :: magnitudes,tx
double precision,dimension(1401) :: xs
DOUBLE PRECISION                 :: M0,Mu
DOUBLE PRECISION                 :: D,F
DOUBLE PRECISION                 :: T00
DOUBLE PRECISION                 :: Tmediana
DOUBLE PRECISION                 :: sigma_m
DOUBLE PRECISION                 :: K
DOUBLE PRECISION                 :: ET00
DOUBLE PRECISION, allocatable     :: dp(:,)

```

```

character(len=80) :: linea
integer          :: i,kode,num_m
DOUBLE PRECISION :: incremento_m,prob,suma,desv_m,desv1,tt1,tt2
DOUBLE PRECISION, parameter :: cero = 0.0d0
DOUBLE PRECISION, parameter :: uno  = 1.0d0
DOUBLE PRECISION, parameter :: dos  = 2.0d0
print '(va):', "Archivo de datos   -> "
read(*,*) linea
open(unit=1, file = linea, status='old')
open(unit=2, file = 'probabilidad.sol', status='unknown')
read(1,*) linea
read(1,*) M0,Mu,D,F,T00,sigma_m,Tmediana,kode,n_magn
if( kode == 0 ) then ! magnitudes generadas
    read(1,*) incremento_m, num_m      ! lee incremento de magnitudes y número generadas
    magnitudes(1) = M0
    do i = 2,num_m
        magnitudes(i) = magnitudes(i-1) + incremento_m
    end do  ! i
else
    read(1,*) incremento_m, num_m      ! lee número de mágnitudes a partir de M0
    magnitudes(1) = M0
    read(1,*) (magnitudes(i), i=2,num_m)
end if
read(1,*) n_registros,n_espec,n_periodos,n_resist,factor_u
ET00 = max(M0,D+1*D*log(T00))
lambda_0 = uno/Tmediana !lambda_0
tx = cero
do i=1,num_m
    tx(i) = (magnitudes(i)-ET00)/sigma_m
    write (2,*)"Magnitud Normalizada num:",i,"MN=",tx(i)
end do  ! i
suma = sum(tx)
suma = suma/(num_m)
desv_m = cero
desv1 = cero
do i = 1,num_m
    desv_m = desv_m + (tx(i)*tx(i))
    desv1 = desv1 + tx(i)
end do  ! i
desv_m = dsqrt((((num_m)*desv_m)-(desv1*desv1))/((num_m)*num_m-1))
tt1 = (tx(1) - suma)/desv_m
tt2 = (tx(num_m) - suma)/desv_m
prob= dnordf(tt2) - dnordf(tt1)
K = 1 / prob
write (2,*)"ET00=", ET00 ." ", "lambda_0=",lambda_0
write (2,*)"sigma_m=",sigma_m
write (2,*)"desv_m=",desv_m
write (2,*)"media normalizada=",suma
allocate(dp(n_magn))
h=(Mu-M0)/(n_magn-1)
write (2,*)"inc. final=",h
M(1)=M0
do i=2,n_magn
    M(i)=M(i-1)+h
end do !i
do i=1,n_magn
    xs(i) = (M(i)-ET00)/sigma_m
end do !i
write (2,*)" Magnitud   Lamda_m   Tr   DPROB.."
do i = 1,n_magn
    lambda_m(i) = lambda_0*(uno - dnordf((xs(i)-suma)/desv_m))*K
end do  !i

```

```

do i = 1,n_magn
  if ( i<=2 ) then
    dp(i) = (((2*lambda_m(i+3))-(9*lambda_m(i+2))+(18*lambda_m(i+1))-(11*lambda_m(i)))/(6*h))*(-1)/lambda_0
  elseif (( i>2 ) .and. ( i<=(n_magn-3) )) then
    dp(i) = (((-1*lambda_m(i+2))+(8*lambda_m(i+1))-(8*lambda_m(i-1))+(lambda_m(i-2)))/(12*h))*(-1)/lambda_0
  else
    dp(i) = (((11*lambda_m(i))-(18*lambda_m(i-1))+(9*lambda_m(i-2))-(2*lambda_m(i-3)))/(6*h))*(-1)/lambda_0
  end if
  write (2,(4f15.5) M(i),lambda_m(i),1/lambda_m(i),dp(i))
end do !i
open (unit=21,file='probabilidad.bin',status='unknown',form='unformatted',access='sequential')
write (21) dp
close (21)
deallocate (dp)
end subroutine lambdas_m

```

Subrutina de Estadística de magnitudes (manipulación de espectros p/ distintas magnitudes):

```

subroutine estmag
use principal
use secundario
implicit none
character(len=80) :: linea !nombre_s
character (len=80), dimension(n_registros) :: nombre
integer :: i,jj,kk2,m,k
integer :: nnn,X
double precision :: suma,suma_cuad
DOUBLE PRECISION, dimension(n_periodos,2) :: resultados
double precision, dimension(n_espec,n_periodos):: m_espectros
do i=1,n_registros
  read (1,*) nombre(i) ! lee nombre del archivo i
  open(unit=5, file=nombre(i), status='old')
  read (5,*) (m_periodos(k),k=1,n_periodos)
  read(5,*) ((m_espectros(jj,k),k=1,n_periodos),jj=1,n_espec)

  close(5)
  m_espectros = m_espectros * factor_u
  do kk2 = 1,n_periodos
    suma=0.
    suma_cuad = 0.
    suma = sum (m_espectros(:,kk2))
    resultados(kk2,1) = suma /DFLOAT(n_espec)
    do jj = 1,n_espec
      suma_cuad = suma_cuad + (m_espectros(jj,kk2)*m_espectros(jj,kk2))
    end do ! jj
    resultados(kk2,2) = sqrt(((1000.*suma_cuad) - (suma*suma))/(DFLOAT(n_espec)*DFLOAT(n_espec-1)))
    resultados_r(kk2,i*2-1) = resultados(kk2,1)
    resultados_r(kk2,i*2) = resultados(kk2,2)
  end do ! kk2
end do ! i
end subroutine estmag

```

Subrutina log_normal la cual obtiene las distribuciones de probabilidad para cada magnitud vs resistencia:

```

subroutine log_normal
use numerical_libraries
use principal

```

```

use secundario
implicit none
double precision                                :: xsi,xsi_cuad,coefivar,factor3
integer                                          :: kkt
DOUBLE PRECISION, allocatable                 :: dp(:)
allocate (dp(1401))
open (unit=21,file='probabilidad.bin',status='old',form='unformatted',access='sequential')
read (21) dp
close (21)
do kkt = 1,n_magn !Magnitudes
  if (rr4==1) then
    Ff(kkt,rr4)=1.00d0
  else
    coefivar = desv_f(kkt)/med_f(kkt)
    xsi_cuad = Dlog(1.0d0 + (coefivar*coefivar))
    xsi = dsqrt(xsi_cuad)
    factor3 = Dlog(med_f(kkt)) - (xsi_cuad/2)
    Ff(kkt,rr4) = 1.0d0 - dnordf((DLog(r(rr4))-factor3)/xsi)
  end if
  if (tt == 37 .and. rr4 == n_resist) then
    write (20,(6e15.5)) Ff(kkt,rr4),dp(kkt)
  end if
end do ! kk Magnitudes
deallocate (dp)
end subroutine log_normal

```

Subrutina `integral_final` la cual obtiene el resultado final para su graficación:

```

subroutine integral_final
use numerical_libraries
use principal
use secundario
implicit none
character(len=80) :: linea_f,linea
integer :: i,n,mm2,rr2,rr3,kk
integer, parameter :: dos = 2
double precision :: valor
double precision, dimension(100) :: t
double precision, parameter :: cero = 0.0d0
double precision :: x,suma,inc_r
double precision :: a,b
double precision,allocatable :: curv(:,:)
DOUBLE PRECISION, allocatable :: dp(:)
open(unit=20,file="ASCII.OUT",status='unknown')
allocate (dp(n_magn),stat=i)
allocate (sup(n_periodos,n_resist),stat=i)
open (unit=21,file='probabilidad.bin',status='old',form='unformatted',access='sequential')
read (21) dp
close (21)
allocate (r(n_resist),stat=i)
r(1)=0.000d0
inc_r=1.0d0
do j = 2,n_resist !resistencias
  r(j) = r(j-1) + inc_r
end do !j resistencias
allocate (Ff(n_magn,n_resist),curv(n_magn,n_resist))
allocate (desv_f(n_magn), med_f(n_magn))
do tt=1,n_periodos !Periodos
  call inter
  do rr4=1,n_resist !Resistencias
    call log_normal
    do mm=1,n_magn !Magnitudes

```



```

        curv(mm,rr4) = lambda_0*dp(mm)*Fi(mm,rr4)
        if (tt==37 .and. rr4==n_resist) then
            write (20,'(3x,e16.7)') (curv(mm,rr4))
        end if
    end do !mm
    do mm2=1,n_magn !Magnitudes
        if ((mm2 == 1).or.(mm2 == n_magn)) then
            suma = suma + curv(mm2,rr4)
            cycle
        end if
        kk=(mm2/dos)*dos-mm2
        if (kk/= 0) then
            suma = suma + 2.0d0*curv(mm2,rr4)
        else
            suma = suma + 4.0d0*curv(mm2,rr4)
        end if
    end do !mm2
    sup(tt,rr4) = suma* l/3
    suma = cero
end do !rr4
write (20,'(e16.7)') (sup(tt,rr3),rr3=1,n_resist)
Fi = 0.0d0
curv = 0.0d0
med_F = 0.0d0
desv_f = 0.0d0
end do !tt
open (unit=22,file='superficie.bin',status='unknown',form='unformatted',access='sequential')
write (22) sup
close (22)
deallocate (dp)
deallocate (curv)
deallocate (Fi)
end subroutine integral_final

```

Subrutina nu_r que calcula los espectros de P.U. para las tasas de excedencia de interés:

```

subroutine nu_r
use numerical_libraries
use principal
use secundario
implicit none
integer :: i,nu,t,re
DOUBLE PRECISION,allocatable :: Rbuse(:)
DOUBLE PRECISION :: nu_rli,nu_rls,mp
DOUBLE PRECISION,dimension(20) :: nu_rdef
open (unit=24,file='lijas.out',status='unknown')
read (1,*) n_nu
allocate (Rbuse(n_periodos))
write (24,'(100e13.6)') m_periodos
DO nu = 1, n_nu
    read (1,*) nu_rdef(nu)
    nu_rdef(nu) = 1.0d0/nu_rdef(nu)
end do
DO nu = 1, n_nu
    Rbuse=0.00d0
    DO t = 1, n_periodos
        DO re = 1, n_resist-1
            IF ((sup(t,re) > nu_rdef(nu)) .AND. (sup(t,re+1) < nu_rdef(nu))) THEN:N
                mp = (sup(t,re) - sup(t,re+1))/(r(re)-r(re+1))
                Rbuse(t) = r(re) + ((nu_rdef(nu) - sup(t,re))/mp)
            EXIT
        END IF
    END DO
END DO

```

```

        END DO
    END DO
    write (24,(100e13.6)) Rbuse
END DO
deallocate (Rbuse)
close (24)
end subroutine nu_r

```

Subrutina GRAPHICS destinada a presentar los resultados de integral_final a través del Array Visualizar:

```

subroutine GRAPHICS
use principal
use AvDef
use state
implicit none
character( len = 1 ) :: cierto
character(len=80):: linea
integer ::i,j,DIM_ERR,stado
allocate(VDATA(n_periodos,n_resist),stat = DIM_ERR)
open (unit=23,file='superficie.bin',status='old',form='unformatted',access='sequential')
read (23) VDATA
close (23)
if( DIM_ERR /= 0 ) stop "Fallo de memoria"
print *, "Iniciando el Array Viewer..."
call faglStartWatch(VDATA, estado )
call faglShow(VDATA, estado )
call faglName(VDATA, linea, estado)
print *, "Array Viewer en modo vectorial"
call faglName(VDATA, "ESPECTRO DE RESISTENCIAS", estado)
call faglUpdate(VDATA, estado )
read(*,*)
call faglEndWatch(VDATA, estado )
call faglClose(VDATA, estado)
deallocate( VDATA )
print *, "Fin de graficación"
end subroutine graphics

```

Formato del archivo de entrada:

Se presenta el archivo de entrada con la misma denominación de las variables en el código para facilitar la secuencia de cómo se leen los datos:

```

----- (línea de prueba)
M0,Mu,D,F,T00,sigma_m,Tmediana,kode,n_magn
incremento_m, num_m
n_registros,n_espec,n_periodos,n_resist,factor_u
nombre(1)
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
nombre(n_registros)
n_nu
nu_rdel(1)
.....

```

.....
.....
.....
.....

nu_rdel(n_nu)

Descripción de las variables:

M0.- Magnitud umbral

Mu.-Magnitud máxima que se puede generar en la provincia tectónica.

D y F.- Parámetros que definen la variación de la magnitud esperada con el tiempo.

T00.- Tiempo transcurrido desde la última ocurrencia de un temblor característico de magnitud $M > M0$.

sigma_m.-Desviación estándar de las magnitudes en la muestra

Tmediana.- Tiempo entre eventos con magnitud $M > M0$.

Kode.- Factor para la generación automática de magnitudes (1, lee archivo: o, las genera en función de n_magn)=

n_magn.- Número de magnitudes a discretizar para la obtener $\lambda(M)$.

incremento_m.- Incremento de las magnitudes originales en la muestra

num_m.- Número original de magnitudes.

n_registros.- Número de archivos que contienen los espectros.

n_espec.- Número de espectros en cada archivo.

n_periodos.- Número de periodos para los que están calculados los espectros de resistencias.

n_resist.- Número de resistencias para los que se quiere calcular la superficie de excedencia de desempeño.

factor_u.- Factor que se utiliza para pasar los espectros de m/s^2 a cm/s^2 (gals ó R/m).

nombre(1) - Nombre(n_registros).- Nombres que corresponden a los archivos que contienen a los espectros

n_nu.- Número de tasas de excedencia para encontrar los espectros de peligro uniforme deseados

nu_rdel(1) - nu_rdel(n_nu).- Tasas de excedencia buscadas para cada espectro de peligro uniforme(se coloca como el inverso $Tr = 1/\lambda_r(M)$) de cada tasa de excedencia).