



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

---

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**DISEÑO SÍSMICO BASADO EN CONFIABILIDAD  
DE EDIFICIOS CON IRREGULARIDAD  
DE MASAS EN ALTURA**

**T E S I S**

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE

**MAESTRO EN INGENIERÍA**

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

**EDGAR RANGEL RAMÍREZ**

TUTOR:

**DR. LUIS ESTEVA MARABOTO**

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dra. Ruiz Gómez Sonia Elda  
Secretario: Dr. Díaz López Orlando Javier  
Vocal: Dr. Esteva Maraboto Luis  
1<sup>er.</sup> Suplente: Dr. Escobar Sánchez José Alberto  
2<sup>do.</sup> Suplente: Dr. García Pérez Jaime

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

**TUTOR DE TESIS:**

---

DR. LUIS ESTEVA MARABOTO

## DEDICATORIA

A mi padre y madre:  
**José Guadalupe Rangel Montante**  
**Mercedes Ramírez Aguilar**  
por todo el amor, educación,  
comprensión y constante apoyo.

A mis hermanos:  
**Edna Angélica, Edith,**  
**Elizabeth, José Guadalupe**  
**y Allan Roberto**  
por que son los amigos que yo  
no he escogido, sino los que  
Dios me ha mandado.

A mis sobrinitos:  
**Robertito y Juliancito.**

A mi tía:  
**María Isabel Rangel Montante e hijos**  
por la educación, consejos y apoyo incondicional.

A **Idaia Naarai Carrasco Pacheco y familia**  
por su motivación para seguir adelante.

*“A house is made of walls and beams; a home is built with love and dreams”*  
*Dr. William A. Ward*

## AGRADECIMIENTOS

Gracias a Dios por darme salud, conocimientos y por poner gente e instituciones en mi camino que me han permitido llegar hasta donde estoy.

Al Dr. Luis Esteva Maraboto por su valiosa aportación, ayuda, apoyo académico y tiempo dedicado a este trabajo de tesis. Un ejemplo a seguir en todos los aspectos.

A mis sinodales que dedicaron tiempo valioso en la revisión de esta tesis y cuyos comentarios y opiniones fueron de gran ayuda: Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez, Dr. Orlando Díaz López, Dr. José Alberto Escobar Sánchez y Dr. Jaime García Pérez.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) por el apoyo económico que me otorgó durante dos años para la realización de mis estudios de Maestría.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por aportar las herramientas académicas y tecnológicas necesarias para la realización de este trabajo de tesis.

A mis profesores de la Licenciatura: Ing. Manuel Adriano Chávez, M. en I. José Antonio López Ávila (QEPD), Dr. Julio César Rolón Aguilar, Dr. Gerardo Sánchez Torres Esqueda, M. en I. Juana Treviño Trujillo, M. en I. Armando Valero Vázquez, y a la institución que ellos representan, la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Tamaulipas, por su apoyo académico y por despertar en mi un gran interés por la Ingeniería Civil.

A mi numerosa familia, Rangel Montante y Ramírez Aguilar, que han estado en todos momentos y han sido un gran apoyo moral durante toda mi vida.

A mis amigos y compañeros que conocí durante mi paso por la Maestría y el Instituto de Ingeniería de la UNAM los cuales me brindaron su amistad y ayuda académica durante el desarrollo de esta tesis. Así como a todos mis amigos en el Distrito Federal, Tamaulipas y Veracruz.

## CONTENIDO

<b>DEDICATORIA.....</b>	<b>i</b>
<b>AGRADECIMIENTOS.....</b>	<b>ii</b>
<b>CONTENIDO.....</b>	<b>iii</b>
<b>RESUMEN.....</b>	<b>v</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>v</b>
<b>CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Objetivos.....	2
1.3 Alcances y limitaciones.....	2
<b>CAPITULO 2. MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>4</b>
2.1 Diseño sísmico basado en desempeño.....	4
2.2 Sistemas con irregularidad de masas en altura.....	5
2.3 Análisis y manejo de incertidumbres.....	7
2.4 Criterio para determinar la capacidad última de deformación global de sistemas estructurales.....	16
2.5 Modelos de comportamiento hysterético y de daño.....	17
2.6 Excitaciones sísmicas.....	19
2.7 Análisis de incertidumbre para la estimación de la respuesta no-lineal a partir de sistemas simplificados de referencia, SSR.....	21
2.8 Análisis de confiabilidad.....	24
<b>CAPITULO 3. METODOLOGÍA GENERAL.....</b>	<b>29</b>
3.1 Casos de estudio.....	29
3.2 Análisis y diseño estructural con base en NTC-RCDF-2004.....	31
3.3 Análisis dinámico de empuje lateral, ADEL.....	34
3.4 Propiedades y análisis dinámico no-lineal paso a paso de SSR.....	37
3.5 Análisis dinámico no-lineal paso a paso con interacción suelo-estructura de sistemas de múltiples grados de libertad, SMGL.....	42
<b>CAPITULO 4. ESTIMACIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA MEDIANTE SISTEMAS SIMPLIFICADOS DE REFERENCIA, SSR.....</b>	<b>44</b>
4.1 Distorsión máxima del SSR, $Y_o$ .....	44
4.1.1 Valor esperado de la distorsión máxima del SSR, $Y_o$ .....	44

4.1.2	Valor esperado de la relación aleatoria entre la distorsión máxima del SSR y su valor esperado, $\bar{\alpha}_s$ y su varianza, $V_{\alpha_s}^2$ .....	45
4.2	Factor de transformación de la respuesta del SSR al SMGL, $\mathbf{r}$ .....	49
4.2.1	Valor esperado del factor de transformación de la respuesta, $\bar{\mathbf{r}}$ y su varianza, $V_r^2$ .....	49
<b>CAPITULO 5. ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD.....</b>		<b>53</b>
5.1	Funciones de confiabilidad sísmica en términos del margen de seguridad de la distorsión global del sistema.....	53
5.1.1	Estimación del índice de confiabilidad $\mathbf{b}$ .....	53
<b>CAPITULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>		<b>58</b>
<b>APÉNDICES.....</b>		<b>60</b>
A1.	Interacción suelo-estructura en análisis dinámico no-lineal paso a paso y obtención de parámetros del piso ficticio para considerarla en el ADEL.....	60
A2.	Obtención de masas para el ADEL considerando la contribución de los modos del SMGL.....	63
A3.	Parámetros para la obtención de distorsiones máximas del SSR, $\mathbf{Y}_o$ .....	64
a.	Contribución de la interacción suelo-estructura en la respuesta máxima del SSR, $r_d$ .....	64
b.	Corrección a la respuesta estimada mediante el SSR, para tomar en cuenta la contribución de modos superiores, $r_g$ .....	65
A4.	Factores correctivos en la estimación de respuestas sísmicas no-lineales de SMGL por medio de SSR.....	66
A5.	Condiciones iniciales de los parámetros $a_o, b_o, a, b, c$ y $d$ de la ecuación general de ajuste de datos.....	68
a.	Condiciones de iniciales de parámetros de ajuste para el valor esperado de la distorsión máxima del SSR, $\bar{\mathbf{Y}}_o$ y de la relación aleatoria, $\bar{\alpha}_s$ , y su varianza $V_{\alpha_s}^2$ .....	68
b.	Condiciones de iniciales de parámetros de ajuste para el valor esperado del factor de transformación de respuesta, $\bar{\mathbf{r}}$ y su varianza $V_r^2$ .....	70
<b>BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS.....</b>		<b>71</b>

**DISEÑO SÍSMICO BASADO EN CONFIABILIDAD  
DE EDIFICIOS CON IRREGULARIDAD  
DE MASAS EN ALTURA**

**RESUMEN**

Se estudia la influencia de la variación de las masas de marcos dúctiles de concreto reforzado, a lo largo de su altura, en las funciones de confiabilidad y en los factores de transformación de sistemas simplificados de referencia. Las funciones de confiabilidad son obtenidas mediante el margen de seguridad entre las respuestas máximas de sistemas de múltiples grados de libertad (SMGL) ante registros sintéticos y su capacidad última de deformación lateral obtenida mediante un análisis de empuje lateral.

Con ese fin se estudian siete marcos dúctiles de concreto reforzado de 16 niveles. Uno de ellos fue diseñado según el RCDF-04; los otros seis, irregulares en cuanto a masas, se obtienen a partir del primer caso, afectando las masas por factores de 0.5 y 2.0 en diferentes secciones a lo largo de la altura de los marcos. Al estimar las respuestas sísmicas esperadas, con el objeto de determinar indicadores de desempeño ante temblores específicos, se toman en cuenta los valores probables de las propiedades mecánicas de cada sistema. La interacción suelo-estructura es considerada en el diseño sísmico y análisis dinámicos no-lineales paso a paso.

**ABSTRACT**

A study is made about the influence of the variation of masses of ductile reinforced concrete frames, along their height, on the reliability functions and on the simplified reference systems transformation factors.

The reliability functions are obtained using the safety margin between the maximum responses of multiple degree of freedom systems (MDOFS) analyzed with simulated records and their lateral deformation capacity obtained with a push-over analysis.

With this purpose, seven 16-story ductile reinforced concrete frames are studied. One of them is designed in accordance with de Federal District's seismic regulations; the other six frames, irregular mass distribution along their height, are obtained from the latter, using masses scaling factors of 0.5 and 2.0 on different sections of the frames. When estimating the expected seismic responses, with the purpose of determining performance indicators in specific earthquakes, probable values of the mechanical properties of each system are taken into account. Soil-structure interaction was taken into account, both at the design stage and in the analysis of non-linear dynamic responses.

## CAPITULO 1

### INTRODUCCIÓN

Las Normas Técnicas Complementaria para Diseño por Sismo del Distrito Federal contemplan once requisitos que debe satisfacer una estructura para poder considerarla como regular. Si la estructura no cumple con algunos de los once requisitos de regularidad, se considera irregular o fuertemente irregular, según sea el caso. Para tomar en cuenta los efectos de irregularidad de estructuras en el diseño sísmico, se considera un factor de irregularidad  $Q'$  el cual afecta el factor de comportamiento sísmico  $Q$  disminuyéndolo de 10 a 30 por ciento, en caso de que la estructura sea irregular o fuertemente irregular, respectivamente.

El sismo del 19 de septiembre de 1985 causó, en la ciudad de México, daños estructurales severos y colapsos de estructuras con irregularidad de masas a lo largo de sus entrepisos, debido en parte a que esta irregularidad no fue considerada desde el proceso de análisis y diseño.

Los casos que se estudian en este trabajo de tesis son aquellos con irregularidad de masas en altura que así se conciben en los proyectos arquitectónicos, considerando dicha irregularidad desde el proceso de análisis y diseño sísmico de los edificios.

Así también, se realiza el análisis de confiabilidad en términos del margen de seguridad de la distorsión global del sistema, así como la obtención de factores de transformación de sistemas simplificados de referencia, SSR, para estructuras con irregularidad de masas en altura. Este análisis se hará a fin de obtener resultados que puedan ayudar a la obtención de diseños con metas específicas de confiabilidad con la ayuda de SSR.

#### 1.1 ANTECEDENTES

El diseño estructural tiene su base en la necesidad de la sociedad por optimizar (Esteva 2001). El objetivo general de la optimización se puede expresar en términos de objetivos particulares del diseño sísmico: proveer niveles adecuados de seguridad con respecto al colapso durante sismos de gran magnitud; proteger las estructuras contra daño excesivo de material bajo la acción de sismos de intensidad moderada, para asegurar la facilidad de trabajos de reparación, reconstrucción o refuerzo en caso de que se presente daño estructural. Finalmente, preservar la seguridad y confort de los ocupantes y público en general, asegurando que durante sismos de intensidad moderada no se excedan valores límites de la respuesta estructural y que no ocurra pánico durante sismos de moderada o gran magnitud, particularmente en edificios donde se espera con frecuencia la acumulación de personas.

Debido a lo anterior, toda estructura está sujeta al riesgo de experimentar el colapso total o parcial, o de ser incapaz de cumplir con alguna de sus funciones, lo cual establece la necesidad de estudiar la confiabilidad estructural.

Evaluar la confiabilidad estructural e introducir los criterios de diseño por desempeño en los reglamentos de diseño sísmico ha sido desde hace casi cuarenta años el principal objetivo de algunos investigadores como Cornell (1969), Rosenblueth (1976), Meli (1976), Reyes (1999), Esteva *et al.* (2001).

Esteva *et al.* (2001) utilizan el planteamiento propuesto por Rosenblueth (1976) y lo aplican a sistemas estructurales conformados por marcos de concreto reforzado. En este trabajo se toman como variables de control dentro del proceso de optimización, la rigideces y resistencias; las



primeras para controlar daños en elementos estructurales y no estructurales; las segundas, para controlar riesgos de colapso.

El diseño sísmico de SMGL en la práctica actual está basado en estados límites de desempeño, en los cuales se busca la seguridad y el adecuado comportamiento de todos los miembros del sistema ante una excitación sísmica con un periodo de recurrencia dado.

Se han desarrollado métodos simplificados para estimar las respuestas no-lineales de SMGL (Esteva *et al.*, 2002) los cuales toman como base de referencia las respuestas de SSR y las configuraciones de deformación lateral que resultan de un análisis de empuje lateral. Para poder aplicar dichos métodos tomando en cuenta la influencia del daño acumulado, es necesario obtener relaciones probabilísticas entre las predicciones obtenidas por medio de los modelos refinados. Tales relaciones sirven de base para establecer criterios prácticos de diseño que conduzcan a soluciones óptimas para el ciclo esperado de vida del sistema.

## 1.2 OBJETIVOS

Este trabajo de tesis tiene como objetivo general estudiar la influencia de la irregularidad de masas en altura en el comportamiento sísmico de marcos dúctiles de concreto reforzado de 16 niveles desplantados en el Valle de México en zona con periodo fundamental del suelo,  $T_s=2s$ , tomando en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura.

Mediante excitaciones sísmicas simuladas a partir de modelos probabilísticos se obtienen las respuestas de sistemas simulados que consideran las incertidumbres asociadas a las propiedades de los sistemas estructurales.

También se obtienen las capacidades últimas de deformación lateral de los sistemas estudiados mediante un análisis dinámico de empuje lateral, ADEL.

Finalmente, se obtienen funciones de confiabilidad de los sistemas estudiados en función de la ductilidad obtenida por medio de SSR que consideran las incertidumbres provenientes de usar dichos sistemas en la evaluación de la respuesta de SMGL con irregularidad de masas en altura.

De lo anterior se pueden definir tres objetivos generales:

- a) La obtención de factores de transformación de respuesta que contemplen las incertidumbres asociadas a la estimación de la respuesta de SMGL con irregularidad de masas en altura mediante SSR y de esta forma obtener de manera simple y confiable niveles de desempeño de SMGL con irregularidad de masas en altura.
- b) La obtención de funciones de confiabilidad de SMGL con irregularidad de masas en altura, en términos del índice  $b$  de Cornell como función de la demanda de ductilidad del SSR, que sirvan como marco de referencia para desarrollar criterios y/o normas con metas establecidas de confiabilidad.
- c) Comparar los niveles de desempeño obtenidos de los SMGL con irregularidad de masas en altura con aquellos que establecen las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Distrito Federal, con las cuales fueron diseñados dichos sistemas.

## 1.3 ALCANCES Y LIMITACIONES

En este trabajo de tesis se analizan casos de estructuras regulares en planta, pero irregulares debido a la variación de masas en altura. Analizando los edificios por medio de marcos planos para estudiar la influencia de la variación de masas en las funciones de confiabilidad y en los factores de transformación de los SSR; se toman en cuenta valores probables de las propiedades mecánicas de cada sistema. Se desprecian los efectos de torsión y se toma en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura.

Como excitaciones sísmicas, se emplean 50 sismos simulados para el análisis dinámico no-lineal paso a paso de marcos de concreto reforzado con propiedades simuladas.

En este trabajo la respuesta estructural se mide exclusivamente en términos de las distorsiones laterales globales. No se estudian aceleración y la velocidad de los entrepisos, por lo que los daños causados en equipo y otros contenidos sensibles a estas respuestas no son considerados.

El análisis de confiabilidad se realiza estimando la respuesta no-lineal de SMGL por medio de SSR y de factores de transformación de respuesta, haciendo uso de un análisis dinámico de empuje lateral, ADEL, y de configuraciones de respuesta lateral. De lo anterior, se obtiene el índice de confiabilidad  $b$  de Cornell de sistemas estructurales empleando como factor de seguridad la relación entre la capacidad última de deformación global del sistema y la correspondiente demanda de desplazamiento de dichos sistemas estructurales ante muestras de excitaciones sísmicas simuladas.

## CAPITULO 2

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1 DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO

Los objetivos del diseño sísmico de obras de ingeniería son bien conocidos: se pueden resumir en el logro de un equilibrio adecuado entre los costos de construcción y de mantenimiento y los riesgos aceptables de daños o fallas durante la vida útil de cada obra (Esteva, 2001). De acuerdo con lo anterior, los criterios de diseño que se adopten para definir las acciones de seguridad aceptables, deberán lograr un equilibrio entre los costos e construcción, de mantenimiento y de daños.

El formato de diseño sísmico por desempeño propuesto por el comité Visión 2000 (SEAOC, 1995) se plantea en tres fases:

- a) Conceptual: selección de objetivos de diseño, sistemas estructurales y configuración apropiados.
- b) Numérica: dimensionado y detallado de la estructura, así como de sus elementos estructurales y contenido.
- c) Implementación: garantizar el control de calidad durante la construcción y mantenimiento a largo plazo.

El objetivo final es lograr que, para intensidades establecidas del movimiento sísmico y, con niveles predefinidos de confiabilidad, la estructura no se dañe más allá de ciertos estados límite.

Los criterios de diseño sísmico basado en desempeño se expresan en términos de los niveles esperados de daño y de sus consecuencias sobre los requisitos de funcionalidad de las construcciones tras la acción de temblores de intensidades asociadas con periodos de retorno especificados en el sitio de construcción de interés (Esteva, 2002).

Las recomendaciones para diseño sísmico basado en desempeño han sido establecidas con base en la experiencia y en el juicio de profesionales y académicos.

De acuerdo con su probabilidad de ser excedida durante la vida de una estructura, la intensidad sísmica puede describirse mediante los términos “frecuente”, “ocasional”, “rara” o “muy rara”, que corresponden respectivamente a las probabilidades de 50% en 30 años, 50% en 50 años, 10% en 50 años y 10% en 100 años o, en forma equivalente, intervalos de recurrencia de 43, 72, 475 y 970 años (SEAOC, 1995)

Los objetivos de desempeño establecen, para cada tipo de estructura, según su importancia y el nivel de riesgo tolerable, el nivel de desempeño que debe lograrse para cada nivel de excitación sísmica. Por ejemplo, para construcciones ordinarias SEAOC (1995) recomienda las metas de niveles de desempeño que se resumen en la tabla 2.1.

Los niveles de desempeño que en las normas emitidas por la SEAOC (1995), se definen como:

**Plenamente operacional:** El daño esperado generalmente es despreciable. La respuesta estructural corresponde al punto de fluencia, o al estado límite de fluencia. El mecanismo de fluencia del sistema puede ser substancialmente desarrollado pero la capacidad de desplazamiento inelástico de la estructura no es usada. En elementos no estructurales se espera daño despreciable o ligero.

**Operacional:** El daño en elementos estructurales se espera que sea de menor a moderado. Se esperan reparaciones. En elementos no-estructurales se espera comportamiento generalmente elástico, con fluencia o deslizamiento en las conexiones.

**Protección de vidas:** El daño es moderado a importante en elementos estructurales; se esperan reparaciones extensas. Los elementos no-estructurales pueden sufrir daños extensos.

**Cercano al colapso:** El sistema presenta graves daños con reducción de rigidez y resistencia, y el margen de seguridad contra colapso se reduce significativamente.

**Tabla 2.1 Metas de niveles de desempeño para edificios ordinarios, SEAOC (1995)**

Nivel de excitación sísmica	Intervalo de recurrencia (años)	Nivel mínimo de desempeño
Frecuente	43	Plenamente Operacional
Ocasional	72	Operacional
Rara	475	Protección de vidas
Muy rara	970	Cercano al colapso

Los niveles de desempeño mencionados en el párrafo anterior necesitan expresarse en términos de indicadores cuantitativos de la relación entre la amplitud probable de la respuesta estructural y la correspondiente capacidad del sistema para evitar la ocurrencia de cada modo de falla. Los más simples de estos indicadores son los desplazamientos relativos ( $Q_i$  y Moehle, 1991) y las distorsiones laterales. Sin embargo, existen otros indicadores que toman en cuenta el comportamiento no-lineal, tales como las demandas de ductilidad global y local que pueden estar dadas en términos de la relación cortante basal contra desplazamiento relativo de su extremo superior con respecto a la base o las relaciones momento y curvatura en secciones críticas de elementos sujetos a flexión, respectivamente.

Para edificios ordinarios, a los niveles de desempeño definidos anteriormente, se hacen corresponder valores máximos de la distorsión global o local (desplazamiento relativo entre dos niveles, dividido entre la distancia vertical) iguales respectivamente a  $0.002$ ,  $0.005$ ,  $0.015$  y  $0.025$  (Esteva, 2001).

En el caso particular de la zona de terreno blando de la ciudad de México, los espectros establecidos en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal para el nivel de protección de vidas corresponde a un intervalo de recurrencia de aproximadamente 125 años, que es muy inferior a 475 años, sugerido por el Comité VISION 2000 (Esteva, 2001). Estos márgenes de seguridad dependen, entre otros conceptos, de las relaciones implícitas entre los valores más probables de las cargas gravitacionales y de las propiedades mecánicas de los miembros estructurales y los correspondientes valores nominales de estas variables que se suponen en la práctica del diseño. Es importante mencionar que las normas americanas consideran factores reductivos por sobre-resistencia y comportamiento no lineal mayores a las consideradas en las normas mexicanas.

Se han planteado también modelos y criterios más refinados, los que emplean índices de daño acumulado, que dependen tanto de amplitudes máximas como de energía disipada por histéresis o de números de ciclos de deformación, para describir el desempeño o la seguridad con respecto a la falla (Park y Ang, 1984; Wang y Shah, 1987; Esteva *et al.*, 2001; Bojorquez *et al.*, 2007).

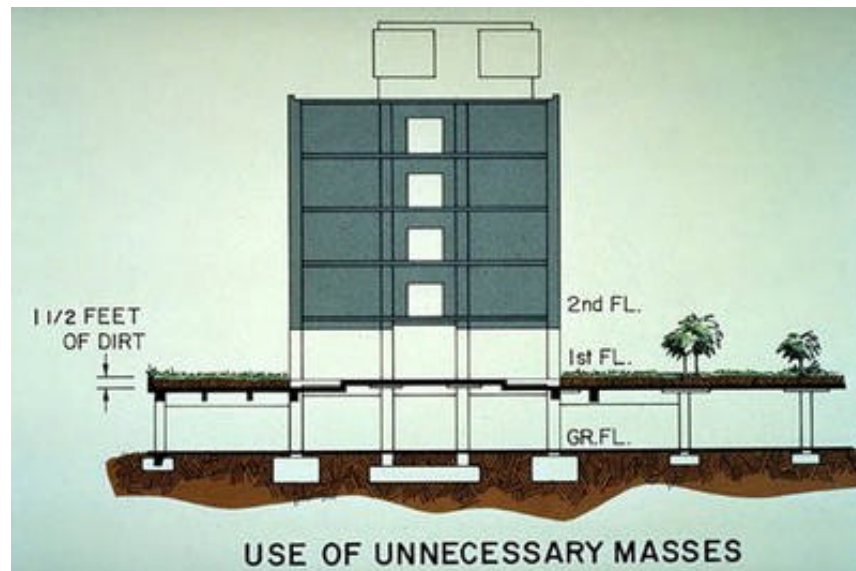
## 2.2 SISTEMAS CON IRREGULARIDAD DE MASAS EN ALTURA

La irregularidad en edificios es una condición que se puede darse desde el proceso de arquitectónico por parte de los que proyectan y/o diseñan un edificio. Esta irregularidad de estructuras puede ser de rigidez, resistencia, masa y/o dimensiones que puede distribuirse en la planta y/o a lo largo de la

altura de la estructura. Esta tesis trata solo aquellos casos en donde la irregularidad es de masas a lo largo de la altura de la estructura; lo cual puede ser debido a la sobrecarga, aglomeración de personas, almacenaje, cambios de uso, entre otros casos, y estudiar el efecto que esta irregularidad tiene en estructuras desplantadas en zonas altamente vulnerables a sismos, como la ciudad de México; considerando dicha irregularidad desde el proceso de análisis y diseño sísmico con base en las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo del Distrito Federal 2004.

El sismo del 19 de septiembre de 1985 en la ciudad de México causó daños estructurales severos, así como el colapso de edificios; muchos de ellos aun cumpliendo con los niveles de seguridad establecidos en las normas de diseño sísmico aplicables para ese entonces no pudieron resistir las fuerzas generadas por el sismo. Algunos edificios regulares en planta, pero con sobrecarga debida a la acumulación de archiveros y mobiliario pesado, o que eran usados para almacenaje de productos cuando su uso de diseño había sido el de uso para oficinas, colapsaron o sufrieron daños irreparables que condujeron a su demolición, así como a pérdida de vidas.

Claro es el ejemplo que se muestra a continuación, en donde el uso de elementos no-estructurales que aportan masa a los sistemas, la cual no es considerada en el análisis y diseño sísmico, puede traer consecuencias graves. La s Fig. 2.1 y 2.2 muestran un edificio destinado a uso de hospital que sufrió daños, como se aprecia, durante el sismo de San Fernando de 1971 (Bertero, 1997).



**Fig. 2.1 Elevación de una de las alas del Hospital Olive View, Los Angeles CA (The Earthquake Engineering Online Archive©)**

La fig. 2.1 muestra una de las alas de la sección de tratamiento y cuidados intensivos del hospital Olive View, mostrando la presencia de masas innecesarias. Nótese que la zona ajardinada, de 0.46m de espesor, requirió una losa pesada, la cual se ubicó en un nivel donde existía una significativa discontinuidad de rigidez y resistencia lateral del sistema estructural. Como consecuencia de esta masa innecesaria y de las discontinuidades estructurales, esta ala del edificio sufrió daños significativos en el terremoto de San Fernando del 9 de Febrero de 1971, el cual fue de una magnitud de 6.6 en escala de Richter. Discusiones adicionales de las figuras 2.1y 2.2 están disponibles en el Godden Set J: V, en el archivo en línea de ingeniería sísmica de la Universidad de California en Berkeley.



**Fig 2.2 Vista del Hospital Olive View mostrando el colapso del primer nivel (The Earthquake Engineering Online Archive©)**

En la fig. 2.2 se muestra el hospital Olive View, en donde se observa el colapso del primer nivel, que soportaba una pesada zona ajardinada. El colapso del nivel fue debido a una falla por cortante en las columnas que lo soportaban. Nótese también que la falla por cortante de las columnas de soporte causó que los paneles prefabricados de fachada se desprendieran y cayeran sobre la banqueta debido a la falla en la conexión de éstas.

Existen estudios de análisis de confiabilidad de estructuras irregulares en altura como es el caso de López-López (2008), quien considera estructuras con variación de rigideces y resistencias y Diaz Alcántara (2008), quien donde considera edificios con variación de rigideces en plantas bajas y trata específicamente la confiabilidad de sistemas estructurales con primer piso flexible.

No existen estudios realizados acerca de la confiabilidad de sistemas con irregularidad de masas en altura debido a que dicha irregularidad se considera desde el proceso de análisis, haciendo aumentar la rigidez y resistencia de sistemas. Por lo tanto la irregularidad de masas en altura va acompañada por un cambio de rigidez y/o resistencia en elementos estructurales que los reglamentos de diseño sísmico contemplan implícitamente; sin embargo, no consideran la influencia que la irregularidad de masas pueda tener en la respuesta no lineal del sistema; específicamente en la generación de demandas de ductilidad mayores que las que se presentan en sistemas regulares. Aquí se trata de considerar la irregularidad desde un inicio del proceso para obtener funciones de confiabilidad de sistemas simulados ante excitaciones sísmicas simuladas y comparar los resultados obtenidos con los niveles de desempeño que las normas establecen para este tipo de estructuras.

### **2.3 ANALISIS Y MANEJO DE INCERTIDUMBRES**

En la estimación de la respuesta sísmica de estructuras se presentan dos tipos principales de incertidumbre: la asociada a las propiedades mecánicas de la estructura y la que se relaciona con la excitación externa que actúa sobre la misma. En los siguientes tópicos se describen brevemente los modelos probabilísticos empleados para tomar en cuenta la incertidumbre en las propiedades estructurales. Los modelos probabilísticos que aquí se presentan se emplean para generar estructuras simuladas mediante el método de Monte Carlo usando programa SIMESTRU (Alamilla, 2001).

**a) Incertidumbre en la intensidad de la carga viva**

Para caracterizar la incertidumbre en la intensidad de la carga viva se emplea el modelo Pier y Cornell (1973), que corresponde a un modelo probabilístico lineal dado por la siguiente expresión:

$$w(x, y) = m + \mathbf{g}_b + \mathbf{g}_f + \mathbf{e}(x, y) \quad (2.1)$$

En ella,  $w(x, y)$ , es la intensidad de la carga viva sostenida sobre un punto cualquiera con localización horizontal  $(x, y)$  de un nivel en particular y para una estructura dada;  $m$  es el valor medio de la carga viva para la población de estructuras con el mismo tipo de ocupación: oficinas, departamentos, y otros;  $\mathbf{g}_b$  es una variable aleatoria independiente con media cero que toma en cuenta la variabilidad de la carga media de una estructura a otra;  $\mathbf{g}_f$  se define de la misma manera que  $\mathbf{g}_b$ , pero toma en cuenta la variabilidad de la carga de un piso a otro en un mismo edificio;  $\mathbf{e}(x, y)$  es una variable aleatoria independiente de  $\mathbf{g}_b$  y  $\mathbf{g}_f$ , que representa la variación espacial de la intensidad de la carga sobre un piso dado de una estructura determinada.

Las propiedades estadísticas para  $w(x, y)$  en dos puntos distintos  $(x_0, y_0)$  y  $(x_1, y_1)$  sobre un mismo piso están dadas por las siguientes ecuaciones:

$$E[w(x, y)] = m \quad (2.2)$$

$$\text{cov}[w(x_0, y_0), w(x_1, y_1)] = \mathbf{s}_b^2 + \mathbf{s}_f^2 + \text{cov}[\mathbf{e}(x_0, y_0), \mathbf{e}(x_1, y_1)] \quad (2.3)$$

En la ecuación 2.3,  $\mathbf{s}$  representa la desviación estándar y el último término es la función de covarianzas entre  $\mathbf{e}(x_0, y_0)$  y  $\mathbf{e}(x_1, y_1)$ . Esta función adopta la forma siguiente:

$$\text{cov}[\mathbf{e}(x_0, y_0), \mathbf{e}(x_1, y_1)] = \mathbf{s}_{sp}^2 e^{-r^2/d} \quad (2.4)$$

En la ecuación anterior  $\mathbf{s}_{sp}^2$  es la varianza espacial de  $\mathbf{e}(x, y)$ ,  $r$  es la distancia horizontal entre los dos puntos  $(x_0, y_0)$  y  $(x_1, y_1)$  y  $d$  es un parámetro estimado. Cuando dos puntos  $(x_0, y_0)$  y  $(x_1, y_1)$  están localizados en diferentes pisos, la ecuación 2.4 se transforma en la siguiente:

$$\text{cov}[\mathbf{e}(x_0, y_0), \mathbf{e}(x_1, y_1)] = \mathbf{r}_c \mathbf{s}_{sp}^2 e^{-r^2/d} \quad (2.5)$$

Aquí,  $\mathbf{r}_c$ , es la correlación entre la variación espacial de la intensidad de las cargas en dos puntos, uno en un piso y otro directamente sobre el superior. Esta correlación se presenta cuando los ocupantes que habitan un edificio tienden a cargar de la misma forma los pisos.  $\mathbf{r}_c$ , depende del número de pisos entre los dos puntos y por simplicidad se asume que es constante para un edificio. Para fines prácticos, es necesario expresar el modelo descrito en párrafos anteriores en términos de cargas unitarias de área,  $U(A)$ . Para ello se requiere integrar la función  $w(x, y)$  sobre un área dada y posteriormente dividirla entre el área de integración. De esta forma, para un área rectangular de un piso determinado las propiedades estadísticas de  $U(A)$  se expresan como:

$$E[U(A)] = m \quad (2.6)$$

y

$$\text{var}[U(A)] = \mathbf{s}_b^2 + \mathbf{s}_f^2 + \mathbf{s}_U^2 \frac{K(A)}{A} \quad (2.7)$$

En esta última ecuación:

$$\mathbf{s}_U^2 = \mathbf{p} d \mathbf{s}_{sp}^2 \quad (2.8)$$

$$K(A) = \left[ \text{erf} \left( \sqrt{\frac{A}{d}} \right) - \sqrt{\frac{d}{A \mathbf{p}}} \left( 1 - e^{-\frac{d}{A}} \right) \right]^2 \quad (2.9)$$

$$\text{erf}(z) = \frac{2}{\mathbf{p}} \int_0^z e^{-t^2} dt \quad (2.10)$$

Para el caso de que existan  $n$  pisos con área rectangular común de un edificio dado, las Ecuaciones 2.6 y 2.7 se pueden escribir como:

$$E[U(A_n)] = m \quad (2.11)$$

$$\text{var}[U(A_n)] = \mathbf{s}_b^2 + \frac{\mathbf{s}_f^2}{n} + \frac{\mathbf{s}_U^2 K(A)}{nA} + \mathbf{r}_c \left( \frac{n-1}{n} \right) \frac{\mathbf{s}_{sp}^2 K(A)}{A} \quad (2.12)$$

Se hace necesario calibrar el modelo mediante el ajuste a casos reales de los coeficientes de variación de la carga unitaria  $\sqrt{\text{var}[U(A)]}/m$ , contra  $A$ , y  $\sqrt{\text{var}[U(A)]}/m$ , contra  $n$ . De esta calibración se obtienen los valores de los parámetros que intervienen en la ecuación 2.12.

Basados en trabajos de Mitchel y Woodgate, Pier y Cornell (1973), observaron que la función de densidad de probabilidades de  $U(A)$  es una función tipo Gamma,  $G(k, I)$ , definidos por las siguientes expresiones:

$$k = \frac{E[U(A)]^2}{\text{var}[U(A)]} = \frac{m^2}{\mathbf{s}_b^2 + \mathbf{s}_f^2 + \mathbf{s}_U^2 \frac{K(A)}{A}} \quad (2.13)$$

$$I = \frac{E[U(A)]}{\text{var}[U(A)]} = \frac{m}{\mathbf{s}_b^2 + \mathbf{s}_f^2 + \mathbf{s}_U^2 \frac{K(A)}{A}} \quad (2.14)$$

Por lo anterior, Alamilla (2001) hace una transformación de los valores de dichos parámetros con el propósito de representar los valores de éstos para condiciones de edificación en el Distrito Federal. Así, toma el valor medio de la carga viva en edificios de oficinas obtenido por Ruiz y Soriano



(1997),  $m_0 = 75.1 \text{ kg/m}^2$ . La transformación consiste en expresar la incertidumbre en el modelo citado en términos de coeficientes de variación. Esto se justifica ya que los datos estadísticos expresados en términos de los coeficientes de variación de cargas vivas en edificios desplantados en la Ciudad de México se ajustan adecuadamente al modelo ajustado por Pier y Cornell (1973). La metodología anterior se puede ver con detalle en el trabajo de Alamilla (2001) y en varios trabajos de la serie azul del Instituto de Ingeniería, UNAM (Soriano *et al.* (1997) y Sampayo *et al.* (2001)).

### b) Incertidumbre relacionada con la variación de la carga muerta

La incertidumbre asociada a la estimación de las cargas muertas depende principalmente de las variaciones en las dimensiones de los elementos, así como por las variaciones de los pesos específicos de los materiales empleados. Al respecto, solo se cuenta con datos estadísticos suficientes para considerar de manera aproximada la variabilidad de los pesos específicos de los materiales.

En el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal vigente se establece, para fines de diseño, un valor nominal para la carga muerta. Este valor corresponde a una probabilidad de ser excedida que en general varía entre 2% y 5%. De acuerdo con Meli (1976), la relación entre el valor nominal de carga muerta  $w_n$ , y su valor medio,  $m_{cm}$ , se puede expresar como sigue:

$$m_{cm} = \frac{w_n}{1 + 2C_v} \quad (2.15)$$

En esta expresión,  $C_v$ , corresponde al coeficiente de variación de la carga muerta, al que generalmente se asigna un valor igual a 0.08.

Debido a que no existe un modelo probabilístico que permita caracterizar la variación en la intensidad de la carga muerta que actúa sobre las estructuras, en este trabajo se emplea una metodología desarrollada por Alamilla (2001). En esta, las intensidades de las cargas se consideran como variables aleatorias correlacionadas de piso a piso. Para cada entrepiso se adopta una variable aleatoria que es caracterizada por una función de distribución marginal tipo gamma, con media dada por la ecuación 2.15 y coeficiente de variación igual a 0.08. Así mismo se considera que la correlación entre las cargas que provienen de diferentes pisos se puede obtener en forma subjetiva por medio de la distribución del cociente entre cargas en pisos diferentes. La correlación se evalúa de tal manera que la probabilidad de que dicho cociente tome valores entre 0.8 y 1.25 sea de 0.90; de esta forma se obtiene un coeficiente de correlación igual 0.5.

De acuerdo con esto, en el presente trabajo se aplican el método de simulación de Monte Carlo y la metodología propuesta por Alamilla (2001) para obtener simulaciones del valor de la carga muerta sobre los casos de estudio.

### c) Incertidumbre en las características geométricas de elementos estructurales de concreto reforzado

Las características geométricas de los elementos estructurales influyen en la estimación de la rigidez, la resistencia y la capacidad de deformación de los sismos. Por ello, es importante tomar en cuenta la variación en las dimensiones de dichos elementos.

Las imperfecciones geométricas en los elementos de concreto reforzado se deben a varias causas, entre las que encontramos desviaciones de los valores de diseño de la forma de la sección transversal y de las dimensiones respecto a los valores reales construidos. Estas desviaciones se asocian al tamaño y forma del elemento, al tipo de molde empleado, a la calidad de la mano de obra y el control de la misma, entre otros. Por lo tanto, es evidente que el procedimiento que se emplea para la construcción de estructuras de concreto reforzado determina el grado de desviación o error entre los valores de diseño y los reales.

De acuerdo con el párrafo anterior, se acepta que existe incertidumbre en las dimensiones de los elementos de concreto reforzado, por lo que es necesario tomarlo en cuenta si se pretende realizar cualquier estudio de vulnerabilidad sísmica.

En este trabajo se consideran las variaciones en las propiedades geométricas de la sección transversal de trabes, columnas y muros, siendo estas propiedades, la profundidad o altura, ancho, recubrimientos de concreto y espesores de losa. Los datos estadísticos, media y desviación estándar, de los errores en las propiedades geométricas en cuestión, se toman del trabajo de Mirza y McGregor (1979a). Dichos errores se consideran como variables aleatorias correlacionadas con distribución de probabilidad normal (Alamilla, 2001), y se determina a partir de los primeros momentos estadísticos de las variables en estudio y bajo la suposición de que los valores de las propiedades estadísticas provienen de la misma muestra de secciones transversales; además, se considera que la variabilidad de los errores con estadísticamente independientes en secciones de diferentes elementos.

De esta forma, para obtener valores representativos de las variaciones que experimentan las características geométricas de las secciones durante el proceso de construcción respecto a su valor de diseño, se aplica el método de las variables descritas y, posteriormente, estos valores simulados se suman a las dimensiones proyectadas de diseño.

#### **d) Incertidumbre en la resistencia a compresión del concreto**

La resistencia a compresión del concreto es afectada por diversos factores: la edad, la técnica de curado, el tipo y calidad del agregado, método de colocación, relación agua-cemento, temperatura, humedad, son los más importantes.

Es evidente que existe incertidumbre en la estimación de la resistencia a compresión del concreto. Esta incertidumbre puede ser expresada en forma cuantitativa por las variaciones existentes entre la resistencia nominal a compresión del concreto,  $f'_c$ , y la resistencia real del cilindro o muestra.

Por otra parte, la resistencia del concreto en una estructura real difiere de la de los cilindros; en general, la primera tiende a ser menor, debido a que no existe un control adecuado sobre alguna de las condiciones mencionadas en el primer párrafo.

Ha sido posible estimar las propiedades estadísticas de la resistencia a compresión del concreto en la estructura, como función de la resistencia media obtenida de ensayos experimentales de cilindros de concreto (Mendoza, 1991). Este autor obtiene las siguientes relaciones:

$$\bar{f}_{co} = 0.95 f'_c \quad (2.16)$$

$$V_{co} = 1.15 V_c \quad (2.17)$$

Aquí,  $\bar{f}_{co}$  es la resistencia media del concreto a compresión en la estructura,  $f'_c$  es la resistencia media de ensayos de cilindros de concreto sometidos a compresión,  $V_{co}$  es el coeficiente de variación de la resistencia a compresión del concreto en la estructura y  $V_c$  es el coeficiente de variación de la resistencia a compresión que proviene de ensayos de cilindros de concreto.

En otro trabajo (Meli y Mendoza, 1991), se estiman los primeros momentos estadísticos de la resistencia a compresión de concretos utilizando pruebas de cilindros de concreto de resistencias nominales especificadas. Estos autores concluyen que es posible representar la resistencia mediante una función de distribución de probabilidad de tipo normal. También, determinan que para una resistencia nominal igual a  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , que es la que se utiliza en este trabajo, la resistencia a compresión del concreto en cilindros tienen media igual a  $\bar{f}'_c = 268 \text{ kg/cm}^2$  y coeficiente de variación de  $V_c = 0.167$ .

Por otro lado, existe una elevada correlación entre las resistencias de un mismo elemento, de diferentes elementos de un mismo entrepiso, así como de los elementos de concreto en todo el edificio (Alamilla, 2001). Para tomar en cuenta esta correlación, este autor estima en forma subjetiva los coeficientes de correlación de la resistencia a compresión del concreto entre elementos de un mismo nivel, entre los elementos de diferentes entrepisos. Estos coeficientes son calculados a partir de los coeficientes de las resistencias de los elementos en cuestión y de aplicar la metodología que el propone.

En este trabajo de tesis se emplea el procedimiento descrito en el párrafo anterior para obtener los valores simulados de las resistencias a compresión del concreto en elementos estructurales, y además se considera que dicha resistencia se comporta de acuerdo con una función de distribución log-normal, ya que los valores de las resistencias del concreto solo pueden tomar valores positivos.

### e) Incertidumbre en la resistencia del concreto en la estructura

La resistencia a tensión del concreto,  $f_t$ , al igual que la de compresión, es afectada por diversos factores, ya mencionados.

Es importante caracterizar y cuantificar la incertidumbre asociada a la resistencia a tensión del concreto, ya que esta influye en el nivel de agrietamiento de los elementos de concreto cuando estos se someten a esfuerzos de tensión originados por flexión, principalmente. El valor de  $f_t$  puede ser caracterizado en forma adecuada en función de la raíz cuadrada de la resistencia nominal a compresión del concreto,  $f_c'$  (Mendoza, 1984), como sigue:

$$f_t = \mathbf{f}_t \sqrt{f_c'} \quad (2.18)$$

donde  $\mathbf{f}_t$  es una variable con media  $\mathbf{f}_t = 1.935$  y coeficiente de variación  $V_f = 0.20$ . En esta ecuación se muestra que existe una correlación importante entre la resistencia a tensión del concreto y la resistencia a compresión del mismo. La correlación no ha podido ser evaluada en términos cuantitativos debido principalmente a que las resistencias a compresión y tensión de los cilindros provienen de muestras distintas.

En el trabajo de Alamilla (2001) se propone una metodología para estimar la correlación entre dichas variables. De acuerdo con esta metodología, se asume que la resistencia a tensión y compresión del concreto son variables aleatorias representadas por  $F_t$  y  $F_c$  respectivamente, y que se relacionan como sigue:

$$F_t = \mathbf{b} \sqrt{F_c} \quad (2.19)$$

Aquí  $\mathbf{b}$  representa a una variable aleatoria independiente, con media  $\bar{\mathbf{b}}$ , y coeficiente de variación  $V_b$ , dados por las siguientes ecuaciones:

$$\bar{\mathbf{b}} = E \left[ \frac{F_t}{\sqrt{F_c}} \right] = \frac{\mathbf{f}_t \sqrt{f_c'}}{\sqrt{f_c'} (1 - V_c^2 / 8)} \quad (2.20)$$

$$V_b^2 = \frac{V_f^2 (8 - V_c^2)^2 - 16V_c^2}{64 + V_c^4} \quad (2.21)$$

En las ecuaciones anteriores,  $E[\cdot]$  denota al operador esperanza y  $V_c$  es el coeficiente de variación de la resistencia a compresión del concreto. La ecuación 2.21 es válida para todo

$$V_{f'}^2 > V_{\sqrt{F_c}}^2 = \frac{16V_c^2}{(8 - V_c^2)^2}.$$

**f) Incertidumbre en el módulo tangente del concreto,  $E_c$**

Es de importancia evaluar la incertidumbre en el valor del módulo tangente del concreto, la cual está correlacionada con la resistencia nominal a compresión. De esta forma, se puede escribir:

$$E_c = \mathbf{f}_E \sqrt{f_c'} \quad (2.22)$$

en donde  $\mathbf{f}_E$  es una variable aleatoria con propiedades estadísticas dadas y  $f_c'$  es la resistencia a compresión del concreto dada en  $kg/cm^2$ . De acuerdo con estudios realizados por Mendoza (1984), se encontró que tales propiedades, media y coeficiente de variación, son 8500 y 0.12, respectivamente. Este autor determina las propiedades estadísticas a partir de mediciones de valores experimentales de  $E_c$  que resultan de evaluar la pendiente de la recta que intercepta a la curva esfuerzo-deformación en cuestión, en el punto en que el esfuerzo asociado a dicha curva es igual al 40% del esfuerzo máximo de la resistencia a compresión del concreto. Esto implica que el módulo tangente y la resistencia a compresión estén correlacionados. Esta procede a utilizar la metodología propuesta por Alamilla (2001), análoga a la utilizada para la resistencia a tensión.

Para llevar a cabo lo propuesto por Alamilla (2001),  $E_c$  y  $f_c'$  se consideran variables aleatorias independientes representadas por  $M_E$  y  $F_c$ , respectivamente, y cuya relación está dada por la siguiente expresión:

$$M_E = \mathbf{g} \sqrt{F_c} \quad (2.23)$$

Aquí  $\mathbf{g}$ , representa a una variable aleatoria independiente, con media  $\bar{\mathbf{g}}$ , y coeficiente de variación  $V_g$ , dados por las siguientes ecuaciones:

$$\bar{\mathbf{g}} = E \left[ \frac{M_E}{\sqrt{F_c}} \right] = \frac{\bar{F}_E \sqrt{f_c'}}{\sqrt{f_c'} (1 - V_c^2 / 8)} \quad (2.24)$$

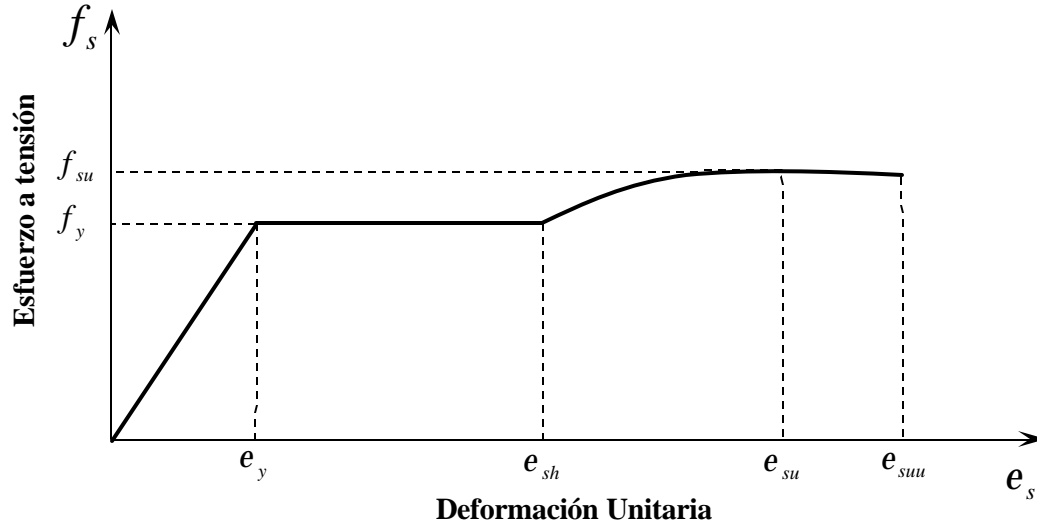
$$V_g^2 = \frac{V_{\mathbf{f}_E}^2 (8 - V_c^2)^2 - 16V_c^2}{64 + V_c^4} \quad (2.25)$$

La ecuación 2.25 es valida para todo  $V_{\mathbf{f}_E}^2 > V_{\sqrt{F_c}}^2 = \frac{16V_c^2}{(8 - V_c^2)^2}$ .

De acuerdo con la ecuación 2.23, dada la resistencia a compresión del concreto y obteniendo por simulación de Monte Carlo el valor de la variable  $\mathbf{g}$ , es posible obtener el valor de  $E_c$  asociado con dicha resistencia (Alamilla, 2001).

**g) Incertidumbre en el comportamiento mecánico del acero de refuerzo**

En el caso de estructuras de concreto reforzado, es de interés conocer la variabilidad en las propiedades mecánicas de los aceros de refuerzo producidos en México. De acuerdo con pruebas experimentales de probetas de acero ensayadas a tensión y con un régimen de carga monótonico, Rodríguez y Botero (1996) determinaron el comportamiento esfuerzo-deformación de barras de acero fabricadas en México, utilizando un modelo como el mostrado en la Fig. 2.3.



**Figura 2.3 Comportamiento esfuerzo-deformación de barra de acero**

La *zona elástica* está comprendida en el intervalo de  $0$  a  $e_y$ , donde  $e_y$  es la deformación unitaria de fluencia, que se toma igual a  $0.002$ . Si el módulo de elasticidad de  $E_s$  del acero es conocido, el esfuerzo para este intervalo se puede evaluar con la ecuación 2.26. La *zona de fluencia* corresponde al intervalo  $e_y \leq e_s \leq e_{sh}$ , donde  $e_{sh}$  es la deformación unitaria del acero en el límite de la zona de endurecimiento por deformación; para la zona de fluencia, el esfuerzo se evalúa con la ecuación 2.27. La *zona de endurecimiento por deformación* ocurre en el intervalo  $e_{sh} \leq e_s \leq e_{su}$ , donde  $e_{su}$  es la deformación última del acero asociada al esfuerzo máximo en la barra,  $f_{su}$ ; en esta zona el esfuerzo puede ser caracterizado en forma adecuada por la expresión propuesta por Mander (1984), ecuación 2.28.

$$f_s = E_s e_s \quad (2.26)$$

$$f_s = f_y \quad (2.27)$$

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left( \frac{e_{su} - e_s}{e_{su} - e_{sh}} \right)^P \quad (2.28)$$

La ecuación 2.28 es válida para  $f_y \leq f_s \leq f_{su}$ .  $P$  es un parámetro adimensional que controla la forma de dicha ecuación. Después de que esta función alcanza el esfuerzo máximo, se presenta una

disminución gradual de esfuerzos, así como un aumento continuo de deformaciones hasta alcanzar la ruptura del acero, misma que ocurre a una deformación  $e_{suu}$ .

Con base en los resultados experimentales obtenidos de las probetas ensayadas, Alamilla (2001) define un conjunto de variables aleatorias con el fin de representar las características observadas en cada una de las zonas descritas arriba. Dichas variables caracterizan a las propiedades estadísticas (media y desviación estándar) de los parámetros que controlan la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.

$$f_y = f_y \quad (2.29a)$$

$$x_0 = f_{su} - f_y \quad (2.29b)$$

$$x_1 = e_{sh} - e_y \quad (2.29c)$$

$$x_2 = e_{su} - e_{sh} \quad (2.29d)$$

$$x_3 = e_{suu} - e_{su} \quad (2.29e)$$

Para estas variables se obtiene la matriz de covarianzas y se ajusta una función de distribución de probabilidad logarítmica normal. El coeficiente de variación de la resistencia se toma del trabajo realizado por Mirza y McGregor (1979b) y es asociado al obtenido para una sola fuente de procedencia del acero. Por otro lado, se considera a la resistencia de un lecho de acero  $R$ , de la cual depende de la variabilidad dentro del lote y de la variabilidad de lote a lote (Alamilla, 2001). Los coeficientes de variación están descritos por la ecuación siguiente:

$$V = \sqrt{\sqrt{1 - V_{FY}^2} - 1} \quad (2.30)$$

Aquí,  $V_{FY}$  es el coeficiente de variación de  $f_y$ , definida en la ecuación 2.29a. El procedimiento utilizado para obtener los valores simulados de la curva de comportamiento del acero para cada lecho de las estructuras aquí estudiadas está basado en lo descrito en el párrafo anterior.

#### **h) Incertidumbre en el porcentaje de acero longitudinal**

El área de acero de refuerzo longitudinal en elementos de concreto reforzado difiere de la cantidad de acero que se obtiene de los cálculos de diseño, la cual es debido al proceso de detallado del elemento y a la variación entre el diámetro nominal y el producido en las siderúrgicas.

El área de acero real en cada sección transversal de elementos de concreto reforzado se puede representar mediante la variable aleatoria  $A_R = \mathbf{f}A_D$  (Mirza y McGregor, 1979b), donde  $\mathbf{f}$  es una variable aleatoria independiente con media igual a 1.01 y coeficiente de variación de 0.04 y  $A_D$  es el área de acero que resulta del diseño convencional, por lo que es una variable determinística. En el presente trabajo, se obtienen valores de  $A_R$  simulando independientemente valores de  $\mathbf{f}$  para cada lecho de acero con base en la distribución de probabilidad logarítmico normal propuesta por los autores mencionados (Alamilla, 2001).

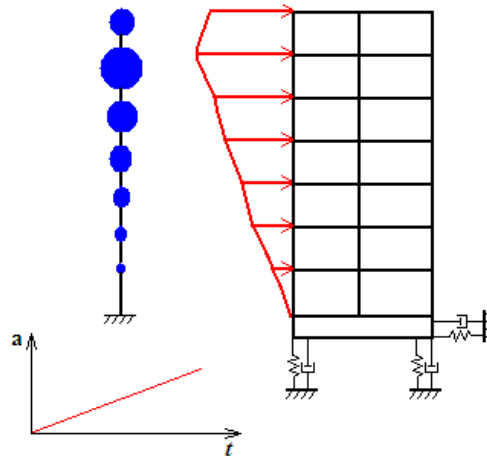
## 2.4 CRITERIO PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD ULTIMA DE DEFORMACIÓN GLOBAL DE SISTEMAS ESTRUCTURALES

Para determinar la capacidad última de deformación global de los sistemas estructurales, en este trabajo de tesis se toma a la distorsión global del sistema  $Y_c$  como indicador de la respuesta que describe la capacidad del sistema. Esta variable se define como la relación entre el desplazamiento máximo en la azotea y la altura del sistema. Este desplazamiento es el asociado al cortante basal último, ambos obtenidos de la curva de empuje lateral del sistema con propiedades medias.

Los niveles de rotación de un elemento de concreto reforzado son dependientes, de igual forma, de los niveles de deformación del acero y del concreto. La capacidad de rotación a la fluencia se asocia por lo general a la deformación de fluencia del acero de refuerzo, mientras que la capacidad de rotación última es asociada a la deformación última del concreto. En este trabajo se caracteriza el comportamiento del acero de acuerdo con el modelo propuesto por Rodríguez y Botero (1996), y para el concreto se utiliza el modelo de Mander *et al.* (1988). En el modelo de comportamiento del concreto se hace énfasis en la forma que debe determinarse el valor de la deformación última del concreto a compresión, la cual corresponde a la primera fractura que ocurre en alguno de los estribos que confinan el núcleo de concreto (Scott *et al.*, 1982); con esta idea, Mander *et al.* (1988) proponen un método teórico basado en una aproximación de equilibrio de energía para calcular la deformación longitudinal última del concreto.

En este trabajo de tesis, la capacidad última de distorsión global del sistema se obtuvo mediante un análisis dinámico de empuje lateral, ADEL, que considera los desplazamientos debidos a la interacción suelo-estructura.

El ADEL, realizado en el programa DRAIN-2D (Powell, 1973), mediante un análisis paso a paso que considera la interacción suelo-estructura, donde la excitación en la base es una aceleración gradual que va de 0 a una aceleración dada,  $a$ , en un tiempo  $t$ . La variación de dicha aceleración con respecto al tiempo debe ser lenta para minimizar o eliminar los efectos dinámicos en la obtención de la capacidad última de distorsión global del sistema, figura 2.4.



**Figura 2.4 Modelo general para análisis dinámico de empuje lateral y rampa de aceleración.**

La rampa de aceleración propuesta hará actuar la masa inercial del sistema para generar fuerzas de empuje lateral. Las masas consideradas en este trabajo de tesis son aquellas que provienen de suponer una configuración lateral de aceleraciones proporcionales a la configuración de los desplazamientos obtenidos mediante la superposición de contribuciones de todos los modos de vibración de la estructura mediante la combinación modal de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS, por sus siglas en inglés), obtenidas usando el proceso descrito en el Apéndice

A.2. Otros ADEL consideran una distribución de masas correspondientes al primer modo, o bien una variación lineal creciente con la altura de masas inerciales.

El modelo general de la figura 2.4 es el que se empleó para obtener la capacidad última de distorsión global del sistema, tomando en cuenta efectos de interacción suelo-estructura; conduce a una gráfica que relaciona distorsión global contra cortante en la base, como la que se muestra en la figura 2.5. En caso de no considerar el efecto de la interacción suelo-estructura en el ADEL, estaríamos despreciando los desplazamientos que se generan por dicho efecto, lo cual finalmente se ve influenciado en la determinación de la capacidad última de deformación lateral de los sistemas  $\Psi_c$ . Dicha capacidad se considera cuando después de tener un máximo, este desciende 20%, considerando dicho punto como la capacidad ultima de deformación global del sistema, como se muestra en la figura 2.5.

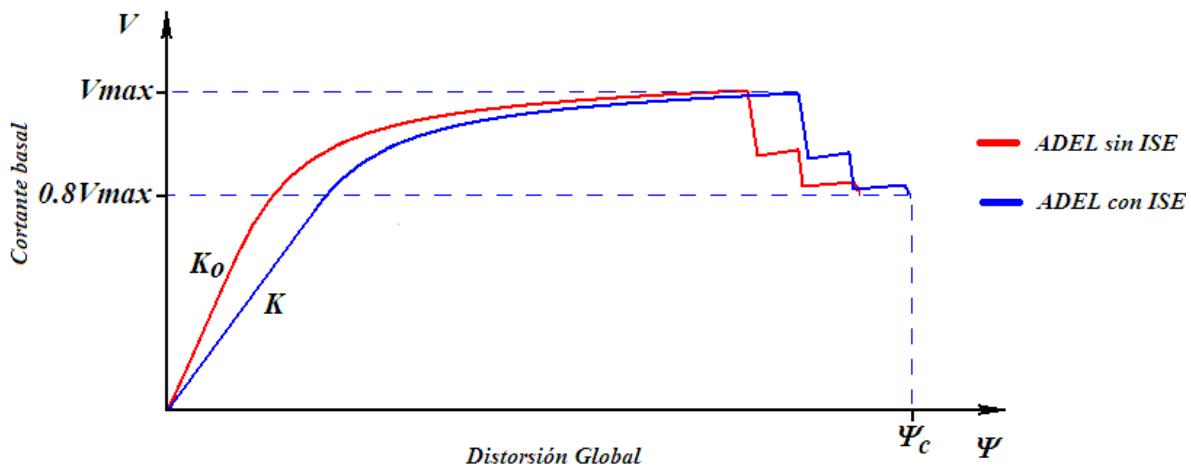


Figura 2.5 Curva de empuje lateral y efecto de la interacción suelo-estructura

## 2.5 MODELO DE COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO Y DE DAÑO

En la búsqueda de criterios para representar el comportamiento global de una estructura ante un evento sísmico, el ingeniero estructural ha tratado de comprender el comportamiento de los elementos estructurales en particular, lo cual ha llevado a proponer modelos histeréticos que cada vez representan con mayor exactitud el comportamiento de dichos elementos ante eventos sísmicos.

Existen varios modelos para representar el comportamiento histerético no-lineal de elementos estructurales. Entre los modelos de comportamiento se encuentra el de Wang y Shah (1987), que considera la degradación de rigidez y resistencia de los elementos viga de concreto reforzado, las cuales dependen de la amplitud máxima y del número de ciclos de deformación experimentados por un miembro estructural.

De manera similar y aplicando el mismo criterio de deterioro de la rigidez y resistencia, fue creado el modelo de Campos-Esteva (1997), que ha sido incluido en programa DRAIN-2D (Powell, 1973), en su versión modificado en el instituto de Ingeniería, el cual se usó para este trabajo de tesis.

El modelo de Campos-Esteva (1997), basado en Wang-Shah (1987) considera que el deterioro se concentre en secciones extremas del elemento y que el máximo daño corresponde a la pérdida total de resistencia y rigidez de dicha sección, cuando se forma una articulación completa.

Este modelo considera la degradación de rigidez y resistencia con base en un índice de daño,  $e$ , que a su vez depende de la acumulación de amplitudes en curvatura o rotación alcanzadas en cada ciclo de carga para el elemento en cuestión. Las amplitudes acumuladas se toman en cuenta con un



parámetro de daño acumulado,  $D$ . Los parámetros  $e$  y  $D$  se definen mediante las siguientes expresiones:

$$D = \sum \frac{q}{q_F} \quad (2.31)$$

$$e = 1 - e^{-aD} \quad (2.32)$$

El valor de  $a$  depende de la información experimental que se haya empleado para ajustar el modelo a los resultados. De pruebas de laboratorio de varios investigadores (Ma et al., 1976; Wang y Shah, 1987; Townsend y Hanson, 1977; Scribner y Wight, 1987; Uzumeri, 1977), Campos-Esteva (1997) consideran valores de  $a$  igual a  $0.0671$ ; y  $e$  toma valores en el intervalo de  $0$  a  $1$ ;  $q$  y  $q_F$  serán definidos más adelante.

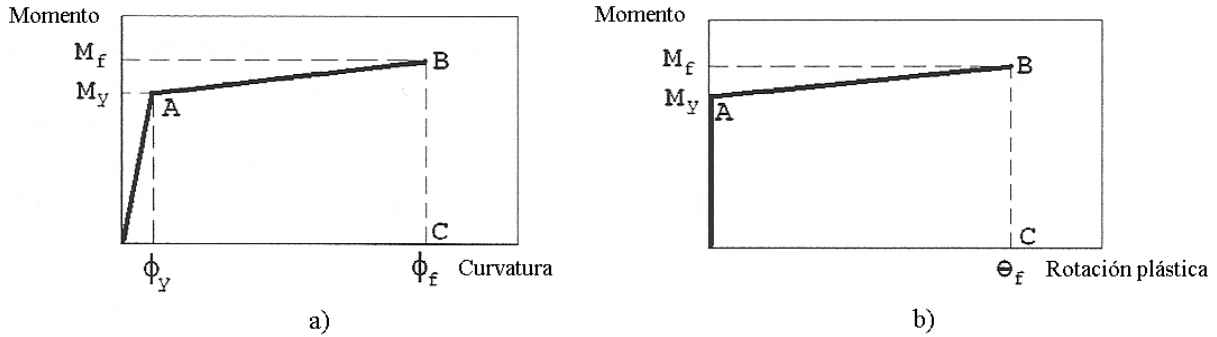


Figura 2.6 Diagramas a) momento-curvatura y b) momento-rotación plástica

La expresión anterior supone que la falla en el elemento estructural ( $e = 1$ ) no sucede cuando  $D$  alcanza un valor de  $1$ , sino que el elemento puede soportar aún más daño, el cual se incrementa de acuerdo con la ecuación anterior. El efecto del daño en el comportamiento que el elemento presenta bajo carga cíclica se introduce como una disminución en las ordenadas de sus curvas momento-rotación. El momento reducido se define como  $M_D(q) = M(q)(1 - e)$ , en donde  $q$  es la rotación máxima que ha sufrido la articulación plástica hasta el ciclo de interés, en el mismo sentido de la curva de carga que se considera,  $M(q)$  es el momento correspondiente a la rotación  $q$  en la curva primaria de la relación momento-rotación plástica y  $M_D(q)$  es el momento reducido con daño acumulado  $D$ , determinado de acuerdo con la ecuación 2.31.

En la figura 2.7 se muestra el modelo utilizado, el cual corresponde a un diagrama momento-rotación plástica, que a su vez se obtiene de una curva envolvente que relaciona el momento y la curvatura, dada una carga monotónica creciente de la figura 2.6b. Se han observado ciertos patrones que presentan los elementos de concreto reforzado ante la acción de carga cíclica; por ejemplo, en ningún ciclo se supera el diagrama momento-curvatura antes citado. Debido a lo anterior, dicha curva se considera como curva envolvente, tanto para valores de momento positivo como para valores negativos. En la figura 2.6a se muestra un diagrama momento-curvatura en la que se distinguen el punto de fluencia ( $f_y, M_y$ ) y el de deformación máxima ( $f_F, M_F$ ).

De esta forma, es fácil pasar de un diagrama momento-curvatura a uno de momento rotación plástica si se utilizan las siguientes relaciones (Campos y Esteva, 1997):

$$q = lp(f - f_y), \text{ para } f_y \leq f \leq f_F \quad (2.33)$$

$$q_F = lp(f_F - f_y) \quad (2.34)$$

en donde como se muestra en la figura 2.6b,  $q$  es la rotación plástica;  $q_F$ , es la rotación asociada a la falla;  $lp$ , es la longitud de articulación plástica que se considera constante, y  $f_y$ ,  $f$  y  $f_F$ , son las curvaturas de fluencia, post-fluencia y de falla, respectivamente.

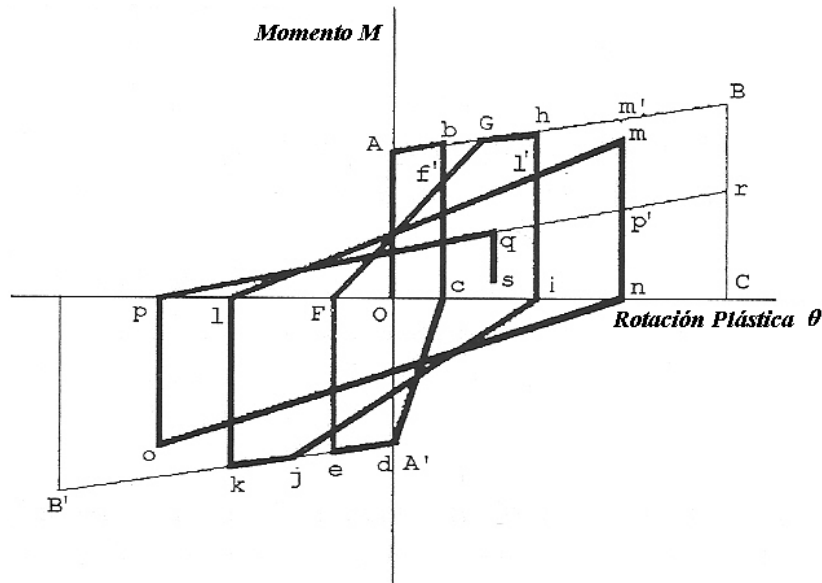


Figura 2.7 Modelo de deterioro de rigidez y resistencia

## 2.6 EXCITACIONES SISMICAS

El establecimiento de funciones de confiabilidad que dependen de la intensidad forma parte de los estudios de confiabilidad estructural. La importancia de dichas funciones está ligada a su aplicación en el establecimiento de criterios de diseño sísmico. Para obtener estimaciones de las funciones de confiabilidad con suficiente precisión es necesario contar con muestras de excitaciones sísmicas reales, con intensidades instantáneas evolutivas y propiedades de contenido de frecuencias que representen aquellos que caracterizan a los registros actuales. Debido a la falta de suficientes muestras de registros actuales, en particular aquellos asociados con eventos de gran magnitud, se tiene que recurrir a la generación de excitaciones sísmicas simuladas.

Existen muchas técnicas para la generación de registros sísmicos sintéticos, para magnitudes y distancias fuente-sitio dadas, que están disponibles en la literatura. Un grupo de ellas hacen uso de funciones de atenuación generalizadas, las cuales relacionan parámetros que describen, en términos estadísticos, a las intensidades instantáneas evolutivas y propiedades de contenido de frecuencias en términos de la magnitud y distancias fuente-sitio (Alamilla *et al.*, 2001a); otra se basa en el uso de funciones de Green empíricas (Ordaz *et al.*, 1995). Desafortunadamente, estos métodos tienen algunas limitaciones concernientes a la aplicación en el análisis de confiabilidad sísmica. Por ejemplo, las funciones de atenuación generalizadas fallan al representar algunos detalles de las propiedades estadísticas evolutivas del movimiento del suelo que pueden ser relevantes para la

estimación de respuestas de estructuras; y las funciones de Green en lo correspondiente a las distancias fuente-sitio de interés no siempre están disponibles.

Para considerar estas limitaciones se ha propuesto por Ismael y Esteva (2006) un método híbrido que toma ventaja de las dos técnicas anteriormente mencionadas. Consiste en usar los registros disponibles en el sitio de interés (o en sitios representativos) para desarrollar ecuaciones de atenuación generalizadas dependientes de la distancia que son usadas para establecer factores de escala que son aplicados a registros reales, para transformarlos para que correspondan a la correcta distancia fuente-sitio antes de adoptarlos como funciones convencionales de Green.

Las suposiciones generales que se hacen en el trabajo de Ismael y Esteva (2006) son que el peligro sísmico en el sitio de interés resulta de la actividad sísmica de una zona localizada en los límites entre las placas de Norteamérica y la de Cocos, donde esta última subduce bajo la primera. Tres diferentes tipos de mecanismos-fuente pueden ser identificados: a) sismos de falla inversa, los cuales incluyen sismos característicos y de actividad de fondo, b) sismos de falla normal (profundidad media), también incluyen ambos tipos de sismos, y c) sismicidad difusa, la cual incluye sismos locales y corticales.

El parámetro de caída de esfuerzos es el mismo para el evento en cuestión que para los de menor intensidad, y se considera constante.

Los efectos de dirección de fuente-cercana no se consideran porque aquí solo se trabajó con sitios distantes del área de ruptura.

Ismael y Esteva (2006) empíricamente relacionan la magnitud y la distancia a la fuente con una intensidad medida en el sitio de interés. Esto se puede hacer a través de relaciones llamadas funciones de atenuación. Ellas describen la “atenuación” de la energía disipada de la fuente sísmica al sitio de interés.

Las relaciones de atenuación desarrolladas por Ismael y Esteva (2006) son usadas para escalar los registros actuales de baja intensidad que son usados como funciones de Green. La intensidad de Arias ( $I_A$ ) se toma como medida de la intensidad (Arias, 1970). Este es un parámetro del movimiento del suelo que captura el potencial destructivo de un sismo como la integral del cuadrado de la historia tiempo-aceleración, y tiene una correlación positiva con las demandas de respuesta que determinan el comportamiento de sistemas estructurales.

El valor esperado de la intensidad de Arias en términos de la magnitud y distancia se expresa como sigue:

$$I_A(M, R) = ae^{bM} e^{-(cM+d)R} \quad (2.35)$$

donde  $M$  es la magnitud de onda de superficie y  $R$  es la distancia de el epicentro al sitio de interés;  $a$ ,  $b$ ,  $c$  y  $d$  son parámetros que pueden determinarse de técnicas de regresión.

La ecuación 2.35 puede ser usada para un sitio específico y sus parámetros pueden ser determinados si se tienen registros actuales de varios eventos en el mismo sitio. Pares de valores de  $M$  y  $R$  son asociados con cada evento. Es necesario que estos registros correspondan a sismos generados por la misma fuente sísmica o, al menos, que correspondan a un mecanismo de ruptura similar.

El enfoque que proponen Ismael y Esteva (2006) consiste en encontrar un factor que pueda ser usado para escalar registros actuales de baja intensidad para ser usados como funciones de Green. Este factor toma en cuenta la influencia de la distancia en el nivel de la intensidad. Con esto, se puede transformar el registro original (o función de Green) para hacerlo corresponder a la distancia fuente-sitio aplicable a condiciones específicas para las cuales una muestra de registros sintéticos es generada.

En la figura 2.8 se muestran dos funciones de Green utilizadas para generar los sismos simulados mediante la propuesta de Ismael y Esteva (2006), sismos que se usaron para la realización de esta tesis. Así también, en la figura 2.9 se muestran los espectros de los sismos simulados, los cuales

tienen variación de intensidades hasta un valor máximo de 2g, produciéndose los máximos en un período de 2 segundos, que caracteriza a los sismos en suelo blando de la ciudad de México.

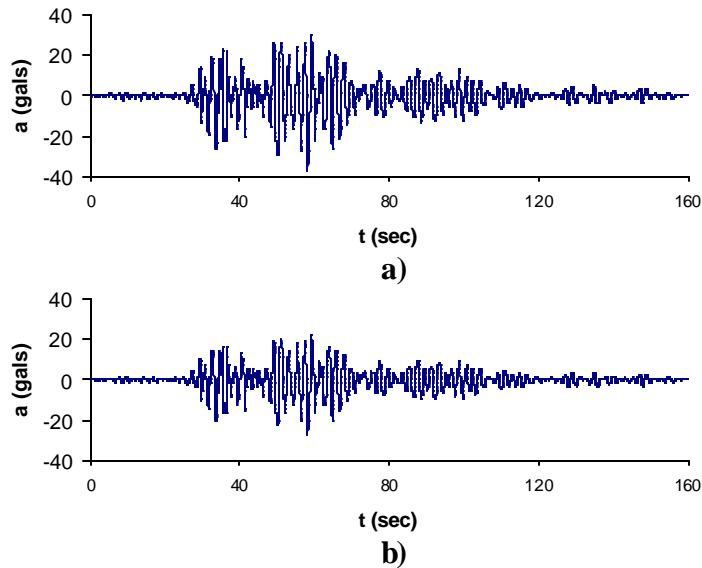


Figura 2.8 a) Función de Green usada para  $M=8.2$  y  $R=308\text{Km}$ ; b) Función de Green usada para  $M=8.2$  y  $R=400\text{Km}$  (Ismael y Esteva, 2006)

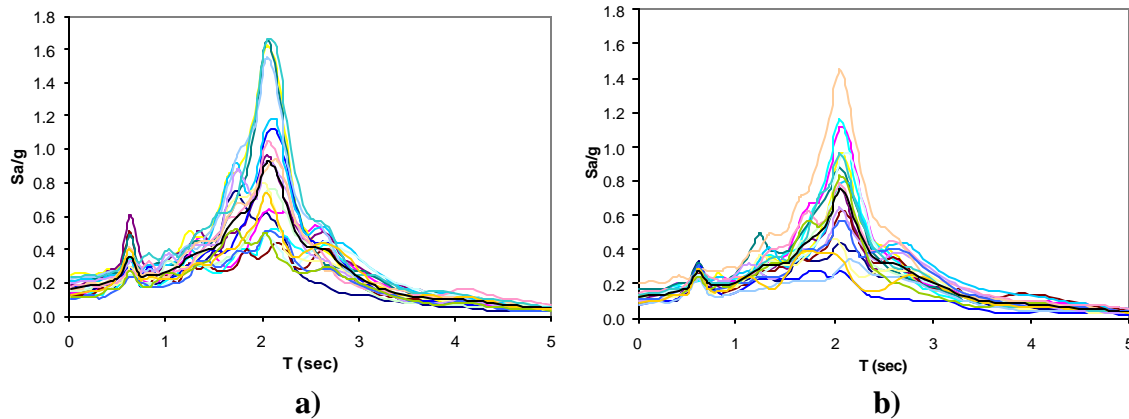


Figura 2.10 a) Espectros de pseudo-aceleración asociado con registros sintéticos de sismos con  $M=8.2$  y  $R=308\text{Km}$ ; b) Espectros de pseudo-aceleración asociado con registros sintéticos de sismos con  $M=8.2$  y  $R=400\text{Km}$  (Ismael y Esteva, 2006)

## 2.7 ANÁLISIS DE INCERTIDUMBRE PARA LA ESTIMACIÓN DE LA RESPUESTA NO-LINEAL A PARTIR DE SISTEMAS SIMPLIFICADOS DE REFERENCIA, SSR

La necesidad de desarrollar métodos de diseño sismorresistente basados en indicadores directos del desempeño esperado ha ganado aceptación entre los ingenieros estructurales. Además de los modos de falla y daño, los desplazamientos y deformaciones son indicadores adecuados de desempeño, ya que ellos muestran una fuerte correlación con los niveles de seguridad relacionados con la ocurrencia de dichos modos. Sin embargo, su valor práctico depende también de la posibilidad de obtener estimaciones precisas razonables de ellas usando herramientas ingenieriles disponibles. La

necesidad de contar con métodos de predicción de respuesta que sean simples y exactos ha llevado al desarrollo de métodos bien conocidos basados en sistemas simplificados de referencia, SSR.

Para aplicar el SSR a la práctica del diseño sísmico se parte de una primera aproximación a las propiedades mecánicas de los elementos estructurales y se determinan la curva  $V-U$  y las configuraciones de respuesta lateral del sistema como función de  $U$ , por medio de un ADEL que considera la interacción suelo-estructura. Si se considera conveniente, se ajusta a la curva  $V-U$  una función bilineal, como la mostrada en la figura 2.11.

El ajuste bilineal se hace de tal forma que se minimice el error cuadrático de las áreas bajo la curva de empuje lateral y la del ajuste en cuestión. Del ajuste se obtiene una variable importante que es la rigidez lineal del sistema que considera interacción suelo-estructura,  $K$ .

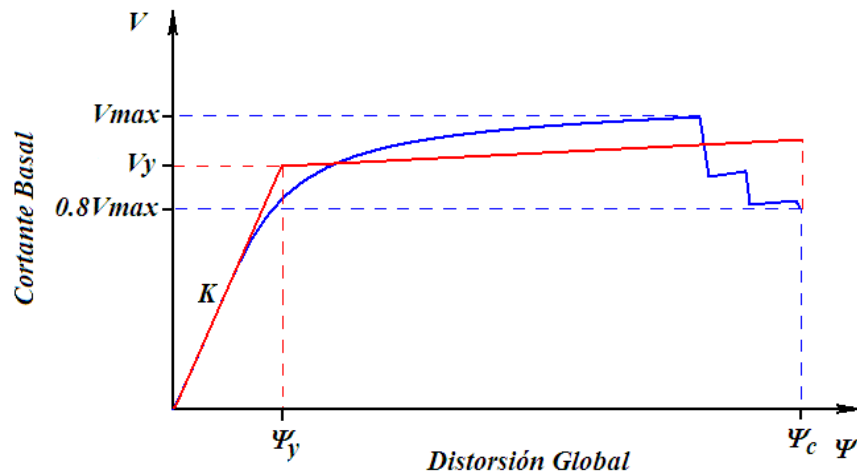


Figura 2.11 Curva de empuje lateral y ajuste bilineal

A partir de esta función se define la correspondiente al SSR como se muestra en la figura 2.12. Para ello es necesario incorporar dos factores correctivos,  $g$  y  $q$  (Esteve *et al.*, 2000); uno toma en cuenta el factor de participación dinámica de la configuración supuesta para sustituir el SMGL por un SSR, y el otro introduce un cambio de escala en el eje horizontal, a fin de lograr la equivalencia entre los niveles de comportamiento no lineal de los MD y SSR. Aplicando estas transformaciones, es fácil estimar el valor máximo del desplazamiento relativo del extremo superior del SMGL ( $U$ ) a partir del que corresponde al SSR ( $u$ ). Para estimar éste último puede realizarse un análisis de respuesta dinámica no lineal o puede aprovecharse un espectro de diseño para sistemas bilineales. Dado el valor máximo de  $U$ , es posible estimar cualquier medida de deformación local, de entrepiso o global, por simple proporcionalidad a partir de la configuración de respuesta lateral determinada mediante el ADEL para dicho valor de  $U$ . En el apéndice A.4 se presentan detalles de este procedimiento aproximado de análisis de respuesta sísmica de SMGL mediante SSR.

El siguiente paso para la obtención de respuestas a partir de SSR se describe en los siguientes párrafos, tomando el caso de un SMGL a base de marcos de concreto reforzado. Sea  $y$  el valor máximo de la distorsión global (desplazamiento relativo en la azotea, dividido entre la altura del sistema) del sistema bajo la acción de una excitación sísmica de una intensidad dada. Sea  $y_i$  el valor máximo de la distorsión lateral del  $i$ -ésimo entrepiso.  $y$  y  $y_i$  no necesariamente ocurren en el mismo instante. Se supone que el ADEL se realiza al SMGL con propiedades medias, llevando a la formulación de un SSR caracterizado como se indica en el párrafo anterior. Sea  $e_i$  (valor determinístico) la relación  $\Psi_i/\Psi$  para una configuración del SSR dada. Suponiendo que el SMGL

del sistema y el SSR representan una curva carga-deformación del SSR, ambos se someten a una serie de excitaciones sísmicas, todas teniendo la misma intensidad. Los valores máximos de la respuesta de ambos sistemas se relacionan como indica la ecuación 2.36

$$Y_i = \bar{a}_s \mathbf{r} r_i \mathbf{e}_i Y_0 \quad (2.36)$$

Aquí,  $\bar{Y}_0$  es el valor esperado de  $Y_0$ , el cual es el valor máximo absoluto de la distorsión global derivada de la respuesta del SSR, y  $\bar{a}_s$  es el valor esperado de la relación aleatoria entre el valor máximo de la respuesta del SSR y su valor esperado para una serie de excitaciones sísmicas consideradas, designado por  $Y_o/\bar{Y}_o$ . El valor esperado de la distorsión del SSR,  $\bar{Y}_o$ , es igual a  $\bar{g} \bar{u}_0 r_d r_g / H$ , donde  $\bar{g}$  es el factor de participación dinámica correspondiente a las amplitudes de la configuración de respuesta lateral del SSR,  $\bar{u}_0$  es el valor esperado de la amplitud máxima de la respuesta de desplazamiento relativo del SSR,  $r_d$  y  $r_g$  son factores que toman en cuenta los desplazamientos del SSR debidos a la interacción suelo-estructura y a la contribución de modos superiores respectivamente. El desarrollo de estos factores se describe a detalle en el apéndice A.3.  $H$  es la altura del sistema. Finalmente,  $\mathbf{r}$  y  $\mathbf{r}_i$  representan los factores aleatorios asociados con la transformación de  $Y_0$  en valores máximos de distorsiones globales esperadas y locales respectivamente,  $\mathbf{y}$  y  $\mathbf{y}_i$ , del SMGL:  $\mathbf{r} = \mathbf{Y}/\bar{Y}_0$  y  $\mathbf{r}_i = \mathbf{Y}_i/\mathbf{e}_i \bar{Y}$ .

Para este trabajo de tesis solo se obtuvieron factores de transformación globales del sistema, por lo tanto la ecuación 2.36 se reduce eliminando los términos  $\mathbf{r}_i$  y  $\mathbf{e}_i$  obteniendo así la expresión para obtener respuestas globales máximas de SMGL mediante SSR.

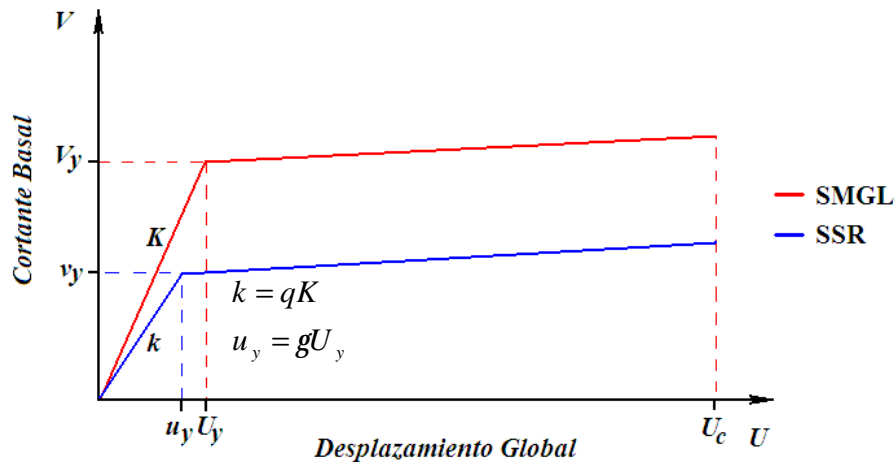


Figura 2.12 Comportamiento bilineal del SSR

Bajo circunstancias inusuales es razonable asumir que  $\bar{a}_s$ ,  $\mathbf{r}$  y  $\mathbf{r}_i$  son estocásticamente independientes. El valor esperado y coeficiente de variación de  $\mathbf{y}$  para un sismo de intensidad dada son entonces respectivamente iguales a  $\bar{\mathbf{r}} \bar{a}_s \bar{Y}_0$  y al coeficiente de variación de  $\mathbf{r}$ , el cual se calcula como:  $V_\rho = E[(\rho/\bar{\rho} - 1)^2]$ .

Valores de  $\mathbf{a}_s$  y  $\mathbf{r}$  son generados de varios SMGL con propiedades simuladas por método de Monte Carlo, tomando en cuenta las incertidumbres descritas en el inciso 2.3. La expresión analítica que se uso en este trabajo de tesis para el ajuste, mediante técnicas de regresión, de factores de transformación y varianzas, toma la forma general de la ecuación 2.37.

$$\begin{aligned} w(Q) &= a_o + b_o Q & (a) \\ w(Q) &= a + bQ + ce^{-dQ} & (b) \end{aligned} \quad (2.37)$$

Aquí  $Q$  es una medida de la intensidad sísmica normalizada, en este caso es la demanda de desplazamiento lineal del sistema entre el desplazamiento de fluencia del SSR, y  $w$ , en este trabajo de tesis, representa cualquiera de las siguientes variables:  $Y_o$ ,  $\mathbf{a}_s$ ,  $V_{a_s}^2$ ,  $\mathbf{r}$ ,  $V_r^2$ . Los coeficientes  $a_o$ ,  $b_o$ ,  $a$ ,  $b$ ,  $c$  y  $d$  de la ecuación 2.37a y b, se obtienen como se mencionó anteriormente mediante técnicas de regresión de datos y las condiciones iniciales de ajuste se describen en detalle en el apéndice A.5.

## 2.8 ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD EN TÉRMINOS DEL MARGEN DE SEGURIDAD DE LA DISTORSIÓN GLOBAL DEL SISTEMA

La teoría de la confiabilidad estructural parte de que toda obra de ingeniería está sujeta al riesgo de experimentar el colapso total o parcial, o de ser incapaz de cumplir con alguna de sus funciones. Cada una de las formas en que el sistema puede fallar se designa como modo de falla. Asociada a cada uno de dichos modos puede establecerse una correspondiente probabilidad de falla. A cada modo de falla corresponden ciertas consecuencias, las que pueden ser de diversos tipos; pueden incluir, entre otros conceptos, daños a personas o pérdidas de vidas, daños materiales, costos de reparación e interrupción de actividades. El complemento de la probabilidad de que ocurra un cierto modo posible de falla es la *confiabilidad*; es decir, la probabilidad de que dicho modo de falla no se presente (Esteva 2006). Definiendo a la confiabilidad como  $\mathfrak{R}$  tenemos entonces que  $\mathfrak{R} = 1 - p_F$ , siendo  $p_F$  la probabilidad de que la estructura falle durante el periodo de referencia especificado.

La determinación de la probabilidad de falla  $p_F(y)$  para un SMGL sometido a una excitación sísmica con intensidad  $y$ , y por lo tanto con múltiples modos de falla, implica estimar la probabilidad de que, para cualquiera de dichos modos de falla, la deformación demandada por la respuesta dinámica del sistema exceda de la correspondiente capacidad de deformación. En el caso de edificios con estructura constituida por marcos continuos, los modos de falla más probables consisten en el agotamiento de las capacidades de deformación de entrepiso. Esteva y Ruiz (1989) presentaron un procedimiento para estimar un índice de confiabilidad  $\mathbf{b}$  semejante al propuesto inicialmente por Cornell (1969).

$$\mathbf{b} = -\frac{E[\ln Z]}{s[\ln Z]} \quad (2.38)$$

Aquí,  $Z$  es el cociente de la demanda de deformación,  $Y$ , entre la correspondiente capacidad de deformación global  $Y_c$ , en donde dicho cociente adquiere su máximo valor durante un temblor con una intensidad dada.  $E[\cdot]$  y  $s[\cdot]$  denotan el valor esperado y la desviación estándar, respectivamente. Bajo la suposición de que  $Z$  tiene distribución logarítmico-normal,  $\mathbf{b}$  puede

ligarse con la probabilidad de falla para la intensidad en cuestión por medio de la relación  $p_F(y) = F(-\mathbf{b})$ , en donde  $F(\cdot)$  es la función de distribución normal estándar.

Para calcular la confiabilidad resulta necesario desarrollar modelos probabilísticos que permitan estimar la probabilidad de falla. Para ello, es indispensable definir, primeramente, el criterio de falla cuya probabilidad se desea evaluar, así como las variables aleatorias que intervienen en dicho criterio; sin dejar de señalar que las variables aleatorias deben poder ser descritas por medio de sus funciones tanto de distribución acumulada de probabilidad  $F(\cdot)$ , como de densidad de probabilidad  $f(\cdot)$ . Estas funciones, por lo general, pueden determinarse empleando datos estadísticos generados, por ejemplo, a partir de pruebas de control en laboratorio haciendo uso del concepto de frecuencia relativa; en ocasiones se puede recurrir a la observación del comportamiento de las variables aleatorias en sistemas existentes similares a aquel que se planea construir, a la asignación totalmente subjetiva de una probabilidad, basada en experiencias del pasado o en modelos heurísticos de comportamiento.

El modelo probabilístico de mayor aceptación para estimar probabilidad de falla se fundamenta en el conocido criterio de diseño que se establece en muchos reglamentos de construcción del mundo:

$$S \leq R \tag{2.39}$$

donde  $S$  representa las solicitaciones que actúan sobre el sistema estructural o sobre un elemento determinado; y  $R$  la resistencia que corresponde a un estado límite elegido para el sistema global o para el elemento a diseñar. En el caso general, tanto  $S$  como  $R$  son variables inciertas, y se describen por medio de sus correspondientes funciones de densidad de probabilidades,  $f_S(s)$  y  $f_R(r)$  y funciones de distribución acumuladas de probabilidades,  $F_S(s)$  y  $F_R(r)$  (Esteva, 2006). La probabilidad de falla es igual a la del evento  $S > R$ , y se calcula como sigue:

$$p_F = \int f_S(s)F_R(s)ds = \int f_R(r)(1 - F_S(r))dr \tag{2.40}$$

El cálculo de la probabilidad de falla para sistemas estructurales complejos, empleando el procedimiento antes descrito, conduce con frecuencia a modelos matemáticos complicados, que no pueden representarse fácilmente en forma de expresiones analíticas cerradas. Esto ha llevado a buscar caminos alternativos de solución que simplifican el cálculo con el correspondiente costo de pérdida de precisión pero ofrecen estimaciones con aproximación suficiente para la probabilidad de falla. Uno de estos caminos es el desarrollado inicialmente por Esteva (1968) y Cornell (1969) que se sintetiza en la determinación del índice de confiabilidad,  $\mathbf{b}$ , el cual se define mediante el procedimiento mostrado a continuación (Segui, 2000):

En condición de falla:

$$S > R \tag{2.41}$$

Dividiendo entre  $S$  en el límite de falla

$$\frac{R}{S} < 1 \tag{2.42}$$

A este cociente  $R/S$  se le denomina factor de seguridad y se calcula la probabilidad de falla recurriendo al concepto de distribución acumulada de probabilidades para dicho cociente.



$$p_F = P\left[\left(\frac{R}{S}\right) < 1\right] \quad (2.43)$$

Trabajando con el logaritmo natural de  $R/S$  :

$$p_F = P\left[\ln\left(\frac{R}{S}\right) < \ln 1\right] = P\left[\ln\left(\frac{R}{S}\right) < 0\right] \quad (2.44)$$

Considerando que el  $\ln(R/S)$  obedece a una distribución normal de probabilidades, la forma estandarizada de la variable  $\ln(R/S)$  puede definirse con el siguiente cambio de variable :

$$U = \frac{\ln\left(\frac{R}{S}\right) - \left[\ln\left(\frac{R}{S}\right)\right]_m}{s_{\ln(R/S)}} \quad (2.45)$$

donde  $\left[\ln\left(\frac{R}{S}\right)\right]_m$  y  $s_{\ln(R/S)}$  son el valor medio y desviación estándar de  $\ln\left(\frac{R}{S}\right)$ , respectivamente.

Esta transformación convierte la abscisa  $U$  en múltiplos de desviación estándar y coloca la media de  $U$  en  $U = 0$ . La probabilidad de falla puede entonces escribirse como:

$$p_F = P\left[\ln\left(\frac{R}{S}\right) < 0\right] = P\left\{\left[U s_{\ln(R/S)} + \left[\ln\left(\frac{R}{S}\right)\right]_m\right] < 0\right\} \quad (2.46)$$

Despejando  $U$  dentro de la llave, se obtiene

$$p_F = P\left\{U < -\frac{\left[\ln\left(\frac{R}{S}\right)\right]_m}{s_{\ln(R/S)}}\right\} = F_U\left\{-\frac{\left[\ln\left(\frac{R}{S}\right)\right]_m}{s_{\ln(R/S)}}\right\} \quad (2.47)$$

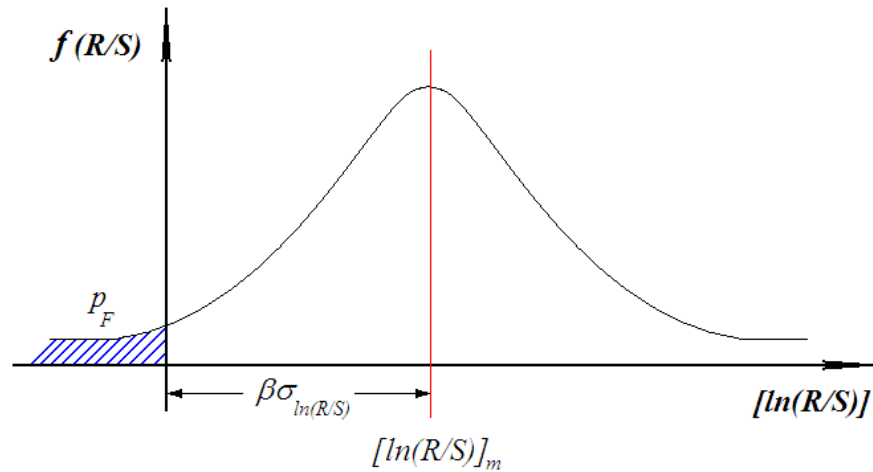
Donde  $F_U$  es la función de distribución de probabilidad acumulada de  $U$ , o la probabilidad de que  $U$  no exceda el argumento de la función. Si hacemos

$$\mathbf{b} = -\frac{\left[\ln\left(\frac{R}{S}\right)\right]_m}{s_{\ln(R/S)}} \quad (2.48)$$

Similar a la ecuación 2.38, sólo que en tal caso el limite seguridad está basado en la distorsión global observada y la de falla. Entonces

$$\left[ \ln \frac{R}{S} \right]_m = b s_{\ln(R/S)} \quad (2.49)$$

La variable  $b$  puede interpretarse como el número de desviaciones estándar a la que está, desde el origen, el valor medio de  $\ln(R/S)$ . Por seguridad el valor medio debe ser mayor que cero, y en consecuencia,  $b$  se llama índice de seguridad o índice de confiabilidad. Entre mayor sea este valor, mayor será el margen de seguridad. La figura 2.13 muestra la interpretación geométrica del índice de confiabilidad, donde se aprecia que la probabilidad de falla, que aparece sombreada en dicha figura y llamada  $p_F$ , será más pequeña en la medida que  $b$  sea mayor.



**Figura 2.13 Interpretación geométrica del índice  $b$  de confiabilidad de Cornell.**

Similarmente, se puede emplear el concepto de margen de seguridad, para obtener una expresión alternativa del índice de confiabilidad (Hart, 1982).

De la ecuación 2.39 se obtiene  $0 > R - S$  e introduciendo una nueva variable  $M = R - S$  y en la condición de falla  $M < 0$ . Considerando que  $R$  y  $S$  tienen distribución normal de probabilidades, entonces  $\bar{M} = \bar{R} - \bar{S}$  y  $s_M^2 = s_R^2 + s_S^2$ .

La probabilidad de falla se expresa entonces como:

$$p_F = P[(R - S) < 0] = P[M < 0] \quad (2.50)$$

Para la forma estandarizada de distribución normal de  $M$  se define el cambio de variable

$$U = \frac{M - \bar{M}}{s_M} \quad (2.51)$$

Esta transformación convierte la abscisa  $U$  en múltiplos de desviación estándar y coloca la media de  $U$  en  $U = 0$ . La probabilidad de falla puede entonces escribirse como

$$p_F = P[M < 0] = P\{\{U s_M + \bar{M}\} < 0\} \quad (2.52)$$

Despejando  $U$  tenemos

$$p_F = P\left[U < -\frac{\bar{M}}{s_M}\right] = F_U\left\{-\frac{\bar{M}}{s_M}\right\} \quad (2.53)$$

Donde  $F_U$  es la función de distribución acumulada de  $U$ , o la probabilidad de que  $U$  no exceda el argumento de la función. Si hacemos

$$\mathbf{b} = -\frac{\bar{M}}{s_M} = \frac{\bar{R} - \bar{S}}{\sqrt{s_R^2 + s_S^2}} \quad (2.54)$$

Entonces

$$\bar{M} = \mathbf{b}s_M \quad (2.55)$$

En este trabajo de tesis el numerador y denominador de la ecuación 2.38 se evalúa mediante sistemas detallados de múltiples niveles con propiedades simuladas por el método de Monte Carlo, considerando el margen de seguridad con respecto a la distorsión global de falla calculada mediante un ADEL realizado a un sistema detallado con propiedades medias. Por lo tanto el criterio utilizado para medir la confiabilidad de sistemas con irregularidad de masas en altura está en términos del margen de seguridad de la distorsión global del sistema como medida de desempeño.

## CAPITULO 3

## METODOLOGÍA GENERAL

## 3.1 CASOS DE ESTUDIO

Para seleccionar los sistemas estructurales se tomó en cuenta el objetivo de estudiar la influencia de la variación de masas en edificios, a lo largo de su altura, en las funciones de confiabilidad y en los factores de transformación de respuesta de SSR. Con este fin se estudian siete edificios para oficinas de 16 niveles, estructurados a base de marcos dúctiles de concreto reforzado.

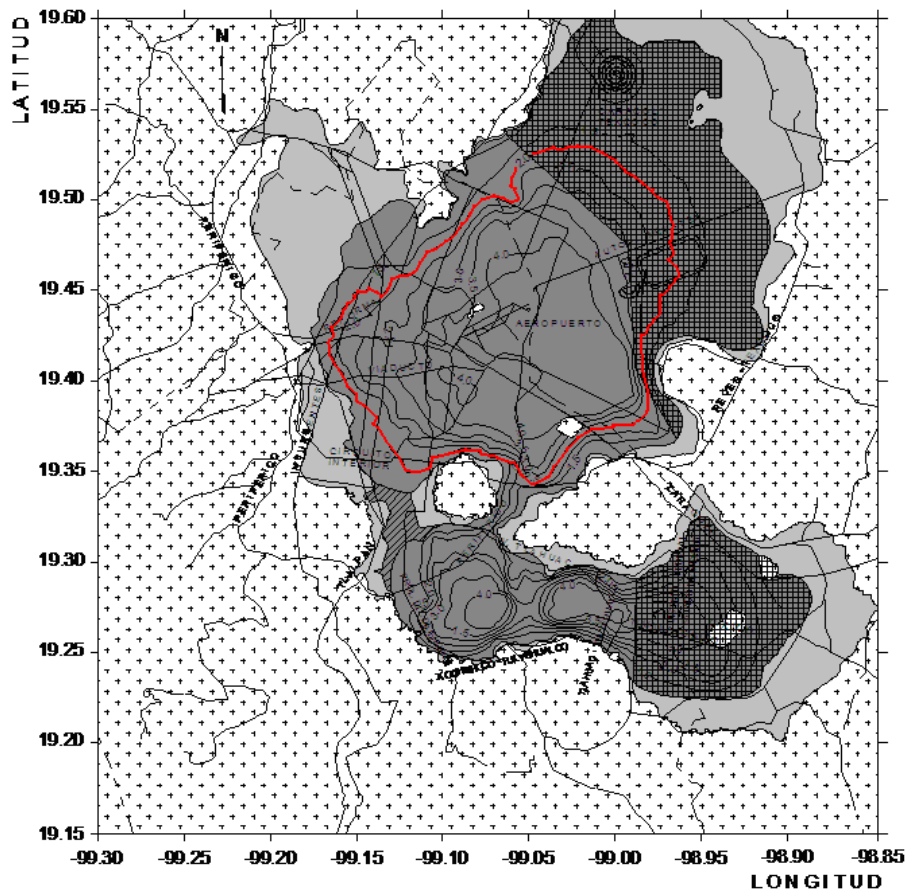
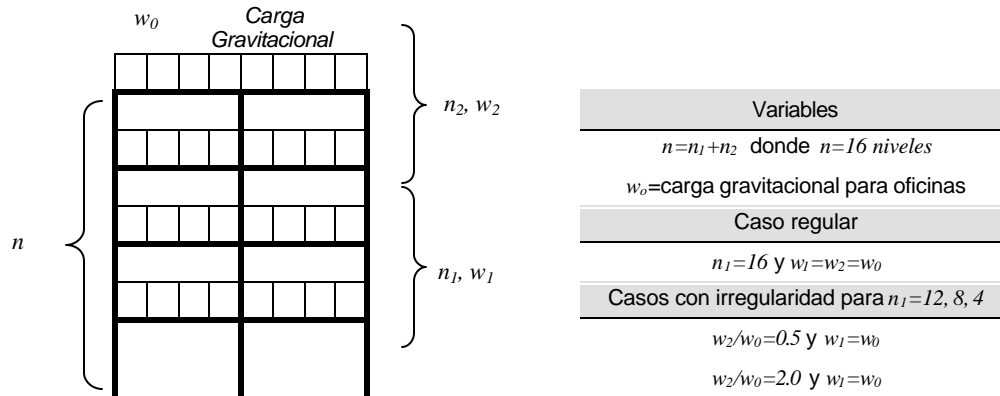


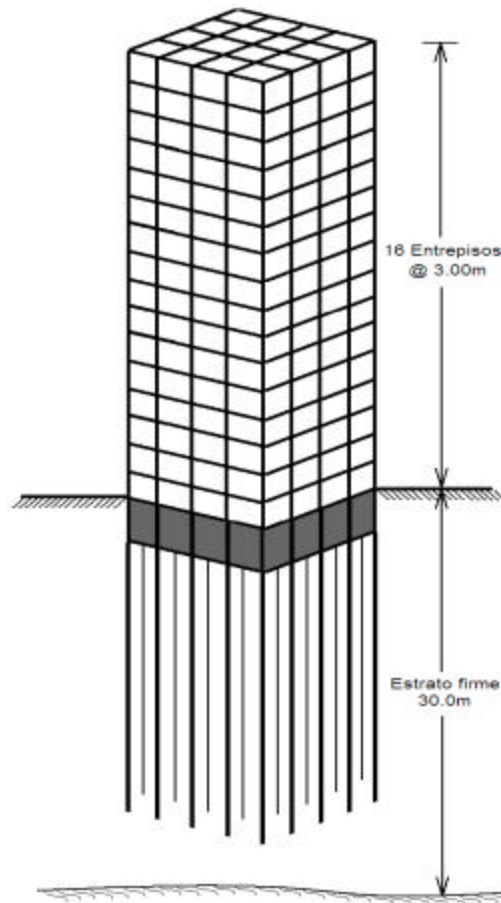
Figura 3.1 Zona con periodo del suelo de 2 segundos

Dichos edificios son desplantados en la ciudad de México en zona con periodo fundamental del suelo de 2.0 segundos (Figura 3.1). Un edificio es completamente regular en altura y planta (modelo regular), el cual servirá de referencia y comparación de resultados. Los otros seis edificios son regulares en planta y cuentan con irregularidad de masas a lo largo de su altura. Tres de los seis edificios irregulares tienen una disminución de masas, mientras que los tres restantes, tienen un aumento de masas en los factores que se muestran en la figura 3.2. El esquema de la figura 3.2 muestra con detalle las combinaciones de los casos de estudio de esta tesis.



**Figura 3.2 Casos de estudio**

El sistema de cimentación de los edificios es de tipo mixto (cajón de cimentación con pilotes de fricción), por lo cual se considera la interacción suelo-estructura como parte esencial del análisis, según se indica en el Apéndice A.3 de las NTC para diseño por sismo del RCDF 2004. Los parámetros de análisis y diseño se muestran en la siguiente sección de esta tesis, donde se describe a detalle tal proceso. La figura 3.3 muestra el modelo general 3D, el cual se analizó y diseñó como se indica en la siguiente sección.

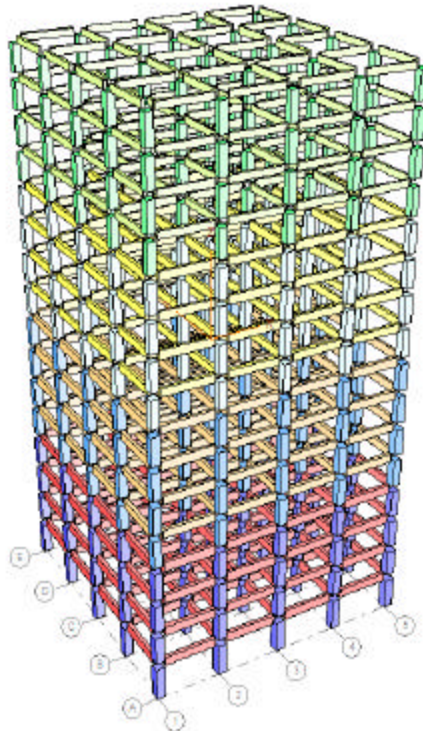


**Figura 3.3 Modelo general del caso de estudio**

### 3.2 ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON BASE EN LAS NTC-RCDF-2004

#### a) Modelos

Para realizar el análisis, primeramente se realizaron los modelos 3D de los casos de estudio mostrados en la figura 3.2, los cuales previamente se dimensionaron para incorporarlos al programa de cómputo para análisis y diseño estructural ECOgcW. La irregularidad de masas en altura se considera desde este proceso de análisis en donde se aplican los respectivos factores de disminución o amplificación de masas descritos en la figura 3.2. El modelo general implementado en el software de análisis y diseño estructural se muestra en la figura 3.4. Nótese que los edificios son regulares en planta y conservan la rigidez y resistencia que requirió el diseño con base a las NTC para diseño y construcción de estructuras de concreto del RCDF 2004, así como las NTC para diseño por sismo del mismo reglamento.



**Figura 3.4** Modelo general del caso de estudio implementado en ECOgcW

#### b) Análisis sísmico modal espectral y diseño estructural de elementos de concreto reforzado

Se realizó un análisis de tipo modal espectral de los casos de estudio, considerando un espectro para un periodo fundamental del suelo de  $T_s=2s$ , tal como se indica en el apéndice A.3 de las NTC para diseño por sismo del RCDF 2004 (figura 3.5). Dicho análisis sísmico considera la interacción suelo-estructura como se indica en el apéndice A.6 de las NTC para diseño por sismo del RCDF 2004.

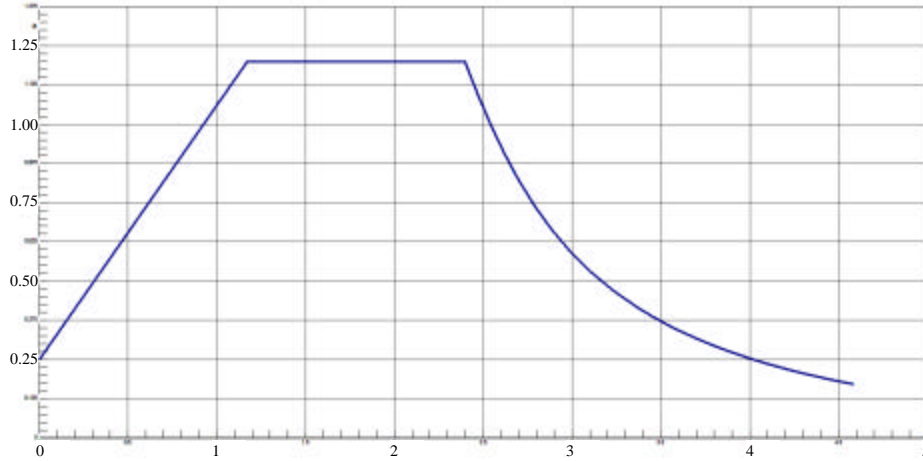


Figura 3.5 Espectro lineal para  $T_s=2s$ .

Una vez que el análisis estructural cumplió con los requisitos de desempeño (distorsiones permisibles) que establecen las NTC-RCDF-2004 (distorsión máxima de 0.03) se procede a diseñar los elementos estructurales con base en las NTC para diseño y construcción de estructuras de concreto del RCDF 2004. En este procedimiento de análisis y diseño estructural, se verificaron las distorsiones permisibles, así como las resistencias y armado de las secciones de concreto reforzado ante las diferentes combinaciones de carga, para obtener un diseño estructural final.

En la tabla 3.1 se muestra un resumen de los parámetros generales que se tomaron en cuenta para el análisis y diseño de los siete edificios con base en las NTC-RCDF-2004.

**Tabla 3.1 Parámetros generales de análisis sísmico modal espectral de los casos de estudio**

1. Propiedades de la estructura	
Uso de edificio	Oficinas
Edificación tipo	B
Estructuración a base de marcos dúctiles de	Concreto reforzado
Altura total	48.5m
Ancho	$h=24m$
Base	$b=24m$
Altura del primer entrepiso	3.5m
Altura de entrepisos subsecuentes	3.0m
Número de crujías	4
Separación entre crujías	6.0m
Carga viva unitaria instantánea	$W_a=180kg/m^2$
Carga viva unitaria máxima	$W_m=250kg/m^2$
Tipo de cimentación	Mixta
Profundidad de desplante del cajón de cimentación	$D=4m$
Número de pilotes	$N_p=65$
Diámetro de pilotes	$f_p=0.60m$
Longitud de los pilotes	$L_p=25m$
2. Propiedades del Suelo	
Peso volumétrico medio	$\gamma=1.25t/m^3$
Amortiguamiento hysterético	$\zeta=0.03$
Relación de Poisson	$\nu=0.45$
Profundidad de los depósitos firmes	$H_s=30m$
Módulo de elasticidad del suelo	$E_s=1330.73ton/m^2$
Módulo de rigidez al corte	$G=459ton/m^2$
3. Parámetros de diseño sísmico	
Factor de comportamiento sísmico	$Q=4$
Factor de reducción por irregularidad	$k=0.9$
Tipo de análisis sísmico	Modal espectral
Zona de desplante	$T_s=2seg$
Distorsión permisible de entrepiso	0.03

4. Propiedades nominales de los materiales	
Resistencia nominal del concreto	$f'_c=250\text{kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del concreto	$E_c=221359\text{kg/cm}^2$
Resistencia nominal del acero	$f_y=4200\text{kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del acero	$E_s=2.1 \times 10^6\text{kg/cm}^2$

En la tabla 3.2 se muestran las dimensiones, producto del diseño estructural con base en las NTC para diseño y construcción de estructuras de concreto del RCDF 2004, de los elementos estructurales de los siete casos de estudio. Para fines prácticos todos los edificios se estructuraron de forma que a cada cuarta parte de cada edificio (a cada cuatro niveles) se cambiaron secciones transversales de elementos estructurales.

**Tabla 3.2 Propiedades geométricas de elementos estructurales de los modelos**

M01 Modelo Regular		
Entrepiso	Trabes	Columnas
1-4	35x80	80x80
5-8	35x75	80x80
9-12	30x70	75x75
13-16	25x60	70x70

M02 $w_2/w_0=0.5$ $n_1=12$			M05 $w_2/w_0=2.0$ $n_1=12$		
Entrepiso	Trabes	Columnas	Entrepiso	Trabes	Columnas
1-4	35x75	80x80	1-4	45x85	85x85
5-8	35x75	75x75	5-8	45x80	85x85
9-12	30x65	70x70	9-12	40x75	80x80
13-16	25x60	65x65	13-16	35x65	70x70

M03 $w_2/w_0=0.5$ $n_1=8$			M06 $w_2/w_0=2.0$ $n_1=8$		
Entrepiso	Trabes	Columnas	Entrepiso	Trabes	Columnas
1-4	35x75	75x75	1-4	45x85	95x95
5-8	35x70	70x70	5-8	45x85	95x95
9-12	30x60	65x65	9-12	40x85	85x85
13-16	25x60	60x60	13-16	35x65	70x70

M04 $w_2/w_0=0.5$ $n_1=4$			M07 $w_2/w_0=2.0$ $n_1=4$		
Entrepiso	Trabes	Columnas	Entrepiso	Trabes	Columnas
1-4	35x65	70x70	1-4	45x90	100x100
5-8	35x65	60x60	5-8	45x90	100x100
9-12	30x60	60x60	9-12	45x80	85x85
13-16	25x50	50x50	13-16	35x65	70x70

El amortiguamiento efectivo de la estructura para los siete casos de estudio es de 5%. En la tabla 3.3 se muestran los periodos efectivos de los siete casos de estudio que consideran su alargamiento a causa de la interacción suelo-estructura.

**Tabla 3.3 Periodos efectivos  $T_e$  de los casos de estudio**

Caso	Descripción	Periodo efectivo $T_e$ en segundos
M01	Regular	1.61
M02	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=12$	1.50
M03	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=8$	1.42
M04	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=4$	1.51
M05	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=12$	1.68
M06	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=8$	1.67
M07	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=4$	1.70

Los parámetros de diseño establecidos en las NTC para diseño y construcción de estructuras de concreto obedecen a propiedades nominales de los materiales, por lo que es necesario generar



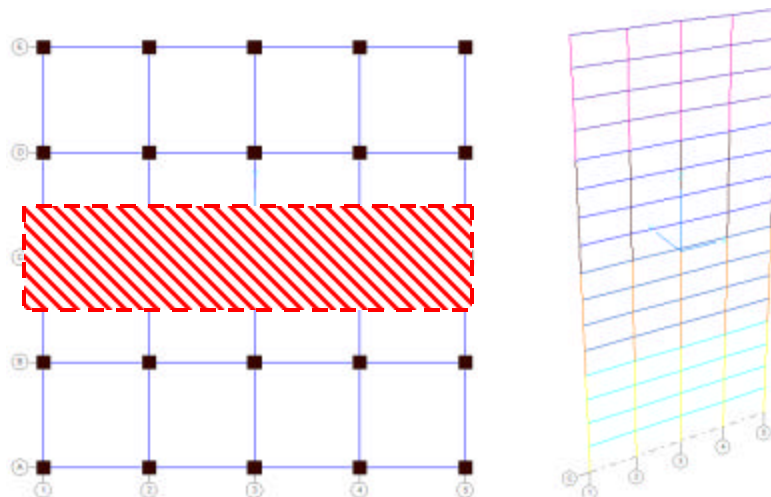
estructuras simuladas con base en lo establecido en la sección 2.3 de este trabajo de tesis, a fin de contar con las incertidumbres ahí mencionadas, que pueden afectar la respuesta de los sistemas estructurales.

De esta forma, una vez diseñados los edificios es necesario simular estructuras que cuenten con propiedades simuladas usando el programa SIMESTRU (Alamilla, 2001), el cuál procesa un edificio con propiedades nominales para de ahí obtener estructuras simuladas, así como una con propiedades medias. En este trabajo de tesis se utilizó dicho programa para simular 50 con propiedades simuladas, edificios los cuales se analizaron para 50 sismos simulados con base en lo establecido en la sección 2.6 y un edificio con propiedades medias, del cual se obtiene la capacidad última de deformación lateral.

### 3.3 ANÁLISIS DINÁMICO DE EMPUJE LATERAL, ADEL

Para conocer la confiabilidad de sistemas estructurales, es necesario conocer la capacidad última de deformación lateral de la estructura en cuestión y así obtener márgenes de seguridad que servirán para el desarrollo de las funciones de confiabilidad.

Es imposible conocer la capacidad de deformación de las estructuras físicamente; por eso es necesario contar con modelos que interpreten de una manera mas precisa el comportamiento de las estructuras como el que se muestra en la sección 2.5, que ayudan a la obtención de la capacidad ultima de deformación lateral de estructuras con mayor precisión. Para esta tesis se desarrolló un ADEL, como se indica en la sección 2.4, de los sistemas con propiedades medias de cada uno de los siete casos de estudio, considerando la interacción suelo-estructura mediante un piso ficticio que simula el comportamiento del suelo como se describe a detalle en el apéndice A1 y de esta forma conocer la capacidad última de deformación lateral de dichos sistemas. Es un trabajo excesivo realizar el ADEL para cada una de las 50 estructuras simuladas de los siete casos de estudio; es por eso que, se opta por realizarlo a la estructura con propiedades medias con ayuda del software DRAIN-2D (Powell, 1973) para un marco plano de los modelos a estudiar, como el que se muestra en la figura 3.6. Al tomar un marco plano para realizar el ADEL, cabe mencionar que se están despreciando los efectos de torsión, los cuales no se consideran en este trabajo de tesis.



**Figura 3.6 Vista en planta de modelo general y marco plano de estudio**

El software usado para obtener la curva de empuje lateral y la capacidad última de deformación de los sistemas no cuenta con la herramienta para realizar un análisis de empuje lateral. Debido a lo anterior, el ADEL se realiza mediante un análisis paso a paso a un marco plano de la estructura, en

el cual las masas tienen una distribución obtenida mediante una combinación modal como se describe en el apéndice A2 y la excitación en la base es una rampa de aceleración creciente a una tasa baja para evitar efectos dinámicos en la obtención de las curvas de empuje lateral. En la figura 3.7 se muestran las masas finalmente obtenidas, mediante el proceso del apéndice A2, para realizar los ADEL y se compara el patrón de masas usado para la estructura regular con aquellos de las estructuras irregulares.

Esta distribución de masas, la cual proviene de una combinación modal, es un método más preciso que aquel que considera una distribución lineal creciente de masas o la obtenida considerando solamente la configuración del primer modo. En la figura 3.8 se puede observar que la variación de masas a lo largo de la estructura puede influir en la respuesta lateral del ADEL, ya que al considerar las masas linealmente crecientes se estaría suponiendo que habría una variación lineal en fuerzas de empuje lateral a lo largo de la estructura, obligando a que ésta tenga una respuesta lateral del ADEL que no se apegue a la realidad para casos en donde los modos superiores tengan un factor de participación mayor que el del primer modo. En este trabajo de tesis se considera la influencia de los modos superiores en la distribución de las fuerzas laterales para obtener una curva de empuje lateral más precisa que considere las propiedades dinámicas de la estructura en la distribución de las fuerzas laterales.

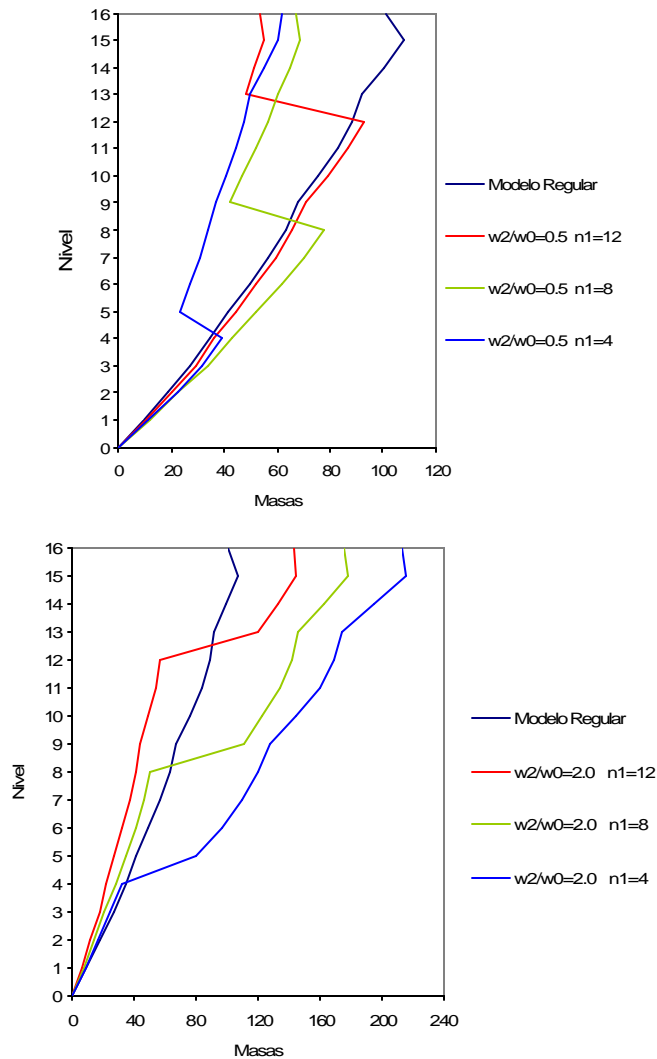
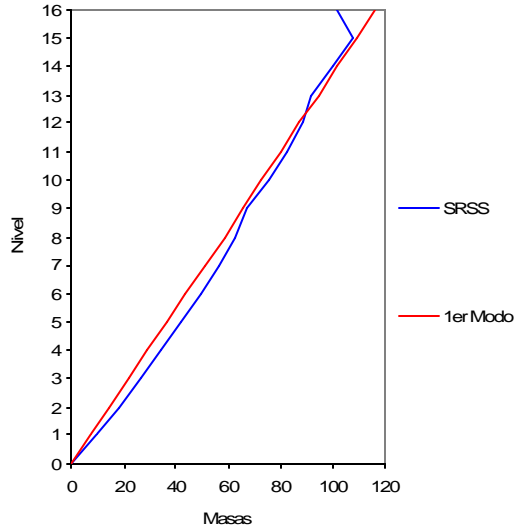


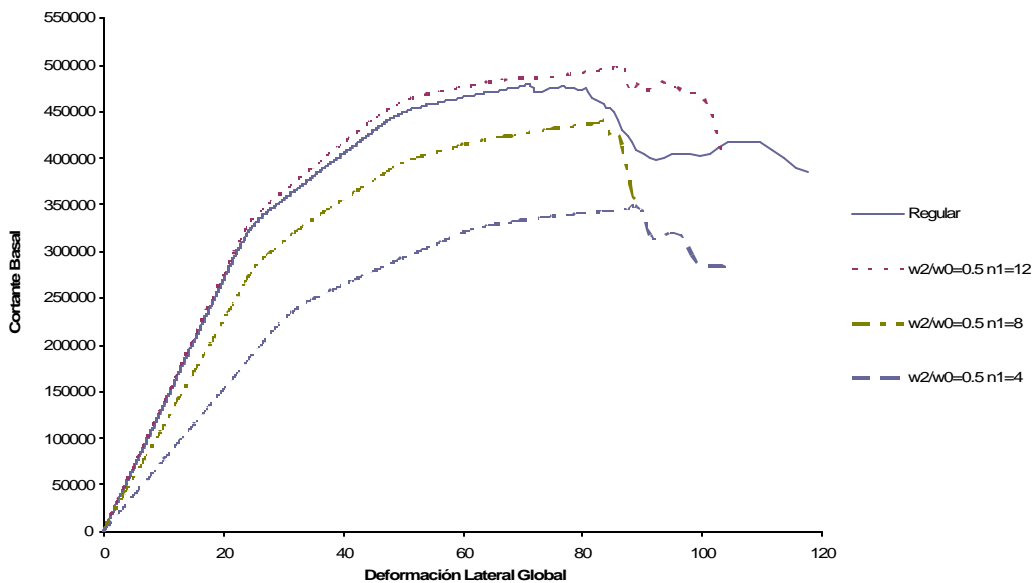
Figura 3.7 Patrón de masas para el ADEL



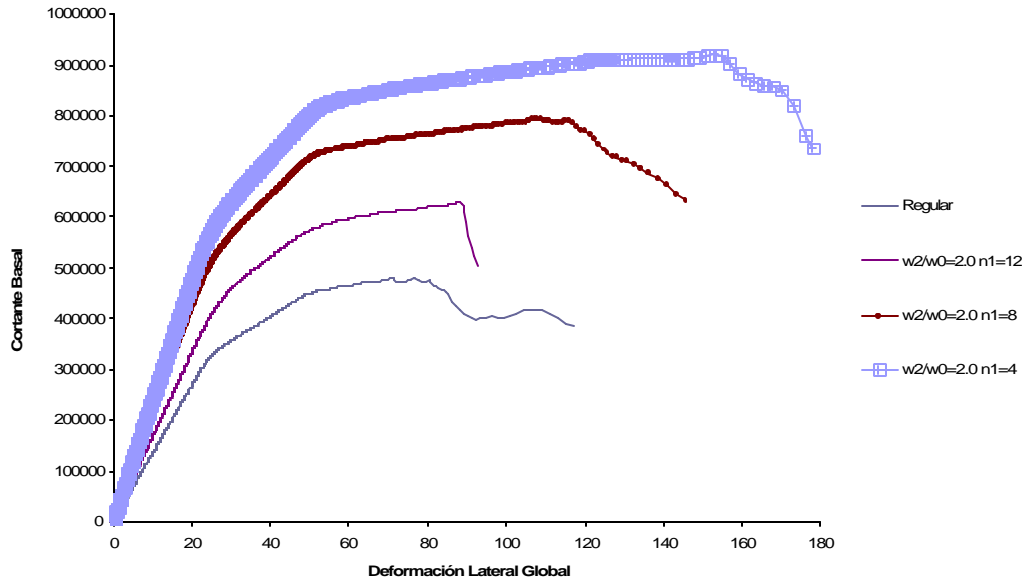
**Figura 3.8 Comparación de masas para ADEL**

Una vez que se definieron las distribuciones de las masas a lo largo de la estructura para los siete casos, se calibró una rampa de aceleración que hará actuar las masas para generar fuerzas de empuje lateral. Los ADEL se realizaron con una rampa de aceleración creciente que va de una aceleración de  $0\text{cm/s}^2$  a una aceleración final de  $750\text{cm/s}^2$  en un tiempo de 60 segundos la cual resultó, junto con la magnitud de las masas, con menores efectos dinámicos en la obtención de la curva de empuje lateral.

En la figura 3.9 se muestran los resultados finales de los ADEL, en la forma de diagramas de fuerza cortante en la base (cortante basal) contra desplazamiento en la azotea. De este proceso se obtiene la capacidad última de deformación lateral como se indica en la sección 2.4, al considerar que dicha capacidad se da cuando se reduce en 20% el cortante basal máximo después de haber ocurrido. En la tabla 3.4 muestra los valores de la capacidad última de deformación en términos de desplazamiento en la azotea y de distorsión global de la estructura para el caso regular y los seis casos con irregularidad de masas.



a)



b)

**Figura 3.9** Curvas de empuje lateral, cortante basal-deformación lateral global, a) Casos con reducción de masas, b) Casos con aumento de masas

**Tabla 3.4** Capacidad última de deformación

Caso	Descripción	Deformación lateral última global $U_c$ (cm)	Distorsión lateral última global $\gamma_c$
M01	Regular	130.9	0.027
M02	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=12$	103.4	0.021
M03	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=8$	88.8	0.018
M04	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=4$	105.7	0.022
M05	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=12$	92.9	0.019
M06	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=8$	145.7	0.030
M07	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=4$	177.8	0.037

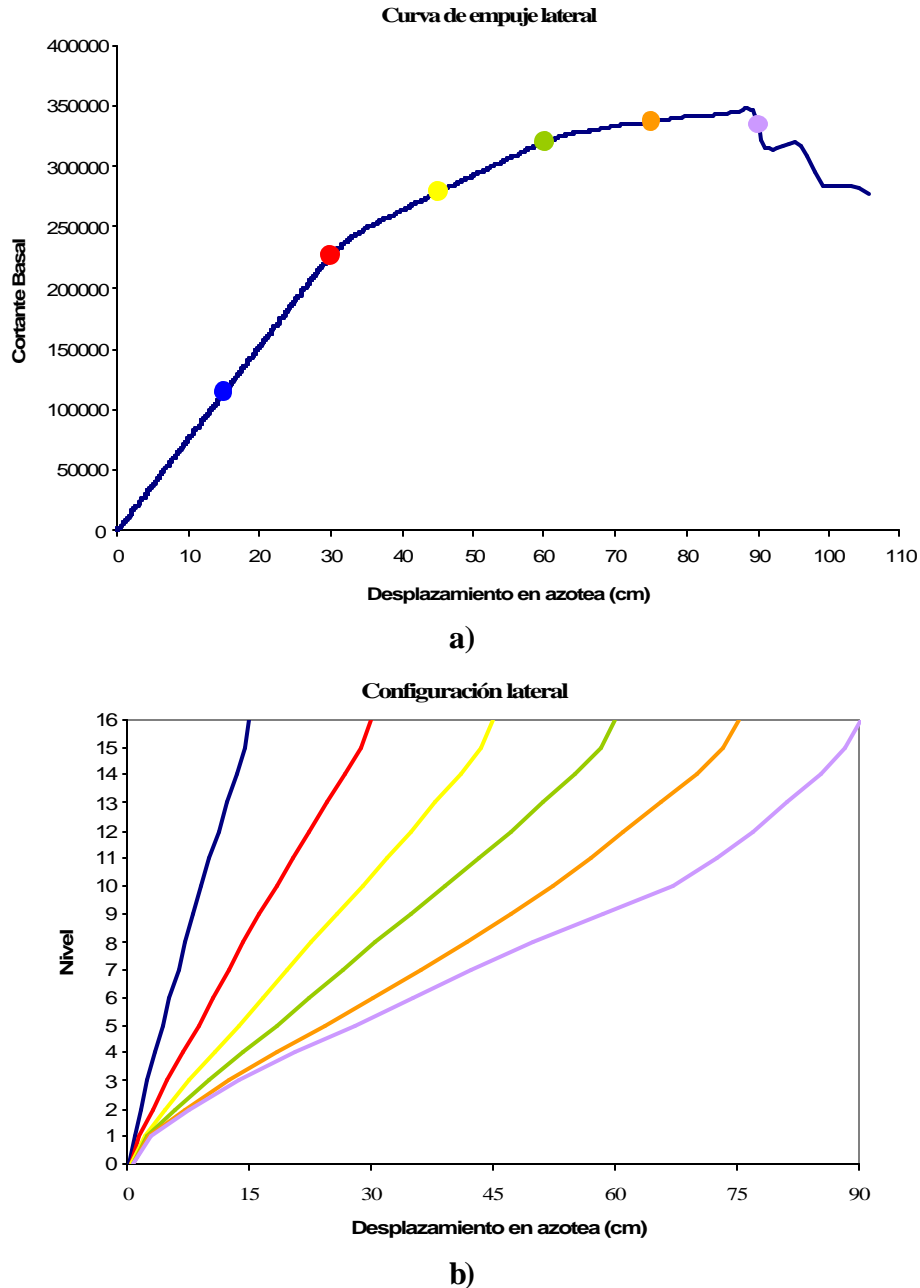
### 3.4 PROPIEDADES Y ANALISIS NO-LINEAL PASO A PASO DE LOS SSR

La obtención de propiedades de los SSR tales como rigidez, masa, periodo, factor de participación modal, cortante y desplazamiento de fluencia y comportamiento histerico no-lineal, se explica en esta sección.

El objetivo de caracterizar un SSR, con base en los sistemas con propiedades medias de cada caso de estudio, es con el fin de conocer su demanda de desplazamiento ante las excitaciones sísmicas simuladas con intensidades variables, y así obtener un amplio intervalo de factores de transformación mediante la comparación de dichas respuestas con aquellas de los sistemas de múltiples grados de libertad, SMGL.

Las propiedades de los SSR que se mencionan anteriormente se obtienen principalmente del ADEL de los sistemas con propiedades medias para cada caso de estudio, de la cual se generan curvas de empuje lateral (cortante basal – deformación lateral global) como las que se muestran en la figura 3.9.

Antes de obtener las propiedades de los SSR es necesario conocer la configuración lateral del sistema obtenida en la etapa lineal de la curva de empuje lateral. Dicha configuración está normalizada a 1.0 en el extremo superior y está representada por el vector  $Z$  como se indica en el Apéndice A4. En la figura 3.10 se esquematiza la obtención del vector de configuración lateral  $Z$  y en la tabla 3.5 se indican los valores del vector de configuración lateral para los siete casos de estudio.



**Figura 3.10 Configuración lateral del sistema, a) curva de empuje lateral, b) configuración lateral del sistema de puntos en curva de empuje lateral**

Los valores del vector de configuración lateral  $Z$  corresponden a la configuración lateral normalizada cuando el sistema se encuentra en la etapa lineal. Para los casos estudiados se tomó cualquier punto dentro de la etapa lineal de la curva de empuje lateral, la cual puede ser identificada fácilmente en dichas curvas. Por ejemplo, para el caso de la figura 3.10b se toma la configuración lateral que corresponde a un desplazamiento en la azotea de  $15\text{cm}$ , debido a que esta configuración corresponde a un punto, dentro de la curva de empuje lateral de la figura 3.10a, que se encuentra en la etapa de comportamiento lineal del sistema.

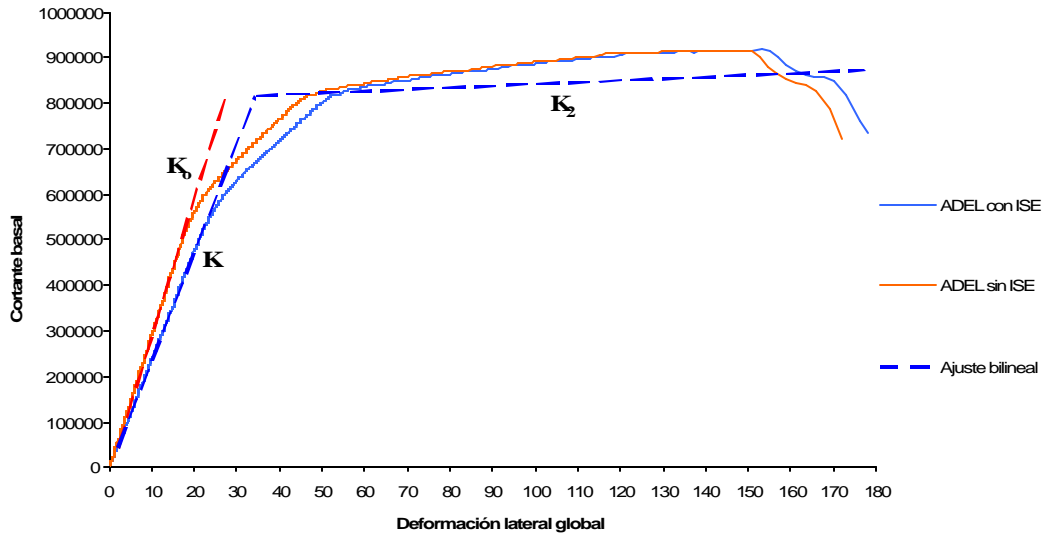
**Tabla 3.5 Vector de configuración lateral  $Z$**

Caso	M01	M02	M03	M04	M05	M06	M07
Descripción	Regular	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=12$	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=8$	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=4$	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=12$	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=8$	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=4$
Nivel	Vector $Z$						
16	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
15	0.957	0.969	0.967	0.957	0.950	0.948	0.948
14	0.900	0.926	0.921	0.893	0.882	0.878	0.878
13	0.831	0.872	0.862	0.815	0.802	0.796	0.795
12	0.761	0.814	0.795	0.741	0.725	0.725	0.721
11	0.696	0.752	0.727	0.678	0.657	0.665	0.657
10	0.628	0.681	0.654	0.612	0.589	0.603	0.590
9	0.556	0.605	0.579	0.543	0.520	0.539	0.523
8	0.488	0.532	0.510	0.478	0.457	0.477	0.460
7	0.424	0.468	0.446	0.416	0.396	0.417	0.404
6	0.359	0.402	0.380	0.355	0.336	0.357	0.348
5	0.294	0.334	0.312	0.293	0.276	0.298	0.292
4	0.231	0.266	0.245	0.230	0.219	0.239	0.236
3	0.172	0.200	0.180	0.169	0.165	0.181	0.181
2	0.114	0.134	0.116	0.107	0.112	0.125	0.127
1	0.060	0.069	0.058	0.050	0.063	0.073	0.077
0	0.024	0.025	0.020	0.014	0.030	0.038	0.042

El siguiente paso para obtener las propiedades de los SSR es conocer las propiedades que definen la capacidad lateral de los SSR. Como se indicó en la sección 2.7, para conocer dichas propiedades es necesario hacer un ajuste bilineal a la curva de empuje lateral de los SMGL con propiedades medias y de esta forma conocer el cortante y deformación de fluencia, así como la rigidez lineal del sistema con y sin interacción suelo-estructura. En la figura 3.11 se presenta una grafica de curvas de empuje lateral donde se puede ver la influencia de la interacción suelo-estructura en dicho análisis. Las rigideces  $K$  y  $K_o$  son las rigideces laterales del sistema con y sin considerar la interacción suelo-estructura respectivamente. La línea punteada representa el ajuste bilineal de la curva de empuje lateral con interacción suelo-estructura, de la cual se puede identificar fácilmente el cortante y deformación de fluencia de cada sistema con propiedades medias. Los parámetros de los SMGL con propiedades medias obtenidos mediante el ajuste bilineal se encuentran en la tabla 3.6

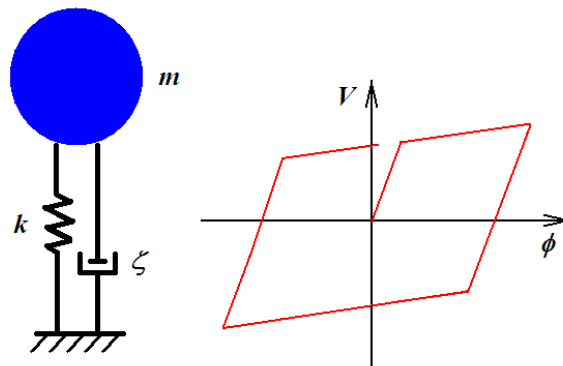
Es importante mencionar que, debido a que los parámetros de los SSR se obtienen con base en una curva de empuje lateral y a un periodo efectivo que consideran los efectos de la interacción suelo-estructura, las respuestas de dichos sistemas contemplan implícitamente estos efectos. En el

apéndice A3 se describe el factor  $r_d$ , factor que permite descontar de las respuestas máximas de los SSR los efectos de interacción suelo-estructura, a fin de poder comparar dichas respuestas con aquellas de los SMGL simulados.



**Figura 3.11 Efectos de la interacción suelo-estructura en curvas de empuje lateral y ajuste bilineal**

La figura 3.12 muestra un esquema de las propiedades y comportamiento histerético no-lineal de los SSR. El comportamiento histerético no-lineal se basa en la envolvente bilineal que caracteriza los SSR como la que se muestra en la figura 3.11 (línea punteada). El comportamiento histerético no cuenta con degradación de rigidez producto del daño acumulado en dicho sistema y es de tipo elastoplástico.



**Figura 3.12 Propiedades del SSR y comportamiento histerético no-lineal**

La masa del SSR se obtiene mediante la ecuación A4.5 usando los vectores de configuración lateral  $Z$  de la tabla 3.5 y la matriz de masas  $M$  de cada marco plano de estudio.

La rigidez de cada SSR se obtiene mediante la ecuación A4.7 y con los periodos efectivos de los casos de estudio que se muestran en la tabla 3.3. La relación entre las pendientes de ambas líneas que componen el comportamiento bilineal de los SSR se mantiene igual que la de su respectivo SMGL. El amortiguamiento efectivo se considera igual al del SMGL que es igual al 5% del crítico.

**Tabla 3.6 Propiedades de las curvas de empuje lateral y ajuste bilineal de los MD**

Caso	Descripción	Rigidez lineal sin ISE $K_o$ (ton-cm)	Rigidez lineal con ISE $K$ (ton-cm)	Cortante de fluencia $V_y$ (ton)	Desplazamiento de Fluencia $U_y$ (cm)	$K_o/K$
M01	Regular	14.734	13.328	419.913	31.51	0.0043
M02	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=12$	15.008	13.698	445.213	32.50	0.0308
M03	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=8$	12.107	11.251	365.213	32.49	0.1035
M04	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=4$	7.974	7.590	303.670	40.01	0.0353
M05	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=12$	19.320	16.756	544.562	32.50	0.0624
M06	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=8$	25.429	21.152	718.742	33.98	0.0083
M07	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=4$	29.293	23.293	835.489	34.99	0.0119

Para caracterizar el comportamiento de los SSR se debe contar con dos factores correctivos los cuales se indican en las ecuaciones A4.4 y A4.10. El factor  $q$  es la relación de rigideces del SMGL,  $K$ , y del SSR,  $k$ , y el factor de participación del modo fundamental del sistema,  $g$ , es una relación entre los desplazamientos de fluencia del SMGL,  $U_y$  y del SSR,  $u_y$ . Estas relaciones se esquematizan en la figura 2.12.

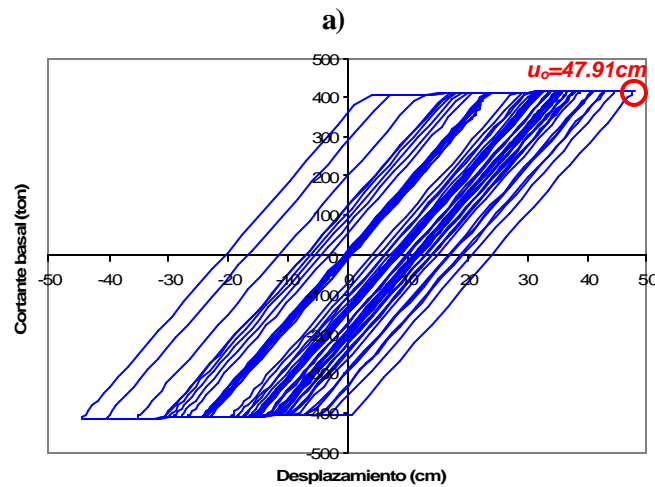
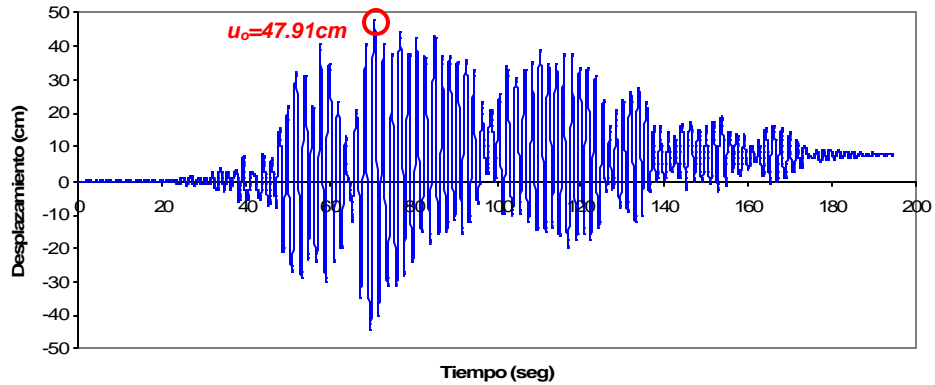
Una vez obtenidos los factores correctivos es posible obtener el cortante de fluencia del SSR,  $v_y$ , y con la rigidez del SSR,  $k$ , se obtiene el desplazamiento de fluencia del SSR,  $u_y$ . En la tabla 3.7 se resumen las propiedades principales y los factores correctivos de los SSR de los casos de estudio.

**Tabla 3.7 Propiedades y factores correctivos de los SSR**

Caso	Descripción	Masa $m$ (ton-s <sup>2</sup> /cm)	Rigidez $k$ (ton-cm)	Cortante de Fluencia $v_y$ (ton)	Desplazamiento de Fluencia $u_y$ (cm)	Factor correctivo	
						$g$	$q$
M01	Regular	0.613	9.391	203.386	21.66	1.455	1.419
M02	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=12$	0.484	8.536	181.618	21.28	1.528	1.605
M03	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=8$	0.352	6.862	140.720	20.51	1.584	1.640
M04	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=4$	0.274	4.755	123.042	25.88	1.546	1.596
M05	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=12$	0.978	13.653	328.321	24.05	1.352	1.227
M06	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=8$	1.190	16.864	410.178	24.32	1.397	1.254
M07	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=4$	1.264	17.385	411.224	23.66	1.479	1.375

Una vez caracterizados los SSR de los siete casos de estudio se hace un análisis paso a paso no-lineal con los 50 sismos simulados para obtener las respuestas máximas,  $u_o$ , con las cuales se obtienen distorsiones máximas de los SSR,  $Y_o$  como se indica en la sección 2.7. La figura 3.13a muestra la respuesta de un SSR contra el tiempo y en la figura 3.13b un diagrama de ciclos de histéresis del mismo sistema ante el mismo sismo simulado. Ahí mismo se esquematiza la obtención de la respuesta máxima de los SSR,  $u_o$ .





### 3.13 Respuesta máxima de los SSR, $u_o$ , ante excitación sísmica simulada

## 3.5 ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL PASO A PASO CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA DE SISTEMAS DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD, SMGL

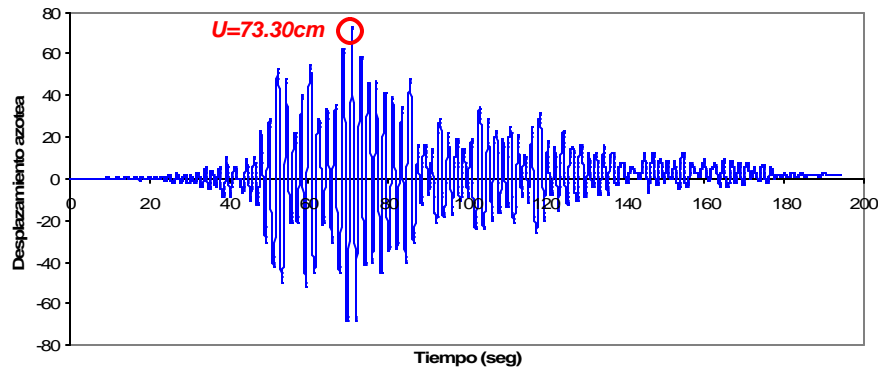
Para obtener las funciones de confiabilidad de los casos estudiados, en términos del margen de seguridad entre las distorsiones máximas globales de los SMGL simulados y las distorsiones últimas globales de los sistemas con propiedades medias, que se muestran en la tabla 3.4, se necesita conocer los valores de dichas distorsiones máximas de los sistemas simulados.

Las distorsiones máximas globales de los SMGL simulados se obtienen mediante un análisis dinámico no-lineal paso a paso con interacción suelo-estructura. Los SMGL simulados cuentan con un comportamiento histerético no-lineal como el que se explica en la sección 2.5, el cual es un comportamiento no-lineal con degradación de rigidez y resistencia. Dicho análisis se realiza en el programa de análisis DRAIN-2D (Powell, 1973) para los 50 marcos planos simulados para cada caso de estudio, ante las 50 excitaciones sísmicas simuladas correspondientemente. Es importante mencionar que debido a que se desarrolla el análisis de un marco plano se están despreciando efectos de torsión en los sistemas. El programa DRAIN-2D (Powell, 1973) contiene cambios para considerar la interacción suelo-estructura (Mendoza, 1997), dichos cambios permiten considerar dicho efecto indicando al programa la rigidez y amortiguamiento transversal y de cabeceo del marco en cuestión para generar un modelo suelo-cimentación-estructura, como el que se muestra en la figura A1.2. En la tabla 3.8 se muestran los valores de los parámetros de interacción suelo-estructura para los caso de estudio.

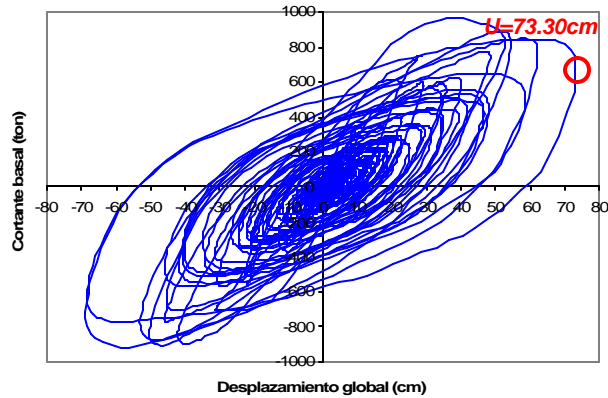
**Tabla 3.8 Parámetros de interacción suelo-estructura**

Caso	Descripción	Rigidez transversal $K_x$ (ton/cm)	Amortiguamiento transversal $C_x$ (ton-seg/cm)	Rigidez de cabeceo $K_r$ (ton-cm)	Amortiguamiento de cabeceo $C_r$ (ton-cm-seg)
M01	Regular	4387.79	243.04	$1.1029 \times 10^{10}$	$2.5096 \times 10^7$
M02	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=12$	4385.95	230.92	$1.1024 \times 10^{10}$	$2.3792 \times 10^7$
M03	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=8$	4384.53	228.76	$1.1019 \times 10^{10}$	$2.2876 \times 10^7$
M04	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=4$	4359.83	231.29	$1.1027 \times 10^{10}$	$2.4442 \times 10^7$
M05	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=12$	4389.22	236.77	$1.1033 \times 10^{10}$	$2.6285 \times 10^7$
M06	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=8$	4388.53	235.42	$1.1031 \times 10^{10}$	$2.5692 \times 10^7$
M07	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=4$	4388.62	235.58	$1.1031 \times 10^{10}$	$2.5763 \times 10^7$

En la figura 3.14 se esquematiza la obtención de las respuestas máximas (en el extremo superior) de desplazamiento de los SMGL simulados para de ahí obtener las distorsiones globales máximas,  $Y$ , al dividir dicho desplazamiento global entre la altura del edificio y posteriormente obtener los factores de transformación de SSR y funciones de confiabilidad. El programa DRAIN-2D (Powell, 1973) modificado por Mendoza, E. (1997) descuenta, de las respuestas finalmente obtenidas del análisis paso a paso no-lineal con interacción suelo-estructura, los desplazamientos de cuerpo rígido de la estructura debidos a interacción suelo-estructura. Debido a lo anterior, los desplazamientos finalmente obtenidos del análisis paso a paso no-lineal con interacción suelo-estructura, no incluyen los componentes de los desplazamientos debidos a dicho efecto.



a)



b)

**3.14 Respuesta máxima de los SMGL,  $U$ , ante excitación sísmica simulada**

## CAPITULO 4

**ESTIMACIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA MEDIANTE SISTEMAS  
SIMPLIFICADOS DE REFERENCIA, SSR**

**4.1 DISTORSIÓN MÁXIMA DEL SSR,  $Y_o$** 

Para conocer la respuesta no lineal de los SSR, se realizó un análisis paso a paso con los mismos registros sísmicos empleados en el análisis no-lineal paso a paso de los SMGL como se indica en la sección 3.4. Dichas respuestas, obtenidas en términos de desplazamiento, fueron multiplicadas por los factores correctivos  $g$ ,  $r_d$  y  $r_g$ , como se describe en los apéndices A3 y A4 para transformar desplazamientos de SSR a SMGL.

Así se estimaron los desplazamientos máximos del SSR, relativos a su base, mismos que pueden transformarse en las distorsiones  $Y_o$ , si se normaliza con respecto a la altura  $H$  del sistema detallado como lo indica la expresión A3.1.

**4.1.1 Valor esperado de la distorsión máxima del SSR,  $\bar{Y}_o$** 

En la figura 4.1 se muestran las distorsiones máximas del SSR,  $Y_o$ , y el valor esperado de dichas distorsiones,  $\bar{Y}_o(Q)$ , en función de una medida de la intensidad normalizada,  $Q$ , que es la demanda de desplazamiento lineal del sistema normalizada con respecto al desplazamiento de fluencia del SSR,  $u_y$ . Para obtener la demanda de desplazamiento lineal se puede hacer uso del espectro de desplazamiento o de pseudoaceleración de cada excitación sísmica simulada, obteniendo las ordenadas espectrales de cada excitación sísmica simulada asignadas al periodo del sistema en cuestión.

La medida de intensidad normalizada,  $Q$ , nos permite aprovechar mejor la información estadística que se pueda tener para temblores de distintas intensidades y sistemas de distintas resistencias laterales.

El ajuste de los datos para obtener el valor esperado de la distorsión máxima del SSR,  $\bar{Y}_o(Q)$ , se realizó empleando la ecuación 2.37; en dicha ecuación las literales  $a_o$ ,  $b_o$ ,  $a$ ,  $b$ ,  $c$  y  $d$  son los parámetros de ajuste que minimizan el error cuadrático. En la Tabla 4.1 se muestran los valores de los parámetros anteriores para los siete casos de estudio. En el apéndice A5a se muestran las condiciones de ajuste de los valores de distorsión máxima del SSR,  $Y_o$ .

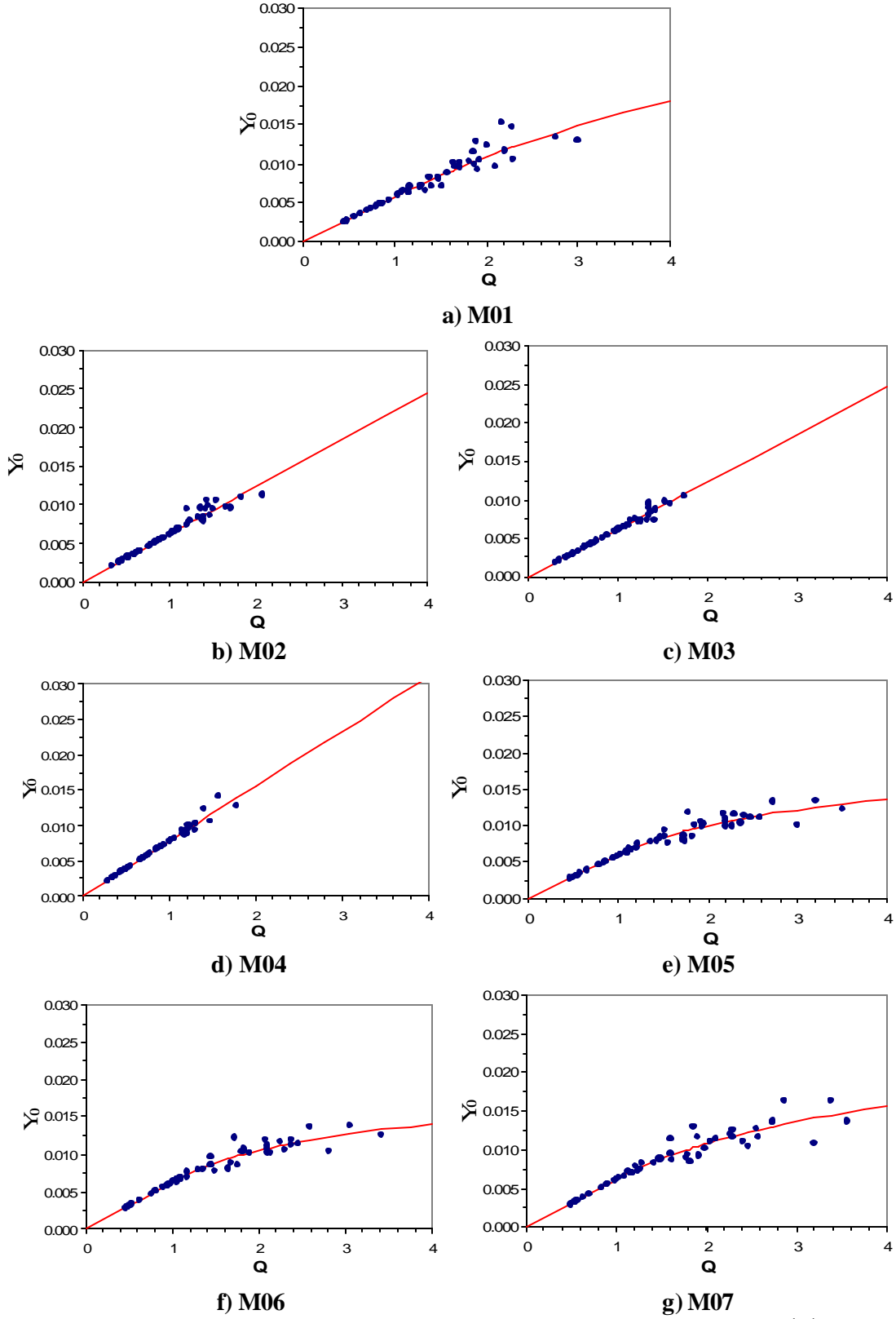


Figura 4.1 Distorsiones máximas del SSR,  $Y_o$  y su valor esperado  $\bar{Y}_o(Q)$

En la figura 4.1 se observa que para valores de  $Q < 1$  se ajusta perfectamente la recta descrita en la ecuación 237 para dicho intervalo de valores. Estos valores corresponden a un comportamiento lineal de la estructura, mientras que para valores de  $Q > 1$  se observa una dispersión de las distorsiones máximas del SSR,  $Y_o$ , producida por el comportamiento inelástico de los sistemas analizados.

Se puede observar que las respuestas de los SSR que consideran una disminución de masa, figura 4.1b-c, tienen un comportamiento fundamentalmente lineal, mientras que los SSR del caso regular y de los que provienen de SMGL con aumento de masas observan un comportamiento no-lineal, desarrollando una ductilidad mayor que los casos anteriores.

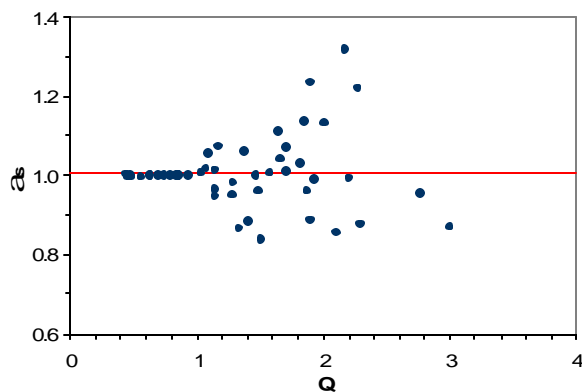
**Tabla 4.1 Valores de los parámetros de ajuste, para obtener el valor esperado de la distorsión máxima del SSR,  $\bar{Y}_o$ .**

Caso	Descripción	$a_0$	$b_0$	a	b	c	d
M01	Regular	0.00000	0.005775	0.029624	0.000000	-0.030383	0.242170
M02	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=12$	0.00000	0.006122	-0.006884	0.006122	0.006884	0.000000
M03	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=8$	0.00000	0.006178	-0.006884	0.006178	0.006884	0.000000
M04	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=4$	0.00000	0.007783	-0.006884	0.007783	0.006884	0.000000
M05	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=12$	0.00000	0.005919	0.009774	0.001032	-0.013283	0.999920
M06	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=8$	0.00000	0.006273	0.010835	0.000856	-0.014726	0.999925
M07	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=4$	0.00000	0.006204	0.008793	0.001807	-0.011951	0.999901

**4.1.2 Valor esperado de la relación aleatoria entre la distorsión máxima del SSR y su valor esperado,  $\bar{a}_s$  y su varianza,  $V_{a_s}^2$**

La relación aleatoria entre la distorsión máxima del SSR,  $Y_o$ , y su valor esperado,  $\bar{Y}_o$ , se define como  $a_s$ , y el valor esperado de dicha relación aleatoria se define como  $\bar{a}_s$  el cual corresponde a la media de  $a_s$  y es igual a la unidad. En este caso la expresión 2.37(b) tiene pendiente con valor nulo y el valor de  $a = \bar{a}_s$ .

La figura 4.2 muestra la distribución de los valores de la relación aleatoria,  $a_s$ , y su valor esperado,  $\bar{a}_s$ , para los siete casos de estudio.



a) M01

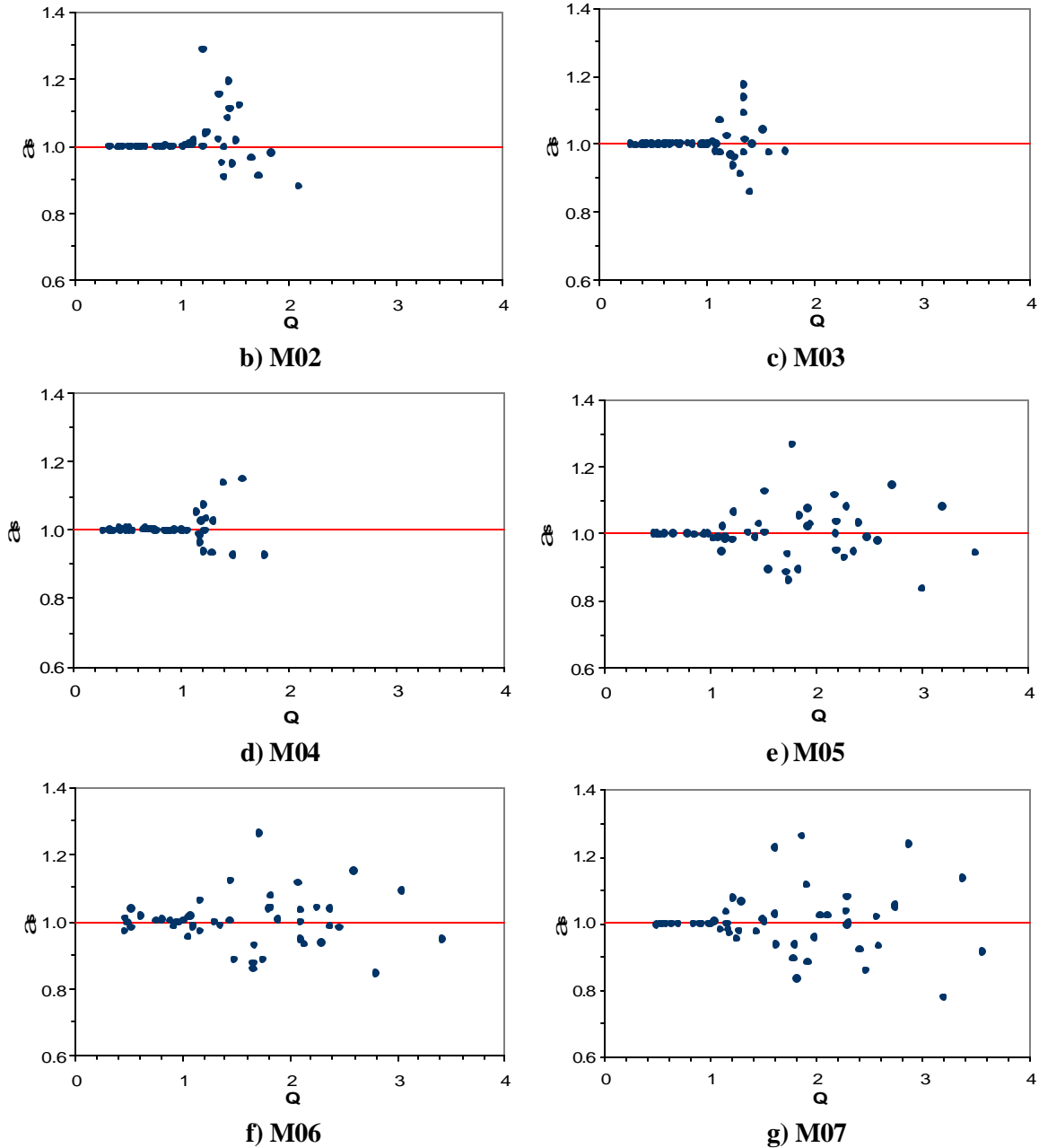


Figura 4.2 Valores de la relación aleatoria,  $a_s$ , y su valor esperado,  $\bar{a}_s$

El coeficiente de variación de  $a_s$ , esta designado por  $(a_s - I)$ , y su varianza es  $E[(a_s/\bar{a}_s - I)^2]$ ; si  $\bar{a}_s = I$ , entonces la varianza es  $E[(a_s - I)^2]$ . En la figura 4.2 se muestran las varianzas de la relación aleatoria  $a_s$ . En la tabla 4.2 se muestran los coeficientes de la ecuación 2.37(b) que se uso para obtener el valor esperado del cuadrado del coeficiente de variación de  $a_s$ . Los coeficientes se ajustaron con las condiciones de ajuste del apéndice A5.1a.

Es importante aclarar que en las figuras 4.3b, c y d, correspondientes a los casos con disminución de masas, no se puede extrapolar valores de  $V_{a_s}^2$  hasta  $Q = 4$  debido a que no ~~son~~ se obtuvieron suficientes puntos para valores de  $Q > 2$ .

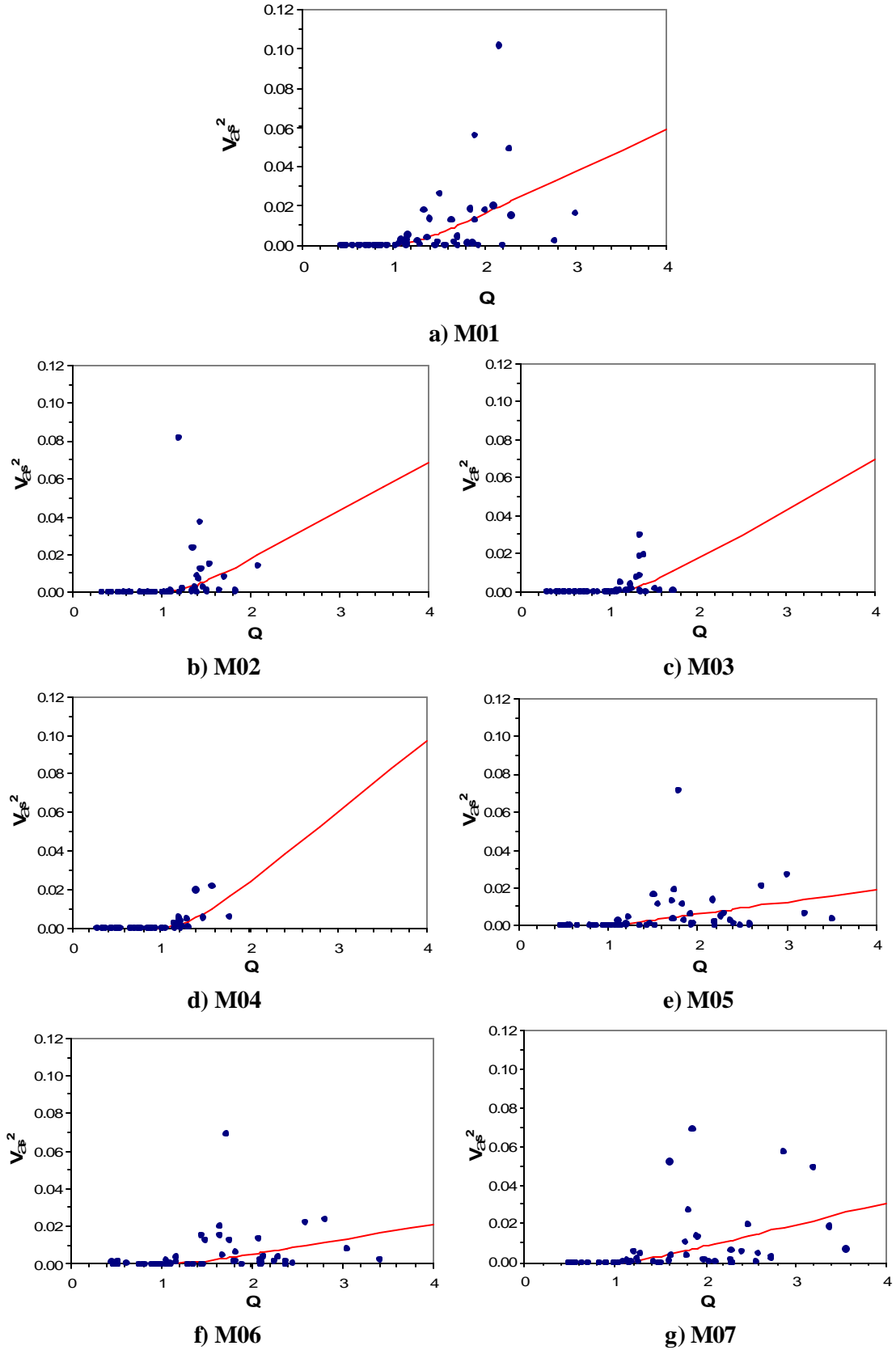


Figura 4.3 Valor esperado del cuadrado del coeficiente de variación de  $a_s$ ,  $V_{a_s}^2$ .

**Tabla 4.2 Valores de los parámetros de ajuste, para obtener la varianza de la relación aleatoria  $a_s$ ,  $V_{a_s}^2$**

Caso	Descripción	a	b	c	d
M01	Regular	-0.027157	0.021538	0.259613	3.83303
M02	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=12$	-0.036899	0.026505	0.133116	2.549958
M03	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=8$	-0.037300	0.026763	0.133603	2.539952
M04	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=4$	-0.052681	0.037622	0.183142	2.498301
M05	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=12$	-0.009973	0.007486	0.050465	3.010283
M06	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=8$	-0.010281	0.007786	0.056553	3.121026
M07	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=4$	-0.014091	0.011283	0.155967	4.016884

## 4.2 FACTOR DE TRANSFORMACIÓN DE LA RESPUESTA DEL SSR AL SMGL, $r$

En esta sección, se presentan los factores que toman en cuenta la incertidumbre asociada al emplear SSR para estimar las respuestas de los SMGL. También se muestran los correspondientes momentos estadísticos, media y coeficiente de variación, de dichos factores.

El factor de transformación,  $r$ , relaciona las respuestas globales del SMGL con las respuestas esperadas SSR, estimadas a partir de estos últimos. Dicho factor se calcula como se indica en la sección 2.7 de esta tesis.

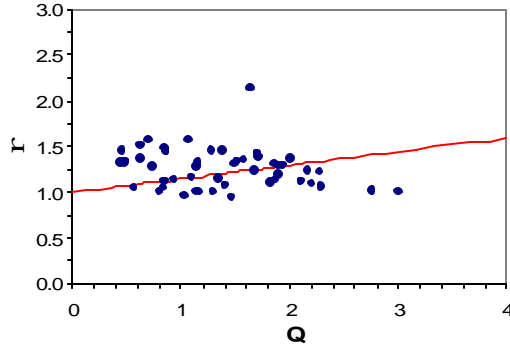
### 4.2.1 Valor esperado del factor de transformación de la respuesta, $r$ y su varianza, $V_r^2$

En la figura 4.4 se muestran los valores estimados de  $r$  en función de la intensidad  $Q$ ; con línea continua se muestran la función del valor esperado de dicha variable,  $r$ . Dicha función se obtiene con la ecuación 2.37(b), mediante un ajuste de mínimos cuadrados de los coeficientes de dicha ecuación con las condiciones que se explican en el apéndice A5b. En la tabla 4.3 se muestran los valores de los coeficientes para el ajuste de los valores de  $r$ .

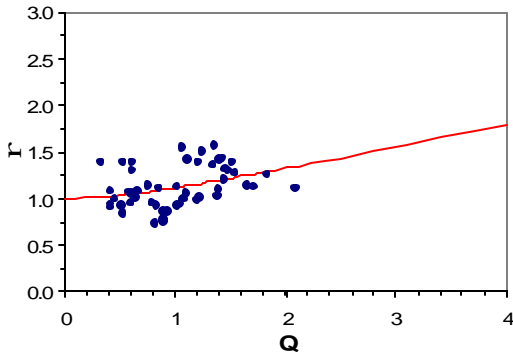
**Tabla 4.3 Valores de los parámetros de ajuste, para obtener el valor esperado del factor de transformación,  $r$**

Caso	Descripción	a	b	c	d
M01	Regular	1.001343	0.146767	0.000031	4808.824
M02	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=12$	0.863857	0.230049	0.132760	1.732811
M03	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=8$	-0.729002	0.708369	1.704997	0.415466
M04	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=4$	0.910134	0.235516	0.066925	3.519142
M05	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=12$	0.999989	0.137228	0.000011	11955.185
M06	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=8$	0.999992	0.096304	0.000008	11955.185
M07	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=4$	0.999996	0.049944	0.000004	11955.185

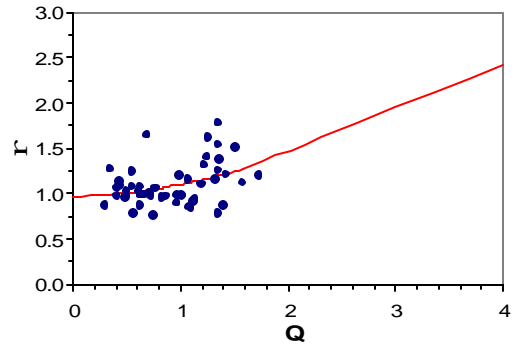




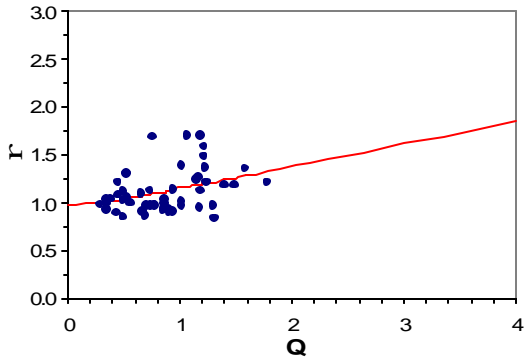
a) M01



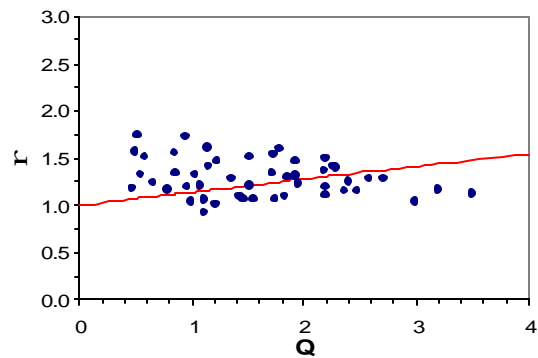
b) M02



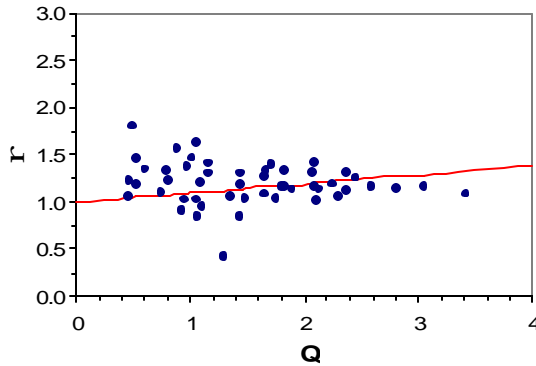
c) M03



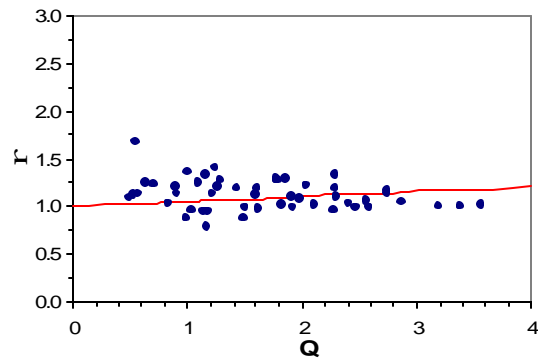
d) M04



e) M05



f) M06



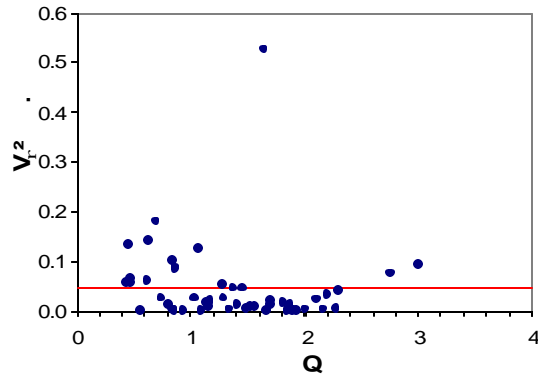
g) M07

Figura 4.4 Valores esperados del factor de transformación,  $r$

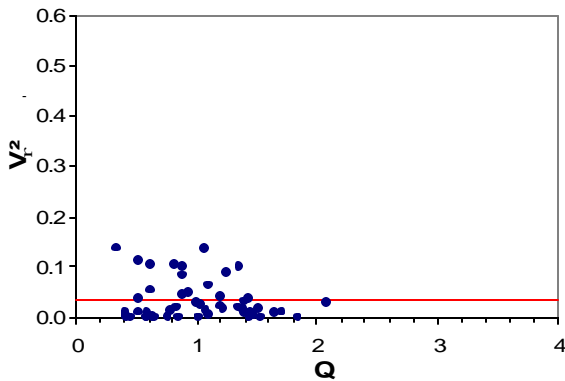
En la figura 4.5 se muestran, con línea continua, la varianza del factor de transformación,  $V_r^2$ . El ajuste de los cuadrados del coeficiente de variación del factor de transformación,  $r$ , se hizo conforme a las condiciones que se explican en el apéndice A5b. Los valores de la constante de ajuste,  $a$ , de la ecuación 2.37(b) se muestran en la tabla 4.4.

**Tabla 4.4 Valores de los parámetros de ajuste, para obtener la varianza del factor de transformación,  $V_r^2$**

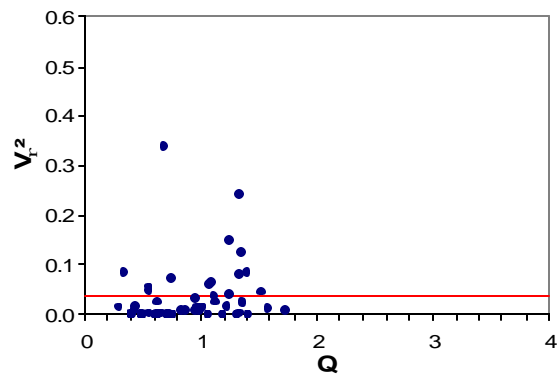
Caso	Descripción	a
M01	Regular	0.0452
M02	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=12$	0.0333
M03	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=8$	0.0369
M04	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=4$	0.0339
M05	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=12$	0.0470
M06	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=8$	0.0487
M07	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=4$	0.0278



a) M01



b) M02



c) M03

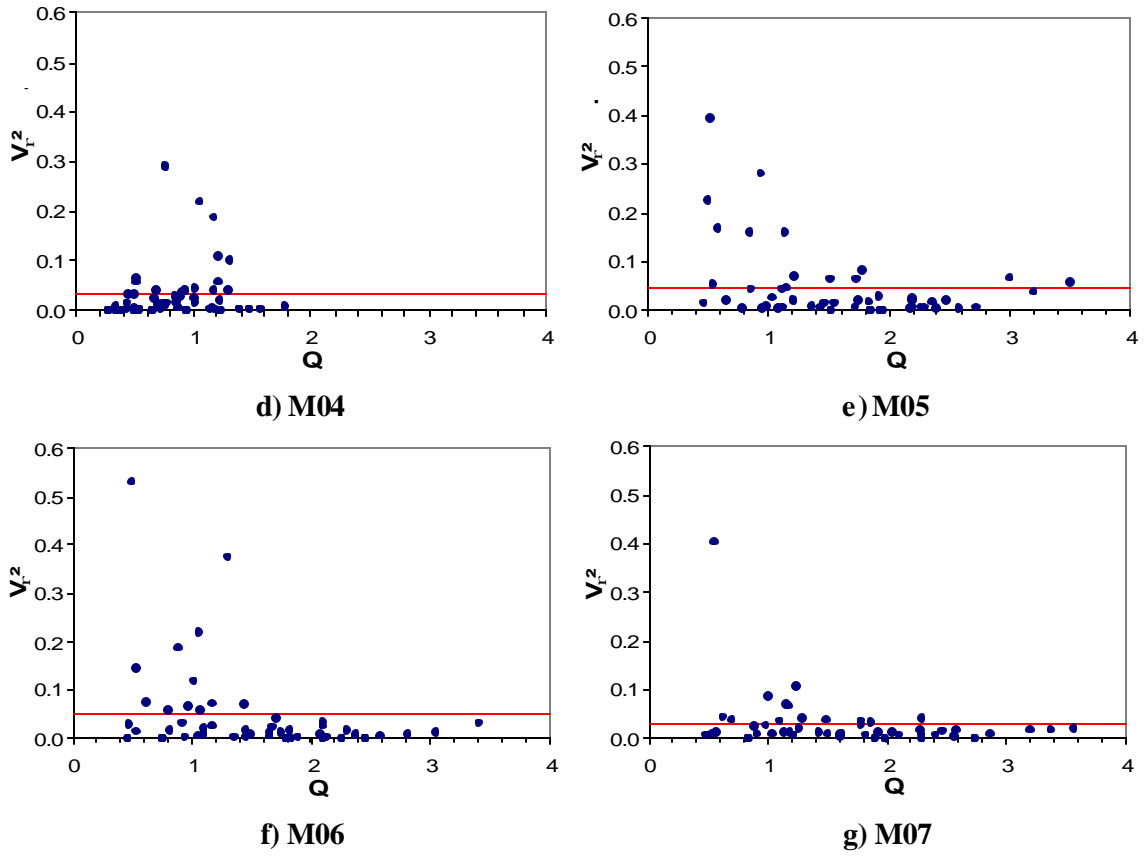


Figura 4.4 Varianza del factor de transformación,  $V_r^2$

## CAPITULO 5

## ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD

## 5.1 FUNCIONES DE CONFIABILIDAD SÍSMICA EN TÉRMINOS DEL MARGEN DE SEGURIDAD DE LA DISTORSIÓN GLOBAL DEL SISTEMA

En esta sección se presentan y comparan las funciones de confiabilidad obtenidas de los siete casos de estudio, con el fin de conocer la influencia de la variación de las masas en altura de marcos dúctiles de concreto reforzado de 16 niveles, desplantados en zona con periodo de 2seg de la ciudad de México. Dichos edificios se supusieron diseñados conforme a las NTC para diseño por sismo; siendo los parámetros de desempeño la distorsión máxima de entrepiso de 0.030 y factor de comportamiento sísmico de 4.

En este trabajo de tesis, las funciones de confiabilidad se calculan mediante el criterio de capacidad de deformación; se asume que la estructura falla cuando la respuesta máxima del SMGL,  $Y$ , obtenida mediante análisis no-lineales paso a paso de SMGL con propiedades simuladas, supera la capacidad de deformación lateral,  $Y_c$ , obtenida del análisis de empuje lateral. Dichas funciones de confiabilidad se presentan en función de la intensidad normalizada,  $Q$ , la cual se obtuvo de la demanda de desplazamiento lineal del sistema en cuestión entre el desplazamiento de fluencia de su correspondiente SSR.

5.1.1 Estimación del índice de confiabilidad  $b$ 

Para obtener la función de confiabilidad en términos del índice  $b$ , se procede conforme a la expresión 2.38; Donde el margen de seguridad,  $Z$ , es el logaritmo natural del cociente de la distorsión de falla del sistema entre la demanda de distorsión global. En la sección 2.8 se muestra la definición y desglose de dicha expresión

Dado que se tiene una muestra de valores de distorsiones máximas de los SGML con propiedades simuladas,  $Y$ , se obtiene el margen de seguridad con base en la capacidad última de deformación lateral,  $Y_c$ , del SMGL con propiedades medias. Usando los logaritmos naturales de las distorsiones, el margen de seguridad  $Z$ , queda definido por la siguiente expresión:

$$Z = \ln\left(\frac{Y_c}{Y}\right) \quad (5.1)$$

El operador  $E[Z]$  de la ecuación 2.38 representa la esperanza de  $Z$  designada como  $Z$  y se obtiene ajustando a la serie de datos obtenidos de la expresión 5.1 una curva como la que se muestra en la ecuación 5.2.

$$Z = a - bQ + ce^{-\frac{c}{c}Q} \quad (5.2)$$

En esta estimación los coeficientes  $a$ ,  $b$  y  $c$  se obtienen por medio de un ajuste por mínimos cuadrados. Dichos valores se muestran en la tabla 5.1 para los siete casos de estudio.

En la figura 5.1 se muestran los valores de  $Z$  y con línea continua su esperanza,  $Z$ .

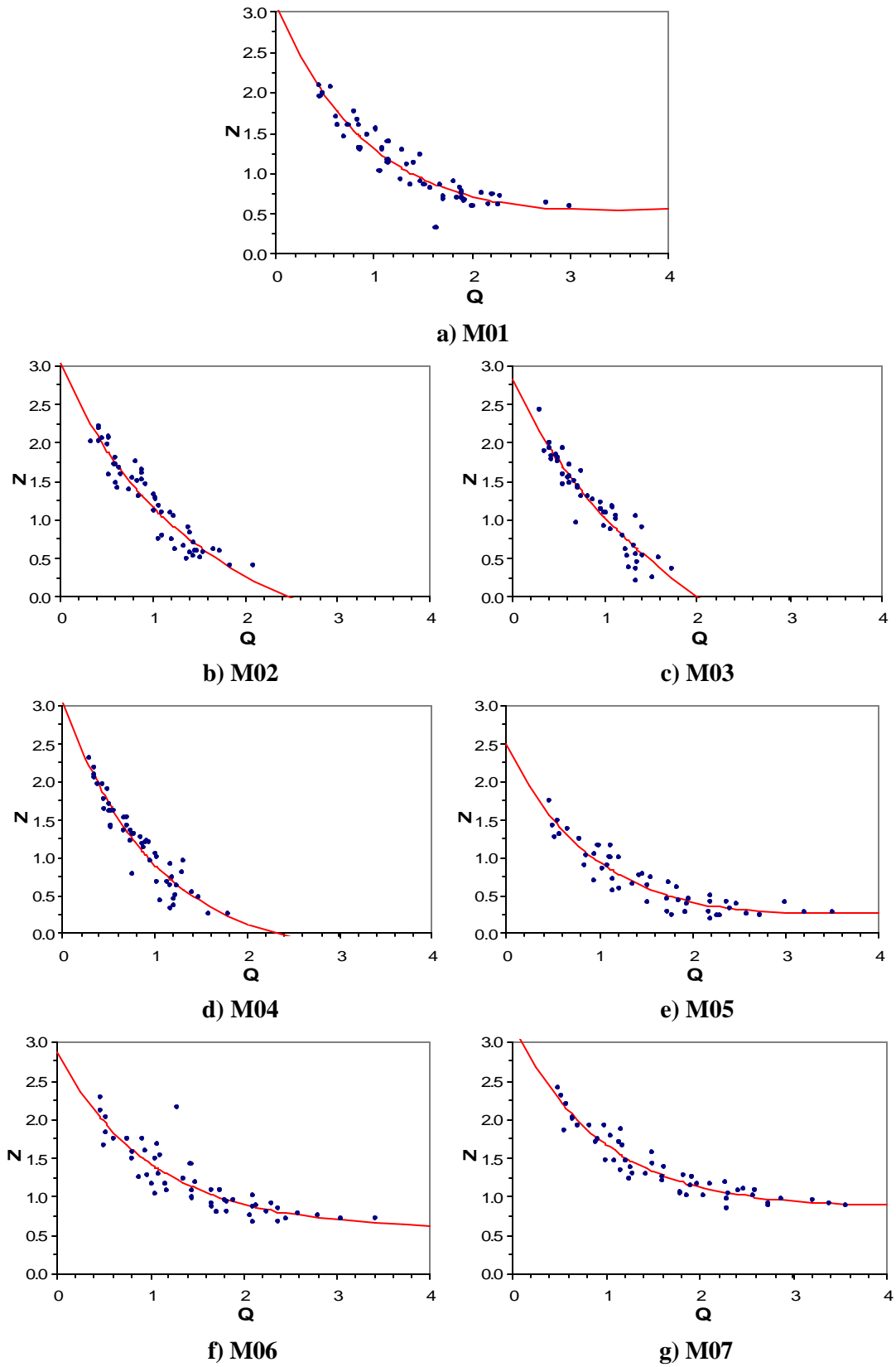


Figura 5.1 Margen de seguridad  $Z$  y ajuste de su valor esperado  $Z$

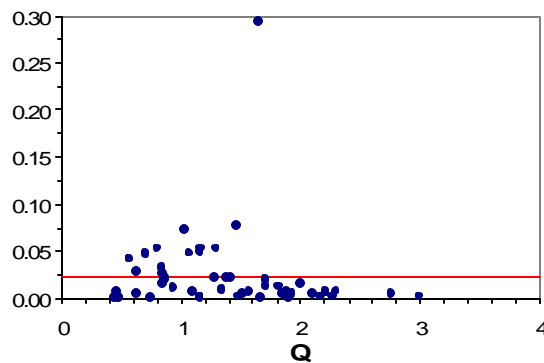
**Tabla 5.1 Valores de los parámetros de ajuste, para obtener el valor esperado del margen de seguridad,  $Z$**

Caso	Descripción	a	b	c
M01	Regular	0.1359	-0.0897	0.0231
M02	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=12$	0.6163	0.3398	0.0307
M03	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=8$	0.8932	0.5739	0.0331
M04	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=4$	-0.3764	-0.0149	0.0297
M05	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=12$	-0.0963	-0.0787	0.0205
M06	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=8$	0.5931	0.0011	0.0413
M07	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=4$	0.7193	-0.0318	0.0174

Para los siete casos, en la figura 5.2 se muestra la varianza del margen de seguridad,  $Z$ , definido como  $[Z - Z]^2$ . Con línea continua su función de valor esperado  $E[Z - Z]^2$ , la cual se ajusta con una constante,  $a$ , que representa la media de los datos. El valor de la variable  $a$  se muestra en la tabla 5.2 para cada uno de los casos de estudio.

**Tabla 5.2 Valor del parámetro de ajuste de la varianza del margen de seguridad  $Z$**

Caso	Descripción	a
M01	Regular	0.0231
M02	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=12$	0.0307
M03	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=8$	0.0331
M04	$w_2/w_0=0.5$ $n_1=4$	0.0297
M05	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=12$	0.0205
M06	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=8$	0.0413
M07	$w_2/w_0=2.0$ $n_1=4$	0.0174



a) M01

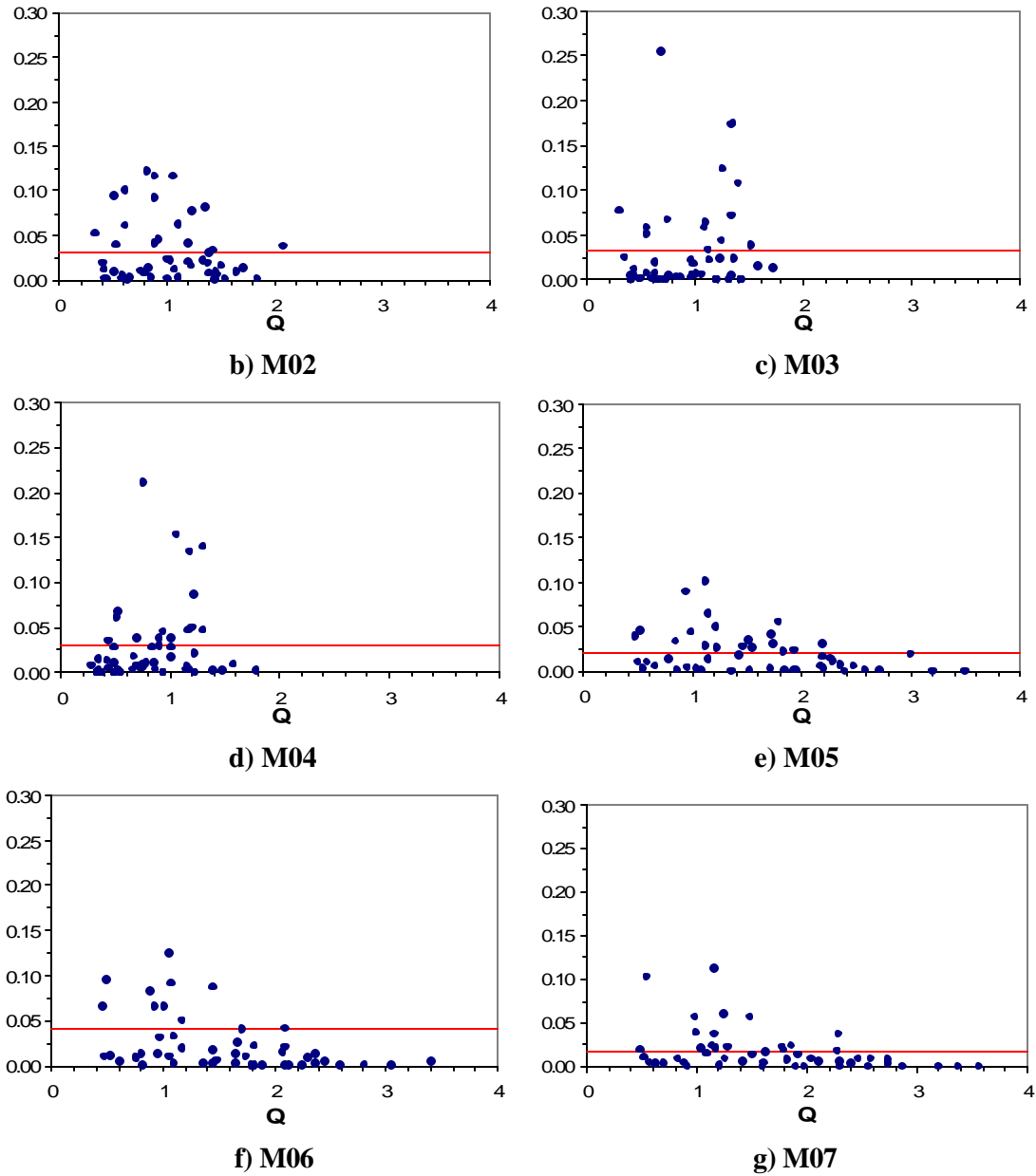


Figura 5.2 Varianza del margen de seguridad  $Z$

Para obtener el índice  $b$  de confiabilidad solo falta obtener la desviación estándar del margen de seguridad zeta,  $s_z$ , el cual se obtiene de la raíz cuadrada de la varianza de  $Z$  (línea continua de la figura 5.2), esto es, la raíz cuadrada de los valores de la constante,  $a$ , de la tabla 5.2.

En la figura 5.3a se muestran las funciones de confiabilidad comparando la función del modelo regular con los casos con disminución de masas; en la figura 5.3b se muestran las funciones de confiabilidad comparando la función del modelo regular con los casos con aumento de masas. Las funciones de confiabilidad se relacionan con la intensidad normalizada  $Q$ .

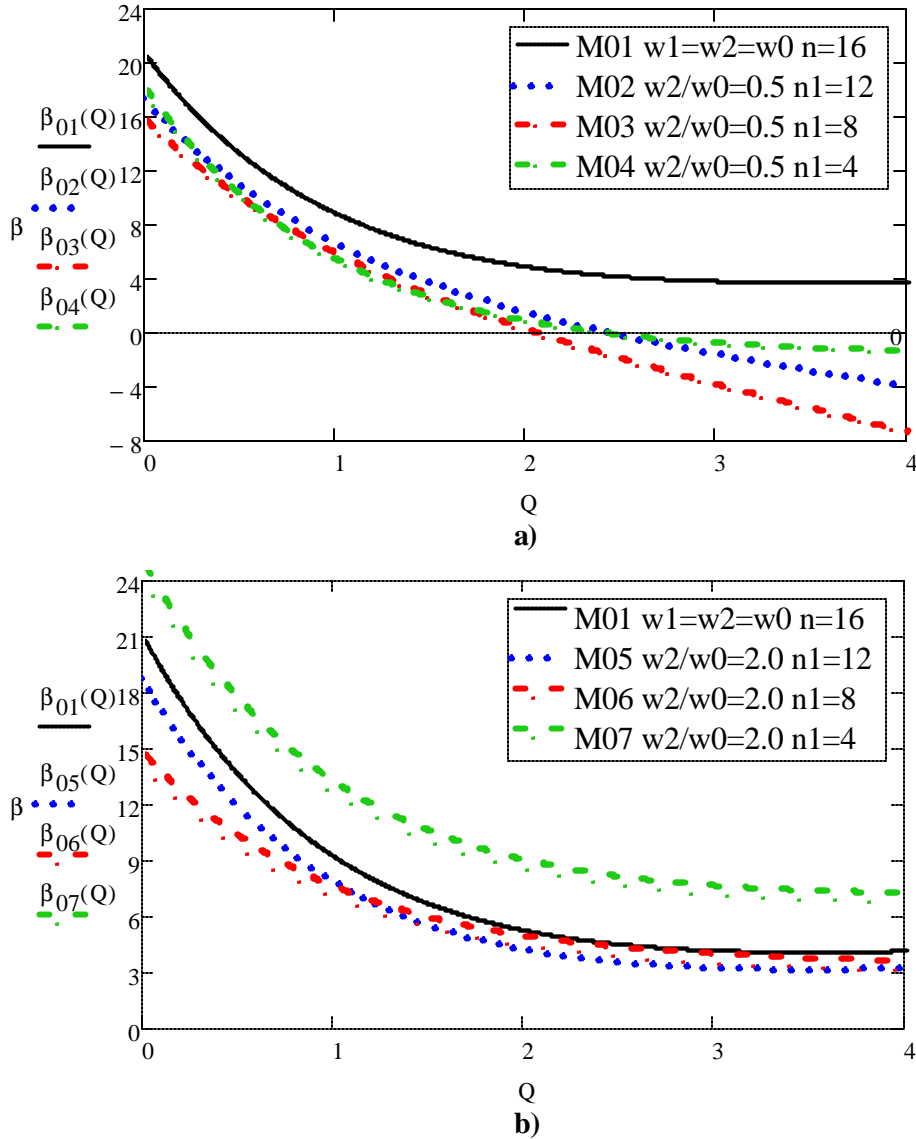


Figura 5.3 Valores de  $b$  como función de la intensidad normalizada  $Q$  de los casos de estudio

Las gráficas anteriores de la intensidad normalizada contra el índice  $b$  de confiabilidad presentan un formato práctico para ser utilizado durante la fase de diseño y revisión estructural. Cabe mencionar que estas gráficas son validas para estructuras que presenten características similares a las de los sistemas estructurales de esta tesis.

Para la fase de revisión estructural se puede considerar un sistema con una demanda de desplazamiento lineal asociada a un periodo de retorno específico que normalizada con la de su correspondiente SSR nos conduzca a un índice de confiabilidad  $b$  y nivel de seguridad específico.

Para poder aplicar las funciones de confiabilidad al diseño sísmico de edificios debemos de considerar otros factores como la probabilidad de falla como función del índice  $b$  de confiabilidad y curvas de peligro sísmico de la zona en cuestión. Montiel *et al.* (2002) proponen un método práctico para el uso de las funciones de confiabilidad en el diseño sísmico de edificios.



## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se estudió la influencia de la variación de masas lo largo de la altura de marcos dúctiles de concreto reforzado de 16 niveles desplantados en zona con periodo fundamental del suelo de 2seg de la ciudad de México, en las funciones de confiabilidad y en los factores de transformación de sistemas simplificados de referencia. Las funciones de confiabilidad se obtuvieron en función del índice  $\beta$  asociado a la intensidad sísmica normalizada. Los factores de transformación se obtuvieron a partir de sistemas de múltiples grados de libertad y de sistemas simplificados de referencia, estos últimos con propiedades obtenidas mediante un análisis de empuje lateral de los SMGL. En los análisis de la respuesta sísmica se consideró la interacción suelo-estructura.

Al evaluar el comportamiento de los casos de estudio ante sismos simulados para la obtención de los factores de transformación y obtención de funciones de confiabilidad se llegó a las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- Los niveles de distorsión global última  $\Psi_c=0.003$  (Tabla 3.4) y ductilidad  $Q=4$  del edificio regular diseñado con base en las NTC-DF-04 están dentro de lo especificado en dichas normas. Por lo tanto, la información obtenida de los análisis de dicho modelo son una referencia adecuada para su comparación con los modelos con irregularidad de masas.
- De los modelos con disminución de masas a lo largo de su altura se observó que desarrollaron distorsiones globales últimas de  $\Psi_c=0.002$  (Tabla 3.4) y ductilidades no mayores a  $Q=2.5$ . El nivel de desempeño estimado en dichos modelos fue menos satisfactorio que el esperado para estructuras regulares diseñadas de acuerdo con las NTC-DF-04. Debido a lo anterior se concluye que las NTC-DF-04 no prevén este comportamiento para dicha irregularidad en las estructuras.
- Debido a que las respuestas de los SSR's de las estructuras mencionadas en el párrafo anterior no presentaron valores de  $Q$  mayores que 2.5, la estimación de respuestas mediante SSR de tales sistemas no es aceptable ni confiable para valores de ductilidad muy superiores a este valor. Los valores del índice de confiabilidad  $\beta$  son menores que para el caso regular, lo cual concuerda con lo observado en la estimación de las respuestas ante sismos simulados.
- En los modelos con aumento de masas a lo largo de la altura se observaron distorsiones globales últimas de  $\Psi_c=0.004$  (Tabla 3.4) y ductilidades de  $Q=4$ . El nivel de desempeño estimado en dichos modelos fue satisfactorio y cumple con niveles adecuados propuestos desde el diseño con base en las NTC-DF-04 para sistemas regulares. Es importante mencionar que en estos casos de irregularidad no se presentó un incremento de las demandas de ductilidad con respecto a las que ocurren en sistemas regulares, por lo que la reducción del factor de comportamiento no lineal establecido en las NTC-DF-04 para sistemas irregulares resulta demasiado conservadora.
- Para dos de los tres casos con aumento de masas, el índice de confiabilidad  $\beta$ , no muestra cambio significativo con respecto al modelo regular, como se observa en la figura 5.3. En el caso M07, en el que se aumentaron las masas en el 75% de los niveles, se observan valores del índice de confiabilidad mayores que los del caso regular, de lo cual se puede concluir que si los proyectos contemplan aumento de masas se obtendrían estimaciones de las respuestas y

comportamiento sísmico adecuados con un margen de seguridad como se establece en las NTC-DF-04.

- El factor de irregularidad que consideran las NTC-DF-04 para estructuras con irregularidad de masas en altura es constante, sin importar la magnitud de dicha variación, lo cual no se observa en los resultados obtenidos. Si se quieren obtener niveles de confiabilidad congruentes con los implícitos para sistemas regulares diseñados de acuerdo con las Normas Técnicas citadas, será necesario proponer factores reductivos debidos a comportamiento no lineal que tomen en cuenta la forma de la distribución de la masa, así como la magnitud de las desviaciones con respecto a la distribución uniforme.
- Es necesario modificar el programa de simulaciones de propiedades estructurales SIMESTRU Alamilla (2001) para considerar la posibilidad de incorporar estructuras con irregularidad en dimensiones y así analizar casos de edificios tipo torre con variación de las dimensiones en planta, a lo largo de la altura.
- Es recomendable aumentar la muestra de registros simulados que tengan variabilidad en sus intensidades y en los periodos en los se presentan las intensidades máximas, para así obtener más puntos y mejores ajustes y por lo tanto funciones de confiabilidad suficientemente precisas para intensidades sísmicas mayores que las cubiertas en este estudio.

## APÉNDICES

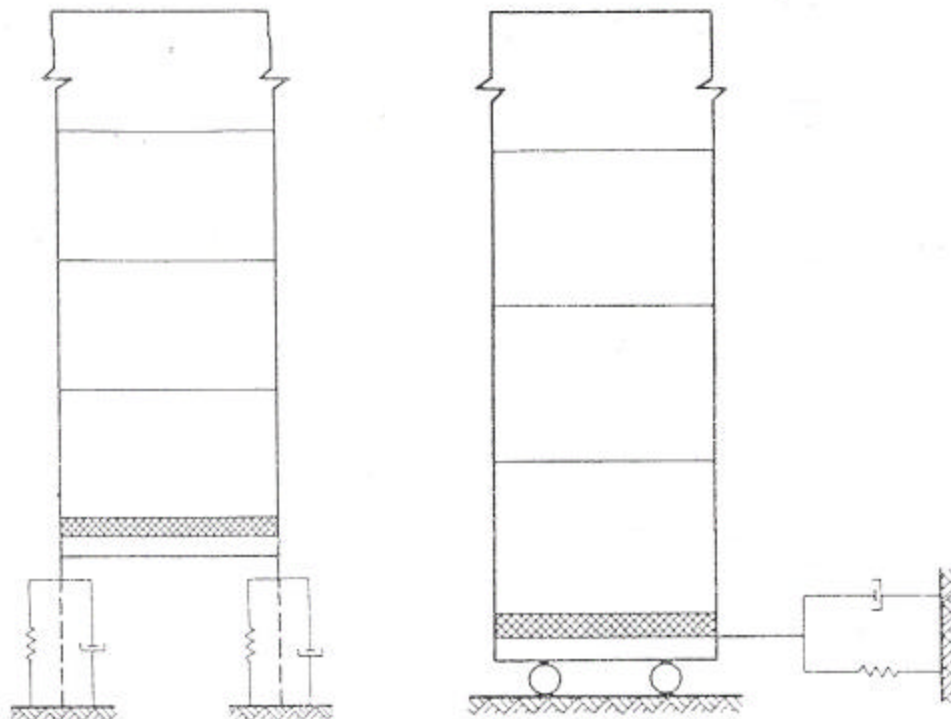
**APÉNDICE A1. Interacción suelo-estructura en análisis dinámico no-lineal paso a paso y obtención de parámetros del piso ficticio para considerarla en el ADEL**

Debido al interés de comprender el papel que pudo jugar la interacción suelo-estructura en los daños ocurridos en los pisos superiores de un gran número de edificios altos en la zona de terreno blando de la ciudad de México durante el temblor del 19 de septiembre de 1985, se ha visto la conveniencia de llevar a cabo un estudio de la influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica inelástica de marcos continuos de varios niveles (Mendoza E., 1991).

Mendoza E. (1991) desarrolló una versión ampliada de DRAIN-2D (Powell, 1973) que tuviera la capacidad de tomar en cuenta los grados de libertad adicionales que se introducen en el análisis sísmico al considerar la interacción suelo-estructura. Esto permite introducir a dicho programa la interacción suelo-estructura en el análisis no-lineal paso a paso de estructuras planas.

El modelo que propone Mendoza E. (1991) considera por separado dos modos de interacción (Esteva y Mendoza, 1989):

- 1) Un modo de traslación representado por una masa, un resorte elástico lineal y un amortiguador viscoso referidos al grado de libertad de desplazamiento horizontal de la base de la estructura.
- 2) Un modo de cabeceo representado por una inercia rotacional, un resorte elástico lineal y un amortiguador viscoso referidos al grado de libertad de rotación de la base de la estructura.

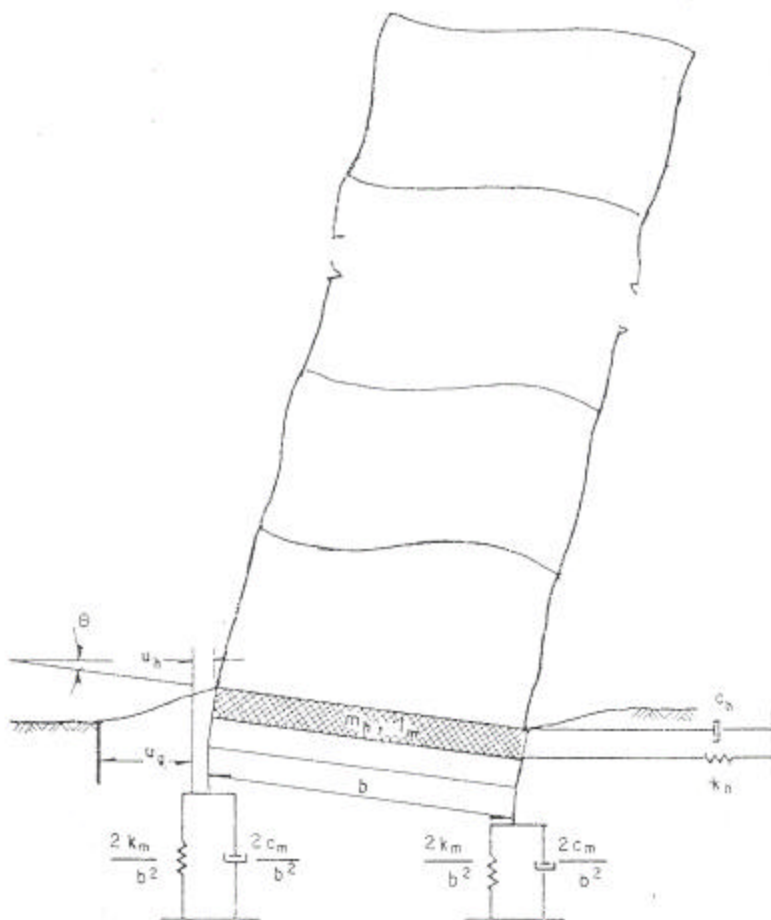


**Figura A1.1 Modelos matemáticos propuestos para los dos grados de libertad adicionales considerados (Mendoza E., 1991)**

Este modelo se ilustra en la figura A1.1. La determinación de los valores de sus parámetros está bastante bien establecida para el caso de cimentaciones superficiales (Dorby y Gazetas, 1986), pero el estado del conocimiento está menos desarrollado para cimentaciones enterradas o piloteadas (Esteva y Mendoza, 1989).

El sistema estructura-cimentación-suelo que considera los grados de libertad a la traslación y al cabeceo de la base de la estructura se ilustra en la figura A1.2.

Se trata de un sistema de marco continuo en el que las masas se suponen concentradas en los nudos del marco. Cada nudo tiene, en general, tres grados de libertad relativos a la base de la estructura (desplazamientos paralelos a los ejes  $X$  y  $Y$  y una rotación al eje  $Z$ ). Los desplazamientos y giros relativos a la base de todos los nudos de la estructura, el desplazamiento horizontal y rotación de la base y el movimiento del terreno en campo libre (sismo) definan completamente la respuesta en el tiempo del sistema de la figura A1.2.



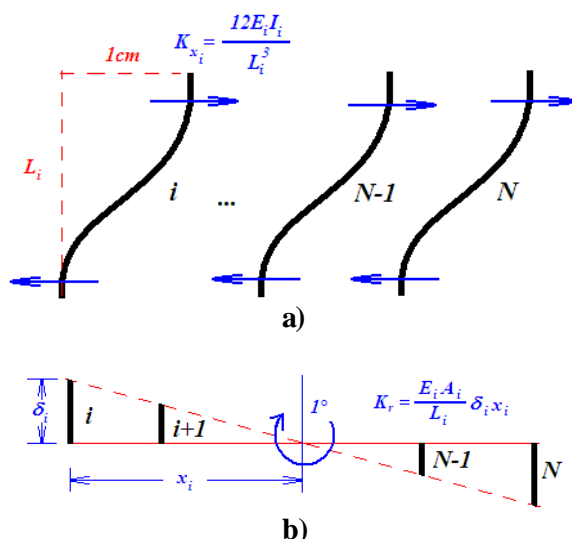
**Figura A1.2 Sistema idealizado estructura-cimentación-suelo (Mendoza E. 1991)**

La figura A1.2 representa un sistema de cortante en que las masas de los entrepisos se consideran concentradas en los niveles de piso, y cada sistema de piso se idealiza como rígido, de tal forma que los desplazamientos laterales de la estructura se deben enteramente a las deformaciones laterales de las columnas (deformaciones de entrepiso); esto corresponde a un grado de libertad por piso. El edificio tiene base rectangular y está desplantado sobre un semiespacio linealmente elástico. Las curvas carga-deformación de los entrepisos (columnas) ante fuerzas cortantes son de tipo elastoplástico.

El sistema se sujeta a un movimiento horizontal del terreno, descrito por la historia de los desplazamientos,  $u(t)$ , o de las aceleraciones  $\ddot{u}(t)$ . Los desplazamientos laterales de los  $n$  pisos y dos desplazamientos de la base (desplazamiento horizontal y cabeceo), en adición al movimiento del terreno en campo libre, definen completamente la respuesta del sistema. Los parámetros de interacción de rigidez,  $K_x$  y  $K_r$ , como de amortiguamiento,  $C_x$  y  $C_r$ , del suelo se obtienen de acuerdo a las NTC para diseño por sismo del Distrito Federal del apéndice A6 tabla A.2.

Otra posible manera incorporar en el análisis no-lineal paso a paso la interacción suelo-estructura es simulando dichos efectos mediante un piso ficticio abajo del nivel del suelo, con traveses muy rígidas y asignando propiedades a sus columnas de manera que sea equivalente al modelo de interacción considerado (Kojic, Trifunac y Anderson, 1984). Sin embargo, este artificio tiene el inconveniente de presentar problemas numéricos debido a la presencia de traveses de rigidez muy grandes en comparación con la de los elementos estructurales reales; además, se tienen problemas para considerar el amortiguamiento propio de la interacción. Es por eso que este artificio no es considerado en los análisis dinámicos no-lineales paso a paso, pero es posible considerarlo en los ADEL, ya que el amortiguamiento de la interacción no es un parámetro que influya en la respuesta de dicho análisis.

En el ADEL se usa un piso ficticio, cuyas traveses son suficientemente rígidas para conservar el sistema de piso rígido en la planta de desplante. Se asignan propiedades de inercia y área (Figura A1.3) a las columnas de dicho piso para considerar la rigidez transversal y de cabeceo del suelo.



**Figura A1.3 Propiedades de las columnas del piso ficticio para considerar la interacción suelo-estructura en el ADEL.**

Para obtener el momento de inercia de cada una de las columnas empleadas para representar la rigidez horizontal de la cimentación se considera la figura A1.3a y la expresión ahí descrita. Donde se obtiene la ecuación A1.1.

$$I = \frac{K_x L^3}{12EN} \tag{A1.1}$$

De la misma forma, para obtener el área,  $A$ , de las columnas del piso ficticio del marco plano en cuestión y representar el efecto de cabeceo de la estructura debido a la interacción suelo-estructura, de la figura A1.3b, se realiza un giro unitario en el centro de rigidez de las columnas, de donde se obtiene la rigidez de la ecuación mostrada en el gráfico para cada columna, donde las variables  $E$ ,

$A$  y  $L$  son consideradas constantes y debido a que  $\tan 1^\circ \approx 1$  podemos tomar la relación  $x_i \approx d_i$ . Tomando finalmente la rigidez de cabeceo del suelo,  $K_r$ , para el marco en cuestión, se obtiene la ecuación A1.2, donde  $x_i$  es la distancia del centro de rigidez de las columnas al eje de la columna  $i$ .

$$A = \frac{K_r L}{E \sum_{i=1}^N x_i^2} \quad (\text{A1.2})$$

### APÉNDICE A2. Obtención de masas para el ADEL considerando la contribución de los modos superiores del SMGL

El patrón de las masas para desarrollar el análisis dinámico de empuje lateral, ADEL, toma en cuenta la contribución de los modos superiores en su determinación. La contribución de cada modo se combina mediante la ecuación general de superposición (A2.1).

$$F = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N F_i I_{ij} F_j} \quad (\text{A2.1})$$

Donde  $F_i$  y  $F_j$  son las fuerzas modales correspondientes a los modos  $i$  y  $j$  y  $I_{ij}$  el coeficiente de correlación modal el cual depende del método de superposición a usar. Para la obtención de masas se usó el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS, por sus siglas en inglés) en donde dicho coeficiente para el caso  $i = j$  toma valor de la unidad y para el caso  $i \neq j$  toma valores de cero. Tomando en cuenta lo anterior la ecuación se reduce a la expresión A2.2

$$F_i = \sqrt{\sum_{j=1}^N F_{ij}^2} \quad (\text{A2.2})$$

Donde el contador  $i$  se refiere a la fuerza cortante en el  $i$ -ésimo entrepiso del edificio debido a la vibración en su  $j$ -ésimo modo.

Para obtener los parámetros de la ecuación A2.2 para los  $N$  modos de vibración del edificio en cuestión, Esteva (2008) en sus apuntes, propone la siguiente expresión:

$$F_{ij} = g_i S_a(T_j) d_{ij} M_i \quad (\text{A2.3})$$

Donde  $g$  es el factor de participación del modo  $j$ ,  $S_a$  es la ordenada del espectro de aceleración de la figura 3.5 asignada al periodo  $T$  del  $j$ -ésimo modo,  $d_{ij}$  es la amplitud de desplazamientos en el  $i$ -ésimo nivel que corresponde al modo  $j$  y finalmente  $M_i$  es la masa del  $i$ -ésimo nivel del edificio.

Con los parámetros anteriores podemos definir las fuerzas,  $F$ , para cada entrepiso para cada modo de vibración de la estructura; sin embargo, el ADEL requiere de dos parámetros esenciales:

- 1) Una distribución de masas que considere la contribución de los  $N$  modos de vibración de la estructura en cuestión y
- 2) Una rampa de aceleración, calibrada para reducir efectos dinámicos en el ADEL, que hará actuar dichas masas para generar fuerzas de empuje lateral.

Por lo tanto, el procedimiento anteriormente descrito, del cual resulta un vector de fuerzas,  $F_i$ , según la expresión A2.2, es útil para obtener un patrón de distribución de masas a lo largo de la altura de la estructura.

De acuerdo con lo anterior, el vector  $F_i$  de la ecuación A2.2, se normaliza a 1.0 en el entrepiso de amplitud máxima para posteriormente multiplicar dicho vector normalizado por un valor de masa media para cada caso de estudio que junto con la rampa de aceleración monótona creciente se pueda desarrollar un análisis dinámico de empuje lateral.

### APÉNDICE A3. Parámetros para la obtención de distorsiones máximas del SSR, $Y_o$

#### a. Contribución de la interacción suelo-estructura en la respuesta máxima del SSR, $r_d$

El desplazamiento en el extremo superior de un SMGL, ante una excitación sísmica, es igual a la suma del que resulta de las deformaciones del sistema más las componentes que se deben al desplazamiento horizontal y de giro de la cimentación con respecto al terreno. Si se requiere desarrollar un SSR orientado a estimar la respuesta del SMGL, dicho sistema simplificado debe ser capaz de representar

- 1) La aportación de la interacción suelo-estructura a la respuesta del sistema detallado y
- 2) Los cambios del periodo fundamental de vibración que se deben a la flexibilidad de la cimentación

El programa de análisis, DRAIN-2D (Powell, 1973), en la versión modificada por Mendoza E. (1991), usado para realizar el ADEL se ha concentrado en determinar la contribución de las deformaciones del sistema estructural al desplazamiento en el extremo superior, por lo que en los resultados que presenta se ha eliminado la aportación de la interacción suelo-estructura a dicho desplazamiento. Esto conduce a un SSR que no posee la rigidez ni el periodo natural representativos de las propiedades del sistema detallado, incluyendo la interacción suelo-estructura. Para superar estas limitaciones necesario hacer el ADEL con las consideraciones del piso ficticio que se mencionan en el apéndice A1 y que la curva de empuje lateral considere la interacción suelo-estructura, lo que conduce a un SSR que posee la rigidez y periodo natural representativos de sistemas detallados con efectos de interacción suelo-estructura.

Si  $u_o$  es la respuesta del SSR, cuya función  $v-u$  se determinó tomando en cuenta la interacción suelo-estructura, entonces, la estimación de la distorsión global del SSR,  $Y_o$ , por medio del sistema que incluye el efecto de interacción suelo-estructura, se obtiene de acuerdo con la siguiente expresión.

$$Y_o = \frac{g u_o r_d r_g}{H} \quad (A3.1)$$

donde

$$r_d = 1 - \frac{d_{ISE}}{d} \quad (A3.2)$$

Donde el parámetro  $d_{ISE}$  representa el desplazamiento de la estructura debido solamente a la interacción suelo-estructura y el factor  $r_d$  descuenta de la respuesta del SSR,  $u_o$ , la contribución de la interacción suelo-estructura a dichos desplazamientos. Lo anterior es con el fin de poder comparar las distorsiones máximas de los SSR con aquellas de los SMGL, ya que estos últimos desplazamientos son obtenidos de un análisis dinámico no-lineal paso a paso realizados con el programa de análisis DRAIN-2D modificado por E. Mendoza (1991) que descuenta, de los desplazamientos finales, el movimiento de cuerpo rígido debido a la interacción suelo-estructura. Por lo tanto, para obtener parámetros de transformación de respuesta de SSR a SMGL es necesario descontar los desplazamientos debidos solamente a la interacción suelo-estructura de las respuestas de los SSR.

La relación entre desplazamientos de la expresión A3.2 se puede calcular como sigue:

$$\frac{d_{ISE}}{d} = \frac{V(d)}{K_{ISE}d} = \frac{V(d)}{K_o d} \left( \left( \frac{T_{ISE}}{T_o} \right)^2 - 1 \right) \quad (A3.3)$$

Mediante el análisis de respuesta del SSR que incluye interacción suelo-estructura, se obtiene  $d$  que es la respuesta máxima ante dicho análisis ( $u_o$ ). Dado  $d$ , se obtiene el cortante asignado a dicho desplazamiento,  $V(d)$ , de la curva carga-deformación ( $v-u$ ) obtenida del análisis de empuje lateral del SSR. Se conocen  $T_{ISE}$  y  $T_o$  que son el periodo de la estructura que considera interacción suelo-estructura y el periodo con base rígida de la estructura, respectivamente. Por último conocemos la rigidez lineal del SMGL sin interacción suelo-estructura,  $K_o$ .

Una vez obtenidos estos parámetros, se aplican en la ecuación A3.3 y el resultado se constituye en la ecuación A3.2, obteniendo  $r_d$  para las  $n$  respuestas de los SSR ante las excitaciones simuladas para cada caso de estudio.

**b. Corrección a la respuesta estimada mediante el SSR, para tomar en cuenta la contribución de modos superiores,  $r_g$**

Las propiedades de los SSR se obtienen de una curva de empuje lateral de un SMGL y de factores correctivos que se aplican a las propiedades de este último. Sin embargo, el SSR representa el periodo fundamental del SMGL, por lo cual, no se podrían obtener estimaciones precisas de los desplazamientos de los SMGL mediante SSR en el caso en que los modos superiores tengan factores de participación mayores al del modo fundamental. El factor  $r_g$  se aplica a la respuesta estimada mediante el SSR, a fin de incluir la contribución de modos superiores en la obtención de la respuesta; esta definido como la relación entre la demanda de desplazamiento lineal que considera la contribución de todos los modos mediante un criterio de superposición modal y la demanda de desplazamiento lineal del primer modo como, se expresa a continuación.

$$r_g = \frac{d_N}{d_1} \quad (A3.4)$$

En esta ecuación, la demanda de desplazamiento lineal del primer modo se define como:

$$d_1 = g_1 \frac{S_{a1}}{w_1^2} j_{N1} \quad (A3.5)$$



y la superposición modal, por el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, de las demandas de desplazamiento lineal del sistema considerando los  $N$  modos de vibración:

$$\mathbf{d}_N = \sqrt{\sum_{i=1}^N \mathbf{d}_{Ni}^2} \quad (\text{A3.6})$$

En la ecuación A3.6,  $\mathbf{d}_{Ni} = \mathbf{g}_i \frac{S_{ai}}{\omega_i^2} \mathbf{j}_{Ni}$ ,  $\mathbf{g}$  es el factor de participación,  $S_a$  la ordenada del espectro de pseudo-aceleración,  $\omega$  la frecuencia y  $\mathbf{j}_N$  la amplitud de desplazamiento en el extremo superior del sistema, todo correspondiente al modo  $i$ -ésimo de vibración.

#### APENDICE A4. Factores correctivos en la estimación de respuestas sísmicas no-lineales de SMGL por medio de SSR

Considérese un sistema de múltiples grados de libertad con las siguientes propiedades:

$M$  = matriz de masa

$K$  = matriz de rigidez

$Z$  = configuración deformada en el análisis de empuje lateral; esta configuración se puede considerar igual a la dominante durante la respuesta sísmica

$V$  = fuerza cortante basal

$X$  = desplazamiento del extremo superior, relativo a la base

$V_y, U_y$  = fuerza cortante basal y desplazamiento del extremo superior, ambos en el instante en que ocurre la fluencia en la curva  $V - U_N$

De igual manera, las propiedades del sistema simplificado equivalente son las siguientes:

$m$  = masa

$k$  = rigidez lateral

$u$  = desplazamiento relativo a la base

$v$  = fuerza cortante

$v_y, u_y$  = fuerza y desplazamiento de fluencia

Además,  $\mathbf{z}$  es la relación del amortiguamiento crítico en ambos sistemas.

Supóngase ahora que la configuración del SMGL se mantiene igual a  $Z$  durante toda la historia de su respuesta sísmica a una aceleración de la base igual a  $\ddot{x}_o(t)$ . Bajo esta hipótesis, la ecuación de movimiento de dicho sistema es la siguiente:

$$M\ddot{X} + 2\mathbf{z}\omega^2 M\dot{X} + K_g(X, \dot{X}) = -M\ddot{x}_o \quad (\text{A4.1})$$

Donde  $g(X, \dot{X})$  es la función de respuesta no-lineal y sea  $X = uZ$ . Premultiplicando por  $Z^T$ , tenemos

$$Z^T M Z \ddot{u} + 2\mathbf{z}\omega^2 Z^T M Z \dot{u} + Z^T K Z g(u, \dot{u}) = -Z^T M \ddot{x}_o \quad (\text{A4.2})$$

Dividiendo ambos miembros de la ecuación entre  $Z^T M Z$  se obtiene:

$$u + 2\mathbf{z}\mathbf{w}^2u + \mathbf{w}^2g(u,u) = -\mathbf{g}x_o \quad (\text{A4.3})$$

Y el primer factor correctivo  $\mathbf{g}$  se define como:

$$\mathbf{g} = \frac{\mathbf{Z}^T \mathbf{M} \mathbf{J}}{\mathbf{Z}^T \mathbf{M} \mathbf{Z}} \quad (\text{A4.4})$$

Donde  $\mathbf{J}$  es un vector formado por componentes iguales a la unidad. Para definir la masa y rigidez de los SSR tenemos que:

$$m = \mathbf{Z}^T \mathbf{M} \mathbf{Z} \quad (\text{A4.5})$$

$$k = \mathbf{Z}^T \mathbf{K} \mathbf{Z} \quad (\text{A4.5})$$

Debido a que, para esta tesis, no se cuenta con la matriz de rigidez  $\mathbf{K}$  que cuente con los parámetros de interacción suelo-estructura, la rigidez del SSR,  $k$ , puede obtener de la siguiente expresión:

$$k = m\mathbf{w}^2 \quad (\text{A4.7})$$

Donde  $\mathbf{w}^2$  es la frecuencia al cuadrado del sistema con interacción suelo-estructura. Si el desplazamiento del SSR,  $u$ , se obtiene de resolver la ecuación A4.3, resulta que  $X = \mathbf{g}u$ ; esto implica que  $U_y = \mathbf{g}u_y$ .

La fuerza cortante en la base del modelo de múltiples grados de libertad vale

$$V = \mathbf{J}^T \mathbf{K} \mathbf{Z} \mathbf{g} u = q \mathbf{g} k u \quad (\text{A4.8})$$

El segundo factor correctivo  $q$  es igual a

$$q = \frac{\mathbf{J}^T \mathbf{K} \mathbf{Z}}{\mathbf{Z}^T \mathbf{K} \mathbf{Z}} \quad (\text{A4.9})$$

La fuerza cortante en el SSR vale  $v = ku$ ; por lo tanto, la relación de cortantes entre el SMGL y el SSR vale  $V/v = q\mathbf{g}$  y esto implica que  $V_y/v_y = q\mathbf{g}$ .

Para obtener el factor correctivo  $q$ , y no se cuente con la matriz de rigidez  $\mathbf{K}$  del SMGL con parámetros de interacción suelo-estructura, podemos obtener dicho factor de la expresión A4.10, que es desarrollada por las relaciones entre desplazamiento y cortante entre SSR y SMGL.

$$q = \frac{V_y}{v_y \mathbf{g}} = \frac{K_l U_y}{k u_y \mathbf{g}} = \frac{K_l u_y \mathbf{g}}{k u_y \mathbf{g}} = \frac{K_l}{k} \quad (\text{A4.10})$$

Donde  $K_l$  es la rigidez lateral lineal del SMGL, la cual se puede obtener mediante el ADEL con interacción suelo-estructura.

**APENDICE A5. Condiciones iniciales de los parámetros de ajuste,  $a_o$ ,  $b_o$ ,  $a$ ,  $b$ ,  $c$  y  $d$  de la ecuación general de ajuste de datos**

La ecuación A5.1 es la ecuación general de ajuste de datos, con la cual se obtienen los valores esperados y varianzas de las diferentes variables que se describen en los incisos siguientes.

$$\begin{aligned} w(Q) &= a_o + b_o Q & (a) \\ w(Q) &= a + bQ + ce^{-dQ} & (b) \end{aligned} \tag{A5.1}$$

La ecuación A5.1a es una recta mientras que la ecuación A5.1b es una combinación de una recta con una curva exponencial. La variable  $w$  representará diferentes variables, en este caso, representa al valor esperado de distorsión del SSR,  $Y_o$ , la relación aleatoria entre la respuesta máxima del SSR y su valor esperado,  $\bar{\alpha}_s$ , y la varianza de dicha variable  $V_{\alpha_s}^2$  que se describen en el inciso a) de esta sección, así como, el factor de transformación de respuesta,  $\mathbf{r}$ , y su varianza  $V_r^2$  que se describe en el inciso b).

La variable  $Q$  es la medida de la intensidad sísmica normalizada, que puede representarse de varias formas, ya sea usando desplazamiento, cortantes u otras variables que representen la intensidad sísmica. En este caso se toma la demanda de desplazamiento de los SSR ante los sismos simulados,  $u_o$ , normalizada con el desplazamiento de fluencia,  $u_y$ , de dicho sistema.

**a. Condiciones de iniciales de parámetros de ajuste para el valor esperado de la distorsión máxima del SSR,  $Y_o$  y de la relación aleatoria,  $\bar{\alpha}_s$ , y su varianza  $V_{\alpha_s}^2$ .**

**• Condiciones para  $Y_o(Q)$**

Sea  $y$  la función  $Y_o(Q)$ , entonces la ecuación A5.1a y b se convierten en:

$$y = a_o + b_o \cdot Q \quad \text{para } Q \leq I \tag{A5.1c}$$

$$y = a + b \cdot Q + c \cdot e^{-d \cdot Q} \quad \text{para } Q > I \tag{A5.1d}$$

**1. La Ecuación A5.1c debe pasar por el origen  $Q=0$ :**

$a_o + b_o \cdot (0)$  solve,  $a_o \rightarrow 0$ , de aquí obtenemos la *primera condición*,  $a_o=0$  y el coeficiente  $b_o$  se obtiene mediante un ajuste por mínimos cuadrados de los datos para valores de  $Q \leq I$ .

**2. Las pendientes de las ecuaciones A5.1c y A5.1d deben ser iguales para  $Q=I$**

a) Derivando ecuación A5.1c con respecto de  $Q$  obtenemos la pendiente

$$\frac{d}{dQ}(a_o + b_o \cdot Q) \rightarrow b_o$$

b) Derivando la ecuación A5.1d con respecto de  $Q$  obtenemos la pendiente

$$\frac{d}{dQ}(a + b \cdot Q + c \cdot e^{-d \cdot Q}) \rightarrow b - c \cdot d \cdot e^{-Q \cdot d}$$

c) Igualando ambas pendientes en el punto  $Q=1$  tenemos:

$$b - c \cdot d \cdot e^{-Q \cdot d} - b_0 \text{ substitute, } Q = 1 \rightarrow b - c \cdot d \cdot e^{-d} - b_0$$

de aquí obtenemos la *segunda condición*,  $b_0 = b - c \cdot d \cdot e^{-d}$  de donde  $b_0$  es conocido.

### 3. Las ecuaciones deben intersectarse en el punto $Q=1$

a) La ordenada de la ecuación A5.1c que corresponde a la abscisa  $Q=1$  es:

$$a_0 + b_0 \cdot (1) \rightarrow a_0 + b_0$$

b) La ordenada de la ecuación A5.1d que corresponde a la abscisa  $Q=1$  es:

$$a + b \cdot (1) + c \cdot e^{-d \cdot (1)} \rightarrow a + b + c \cdot e^{-d}$$

c) Igualando ambas ecuaciones con la misma ordenada en el punto  $Q=1$  y sustituyendo la primera y segunda condición, tenemos:

$$a + c \cdot e^{-d} + c \cdot d \cdot e^{-d} \text{ solve, } a \rightarrow -c \cdot e^{-d} - c \cdot d \cdot e^{-d}$$

de aquí obtenemos la *tercera condición*,  $a = -c \cdot e^{-d} - c \cdot d \cdot e^{-d}$ .

### 4. La pendiente de la ecuación A5.1d no debe ser negativa en ningún punto

La cuarta condición se obtiene al asignar las condiciones  $d > 0$  y  $b > 0$  para que la pendiente no sea negativa en ningún punto de la ecuación.

#### • Condiciones para $\bar{a}_s(Q)$

Sea ahora y la función  $\bar{a}_s(Q)$

#### 1. El valor esperado de la relación aleatoria $a_s$ es igual a la unidad.

Por lo tanto se usa la ecuación A5.1d para obtener su valor esperado para los valores  $Q > 0$ , donde los coeficientes  $b$ ,  $c$  y  $d$  son nulos y el valor del coeficiente  $a$  es igual a la media de los valores de  $a_s$ .

#### Condiciones para $V_{a_s}^2(Q)$

Sea ahora y la función  $V_{a_s}^2(Q)$ .

Esta función se ajusta con la ecuación A5.1d para valores de  $Q > 0$  con las siguientes condiciones

#### 1. La ecuación A5.1d debe tener ordenada nula en $Q=1$

a) Sustituyendo  $Q=1$  en la ecuación A5.1d y despejando la variable  $a$  tenemos:

$$a + b \cdot 1 + c \cdot e^{-d \cdot 1} \rightarrow a + b + c \cdot e^{-d} \text{ donde obtenemos la } \textit{primera condición}, a + b + c \cdot e^{-d} = 0.$$

**2. La pendiente de la ecuación A5.1d debe ser nula en  $Q=1$**

a) Derivando la ecuación A5.1d con respecto de  $Q$  obtenemos su pendiente

$$\frac{d}{dQ}(a + b \cdot Q + c \cdot e^{-d \cdot Q}) \rightarrow b - c \cdot d \cdot e^{-Q \cdot d}$$

b) La derivada debe ser igual a cero para  $Q=1$

$$b - c \cdot d \cdot e^{-Q \cdot d} \text{ substitute, } Q = 1 \rightarrow b - c \cdot d \cdot e^{-d} \quad \text{donde obtenemos la segunda condición } b - cde^{-d} = 0.$$

**b. Condiciones de iniciales de parámetros de ajuste para el valor esperado del factor de transformación de respuesta,  $r$  y su varianza  $V_r^2$ .**

• **Condiciones para  $r(Q)$**

Sea ahora y la función  $r(Q)$

Esta función se ajusta con la ecuación A5.1d para valores de  $Q > 0$  con las siguientes condiciones

**1. La pendiente de la ecuación A5.1d debe ser nula en  $Q=0$**

a) Derivando la ecuación A5.1d con respecto a  $Q$  obtenemos su pendiente

$$\frac{d}{dQ}(a + b \cdot Q + c \cdot e^{-d \cdot Q}) \rightarrow b - c \cdot d \cdot e^{-Q \cdot d}$$

b) La derivada debe ser igual a cero para  $Q=0$

$$b - c \cdot d \cdot e^{-Q \cdot d} \text{ substitute, } Q = 0 \rightarrow b - c \cdot d \quad \text{donde obtenemos la primera condición } b - cd = 0.$$

**2. La ecuación A5.1d debe tener ordenada al origen mayor que cero y/o igual a la unidad**

a) La ecuación A5.1d debe tener valor positivo en  $Q=0$

$$a + b \cdot (0) + c \cdot e^{-d \cdot (0)} \rightarrow a + c \quad \text{donde obtenemos la segunda condición } a + c > 0$$

b) La ecuación A5.1d debe pasar por el punto (0,1)

$$a + b \cdot (0) + c \cdot e^{-d \cdot (0)} \rightarrow a + c \quad \text{donde obtenemos la tercera condición } a + c = 1$$

• **Condiciones para  $V_r^2(Q)$**

Sea ahora y la función  $V_r^2(Q)$

**El valor esperado de la relación aleatoria  $V_r^2$  es igual a una constante.**

Por lo tanto se usa la ecuación A5.1d para obtener su valor esperado para los valores  $Q > 0$ , donde los coeficientes  $b$ ,  $c$  y  $d$  son nulos y el valor del coeficiente  $a$  es igual a la media de los

valores de  $\left(\frac{r}{R} - 1\right)^2$ .

**BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS**

Alamilla J. (2001), "Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad de estructuras aporticadas", Tesis Doctoral, División de Estudios de Posgrado, UNAM.

Alamilla J., Esteva L., García-Pérez J., Díaz-López O. (2001a), "Evolutionary properties of stochastic models of earthquake accelerograms: their dependence on magnitude and distance", *Journal of Seismology*, Vol. 5, pp. 1-21.

Arias A. (1970), "A measure of earthquake intensity", R J. Hansen Ed, *Seismic design for nuclear power plants*, MIT Press, Cambridge, Massachusetts, pp. 438-483.

Bertero V.V. (1997), *Earthquake Engineering Online Archive*©, William G. Godden (Vol. 4) Collection, University of California en Berkeley.

Bojórquez E., Diaz M.A., Ruiz S.E. y García-Jarque F.E. (2007), "Confiabilidad sísmica de varios edificios (cuatro a diez niveles) localizados en el suelo blando de la ciudad de México, diseñados con el RCDF-2004" *Revista de Ingeniería Sísmica* No. 76 1-27.

Campos-Arias D. y Esteva L. (1997), "Modelo de comportamiento histerético y de daño para vigas de concreto reforzado", XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Ver. México, pp. 567-573.

Cornell C.A. (1969), "A probability-based structural code", *ACI Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 66, No. 12.

Díaz-Alcántara J.L. (2008), "Criterios de aceptación para el diseño sísmico por desempeño y confiabilidad de edificios de concreto reforzado, con piso suave en planta baja, desplantados en suelos blandos de la Ciudad de México", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, UNAM.

Dorby R. y Gazetas G. (1986), "Dynamic response of arbitrarily shaped foundations", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 112, No. 2, February.

Esteva L. (1968), "Bases para la formulación de decisiones de diseño sísmico", Tesis Doctoral, División de estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Esteva L. y Ruiz S.E. (1989), "Seismic failure rates of multistory frames", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 115, No. 2, pp. 268-284, February.

Esteva L. (2001), "Diseño sísmico basado en desempeño: tendencias y retos", *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 63, pp. 35-54.

Esteva L., Díaz-López O. y García-Pérez J. (2001), "Reliability functions for earthquake resistant design", *Reliability Engineering and System Safety*, Vol. 73, pp 239-262.

Esteva L., Díaz-López O., García-Pérez J., Sierra G., Ismael E. y Fernández M.A. (2001a), “Indicadores de desempeño para el desarrollo y aplicación de criterios óptimos de diseño sísmico”, Informe de investigación elaborado para el gobierno del Distrito Federal, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Esteva L., Díaz-López O., García-Pérez J., Sierra G., e Ismael E. (2000), “Bases para establecer normas de diseño sísmico con criterios de desempeño para construcciones en el Valle de México”, informe del Instituto de Ingeniería al Gobierno del Distrito Federal.

Esteva L. (2002), “Retos para el establecimiento de criterios óptimos para diseño sísmico basado en desempeño”, VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, SMIS.

Esteva L. (2006), “Retos para el establecimiento de criterios óptimos para el diseño sísmico basado en desempeño”, VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Cuernavaca, Morelos, México.

Esteva L. y Mendoza E. (1989), “Influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica inelástica de edificios”, Instituto de Ingeniería UNAM.

Hart G (1982), “Uncertainty analysis, loads and safety in structural engineering”, Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.

Ismael E. y Esteva L. (2006), “A hybrid method for simulating strong ground motions records”, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Suiza, Septiembre, pp. 1265, CD-ROM.

Kojic S., Trifunac M. y Anderson J. (1984), “A postearthquake response analysis on the Imperial County Services Building in El Centro, Department of Civil Engineering, University of Southern California, Los Angeles, December.

López-López L.A. (2008), “Comportamiento histerético de elementos de concreto reforzado: su influencia en la confiabilidad sísmica de edificios”, Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, UNAM.

Ma S.M., Bertero V.V. y Popov EP. (1976), “Experimental and analytical studies on the hysteretic behavior of reinforced concrete rectangular and T-beams”, Earthquake Engineering Research Center, Report No. EERC 76-2, Universidad de California, Berkeley.

Mander J. (1984), “Seismic design of bridge piers”, Report 84-2, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Nueva Zelanda.

Mander J.B., Priestley M.J.N. y Park R. (1988), “Theoretical stress-strain model for confined concrete” ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, Agosto, pp. 1804-1825.

Meli R. (1976), "Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Serie azul del Instituto de Ingeniería, UNAM. No. 375, Junio, pp. 137-157.

Meli R. y Mendoza C.J. (1991), "Reglas de verificación de calidad del concreto", Revista de Ingeniería LXI, México.

Mendoza C.J. (1984), "Propiedades mecánicas de los concretos fabricados en el Distrito Federal", Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Mendoza C.J. (1991), "Evaluación de la resistencia del concreto en la estructura por medio del ensaye de corazones", Revista de Construcción y Tecnología, IMCYC, Vol. III, No. 34, Marzo, pp. 6-11.

Mendoza E. (1991), "Programa de computadora para el análisis sísmico inelástico de marcos planos con interacción suelo-estructura", Instituto de Ingeniería UNAM.

Mirza S.A. y McGregor J.G. (1979a), "Variability in dimensions of reinforced concrete members", ASCE Journal of Structural Division, Vol. 105, No. ST4, Abril, pp. 751-766.

Mirza, S.A. y McGregor J.G. (1979b), "Variability of mechanical properties of reinforcing bars", ASCE Journal of Structural Division, Vol. 105, No. ST5, Mayo, pp. 921-937.

Montiel M.A., Palacios J., Aparicio J.L., Ruiz S.E. y Granados R. (2002), "Evaluación de la confiabilidad sísmica de marcos", Memorias, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puebla, CD-ROM.

Ordaz M., Arboleda J. y Singh S.K. (1995), "A scheme of random summation of an empirical Green's function to estimate ground motions from future large earthquakes", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 85, No. 6, pp. 1635-1647.

Park Y-J y Ang A.H-S (1984), "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 110, pp 722-739.

Pier J. y Cornell A. (1973), "Spatial and temporal variability of live loads", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 99, No. ST5, Mayo, pp 903-922.

Powell G.H. (1973), "Drain-2D user's guide", Report No. EERC 73-22, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley.

Qi X. y Moehle J.P. (1991), "Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes", Report No. UCB/EERC-91/02, University of California at Berkeley.



Rangel J.G. (2007), “Funciones de confiabilidad sísmica de sistemas estructurales con elementos disipadores de energía, Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Rodríguez M. y Botero J.C. (1996), “Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México”, Serie azul del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 575, Enero.

Scribner C.F. y Wight J.K. (1978), “Delaying shear strength decay in reinforced concrete flexural members and large load reversals”, Report No. UMEE 78R2, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Michigan.

SEAOC (1995), Structural Engineers Association of California, Performance Based Seismic Engineering of Buildings, informe final del Comité VISION 2000, Vols. 1 y 2.

Sampayo A, Ruiz S.E., Soriano A., Vazquez J.M., Cervantes G. (2001), “Cargas vivas máximas para salones de clase”, Serie azul del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 621, Abril.

Scott B.D., Park R. y Priestley M.N.J. (1997), “Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops of low and high strain rates”, ACI Journal, 79-2, pp. 13-27.

Soriano A y Ruiz S.E. (1997), “Análisis teórico de cargas vivas en edificios”, Serie azul del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 586, Febrero.

Townsend W.H. y Hanson R.D. (1977), “Reinforced concrete connection hysteresis loops”, Publication ACI SP53-13, pp. 351-370.

Uzumeri S.M. (1977), “Strength and ductility of cast-in-place beam-column joints”, Publication ACI SP53-13, pp. 283-350.

Wang M.L. y Shah S.P. (1987), “Reinforced concrete hysteresis model based on the damage concept”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 15, pp. 993-1003.