



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

FUNCIONES DE CONFIABILIDAD SÍSMICA EN EDIFICIOS CON MUROS DE CORTANTE

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 :

YASSER PICAZO GAMA

TUTOR:

DR. LUIS ESTEVA MARABOTO



MÉXICO D.F., MARZO 2008

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Roberto Meli Piralla

Secretario: Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez

Vocal: Dr. Luis Esteva Maraboto

1^{er}. Suplente: Dr. Orlando Javier Díaz López

2^{do}. Suplente: Dr. Jaime García Pérez

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. LUIS ESTEVA MARABOTO

*A Jehová Dios, quien me ha dado
la vida y la salud.*

*A mis padres, y de manera especial a mi
madre, quien con valor y humildad me
ha enseñado a seguir siempre adelante.*

*Honra a tu padre y a tu madre, como Jehová tu
Dios te ha mandado, para que sean
prolongados tus días, y para que te vaya bien
sobre la tierra que Jehová tu Dios te da.*

Éxodo 20:12

Agradecimientos:

- A mi maestro y director de tesis el Dr. Luis Esteva Maraboto por haberme brindado el conocimiento y apoyo necesario para poder llevar a cabo el presente estudio, así como también de su enseñanza recibida en trabajo y disciplina siempre inseparable de los valores humanos.
- A mis sinodales, Dr. Roberto Meli Piralla, Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez, Dr. Orlando Javier Díaz López y Dr. Jaime García Pérez, por sus comentarios y observaciones valiosas a este trabajo.
- Al M.I. Miguel Ángel Guzmán Barriga y al Dr. Ulises Mena Hernández por la ayuda y la dirección que de ellos recibí.
- A toda mi familia a quien le debo mi esfuerzo y trabajo por haberme ayudado en cada momento de necesidad.
- A mis amigos que compartieron conmigo momentos buenos y difíciles durante todo el tiempo de mis estudios, y por haberme brindado incondicionalmente su amistad.
- Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología y al Instituto de Ingeniería por la beca otorgada a lo largo de mis estudios.

CONTENIDO

DEDICATORIA	<i>i</i>
AGRADECIMIENTOS	<i>ii</i>
CONTENIDO	<i>iii</i>
RESUMEN	v
ABSTRACT	v
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Alcances y limitaciones	2
1.3 Objetivos	3
2. MARCO TEÓRICO	4
2.1 Diseño sísmico basado en desempeño	4
2.2 Sistemas duales	5
2.2.1 Comportamiento de marcos y muros estructurales	5
2.2.2 Resistencia a flexión y corte en secciones de muros	7
2.2.2.1 Capacidad dúctil	9
2.2.2.2 Confinamiento	11
2.2.2.3 Cantidad de refuerzo confinante para muros dúctiles	12
2.2.2.4 Cantidad de refuerzo debido a fuerza cortante	12
2.2.3 Criterios para el diseño de muros estructurales de acuerdo con el RCDF	13
2.3 Análisis y manejo de incertidumbres	14
2.4 Simulación de sistemas estructurales	22
2.5 Comportamiento histerético y de daño	24
2.6 Excitación sísmica	27
2.7 Análisis basado en confiabilidad	28
2.7.1 Confiabilidad de sistemas estructurales en términos del índice de reducción de rigidez secante	30
2.7.2 Confiabilidad de sistemas estructurales en términos del margen de seguridad de distorsión global	31
2.8 Metodología General	33
3. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MODELOS ESTUDIADOS	36
3.1 Análisis y diseño estructural	36
3.1.1 Diseño de muros estructurales	37
3.1.2 Configuración geométrica de los sistemas diseñados	38
3.2 Interacción suelo-estructura	39
3.3 Análisis estático incremental no lineal Pushover	42
3.4 Análisis dinámico no lineal Paso a Paso	43
4. ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD	45
4.1 Primer y segundo momentos estadísticos de Z	45
4.1.1 Influencia del número de valores de Z_F en la determinación de la confiabilidad	47
4.1.2 Funciones de confiabilidad sísmica en términos del índice de reducción de rigidez secante $D(y)$	48
4.1.3 Determinación de la probabilidad anual de falla v_F	50
4.2 Determinación de las propiedades dinámicas de los sistemas simplificados de referencia	53

4.3	Análisis de incertidumbre para la estimación de la respuesta sísmica usando sistemas simplificados de referencia	54
4.3.1	Factores de transformación de respuestas	54
4.3.1.1	Estimación del factor α_s	54
4.3.1.2	Estimación del factor ρ	56
4.3.1.3	Estimación del factor ρ_i	58
4.3.2	Funciones de confiabilidad sísmica en términos del margen de seguridad de distorsión global	62
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	64
5.1	Conclusiones	64
5.2	Recomendaciones	65
	APÉNDICE	67
A.1	Interacción suelo-estructura	67
A.2	Análisis de la capacidad dúctil de muros estructurales de CR	69
A.3	Relaciones entre respuestas sísmicas de sistemas detallados y las de sistemas simplificados referencia	72
A.3.1	Primer planteamiento	72
A.3.2	Segundo planteamiento	73
A.3.3	Contribución de la interacción suelo-estructura a los desplazamientos laterales del SSR	73
A.3.4	Estimación de distorsiones en el sistema detallado	74
	REFERENCIAS	75

RESUMEN

En este trabajo de investigación se realizó un estudio de análisis de confiabilidad de sistemas duales con el objetivo de determinar funciones de confiabilidad, probabilidades anuales de falla y factores de transformación que permitan estimar la respuesta sísmica de sistemas complejos de una forma simple y confiable. El diseño de los sistemas duales fue realizado con base en el reglamento de construcciones de la ciudad de México (RCDF, 2004).

El análisis de confiabilidad de los sistemas duales se efectuó mediante dos procedimientos: el primero describe el uso del índice de reducción de rigidez secante $D(y)$, el cual toma en cuenta la degradación de rigidez y resistencia global de la estructura para una intensidad y asociada; el segundo relaciona la respuesta de modelos detallados (MD) y la de sistemas simplificados de referencia (SSR) por medio de una función de configuración lateral obtenida de un análisis Pushover y de un conjunto de factores de transformación, estos últimos toman en cuenta las incertidumbres debidas a la estimación de la respuesta del SSR. Con base en los dos criterios de análisis mencionados, fueron comparados los resultados de sus respectivas funciones de confiabilidad y tasas de falla, para establecer las ventajas que se obtuvieron de su uso.

Dado que en las normas de diseño sísmico se establece implícitamente un valor de la probabilidad anual de falla ν_F , al emplear criterios para determinar la respuesta sísmica de sistemas estructurales y espectros de diseño sísmico asociados a un periodo de recurrencia dado; es de interés, para la práctica del diseño estructural, establecer en sistemas estructurales comúnmente construidos, el nivel de seguridad o el nivel de riesgo aceptado que se tendría si se presentara una demanda sísmica de intensidad y .

ABSTRACT

In this research work was accomplished a reliability analysis study of dual systems in order to determine reliability functions, failure annual probabilities and transformation factors that allow estimate the seismic response of complex systems in a form simple and reliable. The design of dual systems was accomplished according to specified in the México City regulations (RCDF, 2004).

Reliability analysis of dual systems was carried out in accordance with two procedures: the first one describes the use of a global damage indicator called secant stiffness reduction index $D(y)$. Here, is it considered the system's global strength and stiffness reduction for a associated intensity y ; the second one relates the response of detailed models (DM) and the simplified reference systems (SRS) by means of a lateral configuration function obtained from Pushover analysis and a set of transformation factors, these latter account the uncertainties due to estimate of the SRS's response. Base in these two criteria of the mentioned analysis, the results were compared of its respective reliability functions and failure rates to establish the advantages that were obtained from its use.

Because of in the codes of seismic design is established a failure annual probability value ν_F , throughout use of criteria to determine the seismic response of the structural systems and seismic design spectra associated with given return intervals; it's of interest to establish for structural systems commonly constructed in the practice of structural design, the accepted reliability level or the risk level that one of them would has for a seismic demand of intensity y .

1. INTRODUCCIÓN

Las normas de diseño sísmico establecen por una parte, espectros de diseño asociados con periodos de recurrencia dados y por otra, criterios para determinar la respuesta sísmica, los elementos mecánicos en los miembros estructurales y los valores nominales de sus resistencias. Además, establecen los factores de seguridad (factores de carga y factores reductivos de resistencia) que habrán de emplearse para verificar la condición de diseño. Del proceso anterior resulta una construcción que tendrá una probabilidad anual de falla (o tasa de falla) igual a ν_F , en general bastante menor al recíproco del periodo de recurrencia del temblor de diseño. Nos interesa obtener valores implícitos de ν_F en las normas mexicanas de diseño sísmico para diversos tipos de edificios.

Los modelos a estudiar serán estructuras a base de sistemas duales o híbridos con diferentes características geométricas y mecánicas, tomando en cuenta sus incertidumbres asociadas; para estos modelos se obtendrán funciones de confiabilidad que definen la capacidad resistente en términos de la intensidad sísmica y de su correspondiente nivel de confiabilidad.

El análisis sísmico de confiabilidad (en estructuras con comportamiento no-lineal) se realizará por dos procedimientos: el primero describe el uso del índice de reducción de rigidez secante $D(y)$ definido por Díaz-López y Esteva (2006), en el que se considera la degradación de rigidez y resistencia global de la estructura para una intensidad y asociada; el segundo relaciona la respuesta de modelos detallados (MD) y la de sistemas simplificados de referencia (SSR), éstos últimos caracterizados por curvas que relacionan cortante basal y desplazamiento en la punta, además de un conjunto de configuraciones de respuesta lateral que son determinísticamente relacionados con la amplitud de esa deflexión (Esteva et al, 2002). Con base en los dos criterios de análisis mencionados, se comparan los resultados de sus respectivas funciones de confiabilidad y tasas de falla, para establecer las ventajas que se obtienen de su uso.

1.1 ANTECEDENTES

El diseño sismo-resistente de sistemas de múltiples grados de libertad (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. Debido a que una estructura es diseñada para admitir un cierto nivel de daño mediante la generación de articulaciones plásticas en sus miembros principales, es de importancia que éstos, puedan asegurarse con la

resistencia suficiente y el detallado especial, para permitir la disipación de energía con el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas. Por lo indicado anteriormente, el detallado estructural de los miembros toma especial importancia en sistemas duales, ya que si el factor de seguridad ante fuerza cortante no es suficientemente elevado en comparación con el correspondiente a la capacidad de fluencia ante combinación de flexión y carga axial, podría ocurrir una falla frágil antes de que el muro sea capaz de suministrar la resistencia requerida para la disipación de energía.

Los sistemas duales de concreto estructural permiten controlar o disminuir las distorsiones sísmicas, así como aumentar la disipación de energía; es por ello que su uso es recomendable en edificios de más de quince niveles (especialmente en la ciudad de México, debido a las condiciones del subsuelo). De acuerdo con Fintel (1995), el uso de muros de cortante en edificios en los últimos 30 años, ha permitido mejorar su comportamiento sísmico, al reducir las distorsiones de entrepiso. En los edificios con este tipo de miembros de rigidez, el comportamiento estructural ha sido adecuado, sufriendo daños reparables o conservando la seguridad de vida de los ocupantes, mientras que en edificios a base de marcos el nivel de daños ha sido severo, incluyendo casos de colapso.

En la práctica de la ingeniería es necesario expresar, mediante indicadores adecuados, la relación entre la respuesta estructural y la capacidad del sistema, con el objetivo de poder controlar el nivel de seguridad. 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 sistemas simplificados de un grado de libertad y las configuraciones de deformación lateral que resultan de un análisis estático incremental no-lineal (Pushover). 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 simplificados y las que se obtendrían empleando modelos refinados. Tales relaciones se emplean para obtener funciones de confiabilidad sísmica de los sistemas de interés, las cuales sirven de base para establecer criterios prácticos de diseño que conduzcan a soluciones óptimas para el ciclo esperado de vida del sistema.

Diversas estructuras de diez niveles de altura a base de marcos y muros, fueron analizadas por Ismael (2003) para estudios de optimización, por medio de un vector α que representa las propiedades mecánicas del sistema. Los valores de este vector minimizan una función objetivo, empleando como variables de control el periodo y la resistencia, respectivamente T y c , y expresando la confiabilidad en términos del margen de seguridad de la distorsión global del sistema. Dichas estructuras se supusieron desplantadas sobre terreno firme; por ello es importante desarrollar estudios similares para estructuras desplantadas sobre suelo blando, característico de amplias zonas de la ciudad de México.

1.2 ALCANCES Y LIMITACIONES

En el presente trabajo de investigación se lleva a cabo un análisis de confiabilidad para sistemas compuestos de marcos y muros estructurales, diseñados por medio del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal "RCDF" y de sus Normas Técnicas Complementarias respectivas (NTC), con una geometría regular en las dos direcciones ortogonales y a lo largo de su altura, despreciando los efectos de torsión y considerando la interacción suelo-estructura. Los sistemas se suponen desplantados sobre una formación de arcilla altamente compresible, similar al sitio SCT (Zona IIIb) de la ciudad de México.

Por medio de dos criterios se realiza el análisis de confiabilidad: en el primero se introduce el uso del índice de reducción de rigidez secante (Díaz-López, Esteva 2006) que considera que el sistema falla cuando los valores efectivos de las rigideces laterales del sistema son infinitamente pequeños. En el segundo se estima la respuesta no-lineal de SMGL por medio de SSR y de factores de transformación de respuesta, haciendo uso de un análisis estático incremental no-lineal y de sus configuraciones de

respuesta lateral, para obtener por medio del índice de Cornell “ β ” la confiabilidad del sistema, empleando como factor de seguridad la relación entre la capacidad de deformación del sistema y la correspondiente demanda asociada a su respuesta sísmica dinámica.

En este trabajo se determinan las probabilidades anuales de falla para estructuras de CR a base de marcos y muros, implícitas al diseñar de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Esto es importante, entre otros conceptos, para poder comparar los niveles de seguridad que se alcanzan con las normas mexicanas y con las que se obtienen en otros países (en particular Estados Unidos) al aplicar sus normas.

1.3 OBJETIVOS

Objetivo general

- Formular un marco de referencia para desarrollar estudios sobre los niveles de seguridad ante sismos implícitos en las normas mexicanas de diseño sísmico para sistemas estructurales híbridos, considerando las incertidumbres más significativas en las propiedades de sus elementos principales y tomando en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura. Los resultados obtenidos del análisis de confiabilidad serán utilizados en futuros trabajos de investigación con el objetivo de establecer normas y reglamentos con metas establecidas de confiabilidad, pero empleando formatos convencionales de diseño sísmico.

Objetivos particulares

- Diseñar estructuras de concreto reforzado a base de marcos y muros estructurales de acuerdo con el RCDF y de sus correspondientes NTC, para un tipo de suelo altamente compresible, ubicadas en el sitio SCT correspondiente a la zona IIIb.
- Incorporar la incertidumbre de las propiedades mecánicas y geométricas de los elementos que componen al sistema estructural mediante un proceso de simulación por el método Monte Carlo (Alamilla, 2001), a partir de modelos detallados en donde todas las propiedades nominales de marcos y muros son agrupadas convenientemente dentro de un único marco y un único muro en voladizo.
- Determinar la probabilidad anual de falla ν_F , en sistemas duales con propiedades simuladas. Para esto, el análisis de confiabilidad es desarrollado de acuerdo con dos criterios: En el primero, a través de un índice de daño global $D(y)$ de la estructura (para una intensidad asociada a su ordenada espectral de pseudo aceleraciones, para el periodo fundamental de la estructura), y en el segundo, mediante el uso de un sistema simplificado de referencia (SSR) y de factores de transformación de respuestas.

2. MARCO TEÓRICO

2.1 DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO

La normativa del diseño sísmico en México ha empleado ideas y prácticas novedosas para alcanzar los niveles deseados de desempeño ante las demandas de respuestas probables de las estructuras. Así, el RCDF incluye factores de importancia, análisis estático y dinámico, limitación de desplazamientos laterales de las estructuras, obligatoriedad del uso de coeficientes mayores en la zona del lago y factores de reducción por ductilidad.

El enfoque del diseño sísmico basado en desempeño tiene su primera aplicación materializada en el código europeo para estructuras de concreto (CEB, 1970). Este enfoque ha sido difundido y aplicado por los ingenieros de la práctica; los criterios de diseño se expresan en términos del daño esperado en la estructura y de su funcionalidad ante sismos con un periodo de retorno específico (que es el inverso de la tasa de excedencia de la demanda) para un sitio dado.

Los niveles de desempeño se definen generalmente en cuatro niveles: Operación Completa, Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Colapso Incipiente, donde a cada uno de ellos le corresponde un periodo de retorno de 43, 72, 475 y 970 años respectivamente. De acuerdo con una probabilidad de ser excedida durante la vida útil de una estructura, la intensidad sísmica para cada estado límite puede describirse por los términos: Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro.

Para satisfacer los diversos objetivos de desempeño, las características más importantes de la estructura, como su rigidez, amortiguamiento, resistencia y capacidad de deformación se deben definir explícitamente en función de los requerimientos de cada uno de los niveles de desempeño. En las normas emitidas por la SEAOC (1999), se define el comportamiento de las estructuras ordinarias para los cuatro niveles de desempeño como:

Operación completa: 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.

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

Seguridad de Vida: 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.

Los criterios por desempeño han proporcionado importantes progresos en el diseño sísmico, como: el uso de los desplazamientos como mejores indicadores de desempeño, saber la condición en que va a quedar una estructura después de sismos que ocurren con frecuencias dadas, saber que satisfacer el estado límite de colapso no lleva a satisfacer todos los demás y el señalamiento de las limitaciones del uso del factor de importancia.

Para las aplicaciones en la práctica de la ingeniería, los niveles de desempeño mencionados anteriormente 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 (Qi y Moehle, 1991) y las distorsiones laterales.

A fin de reconocer en forma explícita el nivel de comportamiento no lineal, estos indicadores se sustituyen por las demandas de ductilidad, tanto globales como locales. Las primeras se asocian con la relación entre la fuerza cortante en la base del sistema y el desplazamiento relativo de su extremo superior con respecto a dicha base. Para marcos de edificios, las segundas pueden referirse a las relaciones entre momento y curvatura en las secciones críticas de miembros sujetos a flexión o a las relaciones entre fuerza cortante y desplazamiento relativo de entrepiso. 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 (Esteva et al, 2001; Park y Ang, 1984; Wang y Shah, 1987).

2.2 SISTEMAS DUALES

La utilidad de los muros estructurales en los edificios ha sido ampliamente reconocida. Cuando los muros son colocados en posiciones ventajosas en un edificio, pueden asegurar una adecuada resistencia lateral del sistema, a la vez que cumplen con otros requerimientos funcionales. Para edificios con más de quince niveles los muros estructurales pueden convertirse en un requisito, desde el punto de vista de economía y de control de deflexión lateral.

2.2.1 Comportamiento de marcos y muros estructurales

En el diseño por capacidad de estructuras sismo-resistentes, se selecciona un conjunto de elementos del sistema primario resistente a fuerza lateral, que son diseñados y detallados para la disipación de energía bajo deformaciones severas impuestas. Entre estos elementos se encuentran los muros estructurales dúctiles, los cuales con su uso, pueden dar mayor capacidad de deformación al sistema si se les proporciona un diferencial de resistencia adecuado en sus zonas críticas contra la acción de la flexión inelástica y la falla por cortante.

Los sistemas duales pueden combinar las ventajas de los elementos que los integran. Marcos dúctiles interactuando con muros pueden proveer de una cantidad significativa de disipación de energía, cuando se requiere, particularmente en los entrepisos superiores de un edificio.

Bajo la acción de fuerzas laterales, un marco se deformará primeramente en un modo de cortante, mientras que un muro se comportará como un voladizo vertical con deformaciones dominantes en flexión, como se muestra en las figuras 2.1b y 2.1c. La compatibilidad de deformaciones requiere que marcos y muros sustenten en cada nivel esencialmente desplazamientos laterales idénticos, como se muestra en la figura 2.1d. Debido a ello, el modo de deformación de cada elemento (figuras 2.1b y 2.1c) se modifica, de manera que marcos y muros comparten resistencia de fuerzas cortantes de entrepiso en los pisos inferiores pero tienden a oponerse en los niveles superiores. El modo de distribución de la resistencia a fuerzas laterales entre muros y marcos es fuertemente influenciado por las características de la respuesta dinámica.

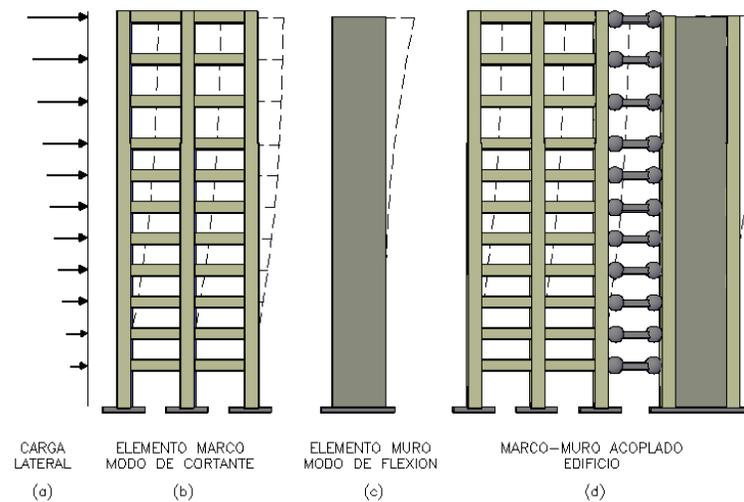


Fig 2.1. Configuración de deformación para sistemas duales CR (adaptada de Paulay & Priestley, 1992)

Estudios de comportamiento de sistemas duales elásticos por los autores Paulay & Priestley (1992) muestran que en niveles superiores de entrepiso todos los muros llegan a ser menos efectivos, y sus contribuciones al momento resistente a media altura del edificio llegan a ser despreciables; por lo tanto el momento resistente es tomado por los marcos. En dichos niveles los marcos son requeridos para resistir momentos de volteo más grandes que el total producido por las fuerzas laterales externas.

La ocurrencia de mecanismos de falla frágil o aquellos con ductilidad limitada no deben permitirse. Esto se logra por el establecimiento de una jerarquía en los mecanismos de falla, usando procedimientos de diseño por capacidad y por el detallado apropiado de las articulaciones plásticas. La principal fuente de disipación de energía de un muro debe ser la fluencia del refuerzo por flexión en las regiones de articulación plástica, normalmente en la base del muro.

Los modos de falla a prevenir son aquellos debidos a tensión diagonal o compresión diagonal causada por corte, inestabilidad de secciones delgadas de muro o del refuerzo longitudinal a compresión (este último sucede cuando ante cargas cíclicas reversibles, la fuerza a compresión aplicada en el muro sólo es resistida por el acero vertical, además de que dicha fuerza no coincide con el centroide del acero vertical), cortante por deslizamiento a lo largo de juntas constructivas y falla por corte o de amarre a lo largo de anclajes.

2.2.2 Resistencia a flexión y corte en muros

Los muros de cortante como elementos primarios de un sistema deben ser diseñados y detallados para cada modo de falla que pueda presentarse ante una excitación sísmica. Para establecer un comportamiento dúctil de la estructura (evitando modos de falla frágil, dando un diferencial adecuado de resistencia) es necesario evaluar la capacidad de aquellas secciones que serán posibles puntos importantes de disipación de energía.

A continuación se presentan expresiones para analizar la resistencia a flexo compresión de un muro (Paulay & Priestley, 1992); en éstas se considera que la profundidad del eje neutro c se encuentra en la zona de las columnas, lo cual no siempre es cierto, y por ello, ésta se debe de determinar a partir de un análisis de capacidad de la sección; por ejemplo, en la sección 2.2.2.1 de este trabajo se describe un procedimiento de análisis por medio de elementos finitos, el cual ha sido empleado para determinar la capacidad dúctil de las secciones de los muros que conforman a los sistemas estructurales de estudio; además, en dichas expresiones se considera una convención de signos para el equilibrio de las fuerzas resultantes en la sección del muro, diferente a la usual, esto es, con signo negativo a las fuerzas en tensión, y con signo positivo a las de compresión.

Por equilibrio de fuerzas (ver fig. 2.2c):

$$C + \sum_{j=1}^n A_{sj} f_{sj} = P_i \quad (2.1)$$

Aquí, $C = \alpha f'_c ab$ denota la resultante de fuerza dada por la resistencia a compresión del concreto, A_{sj} y f_{sj} , son el área del acero de refuerzo longitudinal y el valor del esfuerzo de fluencia, en la j -ésima varilla, respectivamente.

Momento de equilibrio expresado con respecto al eje neutro

$$M_i = C \left(c - \frac{a}{2} \right) + \sum_{j=1}^n A_{sj} f_{sj} (c - x_j) + P_i \left(\frac{h}{2} - c \right) \quad (2.2)$$

Por compatibilidad de deformaciones

$$\varepsilon_{sj} = \varepsilon_{cu} \frac{c - x_j}{c} \quad (2.3)$$

En la ecuación 2.1 el valor de la resultante de fuerza C es dado por la resistencia a compresión del concreto en un área definida por el ancho b de la sección y por $a = \beta c$. De la figura 2.2c se aprecia que si la profundidad del eje neutro c cae dentro del alma del muro, la fuerza resultante de compresión C no estará en la profundidad media del bloque rectangular de esfuerzos a compresión, por ello se deben hacer las correcciones necesarias.

Bajo acciones de cargas gravitacionales y cargas sísmicas, los elementos de concreto inevitablemente sufren agrietamiento; por lo tanto, la capacidad a corte en marcos y muros estructurales debe ser suministrada por suficiente refuerzo a cortante. Para controlar fallas por tensión o compresión diagonal en secciones de concreto se emplean modelos bien establecidos de mecanismos de corte. Modelos de armadura formados por cuerdas a tensión de refuerzo a flexo tensión y puntales de concreto a

compresión suministran la resistencia a corte adicional a la que provee el concreto simple. Para evaluar dicha resistencia, se presentan las siguientes expresiones (Paulay & Priestley, 1992):

Por conveniencia en el diseño tradicional, la resistencia a cortante es comúnmente cuantificada en términos de un esfuerzo cortante nominal v_i definido como

$$v_i = V_i / b_i d \quad (2.4)$$

En la ecuación 2.4 V_i es la resistencia a cortante requerida en una sección particular del miembro, b_i es la separación vertical del refuerzo longitudinal en el alma del muro (ver figura 2.2b), y d la profundidad efectiva; aquí, v_i debe tomarse solo como un índice de medida de la magnitud de la fuerza cortante relativa a la sección transversal del miembro.

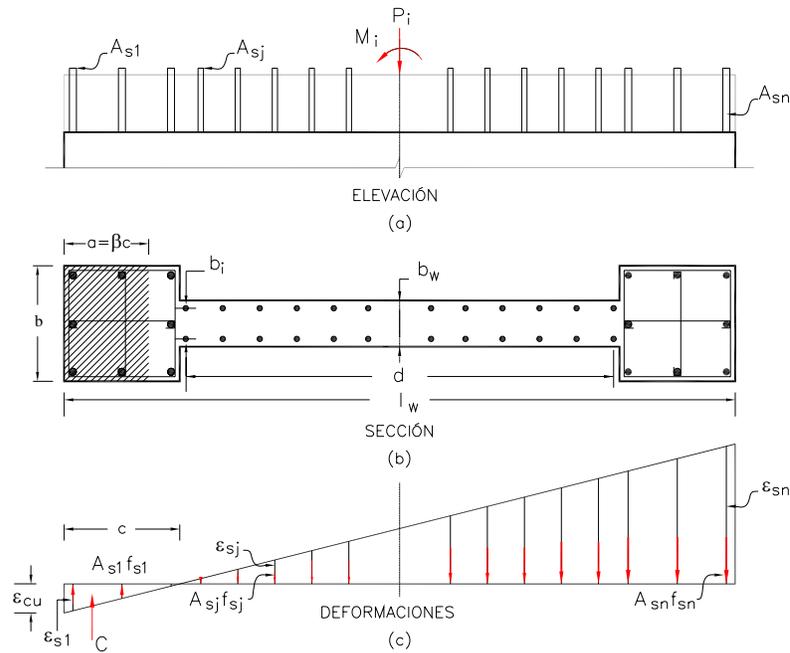


Fig 2.2. Equilibrio de muro en la resistencia a flexo compresión

En las ecuaciones 2.5a y 2.5b se presentan las limitaciones que deben imponerse a v_i , para que no ocurra la falla por compresión diagonal prematura antes del inicio de la fluencia del refuerzo de cortante; para secciones en general y en regiones de articulación plástica de vigas, columnas y muros se tiene, respectivamente:

$$v_i \leq 0.2f'_c \leq 6 ; v_i \leq 0.16f'_c \leq 6 \quad [Mpa] \quad (2.5a,b)$$

La resistencia a cortante en una sección de un miembro es obtenida de

$$V_i = V_c + V_s \quad (2.6)$$

Aquí, $V_c = v_c b_w d$ es la contribución del concreto a la resistencia a cortante, y V_s es la contribución del refuerzo a cortante.

La contribución del concreto v_c a la resistencia a cortante, expresada en términos del esfuerzo cortante nominal, puede ser tomada de las ecuaciones 2.7a y 2.7b para secciones en general y en regiones de articulación plástica de muros estructurales como:

$$v_c = 0.27\sqrt{f'_c} + P_u/4A_g \quad ; \quad v_c = 0.6\sqrt{P_u/A_g} \quad [Mpa] \quad (2.7a,b)$$

Para evitar la falla por cortante resultante de la tensión diagonal, el refuerzo por cortante es suministrado generalmente en la forma de estribos, colocados en ángulos rectos a los ejes de un miembro, para resistir la diferencia entre la fuerza cortante total V_i y la contribución del concreto V_c ; consecuentemente, el área de un conjunto de estribos A_v con espaciamiento s a lo largo de un miembro es:

$$A_v \geq \frac{(v_i - v_c)b_w s}{f_y} \quad (2.8)$$

La contribución del refuerzo por cortante a la resistencia total de corte V_i , basado en modelos de armadura con puntales diagonales a 45°, es de la forma

$$V_s = A_v f_y (d/s) \quad (2.9)$$

2.2.2.1 Capacidad dúctil

Criterio 1: Compatibilidad de deformación en el acero y el concreto

La fuente más común y deseable de deformación estructural inelástica es la producida por rotaciones en articulaciones plásticas. Por tanto, es conveniente relacionar las rotaciones de secciones por unidad de longitud (curvatura) causadas por momentos flexionantes. La ductilidad correspondiente a la curvatura máxima puede expresarse como:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (2.10)$$

Donde ϕ_u es el valor esperado de la curvatura máxima que puede alcanzarse, y ϕ_y es la curvatura de fluencia. Para la mayoría de las secciones de muros rectangulares y simétricos, la profundidad a compresión es pequeña, debido a una carga axial y a cantidades de refuerzo por flexión relativamente bajas. Para este tipo de secciones de muro una revisión simple y conservadora puede ser hecha para estimar la máxima profundidad de la zona a compresión c , que permitiría desarrollar la curvatura deseable. La curvatura de fluencia ϕ_y de la sección de un muro puede ser aproximada por (Paulay & Priestley, 1992)

$$\phi_y = 1.33(\varepsilon_y + \varepsilon_{cc})/l_w \quad (2.11)$$

Aquí l_w es el ancho del muro (ver figura 2.2), ε_y es la deformación de fluencia del acero en la fibra extrema del muro y ε_{cc} es la deformación elástica de compresión del concreto desarrollada simultáneamente en el borde opuesto del muro. Para el propósito de una aproximación que

generalmente sobrestimaré la curvatura de fluencia, se puede suponer que $\varepsilon_y = 0.002$ y $\varepsilon_{cc} = 0.0005$. Para este caso, $\phi_y = 0.0033/l_w$. En la misma ecuación, el factor de 1.33 representa el valor inverso de la relación $M'_i/M_i = 0.75$, la cual es definida, a partir de realizar un ajuste bilineal en el diagrama Momento vs Curvatura, como el que se muestra en la figura 2.3. En ésta, M_i es el valor máximo del momento flexionante obtenido en la curva de ajuste, y M'_i es el valor correspondiente al 75 por ciento de dicho momento; por lo anterior, se puede afirmar que $\phi_y = 1.33\phi'_y$.

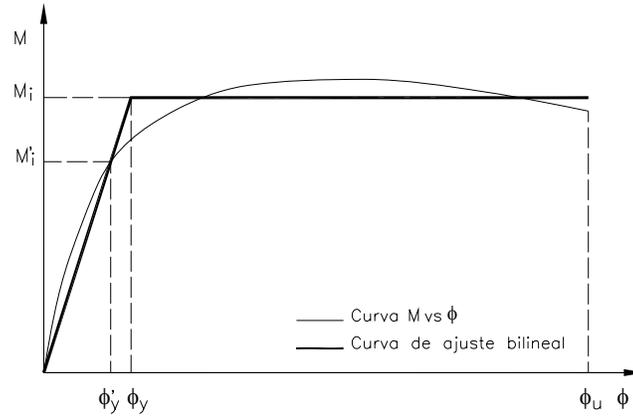


Fig 2.3. Diagrama Momento vs Curvatura

Para relacionar la ductilidad de curvatura μ_ϕ a la demanda μ_Δ de ductilidad de desplazamiento asociada, la cual es supuesta al seleccionar el factor apropiado de reducción de fuerzas (por ejemplo, Q para el RCDF), la información de la figura 1.4 del apéndice A.2 proporciona para las cantidades de $A_r = h_w/l_w \leq 6$ y $\mu_\Delta \leq 5$, un valor aproximado de $\mu_\phi \approx 13$. En las relaciones anteriores, h_w es la altura total del muro. Estos intervalos de valores para A_r y μ_Δ , abarcan cantidades mayores que las encontradas en la gran mayoría de los casos prácticos. Por lo anterior, la curvatura última de fluencia de un muro puede ser calculada como $\phi_u = 13 \cdot 0.0033/l_w = 0.043/l_w$; para $\varepsilon_c = 0.004$, tenemos

$$\phi_u = \frac{0.004}{c_c} = \frac{0.043}{l_w} \quad (2.12)$$

En esta ecuación, c_c es la profundidad de la zona a compresión que no requiere elementos de refuerzo, y ε_c es la deformación máxima que el concreto no-confinado puede resistir, sin que éste llegue al aplastamiento.

$$c_c \approx \frac{l_w}{10} \quad (2.13)$$

Criterio 2: Análisis por elementos finitos usando el programa BIAX

El programa BIAX (Wallace, 1989) se emplea para calcular la capacidad de las secciones de concreto estructural en ambas direcciones ortogonales, ante carga monotónica, por medio de una malla de discretización de elementos rectangulares; en el cual se especifican las propiedades mecánicas y geométricas de los materiales. La sección, previamente diseñada, es analizada para un cierto nivel de carga axial, el cual definirá los valores de ϕ_y , ϕ_u y c . En muros con niveles de carga axial importantes, la capacidad resistente a flexo compresión y la rigidez inicial, medidas a partir de la curva

$M - \phi$, aumentan significativamente; sin embargo, existe una reducción en su capacidad de deformación ante cargas laterales. El modelo de comportamiento utilizado para concreto confinado fue de acuerdo con el modelo de Kent y Park modificado, usando anillos rectangulares como elementos confinantes. En el Apéndice A.2 de este trabajo se presenta un ejemplo donde se analiza la capacidad dúctil de un muro compuesto por cabezales a partir de un sistema dual con una relación de esbeltez de muro $A_r = 10.16$, empleando los dos criterios mencionados anteriormente para determinar la profundidad de deformación a compresión crítica, i.e. para cuando $c > c_c$, y definir así la cantidad de refuerzo en elementos de borde que permitan alcanzar las demandas de ductilidad de desplazamiento requeridas al diseñar una estructura con un factor de comportamiento sísmico, Q o R .

2.2.2.2 Confinamiento

Una cierta región a compresión de la sección de un muro necesitará confinamiento, si la profundidad del eje neutro calculado c es mayor que el valor crítico c_c . El suministro del refuerzo confinante de la región a compresión, en la zona de articulación plástica potencial de un muro, debe ser definido de acuerdo con la relación del área de concreto por confinar y la cantidad de anillos por utilizarse. El área de confinamiento puede ser definida con el precepto de que el concreto sin confinar no puede ser capaz de mantener deformaciones mayores que 0.004.

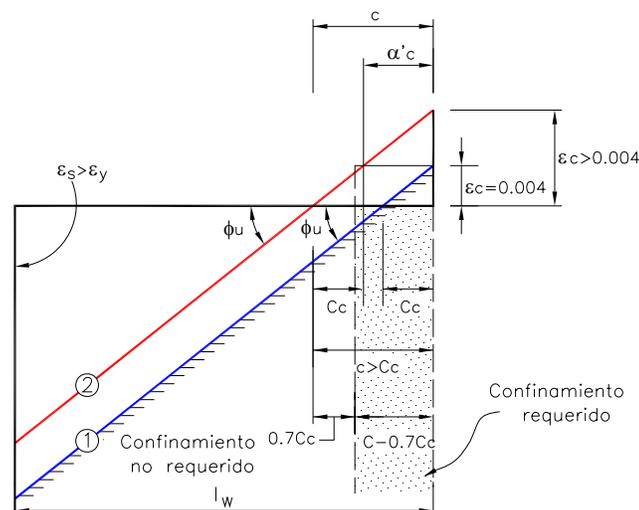


Fig 2.4. Perfiles de deformación para secciones de muros (adaptada de Paulay & Priestley, 1992)

El perfil de deformación (1) de la fig. 2.4 indica la curvatura última ϕ_u , que se necesita para permitir una ductilidad de desplazamiento estimada μ_Δ , y ser sostenida cuando la deformación teórica del concreto en la fibra extrema a compresión alcanza 0.004. Para lograr la misma curvatura última en el muro cuando la profundidad del eje neutro c es mayor, como se muestra en el perfil de deformación (2) de la fig 2.4, la longitud de sección sujeta a deformaciones de compresión más grandes que 0.004 llega a ser $\alpha'c_c$, siendo ésta la longitud que debe ser confinada.

De la geometría mostrada en la figura 2.4, $\alpha' = 1 - c_c/c$. Sin embargo, conviene ser conservadores con la interpretación de la relación simple de curvatura y ductilidad, dada por la ecuación 2.13, y por lo mostrado en el esquema de la figura 2.4. Esto es porque durante la carga cíclica reversible la profundidad del eje neutro tiende a incrementarse, debido a la reducción gradual de la contribución del recubrimiento del concreto y del núcleo confinado a la resistencia a compresión. Por ello, se propone que la longitud de la sección del muro que debe confinarse no sea menor que αc , donde

$$\alpha = (1 - 0.7 c_c/c) \geq 0.5 \quad \text{siempre que } c_c/c < 1 \quad (2.14)$$

2.2.2.3 Cantidad del refuerzo confinante para muros dúctiles

El alma del muro necesitará refuerzo confinante cuando la profundidad del eje neutro c sea mayor que el valor crítico c_c . En la figura 2.5b se muestra la longitud mínima a confinar; esto es αc , con la cantidad de acero transversal dada por la ecuación

$$A_{sh} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} sb \quad (2.15)$$

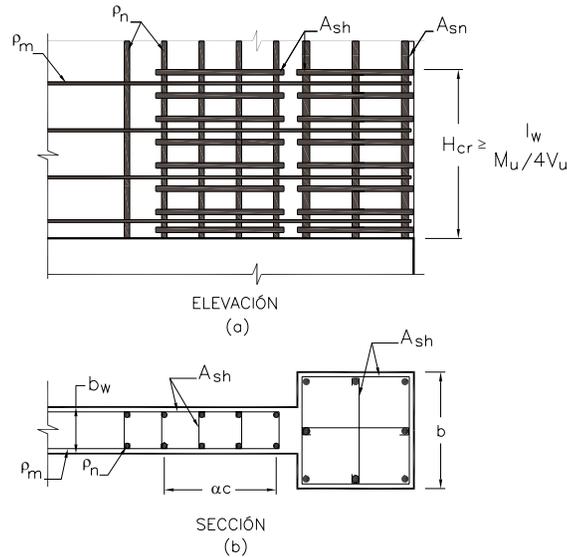


Fig 2.5. Cantidad de refuerzo confinante (adaptada de Paulay & Priestley, 1992)

En la cual A_g es el área bruta que será confinada de la sección del muro, A_c es el área del núcleo confinado dentro del área A_g , con espaciamiento vertical s , el cual no excederá seis veces el diámetro de la barra vertical que será confinada; b es el ancho del núcleo del elemento a flexo compresión, normal al refuerzo con área A_{sh} , y esfuerzo de fluencia f_{yh} (RCDF, 2004).

En columnas de núcleo rectangular la suma de áreas de estribos y grapas, A_{sh} , en cada dirección de la sección de la columna no será menor que la obtenida a partir de las ecuaciones 2.15 y 2.16.

$$A_{sh} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yh}} sb \quad (2.16)$$

2.2.2.4 Cantidad de refuerzo debido a fuerza cortante

La fuerza cortante que toma el acero en el alma del muro (RCDF, 2004) se determinará a partir de la cuantía de refuerzo paralelo a la dirección de la fuerza cortante de diseño, ρ_m , expresado como

$$\rho_m = \frac{V_u - V_{CR}}{F_R f_y A_g} \quad (2.17)$$

y a la del refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño, ρ_n , con

$$\rho_n = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_m - 0.0025) \quad (2.18)$$

En las ecuaciones anteriores, F_R es un factor de resistencia, y h_w es la altura total del muro de cortante.

Para determinar la fuerza cortante que toma el concreto en muros con $h_w/l_w \geq 2$, se emplearán las ecuaciones 2.19a y 2.19b, para $\rho < 0.015$ y $\rho \geq 0.015$ respectivamente:

$$V_{CR} = 0.3b_w d(0.2 + 20\rho)\sqrt{f'_c} ; V_{CR} = 0.16F_R b_w d\sqrt{f'_c} \quad [Mpa] \quad (2.19a,b)$$

Aquí, b_w denota el espesor del muro.

2.2.3 Criterios para el diseño de muros estructurales de acuerdo con el RCDF

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004), establece condiciones de diseño ante cargas verticales axiales y fuerzas horizontales sobre el plano de muros estructurales (que han sido debidamente protegidos contra la falla por inestabilidad), dentro de sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto “NTCCEC”. En muros sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas, se considerará para cargas concentradas, como ancho efectivo una longitud igual a la de contacto más cuatro veces el espesor del muro, pero no mayor que la distancia centro a centro entre cargas. Además la resultante de la carga vertical de diseño deberá quedar dentro del tercio medio del espesor del muro y su magnitud no excederá de $0.3f'_c A_g$.

Para muros cuya principal función sea resistir fuerzas horizontales en su plano, se cumplirá con cargas verticales menores que $0.3f'_c A_g$, con relación l_w/t no mayor de 70 (donde t es el espesor del muro). Si actúan cargas verticales mayores, la relación l_w/t debe limitarse a 40. El espesor de los muros no será menor de 130 mm; tampoco será menor que 0.06 veces la altura no restringida lateralmente, a menos que se realice un análisis de pandeo lateral de los bordes del muro.

En el diseño sísmico de estructuras con muros, donde éstos resistan al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales y con los requisitos de elementos de borde además de diseñar los marcos dúctilmente, se usará un factor de comportamiento sísmico $Q = 3$. Si los muros estructurales no cumplen con los requisitos para elementos extremos, se considerará $Q = 2$.

En muros en que $h_w/l_w \geq 2$, se considerará al momento flexionante de diseño a lo largo de H_{cr} , (altura mínima de elementos de borde en el muro, mostrada en la figura 2.5a) con un valor constante e igual al momento último M_u , obtenido del análisis en la base del muro. La resistencia a flexión o flexo compresión de muros se puede calcular similarmente a las columnas, tal como se especifica en la sección 2.2.2 de este trabajo.

2.3 ANÁLISIS Y MANEJO DE INCERTIDUMBRES

La respuesta estructural de SMGL es afectada por incertidumbres en las propiedades mecánicas y geométricas de los elementos estructurales, así como por las excitaciones externas a las que están sujetas. Por medio de modelos probabilistas en que se tomen en cuenta las incertidumbres de las propiedades estructurales, se generarán estructuras simuladas por medio del método Monte Carlo. Estos modelos para el análisis de incertidumbres son:

a. Carga viva en edificios

De manera análoga a modelos analíticos del comportamiento estructural, los modelos probabilísticos que definen las incertidumbres del comportamiento de cargas vivas pueden ayudar a la eficiente colección, análisis e interpretación de datos observados; ellos amplían la utilidad de experimentos (inspección de cargas) haciendo esto posible al realizar predicciones en cuanto a las cargas y sus efectos sobre tipos de edificios no observados en un conjunto de datos.

Peir y Cornell (1973) propusieron un modelo probabilista de carga viva $w(x, y)$ sostenida en un punto con coordenadas horizontales x, y , sobre un piso dado, tal como se muestra en la ecuación 2.20.

$$w(x, y) = m + \gamma_b + \gamma_f + \varepsilon(x, y) \quad (2.20)$$

Aquí m , representa la carga viva media para la población de estructuras con el mismo tipo de ocupación. γ_b y γ_f son variables aleatorias independientes con media cero, la primera toma en cuenta la variabilidad de la intensidad de la carga de un edificio a otro, y la segunda, de un piso a otro dentro de un mismo edificio. $\varepsilon(x, y)$ es una variable aleatoria independiente de las anteriores, con media cero, que representa la variación espacial de la intensidad de la carga sobre un piso, en un mismo edificio. Además esta variable es función de las coordenadas horizontales x, y .

Por tanto, la esperanza $E[\cdot]$ y la covarianza $cov[\cdot, \cdot]$ del modelo de carga viva w en dos sitios (x_0, y_0) y (x_1, y_1) , sobre un mismo piso están dadas por las ecuaciones 2.21 y 2.22, donde σ_b^2 y σ_f^2 son las varianzas de γ_b y γ_f , respectivamente.

$$E[w(x, y)] = m \quad (2.21)$$

$$cov[w(x_0, y_0), w(x_1, y_1)] = \sigma_b^2 + \sigma_f^2 + cov[\varepsilon(x_0, y_0), \varepsilon(x_1, y_1)] \quad (2.22)$$

donde el último término de la ecuación 2.22 se puede expresar de la siguiente manera

$$cov[\varepsilon(x_0, y_0), \varepsilon(x_1, y_1)] = \sigma_{sp}^2 e^{-r^2/d} \quad (2.23)$$

En la ecuación 2.23, σ_{sp}^2 representa la varianza de ε , d es una constante estimada y r es la distancia horizontal entre dos puntos (x_0, y_0) y (x_1, y_1) . Si dos puntos (x_0, y_0) y (x_2, y_2) , están localizados en diferentes pisos, un nuevo factor debe ser introducido, ρ_c , el cual representa el coeficiente de correlación de las intensidades de carga en diferentes pisos. Esta correlación conocida como el “efecto de apilar”, representa la misma forma de cargar los pisos por los inquilinos. Aunque ρ_c puede ser dependiente al número de pisos entre los dos puntos, éste se considera constante por simplicidad. Colocando dicho factor en la ecuación 2.23, tenemos

$$\text{cov}[\varepsilon(x_0, y_0), \varepsilon(x_2, y_2)] = \rho_c \sigma^2_{sp} e^{-r^2/d} \quad (2.24)$$

Para representar el modelo de carga viva w sobre un área rectangular, en términos de carga unitaria por unidad de área, $U(A)$, se integra sobre el área rectangular para obtener su carga total, y se divide entre dicha área de integración. De esta forma, su esperanza $E[\cdot]$ y varianza $\text{var}[\cdot]$ en un mismo piso, son dadas por las ecuaciones:

$$E[U(A)] = m \quad (2.25)$$

$$\text{var}[U(A)] = \sigma^2_b + \sigma^2_f + \sigma^2_U \frac{K(A)}{A} \quad (2.26)$$

donde

$$\sigma^2_U = \pi d \sigma^2_{sp} \quad (2.27)$$

$$K(A) = \left[\text{erf} \left(\sqrt{\frac{A}{d}} - \sqrt{\frac{d}{A\pi}} (1 - e^{-A/d}) \right) \right]^2 \quad (2.28)$$

$$\text{erf}(z) = \frac{2}{\pi} \int_0^z e^{-t^2} dt \quad (2.29)$$

Considerando que la carga unitaria proviene de dos pisos diferentes con área rectangular común A , las ecuaciones 2.25 y 2.26 se pueden expandir para un número n de pisos; de esta manera su esperanza y varianza están dadas por:

$$E[U(A_n)] = m \quad (2.30)$$

$$\text{var}[U(A_n)] = \sigma^2_b + \frac{\sigma^2_f}{n} + \frac{\sigma^2_U K(A)}{nA} + \rho_c \left(\frac{n-1}{n} \right) \frac{\sigma^2_{sp} K(A)}{A} \quad (2.31)$$

Los parámetros del modelo de carga unitaria $\sigma^2_b + \sigma^2_f$, σ^2_{sp} , d , y ρ_c , σ^2_b pueden ser estimados por medio del ajuste de datos reales de los coeficientes de variación $\sqrt{\text{var}[U(A)]}/m$ contra A , y $\sqrt{\text{var}[U(A_n)]}/m$ contra n , respectivamente. De acuerdo con los estudios de Mitchell y Woodgate, $U(A)$ se distribuye como una función de densidad de probabilidad gamma $G(k, \lambda)$, donde sus parámetros k y λ son definidos por las ecuaciones siguientes:

$$k = \frac{E[U(A)]^2}{var[U(A)]} = \frac{m^2}{\sigma_b^2 + \sigma_f^2 + \sigma_U^2 \frac{K(A)}{A}} \quad (2.32)$$

$$\lambda = \frac{E[U(A)]}{var[U(A)]} = \frac{m}{\sigma_b^2 + \sigma_f^2 + \sigma_U^2 \frac{K(A)}{A}} \quad (2.33)$$

En el modelo descrito anteriormente, se ajustaron los parámetros para un valor de carga viva perteneciente a edificios construidos en Inglaterra y Estados Unidos. Este valor es más pequeño que el que se encuentra en edificios desplantados en la ciudad de México, de manera que el uso de este modelo conlleva a tener que ajustar los parámetros para el valor medio de carga viva en la ciudad de México.

Alamilla (2001) tomó como base el modelo probabilístico de carga viva propuesto por Peir y Cornell (1973), para obtener cargas gravitacionales mediante simulación empleando el método Monte Carlo. Para evitar la modelación errónea de las cargas, él consideró a partir de un estudio estadístico de cargas vivas en edificios desplantados en la ciudad de México realizado por Ruiz y Soriano (1997), el valor medio de la carga viva de $m_o = 75.1 \text{ kg/m}^2$, para expresar la incertidumbre en el modelo citado en términos de coeficientes de variación, y calcular los parámetros que definen al modelo de cargas vivas para edificios construidos en la ciudad de México.

Los modelos probabilistas de carga viva (Peir y Cornell, 1973) y el ajuste de los parámetros estadísticos representativos de cargas vivas sobre edificios de la ciudad de México realizado por Alamilla (2001), se emplean para simular dichas cargas que actúan sobre los diferentes niveles de un edificio.

b. Carga muerta en edificios

Las cargas muertas actuantes en edificios son afectadas cuantitativamente debido a las variaciones en las dimensiones de los elementos, así como de los pesos específicos de los materiales empleados. Actualmente no se cuenta con datos estadísticos para describir la variabilidad de la carga muerta en edificios, pero sí con información disponible referente a la variabilidad de los pesos específicos de los materiales, con la cual es posible estimar en forma aproximada las cargas muertas actuantes sobre las estructuras.

En el RCDF (2004) se establece, para fines de diseño, un valor nominal de carga muerta. Dicho valor corresponde a una probabilidad de ser excedida que en general varía entre dos y cinco por ciento. De acuerdo con Meli (1976) la relación entre el valor nominal de carga muerta w_n , y la media de la carga, m_{cm} , se expresa adecuadamente mediante la siguiente expresión

$$m_{cm} = \frac{w_n}{1 + 2C_v} \quad (2.34)$$

donde C_v es el coeficiente de variación de la carga muerta que puede tomarse igual a 0.08, como valor típico.

Debido a que no se cuenta con un modelo probabilístico que describa el comportamiento de la carga muerta sobre los edificios, de acuerdo con Alamilla (2001) las magnitudes de las cargas se consideran como variables aleatorias correlacionadas de piso a piso, caracterizadas por una función de distribución

marginal tipo gamma, con media dada por la ecuación 2.34 y coeficiente de variación igual a $C_v = 0.08$.

La correlación entre cargas que provienen de diferentes niveles se obtuvo en forma subjetiva a partir de la distribución del cociente entre cargas. Esta correlación se evaluó de manera que la probabilidad de que dicho cociente tomara valores entre 0.8 y 1.25 fuera igual a 0.9. De ello resultó un coeficiente de correlación igual a 0.5. De acuerdo con la metodología desarrollada por Alamilla (2001), es posible obtener simulaciones de valores de cargas muertas en edificios, aplicando el método Monte Carlo.

c. Incertidumbre en características geométricas de elementos estructurales

Las dimensiones de los elementos de una estructura, como altura, ancho, peralte efectivo, altura de losa, etc., caracterizan las propiedades geométricas de un edificio. La variación de dimensión de los elementos desde su diseño y cuando han sido construidos, se debe a un deficiente control de calidad de los materiales y a un factor de error humano durante el proceso de construcción. Esta variabilidad en las dimensiones reales tiene que ser evaluada, ya que influye en el comportamiento mecánico de la estructura, i.e., rigidez, resistencia y deformación de los elementos estructurales.

Por medio de una recopilación de datos, de mediciones en edificios construidos en varios países, incluido México, Mirza y MacGregor (1979) evaluaron a partir de dimensiones reales y de sus correspondientes dimensiones proyectadas, las propiedades estadísticas, media y desviación estándar, de las diferencias o errores en las secciones transversales. A partir del trabajo mencionado, Alamilla (2001) consideró las propiedades geométricas de las secciones de los elementos más importantes como altura, ancho, recubrimientos del concreto y espesores de losa.

Los errores de dichas propiedades geométricas se consideran como variables aleatorias correlacionadas con distribución de probabilidad normal. Estas correlaciones se determinaron por medio de la metodología propuesta por Alamilla (2001) empleando para ello los primeros momentos estadísticos de las variables en cuestión. Para evaluar las variaciones de las características geométricas de los elementos, se emplea el método Monte Carlo mediante un proceso de simulación, de esta forma se llegan a obtener los errores de las variables mencionadas.

d. Incertidumbre en la resistencia a compresión del concreto

La medida principal de control de la calidad del concreto es su resistencia mínima a la compresión f'_c ; esta resistencia es calculada en laboratorio a partir de pruebas realizadas en cilindros de concreto, a una edad de 28 días de su colado. El diseño estructural generalmente se basa en la resistencia alcanzada en ese periodo de tiempo. Los factores que intervienen en la variación de la resistencia del concreto son: transporte, vaciado, compactación y las condiciones de humedad y temperatura durante el proceso de curado. Además de los factores mencionados, las condiciones de carga sostenida a las que están sometidos los elementos de las edificaciones tienden generalmente a reducir la resistencia del concreto, la cual fue medida inicialmente en laboratorio sobre los especímenes de concreto.

Mendoza (1991), hizo estudios sobre las propiedades estadísticas de la resistencia a compresión del concreto en la estructura, como función de la resistencia media obtenida de ensayos experimentales en cilindros de concreto, de donde obtuvo que: $\bar{f}_{co} = 0.95\bar{f}'_c$ y $V_{co} = 1.15V_c$, donde \bar{f}_{co} es la resistencia media del concreto a compresión en la estructura, V_{co} es su respectivo coeficiente de variación; \bar{f}'_c es la resistencia media a compresión de cilindros de concreto, con su correspondiente coeficiente de variación V_c .

A partir de pruebas de cilindros de concreto de resistencias nominales especificadas, Meli y Mendoza (1991) estimaron los primeros momentos estadísticos de la resistencia a compresión de concretos, y la

representaron mediante una función de distribución de probabilidad normal. De acuerdo con los autores mencionados, para un valor de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, que es utilizado en este trabajo, la esperanza de la resistencia a compresión del concreto en cilindros es $\bar{f}'_c = 268 \text{ kg/cm}^2$ y su coeficiente de variación $V_c = 0.167$.

Para evaluar la correlación de resistencias entre elementos de un mismo entrepiso, y en diferentes niveles, Alamilla (2001) estima en forma subjetiva los coeficientes de correlación de la resistencia a compresión del concreto, a partir de los cocientes de las resistencias de los elementos en cuestión y de aplicar la metodología desarrollada en su trabajo. En la obtención de valores simulados de la resistencia a compresión del concreto de los elementos, se consideró que las variables en estudio tienen un comportamiento lognormal, debido a que las resistencias del concreto solo pueden tomar valores positivos.

e. Incertidumbre en la resistencia a tensión del concreto

La formación y la propagación de grietas en la zona de tensión de los elementos de concreto estructural sometidos a flexión dependen principalmente de su resistencia a la tensión. Los esfuerzos de tensión también son generados por acciones de cortante, torsión, etc., los cuales generalmente afectan el comportamiento del elemento después de haber ocurrido el agrietamiento.

La resistencia a tensión del concreto puede ser estimada, de acuerdo con Mendoza (1984) a partir de la prueba indirecta sobre especímenes de concreto ensayados en laboratorio, como función de su resistencia a compresión. Para concretos fabricados en el DF, la relación entre ambas variables se representa por la siguiente expresión

$$f_t = \phi_t \sqrt{f'_c} \quad (2.35)$$

Aquí ϕ_t , es una variable aleatoria con media $\bar{\phi}_t = 1.935$ y coeficiente de variación $V_{\phi} = 0.20$.

La correlación entre las resistencias a tensión y compresión del concreto no ha podido ser evaluada actualmente, debido a que dichas resistencias de los cilindros provienen de diferentes muestras; por lo anterior, Alamilla (2001) propuso una metodología para estimar la correlación entre la resistencia a compresión y a tensión del concreto, de donde obtuvo para una resistencia nominal del concreto $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ un coeficiente de correlación igual a 0.4. Para generar valores simulados de la resistencia a tensión del concreto por el método Monte Carlo, consecuentemente es necesario obtener la matriz de covarianzas de las variables lognormales y efectuar una simulación multivariada.

f. Incertidumbre en el módulo tangente del concreto

El módulo tangente del concreto se define a partir de la pendiente del tramo recto inicial de la curva esfuerzo-deformación unitaria, la cual es función de la resistencia a compresión del concreto (i.e., crece con el aumento de su resistencia). Este módulo contribuye en forma importante a la resistencia de los elementos estructurales contra esfuerzos axiales y cortantes; su valor puede ser estimado, a partir de f'_c , por medio de la ecuación 2.36.

$$E_c = \phi_E \sqrt{f'_c} \quad (2.36)$$

Aquí, ϕ_E es una variable aleatoria cuyas propiedades estadísticas se determinan a partir de datos experimentales.

Mendoza (1984) estimó las propiedades estadísticas $\bar{\phi}_E$ y $V_{\phi E}$ a partir del módulo secante en la curva esfuerzo-deformación unitaria, asociado al punto de dicha curva en donde el esfuerzo es igual al cuarenta por ciento de la resistencia máxima a compresión del concreto; de ahí obtuvo los valores de 8500 y 0.12 respectivamente. Dichas gráficas de esfuerzo-deformación unitaria fueron obtenidas a partir de ensayos a compresión de cilindros de concreto fabricados con agregados típicos de la ciudad de México.

Para estudiar la relación probabilística entre la resistencia a tensión y compresión del concreto, se considera que E_c y f'_c son variables aleatorias representadas por M_E y F_c , y relacionadas mediante

$$M_E = \gamma \sqrt{F_c} \quad (2.37)$$

donde γ es variable aleatoria independiente con media $\bar{\gamma}$ y coeficiente de variación V_γ , dados por las ecuaciones 2.38 y 2.39, obtenidas de acuerdo con Alamilla (2001).

$$\bar{\gamma} = E \left[\frac{M_E}{\sqrt{F_c}} \right] = \frac{\bar{\phi}_E \sqrt{f'_c}}{\sqrt{\bar{f}_c} (1 - V_c^2 / 8)} \quad (2.38)$$

$$\overline{V_\gamma^2} = \frac{V_{\phi E}^2 (8 - V_c^2)^2 - 16V_c^2}{64 + V_c^4} \quad (2.39)$$

A partir de la ecuación 2.37, dada la resistencia a compresión del concreto y obteniendo por simulación un valor de la variable γ , se puede obtener un valor simulado de E_c .

g. Incertidumbre en el comportamiento mecánico del acero estructural

El acero de refuerzo en elementos de concreto proporciona mayor resistencia y capacidad de disipar energía ante sollicitaciones que generan comportamiento no lineal de la estructura. Las propiedades estadísticas que caracterizan el modelo de comportamiento mecánico del acero estructural definen la capacidad para resistir un determinado nivel de esfuerzos y deformaciones en los elementos de la estructura; por ello es importante evaluar los parámetros estadísticos de las funciones que definen las relaciones constitutivas del acero estructural.

A partir de pruebas experimentales en barras sometidas a carga monotónica en tensión, Rodríguez y Botero (1996) determinaron el comportamiento de la curva esfuerzo-deformación en barras fabricadas en México. Este modelo de comportamiento es dividido en tres zonas (ver figura 2.6); la primera es la elástica lineal, para valores de esfuerzo en el acero, f_s , que se encuentran dentro del intervalo elástico, i.e., cuando son inferiores al esfuerzo de fluencia, f_y , asociado con la deformación de fluencia ε_y .

Para la zona de fluencia, las deformaciones del acero ε_s , están comprendidas en el intervalo $\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$, en donde el esfuerzo de fluencia f_y se considera constante. La zona de endurecimiento por deformación empieza donde termina la zona de fluencia, y está definida por el intervalo $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$, en el cual ε_{su} es el valor de la deformación última correspondiente al esfuerzo máximo f_{su} , y ε_{sh} es la deformación del acero asociada al inicio del endurecimiento por deformación. La ruptura del acero se presenta después de haber alcanzado el esfuerzo máximo f_{su} , y ocurre a la deformación ε_{suu} . La función que representa el comportamiento de esta última zona fue propuesta por Mander (1984), y es expresada por la ecuación 2.40.

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^P \quad \text{para } f_y \leq f_s \leq f_{su} \quad (2.40)$$

Aquí P es un parámetro adimensional que controla la forma de la ecuación anterior.

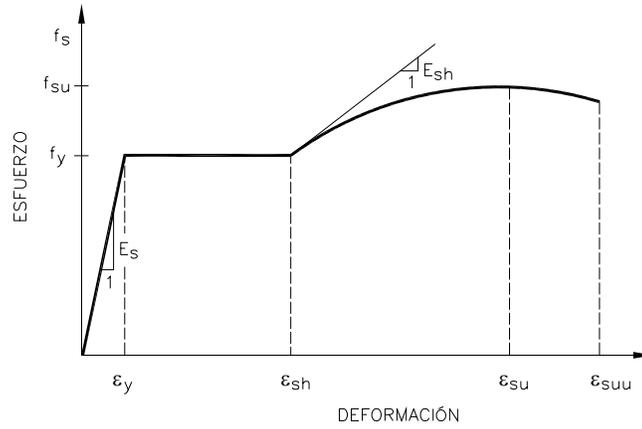


Fig 2.6. Curva de esfuerzo-deformación (adaptada de Rodríguez y Botero, 1996)

Con base en resultados experimentales de ensayos de cilindros y a partir del modelo de comportamiento de la curva esfuerzo-deformación descrito arriba, se evaluaron la media y la desviación estándar de los parámetros que controlan dicha curva a partir del siguiente conjunto de variables

$$f_y = f_y \quad (2.41a)$$

$$\xi_0 = f_{su} - f_y \quad (2.41b)$$

$$\xi_1 = \varepsilon_{sh} - \varepsilon_y \quad (2.41c)$$

$$\xi_2 = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (2.41d)$$

$$\xi_3 = \varepsilon_{suu} - \varepsilon_{su} \quad (2.41e)$$

La matriz de covarianza fue obtenida a partir de las variables anteriores, y a cada una de éstas variables se ajustó una función de distribución de probabilidad logarítmica normal, con el fin de que dichas variables tomen valores positivos y se garantice que los valores simulados representen satisfactoriamente la función que describe el comportamiento del acero.

Mirza y McGregor (1979) estimaron los coeficientes de variación de la resistencia de fluencia del acero para cuando la población de varillas proviene de una fuente en particular, y para el caso en que su procedencia se considera a partir de varias fuentes. Por ello, Alamilla (2001) consideró que la resistencia en cada lecho de acero en la estructura proviene de la resistencia de un lote de varillas asociado a una determinada fuente; esta resistencia es una variable aleatoria R , definida por medio de la ecuación $R = R_0 R_L$, donde R_0 es una variable aleatoria independiente que representa la variabilidad dentro del lote, y R_L es el valor medio de la resistencia del lote de varillas empleado.

Los coeficientes de variación V de las variables R_0 y R_L se consideran iguales, por lo que dichos coeficientes serán calculados por la ecuación $V = \left(\sqrt{1 + V_{FY}^2} - 1 \right)^{1/2}$, donde V_{FY} es el coeficiente de variación de f_y .

Para obtener valores simulados de la curva de comportamiento del acero para cada lecho del acero, se lleva a cabo el siguiente procedimiento: a) se simula un valor de R_L , b) para cada lecho de acero en la estructura se simula un valor de R_0 , y c) dado un valor de la resistencia de fluencia del acero en cada lecho y con base en las ecuaciones 2.41 se simulan los parámetros que definen la curva esfuerzo-deformación del acero en cada lecho.

h. Incertidumbre en el porcentaje de acero longitudinal

La cantidad de acero de refuerzo longitudinal que es determinada a partir de un diseño convencional en elementos de concreto estructural, difiere de la cantidad real de acero colocada en las secciones transversales de los elementos construidos. Esto se debe a que el área real de acero A_R contenida en el lecho puede estar conformada por varillas de distintos diámetros, las cuales sumarán un área diferente a la de diseño, A_D .

De acuerdo con Mirza y McGregor (1979), el área de acero real en el lecho de la sección transversal se puede representar por medio de la variable aleatoria $A_R = \phi A_D$, donde ϕ es una variable aleatoria independiente con media $\bar{\phi} = 1.01$ y coeficiente de variación $V_\phi = 0.04$, y A_D es el área de acero de diseño, por lo tanto una variable determinista.

Es posible obtener valores de A_R , simulando independientemente valores de ϕ para cada lecho de acero, con base a una función de distribución lognormal propuesta por los autores mencionados.

i. Propiedades de rigidez en elementos de concreto reforzado

En el análisis y diseño de la práctica profesional, generalmente la rigidez que se le da a los elementos de una estructura está definida con el área bruta de las secciones, lo cual difiere de la rigidez efectiva que tienen los elementos de concreto al presentar agrietamiento en sus secciones, aún permaneciendo dentro de un comportamiento lineal de la estructura. Además de lo anterior, la consideración del módulo de elasticidad del concreto que se emplea para el diseño de las estructuras, es significativamente mayor que el obtenido a partir del módulo tangente en concretos típicos de la ciudad de México. Estas variaciones de la rigidez en el análisis de las estructuras pueden subestimar las fuerzas laterales de diseño, al afectar el periodo fundamental de la estructura y con ello, el valor asociado de la ordenada del espectro de pseudo aceleraciones; como consecuencia de lo anterior, se genera un sesgo considerable en cuanto a los resultados obtenidos dentro de un comportamiento no-lineal de la estructura.

Los coeficientes de rigidez de cada elemento de la estructura se calculan aplicando el principio del trabajo virtual, a partir de las rigideces a flexión $EI = M_y/\phi_y$, las cuales son obtenidas del diagrama momento-curvatura de las secciones transversales de los elementos.

Para calcular dichos coeficientes, Alamilla (2001) considera la longitud de los elementos discretizada en siete segmentos contiguos; dos de ellos ubicados en los extremos del elemento con rigidez infinita, cuya longitud es definida por las características geométricas de los elementos, y la rigidez de cada segmento restante se considera sin variación en toda su longitud, la cual se obtiene del diagrama momento-curvatura de una sección transversal típica en el segmento.

Para determinar los diagramas momento-curvatura de las secciones de los elementos, se considera el modelo de Mander (1984) para representar el comportamiento de la curva esfuerzo-deformación del concreto, y para representar el comportamiento del acero de refuerzo se emplea el modelo de Rodríguez y Botero (1996).

En cada lecho de acero se considera que se tiene una curva esfuerzo-deformación obtenida a partir de la simulación. El ancho efectivo de viga que debe ser considerado por la influencia del acero de refuerzo en la losa es, de acuerdo con Paulay & Priestley (1992), un cuarto del claro de la viga en cuestión, prolongado a cada lado desde el centro de la sección de la viga donde exista continuidad de losa.

2.4 SIMULACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES

La simulación es un proceso de reproducir algo que es real, por medio de un conjunto de suposiciones y modelos concebidos de la realidad. En la práctica, la simulación teórica es usualmente representada numéricamente. Análogamente a los métodos experimentales, la simulación numérica puede ser usada para obtener datos (simulados), ya sea en lugar de o en adición a datos actuales-reales del mundo. En efecto, la simulación teórica es un método de experimentación numérica o computacional.

Para propósitos de ingeniería, la simulación puede ser aplicada en el estudio o en la predicción del comportamiento y/o respuesta de un sistema. Con base a un conjunto de valores dados por los parámetros del sistema (variables de diseño), el proceso de simulación genera una medida específica del comportamiento o de la respuesta. El método de simulación Monte Carlo es utilizado en problemas que involucran variables aleatorias con distribuciones de probabilidad conocidas. Éste método conlleva a un repetitivo proceso de simulación, en el que para cada simulación se usa un conjunto particular de valores de las variables aleatorias generadas de acuerdo con las distribuciones de probabilidad correspondientes.

Mediante la repetición del proceso de simulación se obtiene una muestra de soluciones, cada una correspondiente a un conjunto diferente de valores posibles de las variables aleatorias. Una muestra de simulación Monte Carlo es similar a una muestra de observaciones experimentales. Por lo tanto, los resultados de simulaciones Monte Carlo pueden ser manejados estadísticamente.

Debido a la incertidumbre en las características mecánicas y geométricas de los miembros estructurales de SMGL, es necesario evaluar la influencia de dicha incertidumbre (e.g. en propiedades como las mencionadas en la sección 2.3 de este trabajo) en el posible comportamiento de un edificio ante excitaciones sísmicas, también inciertas. Para ello, se utiliza un conjunto de valores de las variables de diseño que definen las propiedades nominales de los elementos; mediante un proceso de simulación de las variables aleatorias que corresponden a los valores reales, se genera una muestra que se emplea para estimar las probables formas de respuesta y de comportamiento de la obra de interés.

A continuación se presentan dos ejemplos de simulación por el método Monte Carlo para obtener *números aleatorios independientes uniformes y no uniformes* (Hart, 1982).

Para el caso en que se desean números aleatorios uniformes correspondientes a una función de distribución de probabilidad “FDP” uniforme arbitraria, la solución se lleva a cabo en dos pasos:

1. Un número aleatorio es generado por una FDP uniforme con límites a y b .
2. Éste número aleatorio es transformado a un nuevo número aleatorio, el cual corresponde a una FDP uniforme en el intervalo (a,b) , según se muestra en la figura 2.7.

Para lograr lo anterior, se considera que un número aleatorio ha sido obtenido por una FDP uniforme con límites a y b , el cual es definido para un valor de probabilidad p_o de no ser excedido. A partir del eje vertical de la figura 2.7 se traza una recta horizontal desde el valor p_o hasta el punto de intersección con la curva de la función de distribución de probabilidad. Entonces se traza una línea vertical desde ese punto de intersección hacia el eje inferior horizontal x , para obtener el valor de x_o . Ese valor para x_o es el valor del número aleatorio que corresponde a una probabilidad p_o de no ser excedido para una FDP uniforme en el intervalo (a,b) . Esta solución puede ser expresada por la ecuación 2.42:

$$x_o = a + (b - a)p_o \quad (2.42)$$

de donde p_o puede ser determinado por la expresión 2.43:

$$p_o = \frac{x_o - a}{(b - a)} \quad (2.43)$$

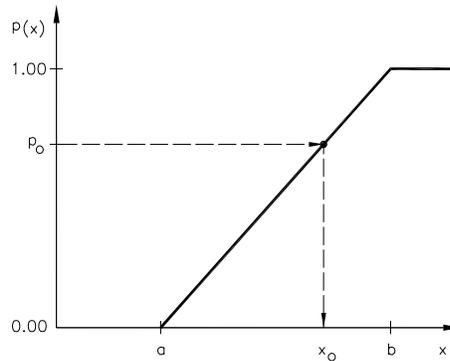


Fig 2.7. Función de distribución de probabilidad uniforme (adaptada de Hart, 1982)

Dado un valor del número aleatorio x_o con distribución de probabilidad uniforme en el intervalo (a,b) y asociado a una probabilidad P_o de no ser excedido (por ejemplo, el valor de x_o obtenido arriba), es posible obtener a partir del valor x_o un valor simulado de x_i con FDP arbitraria, si para este último, su valor correspondiente de P_i se toma igual a P_o . Con este valor, se entra a una gráfica como la mostrada en la figura 2.8, trazando desde el eje de las ordenadas una línea horizontal hasta el punto de intersección con la FDP no uniforme, de donde se traza una línea vertical hasta el punto de intersección con el eje de las abscisas. Con esto, se define un valor de la variable aleatoria x_i correspondiente a una función de distribución de probabilidad no uniforme $FDP = P[X \leq x]$.

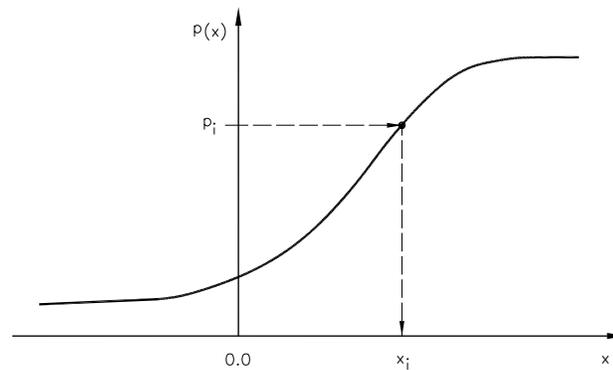


Fig 2.8. FDP acumulada para la generación de números aleatorios

2.5 COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO Y DE DAÑO

En la normativa actual del diseño de estructuras sismo-resistentes se establecen diferentes estados límites de desempeño asociados a un cierto “nivel de daño” esperado en la estructura; esto es, debido a que por razones de costos, no se prefiere el diseño de estructuras con un comportamiento puramente elástico. Por ello, se requiere que una estructura desarrolle un comportamiento dúctil mediante un mecanismo tal que permita la disipación de energía en los miembros principales del sistema. Para esto, el mecanismo más deseable es mediante la generación de articulaciones plásticas en las secciones críticas de los extremos de las vigas y de la base de las columnas y/o muros. Para estimar la respuesta no-lineal de estructuras en el que se considere la degradación de rigidez y resistencia debida al deterioro de los elementos principales, es necesario desarrollar modelos analíticos de histéresis que permitan representar adecuadamente el comportamiento no-lineal de dichos elementos.

Con base en curvas histeréticas de sistemas de vigas en voladizo ensayados en laboratorio y en el modelo de Wang y Shah (1987), se desarrolló un modelo de histéresis por Campos y Esteva (1997) para la evaluación del daño en elementos de concreto reforzado. En dicho modelo se considera que el deterioro de los elementos se presenta por articulaciones plásticas en sus extremos.

En cada ciclo de carga, se produce una deformación diferente en curvatura y rotación, la cual modifica el estado actual de rigidez y resistencia del elemento; por lo tanto, el daño resultante que se genera en el elemento depende de la historia de deformaciones en número y amplitud, siendo la articulación completa el límite superior del daño en una sección dada. Se emplea la relación momento-rotación, la cual puede ser transformada en momento-curvatura directamente, de acuerdo con las ecuaciones 2.44 y 2.45.

a. Curva envolvente esquelética

El comportamiento histerético de los elementos presenta ciertos patrones; uno de ellos es que no se supera la curva momento-curvatura obtenida con carga monotónica creciente. Debido a ello, dicha curva se considera como curva envolvente, tanto para valores de momento positivo como para valores negativos. En la figura 2.9a se muestra un diagrama momento curvatura en la que se distinguen el punto de fluencia (ϕ_y, M_y) y el de deformación máxima (ϕ_F, M_F) .

Esta curva simplificada de momento-curvatura es transformada a una curva envolvente de momento-rotación plástica, mediante las expresiones

$$\theta = lp(\phi - \phi_y) \quad \text{para } \phi_y \leq \phi \leq \phi_F \quad (2.44)$$

$$\theta_F = lp(\phi_F - \phi_y) \quad (2.45)$$

En las ecuaciones anteriores, l_p es la longitud plástica del elemento estructural, la cual se considera constante, ϕ_y y ϕ_F son las curvaturas de fluencia y de falla respectivamente, y θ_F es la rotación plástica de falla (ver figura 2.9b). En el modelo de comportamiento de la curva esfuerzo-deformación para el acero se considera el endurecimiento por deformación, mientras que para el concreto se considera el modelo de Kent y Park modificado.

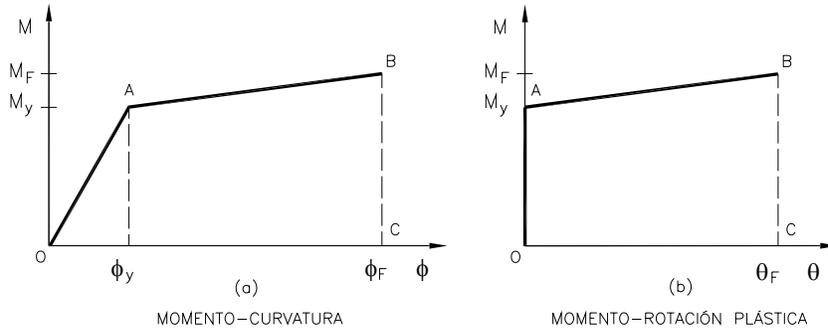


Fig 2.9. Curvas envolventes (adaptada de Campos y Esteva, 1997)

b. Modelo de daño

El daño generado en los extremos de los elementos por cargas cíclicas es caracterizado por un comportamiento plástico en aquellas zonas que han sido debidamente detalladas, las cuales permiten la capacidad de disipar energía. En la figura 2.10 se presenta el modelo del mecanismo histerético para elementos de concreto estructural. En la carga inicial, la curva pasa por los tramos $0a$ y ab , siendo el punto $b = (\theta_b, Mb)$ la máxima amplitud, para luego descargarse y cargarse en sentido contrario. En la primera recarga positiva, la curva va desde f hacia g pasando por el punto $f' = (\theta_{f'}, M_{f'})$ donde se manifiesta el deterioro, apreciándose las siguientes relaciones

$$\theta_{f'} = \theta_b \quad (2.46)$$

$$M_{f'} = (1 - \varepsilon)Mb \quad (2.47)$$

donde ε denota el daño causado en la sección debido a la historia de carga anterior.

La degradación de rigidez y resistencia en las secciones críticas del elemento es causada por el número y las amplitudes máximas de los ciclos anteriores. Para medir este deterioro de la capacidad resistente del elemento, ε , el cual está en función de un indicador de daño acumulado D que considera las amplitudes acumuladas, se emplean las ecuaciones siguientes:

$$D = \sum_{i=1}^N \frac{\theta_i}{\theta_F} \quad (2.48)$$

$$\varepsilon = (1 - e^{-\alpha D}) \quad (2.49)$$

Aquí α es una constante de ajuste y $0 \leq \varepsilon \leq 1$.

A partir de valores medidos del índice de daño en diferentes curvas histeréticas de vigas ensayadas por diversos investigadores (Ma et al, 1976; Wang y Shah, 1987; Townsend y Hanson, 1977; Scribner y Wight, 1978; Uzumeri, 1977) y de su curva de ajuste, se determinó un valor de $\alpha = 0.0671$.

c. Reglas de comportamiento de la reducción de rigidez y resistencia en los elementos

Las reglas del modelo de comportamiento histerético (ver figura 2.10) se presentan a continuación; las rotaciones están referidas al comportamiento plástico:

Tramo $0a$: Mientras $M < Mr$, $\theta = 0$.

Tramo ab : Cuando $M > Mr$, se continúa por la curva envolvente AB.

Tramo bc : Cuando la sección se descarga, $\theta = \theta_b$ donde b es el punto máximo alcanzado en el ciclo, y $D_b = \theta_b/\theta_F$.

Tramo fg : se fija un punto f' , entre f y g , sobre la recta de descarga bc . $f' = (\theta_{f'}, M_{f'})$, $\theta_{f'} = \theta_b$, $M_{f'} = [1 - \varepsilon(D_b)]M_b$, $\varepsilon = 1 - e^{-\alpha D_b}$. Si desde el punto f se supera al punto f' se puede alcanzar a la envolvente en AB en g y continuar por ella (tramo gh) hasta h , donde se inicia la siguiente descarga.

Tramo hi : La descarga es similar al tramo bc , y $D_h = D_b + \theta_h/\theta_F$.

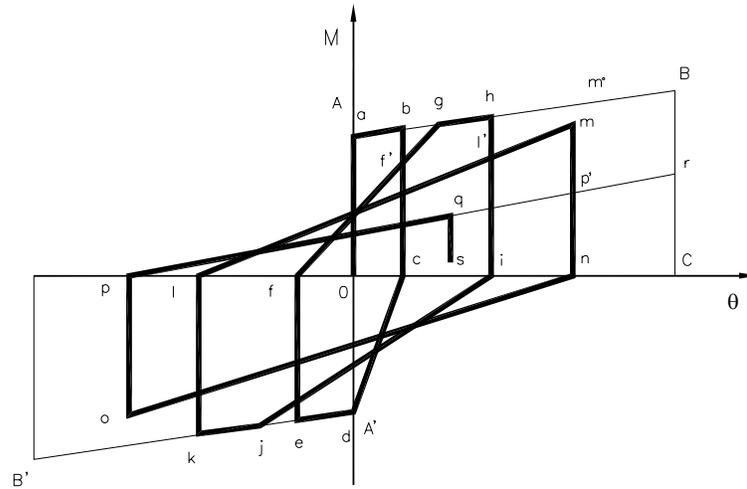


Fig 2.10. Modelo de comportamiento histerético (adaptada de Campos y Esteva, 1997)

Tramo lm : Se debe pasar por $l' = (\theta_{l'}, M_{l'})$ obtenida como f' .

$\theta_{l'} = \theta_h$, $M_{l'} = [1 - \varepsilon(D_h)]M_h$. Si m no alcanza la envolvente, no habrá cambio de pendiente.

Tramo mn : Descarga similar a bc , $D_m = D_h + \theta_m/\theta_F$.

Tramo pq : Se define $p' = (\theta_{p'}, M_{p'})$, de forma similar a los puntos f' y l' , sobre el tramo mn de descarga. $\theta_{p'} = \theta_m$, $M_{p'} = [1 - \varepsilon(D_m)]M_m$ corresponde a la envolvente. q no superó p' .

Tramo qs : Descarga similar a bc , $D_q = D_m + \theta_q/\theta_F$.

Tramo pr : en el ciclo anterior no se superó la rotación θ_m , no se cruzo el tramo mn . La recarga pq podría superar p' , y alcanzaría a la envolvente en r , tramo BC donde $\theta = \theta_F$, perdiéndose totalmente la capacidad de resistir momento positivo ($\varepsilon = 1$); la curva descenderá, entonces, desde r hasta C . Se considera que una deformación incrementa el daño solo si en la correspondiente descarga el momento cambia de signo.

2.6 EXCITACIÓN SÍSMICA

En el diseño de estructuras se requiere cumplir con ciertos parámetros que permitan establecer un control en la respuesta de edificios para alcanzar un determinado nivel de desempeño; éstos pueden ser: resistencias requeridas, demandas de ductilidad, límites de desplazamiento, etc., los cuales están asociados a demandas impuestas por las excitaciones sísmicas. Debido a ello es de importancia estimar adecuadamente las aceleraciones del terreno a través del uso de modelos estocásticos y de datos estadísticos, los cuales permitan representar en forma probabilística las características del movimiento del terreno. El establecimiento de funciones de confiabilidad dependientes de la intensidad forma parte de estudios típicos de confiabilidad estructural. La importancia de dichas funciones es vinculada al establecimiento de criterios de diseño sísmico. Por esto, para obtener estimaciones suficientemente exactas de ellas, es necesario contar con muestras de registros de historias del movimiento del terreno con propiedades evolutivas de intensidad, movimiento y frecuencia.

Debido a la falta de una muestra extensa de registros sísmicos para eventos de magnitud grande, se ha adoptado por la generación de acelerogramas sintéticos. En la literatura se dispone de diversas técnicas para la generación de registros sísmicos simulados, dadas las distancias de la fuente al sitio “ R ” y las magnitudes “ M ”. Algunos de ellos, emplean funciones de atenuación generalizadas, las cuales relacionan parámetros que describen, en términos estadísticos, las intensidades instantáneas evolutivas y las propiedades de contenidos de frecuencia en términos de los parámetros M y R (Alamilla et al, 2001a); otros son basados en funciones de Green (Ordaz et al, 1995).

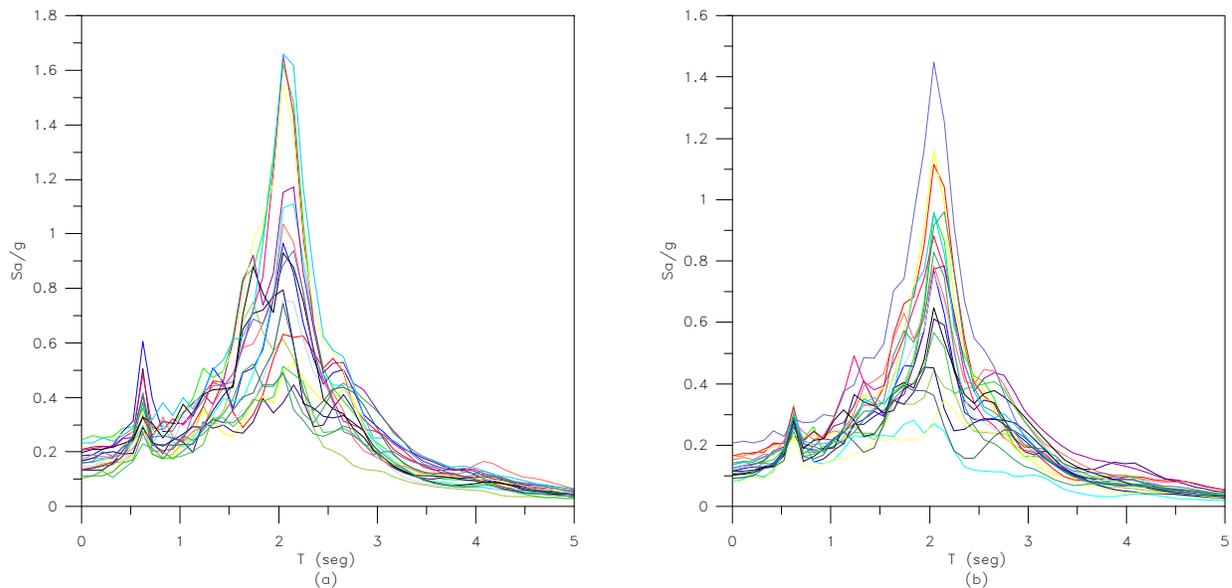


Fig 2.11. a y b) Espectros de pseudo-aceleración asociados a registros sintéticos para $M = 8.2$ y $R = 308$ y 400 km, respectivamente

De acuerdo con Ismael y Esteva (2006) se propone un método híbrido usando los dos métodos mencionados arriba, el cual consiste en utilizar todos los registros disponibles en el sitio de interés para desarrollar ecuaciones de atenuación generalizadas dependientes de la distancia, las cuales serán empleadas para establecer factores de escala para ser aplicados a los registros reales, con el objeto de cambiarlos a su correspondiente distancia de fuente-sitio, antes de manejarlos como funciones de Green. Para el análisis de confiabilidad en el presente trabajo, se considerará el grupo de acelerogramas y espectros de pseudo aceleración obtenidos por Ismael y Esteva (2006), para condiciones de sitio SCT; en la figura 2.11a y b se muestran los espectros de pseudo aceleración obtenidos a partir de registros sintéticos basados en el modelo de Alamilla et al (2001a), y en la figura 2.12 se muestran acelerogramas obtenidos por medio del uso de funciones de Green para una distancia R en particular.

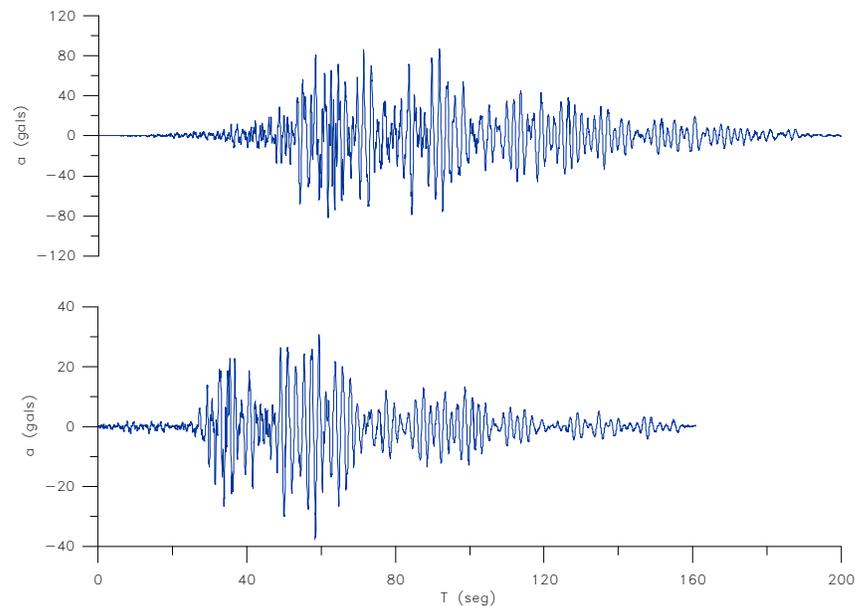


Fig 2.12. Funciones de Green usadas para $M = 8.2$ y $R = 400$ km

2.7 ANÁLISIS BASADO EN CONFIABILIDAD

Los problemas de confiabilidad de un sistema de ingeniería pueden tratarse esencialmente como un problema de estimar la probabilidad de que la capacidad sea mayor que la demanda. Tradicionalmente, en estos sistemas, la confiabilidad ha sido obtenida a través del uso de factores o de márgenes de seguridad y de la adopción de hipótesis conservadoras en el proceso de diseño; es decir, que para la condición más desfavorable de capacidad, se verifique que su estabilidad es adecuada (por algún margen) bajo una demanda máxima requerida.

Estas condiciones que constituyen la capacidad mínima y la demanda máxima, frecuentemente están basados en criterios subjetivos, además de que el margen de seguridad aplicado sólo puede ser evaluado o medido en términos de experiencias pasadas con sistemas similares. En la actualidad, la determinación de la capacidad disponible así como también la determinación de la demanda máxima no son problemas simples. La estimación y la predicción son invariablemente necesarias para estos propósitos; en estos procesos, las incertidumbres son inevitables debido a que la información técnica o científica es incompleta.

Debido a estas incertidumbres, la capacidad y la demanda no pueden ser determinadas con exactitud; por lo tanto, éstas deben de ser representadas por variables aleatorias concernientes a los intervalos respectivos (o poblaciones) de su posible capacidad y demanda. Por ello, la confiabilidad de un sistema estructural puede ser medida en forma más realista en términos de probabilidad. Para esto se definen dos variables aleatorias, R y S , las cuales representan la capacidad y la demanda respectivamente. De acuerdo con el objetivo del análisis de confiabilidad es necesario asegurar que el evento $R > S$ tenga una probabilidad elevada, durante la vida útil o para un cierto periodo de vida del sistema.

De acuerdo con Freudenthal et al (1966), la probabilidad de falla $P(R < S)$ para variables estadísticamente independientes se expresa por las ecuaciones 2.50a y 2.50b (ver figura 2.13a):

$$p_F = \int_0^{\infty} F_R(s) f_S(s) ds \quad (2.50a)$$

$$p_F = \int_0^{\infty} [1 - F_S(r)] f_R(r) dr \quad (2.50b)$$

Aquí, las ecuaciones 2.50a y 2.50b denotan la integral de convolución de s y r respectivamente.

Por lo anterior, la probabilidad de seguridad de vida p_S (confiabilidad) de sistemas de ingeniería se obtiene por la relación $p_S = 1 - p_F$.

a. Margen de seguridad

El problema de capacidad-demanda descrito anteriormente, puede ser formulado en términos del margen de seguridad $M = R - S$. Debido a que R y S son variables aleatorias, M también lo es, y con una correspondiente función de distribución de probabilidad $f_M(m)$. Para este caso, la falla es claramente el evento ($M < 0$), y su respectiva probabilidad de falla es:

$$p_F = \int_{-\infty}^0 f_M(m) dm = F_M(0) \quad (2.51)$$

En esta última ecuación, p_F representa el área bajo la curva $f_M(m)$ para valores menores que cero (ver figura 2.13b).

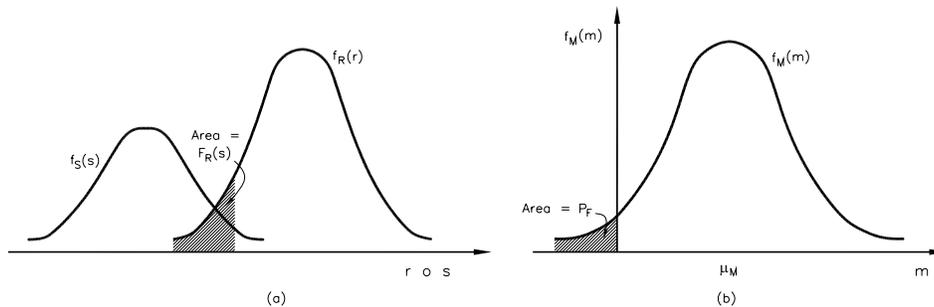


Fig 2.13. a) Funciones de distribución de probabilidad para $f_r(r)$ y $f_s(s)$; b) Función de distribución de probabilidad del margen de seguridad $f_M(m)$

b. Índice de confiabilidad

Si se considera un sistema estructural para el cual la resistencia y la demanda, R y S , son variables aleatorias normales $N(\mu_R, \sigma_R)$ y $N(\mu_S, \sigma_S)$ respectivamente, la distribución de probabilidad del margen de seguridad $M = R - S$ es $N(\mu_M, \sigma_M)$; en esta última, $\mu_M = \mu_R - \mu_S$, y por ser estadísticamente independientes R y S , se tiene que $\sigma_M^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2$, además de que $(M - \mu_M)/\sigma_M$ es $N(0,1)$. Debido a lo anterior, la ecuación 2.51 puede expresarse como:

$$p_F = F_M(0) = \Phi\left(\frac{-\mu_M}{\sigma_M}\right) = 1 - \Phi\left(\frac{\mu_M}{\sigma_M}\right) \quad (2.52)$$

En la ecuación 2.52, $\Phi(\cdot)$ representa la función de distribución de probabilidad normal estándar; en esta misma, se puede observar que la confiabilidad es una función de la relación μ_M/σ_M , la cual representa el margen de seguridad expresado en términos de σ_M . Esta relación es llamada índice de confiabilidad, y se denota por la ecuación 2.53

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (2.53)$$

2.7.1 Confiabilidad de sistemas estructurales en términos del índice de reducción de rigidez secante $D(y)$

La evaluación de la confiabilidad estructural por medio del uso eficiente del índice de reducción de rigidez secante $D(y)$ permite determinar el primer y segundo momento probabilístico de Z_F , logaritmo natural del mínimo valor de intensidad requerido para producir el colapso de un sistema no lineal complejo, y con ello también las funciones de confiabilidad sísmica de los sistemas estudiados. El empleo de este concepto evita la necesidad de depender de una capacidad de deformación lateral (la cual es muy sensible a la degradación de rigidez y resistencia del sistema debido a su respuesta cíclica) así como también de su configuración lateral en el instante en que ocurre el colapso (Esteva y Díaz-López, 2006).

Para obtener las funciones de confiabilidad $\beta(Z)$ es necesario determinar los primeros momentos estadísticos de Z_F con base en una muestra estadística de valores de Z , en los límites cercanos de $D(y) = 1.0$, esto es, para cuando ocurre el colapso del sistema.

De acuerdo con Esteva & Ismael (2004) la condición de colapso se define en términos del índice de reducción de rigidez secante, el cual se expresa como

$$D(y) = \frac{K_0 - K}{K_0} \quad (2.54)$$

En esta ecuación, K_0 es la rigidez tangente inicial asociada con la curva resultante Cortante Basal vs Desplazamiento en el extremo superior, obtenida de un análisis Pushover, y K es la rigidez secante (obtenida de la relación entre el cortante basal y el desplazamiento lateral de azotea) cuando el desplazamiento lateral de azotea alcanza su valor absoluto máximo durante la respuesta sísmica del sistema.

2.7.2 Confiabilidad de sistemas estructurales en términos del margen de seguridad de distorsión global

El desempeño de una estructura durante su ciclo esperado de vida puede expresarse por el valor derivado de los beneficios netos del sistema, por el costo de la inversión inicial y por el costo de las reparaciones debidas a la falla de elementos del sistema; estos valores son actualizados mediante una tasa de descuento para el instante en que se termina su construcción y se empieza con el servicio u operación del sistema. Una parte importante de los daños en miembros estructurales y no-estructurales se debe generalmente a agrietamientos o a fallas causados por deformaciones excesivas. En marcos de CR que son diseñados con el criterio de evitar la presencia de un modo de falla frágil antes de que ocurra el modo de falla dúctil, el agrietamiento se inicia en general en los extremos de los miembros, y su intensidad se relaciona estrechamente con la curvatura local.

En sistemas estructurales cuyas capacidades laterales ante cargas sísmicas dependen principalmente de marcos rígidos o de elementos de tipo diafragma, los daños se correlacionan principalmente con las distorsiones laterales; éstas se pueden obtener del cociente de las deformaciones relativas de entrepiso entre las alturas correspondientes. Para efecto de evaluar el desempeño en dichos sistemas, pueden usarse criterios aproximados referidos a las amplitudes de las distorsiones laterales, como una forma simplificada de tomar en cuenta las deformaciones locales de las secciones críticas de los miembros estructurales. Para estimar las capacidades de deformación local o global de una estructura pueden emplearse indicadores cuantitativos de desempeño, como una medida y control de daño en cualquier parte o punto específico del sistema, ante una excitación dada. Estos indicadores de desempeño pueden ser calculados de los cocientes de los valores esperados de deformaciones máximas entre las correspondientes capacidades de deformación.

Para poder obtener ventajas de los métodos de diseño sísmico basados en desplazamientos es necesario contar con procedimientos de análisis que permitan obtener estimaciones precisas y confiables de las variables de respuesta que se relacionan más directamente con los indicadores de desempeño; estas variables son las deformaciones locales y las distorsiones laterales en los distintos puntos de la altura del sistema. Uno de los procedimientos de análisis que cumple con lo citado arriba es el análisis Paso a Paso; por medio de este tipo de análisis es posible obtener la respuesta dinámica de una estructura durante el movimiento sísmico o en un intervalo de tiempo específico de éste. Debido a que la implementación de estos procedimientos en la práctica del diseño estructural demanda un esfuerzo excesivo de cálculo, el uso de sistemas simplificados de referencia constituye una forma aproximada de poder estimar el desplazamiento relativo máximo en el extremo superior del sistema de interés; esto se logra, si en el SSR caracterizado por una curva V_b vs D , se efectúa un análisis Paso a Paso.

En lo descrito anteriormente, se considera que los máximos de las deformaciones locales y de entrepiso del sistema de interés pueden ser estimados a partir de una configuración de respuesta lateral obtenida de un análisis Pushover. En ésta se asocia el valor del desplazamiento relativo del extremo superior, el cual es determinado al efectuar el análisis Paso a Paso del sistema simplificado. Debido a las simplificaciones que se asumen en el uso del SSR, tales como la adopción de una configuración de respuesta lateral que es función únicamente del desplazamiento máximo del extremo superior del sistema así como la adopción de leyes constitutivas que ignoran los efectos de degradación de rigideces y resistencias que se presentan en modelos detallados del sistema, es necesario tomar en cuenta dichas incertidumbres por medio de factores de transformación que permitan estimar en forma confiable las deformaciones y distorsiones de entrepiso del sistema de interés. A continuación se presentan las relaciones que definen estos factores de transformación (Esteve et al, 2002) empleados en el análisis de confiabilidad:

$$\psi_i = \bar{\alpha}_s \cdot \rho_i \cdot \bar{\rho} \cdot \varepsilon_i \cdot \bar{\psi}_o \quad (2.55)$$

$$\rho_i = \frac{\psi_i}{\varepsilon_i \cdot \bar{\psi}} \quad (2.56)$$

$$\bar{\rho} = \frac{\bar{\psi}}{\bar{\psi}_o} \quad (2.57)$$

$$\varepsilon_i = \frac{\psi_i}{\bar{\psi}} \quad (2.58)$$

$$\bar{\psi}_o = \frac{\gamma \cdot \bar{u}}{H} \quad (2.59)$$

Las ecuaciones 2.56 y 2.57 relacionan las respuestas laterales entre un sistema detallado y un sistema simplificado; en éstas, ρ_i y ρ son factores de transformación que representan las incertidumbres correspondientes al estimar las distorsiones local y global, respectivamente. Aquí, $\bar{\psi}$ y ψ_i denotan los valores máximos de la esperanza de la distorsión global y de la distorsión de entrepiso, para un nivel de intensidad dado, y $\bar{\psi}_o$ es el valor estimado de $\bar{\psi}$, obtenido con la ayuda del sistema simplificado de referencia. En la ecuación 2.58, ε_i denota la relación entre las distorsiones de entrepiso estimadas a partir de una configuración de respuesta lateral (obtenida de un análisis Pushover) para un valor de ψ_i correspondiente a $\bar{\psi}$ y este último valor. La ecuación 2.55 permite estimar los valores de las distorsiones locales tomando en cuenta las incertidumbres debidas al uso del sistema simplificado; en ésta misma, $\alpha_s = \mu_o(Q)/\bar{\mu}_o(Q)$, la cual representa el cociente de la respuesta máxima del sistema simplificado entre su valor esperado, dada una intensidad. Los valores de Q y μ_o son determinados por las expresiones $Q = S_{dL}/u_y$ y $\mu_o = S_d/u_y$; aquí, S_{dL} es obtenido a partir de registros sísmicos cuyos espectros de desplazamiento son relacionados al periodo fundamental del sistema simplificado, y S_d es el desplazamiento calculado a partir de un análisis Paso a Paso en dicho sistema. En las relaciones anteriores, u_y denota el desplazamiento de fluencia del sistema simplificado.

Con base en lo descrito arriba, la determinación de funciones de confiabilidad en términos del margen de seguridad de distorsión global pueden ser obtenidas por medio de las siguientes ecuaciones:

$$\beta = \frac{\bar{Z}(y)}{\sigma_z(y)} \quad (2.60)$$

$$\bar{Z}(y) = E[\ln(\psi_c)] - E[\ln(\psi)] = \ln \frac{\psi_c}{\bar{\psi}_o(y)} - \ln \bar{\rho} \quad (2.61)$$

$$\sigma_z^2(y) = Var(\ln \rho) \quad (2.62)$$

En la ecuación 2.61, $\bar{Z}(y)$ denota la esperanza del margen de seguridad obtenido de la diferencia entre la capacidad y la demanda de deformación global, ψ_c y $\bar{\psi}$, respectivamente; aquí, ψ_c es obtenido de un análisis de empuje lateral del sistema de interés. El valor de $\sigma_z^2(y)$ en la expresión 2.62 representa la varianza del logaritmo natural de ρ . Con base en lo anterior, el índice de confiabilidad β definido por el cociente de la esperanza del margen de seguridad y la desviación estándar de Z , puede ser determinado.

2.8 METODOLOGÍA GENERAL

A continuación se describe el procedimiento empleado en la evaluación de la confiabilidad de los modelos estudiados:

1. Establecer la configuración geométrica de los modelos de estudio SD1, SD2 y SD3 en el programa de cómputo EcogcW para efectuar su análisis y diseño. En la figura 2.14 se muestran dichos modelos (compuestos de marcos y muros de CR) con sus respectivas dimensiones en su base y a lo largo de su altura; debido a que estos sistemas tienen una forma geométrica regular en ambas direcciones ortogonales se desprecian los efectos de torsión, considerándose únicamente aquéllos que son producidos por la excentricidad accidental de acuerdo con lo que se especifica en el RCDF.

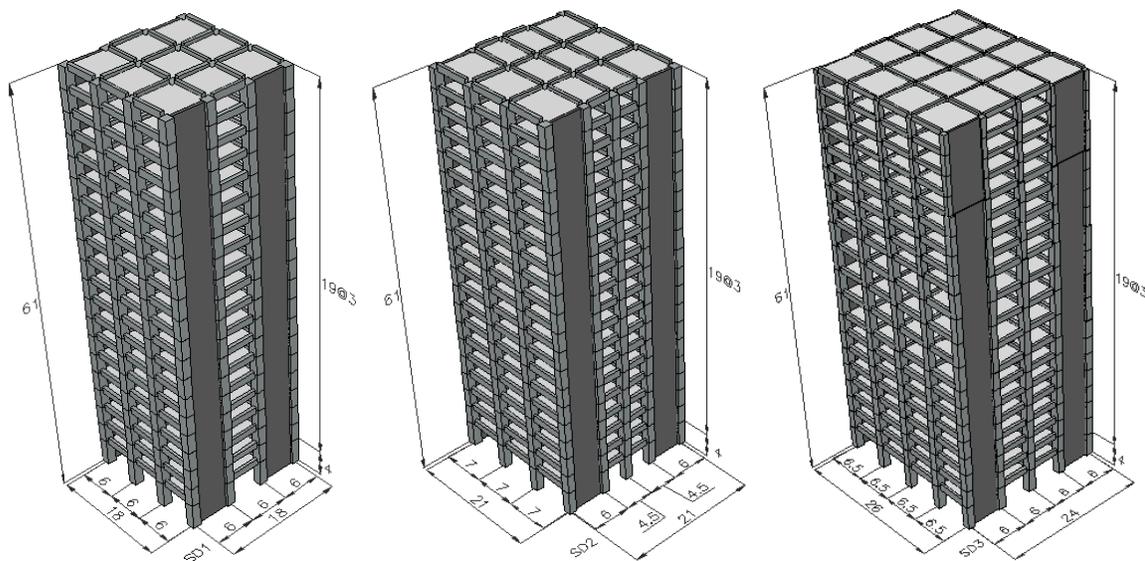


Fig 2.14. Configuración geométrica de los modelos en estudio con relaciones de esbeltez de 3.4, 2.9 y 2.5 respectivamente (acot. m)

2. Definir los parámetros y factores que se requieren en el análisis dinámico modal espectral de acuerdo con el RCDF. En la tabla 2.1 se muestran los valores correspondientes de los puntos de control que definen al espectro de pseudo aceleraciones (este último modificado por el efecto de interacción suelo-estructura) así como también el factor reductor de fuerzas empleado en el análisis sísmico de los sistemas estudiados. Este factor reductor es seleccionado de acuerdo con la sección 7.1.2 de las NTCCEC.

Tabla 2.1. Parámetros y factores utilizados para el análisis dinámico modal espectral

Sistema Dual	Zona	Grupo	Q	k	e	T_s (s)	c_s (s_a/g)	a_0 (s_a/g)	T_a (s)	T_b (s)
SD1, SD2 y SD3	IIIb	B	3	1	$0.1 \cdot b^\dagger$	2.00	1.2	0.25	1.18	2.40

† Longitud de la base del edificio perpendicular a la dirección del sismo

Donde:

- Q Factor de comportamiento sísmico
 k Factor reductivo de Q en función de la regularidad
 e Excentricidad accidental
 T_s Periodo dominante más largo del terreno
 c_s Coeficiente sísmico correspondiente a la meseta del espectro de pseudo aceleraciones
 a_0 Aceleración máxima del terreno
 T_a Periodo T_a
 T_b Periodo T_b

- Definir las propiedades índice y mecánicas del suelo que son empleadas en la determinación de los parámetros que definen los efectos de interacción suelo-estructura. En la tabla 2.2 se muestran dichas propiedades del suelo. La cimentación sobre la cual se desplantan los modelos SD1, SD2 y SD3 está compuesta por un cajón de cimentación y por pilotes de fricción.

Tabla 2.2. Propiedades mecánicas e índice del suelo

Sistema Dual	D (m)	ν	ξ	T_s (s)	H_s (m)	γ_s (t/m ²)	G (t/m ²)	c (t/m ²)
SD1	9	0.45	0.03	2.00	40	1.25	815	2.00
SD2 y SD3	6	0.45	0.03	2.00	40	1.25	815	2.00

Donde:

- D Profundidad de desplante de la cimentación
 ν Relación de Poisson del suelo
 ξ Amortiguamiento histerético del suelo
 T_s Periodo dominante más largo del terreno
 H_s Profundidad de los depósitos de arcilla
 γ_s Peso volumétrico medio del suelo
 G Módulo de rigidez al corte del suelo
 c Capacidad de carga del suelo
- Llevar a cabo el análisis y diseño estructural de los modelos estudiados por medio del uso del programa EcogcW (Corona, 2007).
 - Generar estructuras con propiedades medias y simuladas a partir de un modelo detallado “MD” en donde se agrupan las propiedades constitutivas que caracterizan al sistema de partida obtenido en el paso anterior (figura 2.15); para lograr esto, se emplea el programa Simestru desarrollado por Alamilla (2001).

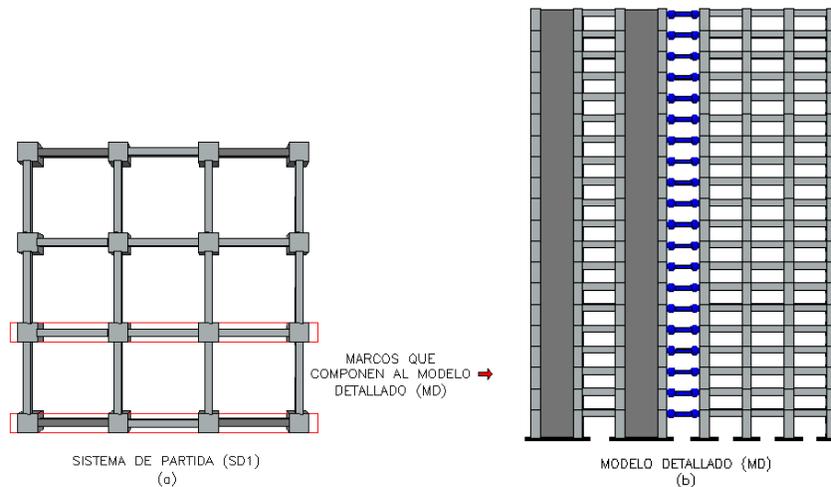


Fig 2.15. a) Vista en planta del sistema de partida SD1; b) Elevación del modelo detallado (MD) compuesto de dos marcos que agrupan las propiedades constitutivas del SD1

6. Efectuar el análisis estático incremental no-lineal (Pushover) de las estructuras con propiedades medias y simuladas; para esto, se considera una acción de aceleración del suelo que aumenta linealmente con el tiempo, la cual genera un conjunto de fuerzas de inercia crecientes monótonicamente que actúan sobre el sistema. Este análisis Pushover es realizado con el uso del software computacional DRAIN-2D (Powell, 1973).
7. Efectuar el análisis dinámico no lineal Paso a Paso de las estructuras con propiedades medias y simuladas utilizando el programa DRAIN-2D. Los acelerogramas empleados para excitar los sistemas estructurales fueron seleccionados del estudio realizado por Ismael y Esteva (2006).
8. Con base en la información obtenida en los dos pasos anteriores, generar para cada modelo de estudio su correspondiente diagrama de dispersión $\ln(y)$ vs $D(y)$ y ρ vs Q ; aquí, $D(y)$, ρ y Q se definen de acuerdo con lo especificado en las secciones 2.7.1 y 2.7.2. Determinar a partir de dichos diagramas el primer y segundo momentos estadísticos de Z .
9. A partir de los primeros momentos estadísticos de Z estimados en el paso anterior, obtener mediante los dos criterios mencionados en este trabajo las funciones de confiabilidad en términos del índice de seguridad β , el cual se define respectivamente como $\beta = E(Z) - \ln(y_a)/\sigma(Z)$ y $\beta = [E(\ln \psi_c) - E(\ln \psi)]/[Var(\ln \rho)]^{1/2}$. En estas ecuaciones, y_a denota la intensidad actuante en la estructura; las demás variables son definidas en las secciones mencionadas en el paso anterior.
10. Determinar la probabilidad anual de falla $v_F = - \int [dv_Y(y)/dy] P_F(y) dy$ correspondiente a cada sistema de estudio. En esta ecuación, $v_Y(y)$ y $P_F(y)$ representan la tasa anual de excedencia de sismos y la probabilidad de falla, dada una intensidad y , respectivamente.

3. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MODELOS ESTUDIADOS

3.1 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

El procedimiento de análisis y diseño de los modelos de estudio se describe en forma general a continuación:

- a) Realizar el pre-dimensionamiento de los elementos viga, columna y muro en el programa de análisis estructural ECOgcW; en éstos, las propiedades mecánicas nominales del acero y del concreto son respectivamente $E_s = 2.039 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y $E_c = 2.213 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$, $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$.
- b) Establecer las acciones permanentes y variables en el sistema para la determinación de las cargas de diseño de acuerdo con el RCDF. Los valores de dichas acciones correspondientes a la carga muerta CM , a la carga viva instantánea CVI y a la carga viva máxima CVM son respectivamente 0.6 t/m^2 , 0.18 t/m^2 y 0.25 t/m^2 .
- c) Determinar las fuerzas sísmicas laterales reducidas sobre el sistema a partir del espectro elástico de pseudo aceleraciones que se obtiene del apéndice A.3 de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo “NTCS”. Para lograr lo anterior, se considera un factor de comportamiento sísmico $Q = 3$, un periodo dominante del suelo $T_s = 2.0$, y un factor de sobre-resistencia R ; este último se obtiene de la ecuación A.10 del mismo apéndice. Los puntos de control que definen al espectro de pseudo aceleraciones se muestran en la tabla 2.1.
- d) Considerar los efectos de interacción suelo-estructura en el análisis sísmico del sistema estructural; para éste, se asume un sitio de construcción ubicado en la zona IIIb. Los parámetros que definen este tipo de suelo se mencionan en la sección 2.8. El diseño de la cimentación fue realizado según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones “NTCC”.
- e) Efectuar en forma iterativa el diseño sísmico, finalizando al cumplir con las demandas máximas de desplazamientos relativos de entrepiso que establecen las NTCS en su apéndice A.4, correspondientes a los estados límites de servicio y de colapso. Debido a que interesa analizar la confiabilidad de los sistemas duales para un estado límite de desempeño cercano al colapso, se consideró para el diseño de dichos sistemas (de acuerdo con el RCDF) un valor de la distorsión máxima de entrepiso igual a $d_r = 0.015$.

- f) Obtener el diseño estructural de los elementos principales del sistema; para esto, los elementos viga y columna son diseñados por medio del programa de cómputo ECOgcW, mientras que, el diseño de los muros estructurales es realizado mediante el procedimiento propuesto por Terán (2004) con base en RCDF, el cual se presenta a continuación:

3.1.1 Diseño de muros estructurales

Debido a que los muros estructurales empleados en los modelos de estudio tienen una relación de esbeltez $h_w/l_w \geq 2.0$, y además contienen elementos de borde, dichos muros se diseñan como miembros sometidos a flexión o flexocompresión. Una sección del muro requerirá elementos de borde cuando el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema, σ_c , correspondiente a las cargas por gravedad y al máximo cortante y momento inducidos por el sismo en la dirección de análisis sea mayor que $0.2f'_c$. Estos elementos de borde especiales pueden ser descontinuados donde se cumpla que $\sigma_c \leq 0.15f'_c$. Para determinar la cantidad de acero de refuerzo longitudinal que se requiere en el muro por la acción de cargas gravitacionales y sísmicas, es necesario obtener las fuerzas internas resultantes en la sección transversal del muro; para esto, se puede efectuar un equilibrio de fuerzas en su base, entre las cargas actuantes y las cargas resistentes. En la figura 3.1 se muestran las fuerzas de equilibrio de muros unidos por medio de traveses de acoplamiento, en la dirección del plano de análisis dado.

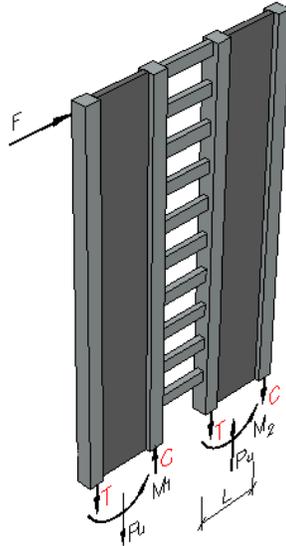


Fig 3.1. Mecanismo de resistencia a flexión en muros estructurales

Si se toma únicamente el diagrama de cuerpo libre de un muro de la figura 3.1, se pueden obtener las ecuaciones 3.1a y 3.1b que definen la fuerza a compresión C , y la fuerza a tensión T , de los cabezales.

$$C = \frac{P_u}{2} + \frac{M_1}{L} \quad (3.1a)$$

$$T = -\frac{P_u}{2} + \frac{M_1}{L} \quad (3.1b)$$

Con base en las fuerzas resultantes a tensión y a compresión en los cabezales del muro, se dimensionan los elementos de refuerzo como columna corta por medio del uso de las expresiones 3.2a y 3.2b.

$$C \leq F_R(f'_c A_g + A_s f_y) \quad (3.2a)$$

$$T \leq F_R A_s f_y \quad (3.2b)$$

De acuerdo con lo establecido en la sección 2.2.2.2, el alma del muro necesitará una distancia αc de refuerzo confinante, cuando la profundidad del eje neutro c sea mayor que el valor crítico c_c . La cantidad de refuerzo transversal para el confinamiento del acero longitudinal se determina a partir de las expresiones dadas en la sección 2.2.2.3. El acero de refuerzo en el alma del muro debido a fuerza cortante se calculará de acuerdo con lo requerido en la sección 2.2.2.4.

3.1.2 Configuración geométrica de los sistemas diseñados

En la tabla 3.1 se presentan las dimensiones de los elementos viga, columna y muro de los sistemas duales diseñados SD1, SD2 y SD3 respectivamente (figura 3.2), de acuerdo con el procedimiento empleado en la sección 3.1.

Tabla 3.1. Dimensiones de los elementos estructurales correspondientes al diseño de los sistemas SD1, SD2 y SD3

Sistema dual [†]	Nivel	Columnas (m)	Vigas (m)	Muros (m)
SD1	1-4	1.30 x 1.30	0.50 x 1.00	0.50 x 6.00
	5-8	1.25 x 1.25	0.50 x 1.00	0.40 x 6.00
	9-12	1.20 x 1.20	0.50 x 1.00	0.30 x 6.00
	13-16	0.90 x 0.90	0.45 x 1.00	0.25 x 6.00
	17-20	0.70 x 0.70	0.35 x 0.85	0.15 x 6.00
SD2	1-4	1.25 x 1.25	0.50 x 1.00	0.50 x 6.00
	5-8	1.20 x 1.20	0.50 x 1.00	0.40 x 6.00
	9-12	1.15 x 1.15	0.50 x 1.00	0.35 x 6.00
	13-16	0.85 x 0.85	0.45 x 0.90	0.30 x 6.00
	17-20	0.70 x 0.70	0.40 x 0.75	0.25 x 6.00
SD3	1-4	1.25 x 1.25	0.50 x 1.00	0.50 x 6.00
	5-8	1.25 x 1.25	0.50 x 1.00	0.40 x 6.00
	9-12	1.15 x 1.15	0.50 x 1.00	0.30 x 6.00
	13-16	1.00 x 1.00	0.50 x 1.00	0.30 x 6.00
	17-20	0.80 x 0.80	0.40 x 0.80	0.25 x 6.00

[†] Sistemas duales de 20 niveles

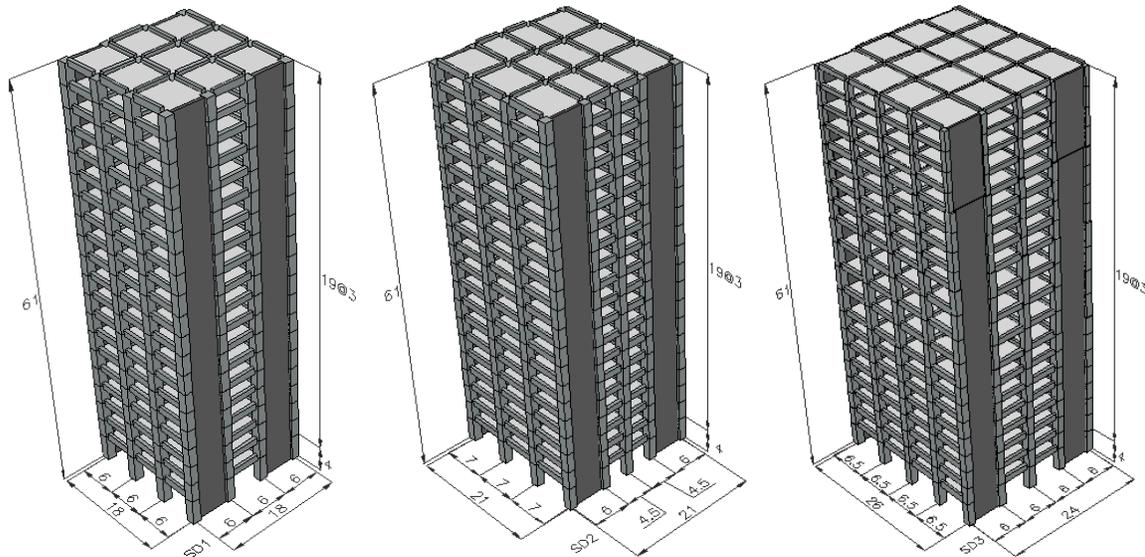


Fig 3.2. Configuración geométrica de los modelos SD1, SD2 y SD3 (acot. m)

3.2 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

El análisis sísmo-resistente de estructuras normalmente es determinado a partir de excitar la base del sistema por medio de una aceleración o de aplicar fuerzas estáticas equivalentes en los diferentes entrepisos, despreciándose las características y propiedades de la cimentación. Cuando la respuesta lateral es obtenida a partir de un modelo suelo-estructura en el cual el movimiento en un punto de su frontera resultará diferente al que se habría de obtener en ese mismo punto sin considerar la estructura, se dice que existen efectos de interacción suelo-estructura debido a la deformabilidad del suelo y de la flexibilidad del sistema.

Debido a la alta compresibilidad de las arcillas de la ciudad de México, los efectos de sitio e interacción suelo-estructura durante sismos intensos llegan a alcanzar niveles muy superiores comparados a los que se tendrían en otras ciudades asentadas sobre depósitos de suelo blando. La respuesta estructural también puede tener considerables incrementos o reducciones debido a la interacción suelo-estructura, dependiendo de la relación entre los periodos fundamentales de la estructura y el sitio. Cuando el periodo efectivo del sistema suelo-estructura se acerca al periodo dominante del suelo tiene lugar el fenómeno de resonancia, el cual afecta la respuesta estructural llevándola a niveles excepcionalmente elevados.

La interacción dinámica suelo-estructura se caracteriza por dos efectos, el primero se conoce como interacción inercial y está controlado por la diferencia de rigideces existentes entre el suelo y la estructura, y el segundo, por efecto de interacción cinemática, el cual es debido a la superposición de las ondas incidentes y reflejadas por la superficie del terreno con las ondas difractadas por el cimiento, provocando un movimiento de entrada para la cimentación diferente al movimiento que tendría el suelo sin considerar la estructura. De acuerdo con Avilés y Pérez-Rocha (2004), es recomendable para fines prácticos considerar los efectos de interacción inercial y cinemática de forma independiente.

El incremento en el periodo fundamental, la modificación del amortiguamiento asociado y la reducción de la ductilidad, respecto a los valores de base rígida, son producto de la interacción inercial. Para cimientos rígidos, la interacción cinemática se manifiesta en una reducción de los movimientos de traslación de la cimentación, así como en la generación de cabeceo y torsión de la cimentación.

Para determinar los efectos existentes de interacción entre el suelo y la estructura, los autores citados emplean un modelo que considera que la estructura de varios grados de libertad responde esencialmente como un oscilador elemental desplazado en un suelo estratificado de comportamiento similar al de un manto homogéneo, y en el que además se consideran despreciables los efectos de interacción cinemática, debido a que éstos son relativamente menos importantes.

El modelo mencionado anteriormente considera que el suelo puede ser reemplazado por resortes lineales $k_x(\omega)$ y $k_r(\omega)$, y por amortiguadores viscosos $C_x(\omega)$ y $C_r(\omega)$, dependientes de la frecuencia de excitación ω . Este modelo consta de tres grados de libertad definidos por la deformación de la estructura, X_e , y por el desplazamiento y rotación de la cimentación, X_c y Φ_c , respectivamente. En la figura 3.3a se muestra dicho sistema idealizado en el que se consideran los efectos de interacción suelo-estructura. Análogamente a este modelo, los sistemas duales estudiados en este trabajo consideran los efectos de interacción suelo-estructura con base en resortes lineales y amortiguadores viscosos, los cuales representan las características del suelo arcilloso ubicado en el sitio SCT (figura 3.3b).

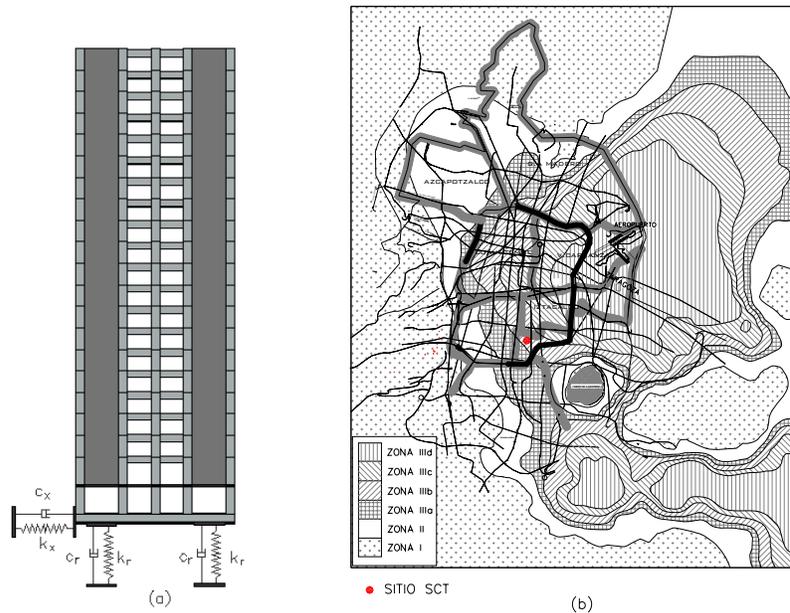


Fig 3.3. a) Modelo para representar los efectos de interacción suelo-estructura con base en resortes lineales y amortiguadores viscosos; b) Mapa de zonificación del suelo de la ciudad de México y localización del sitio SCT

Cuando la capacidad de carga de los cimientos superficiales es insuficiente debido a las condiciones desfavorables del subsuelo y las cargas transmitidas a éste, puede implementarse el uso de cajones de cimentación los cuales permiten desplantar la edificación a una profundidad D mayor, a fin de lograr una compensación parcial del peso de la estructura, reduciendo de ésta el peso del volumen excavado del suelo.

Debido a que el subsuelo de la ciudad de México está conformado por arcillas altamente compresibles y a que el peso transmitido al terreno por las construcciones es considerable, el uso de los cajones de cimentación es insuficiente para proveer de la capacidad requerida; por esto se hace necesario suministrar adicionalmente pilotes de fricción, los cuales contribuyen a aumentar la capacidad del cimiento y a reducir los asentamientos diferenciales o totales de la edificación. De acuerdo con

Zeevaert (1972), esto es porque el uso de pilotes de fricción largos en depósitos de suelo compresibles permite que el suelo encerrado por los pilotes quede sujeto a una compresión menor, ayudando con esto a la reducción de asentamientos de la cimentación.

En el diseño de edificios que requieren cimentaciones profundas, la descarga de peso del suelo debida al producto de la excavación puede llegar a ser crítica; por ello, los pilotes de fricción permiten minimizar los problemas, conseguir economía y reducir posibilidades de daño a propiedades adyacentes a la obra, además de permitir seguridad en la construcción de la cimentación. Los pilotes de fricción prueban particularmente eficiencia cuando aumenta la resistencia a corte con la profundidad y decrece la compresibilidad.

Debido al tipo de suelo altamente compresible que se tiene en la zona del lago de la ciudad de México donde se suponen desplantados los modelos de estudio, se obtuvo para éstos una cimentación mixta compuesta por cajón y por pilotes de fricción. La capacidad de carga admisible del suelo que se considera es de $c = 2 t/m^2$ (Esteva y Mendoza, 1989), la cual corresponde únicamente a la contribución del suelo cohesivo, despreciando la contribución de la capacidad de carga por fricción. La profundidad de los depósitos de suelo blando es de $H_s = 40m$, con un peso específico de $\gamma_s = 1.25 t/m^2$.

En la figura 3.4 se muestra el tipo de cimentación que se utilizó en la transmisión de las cargas estáticas y dinámicas de la superestructura a la masa del subsuelo; sus características geométricas se presentan en el apéndice A.1.

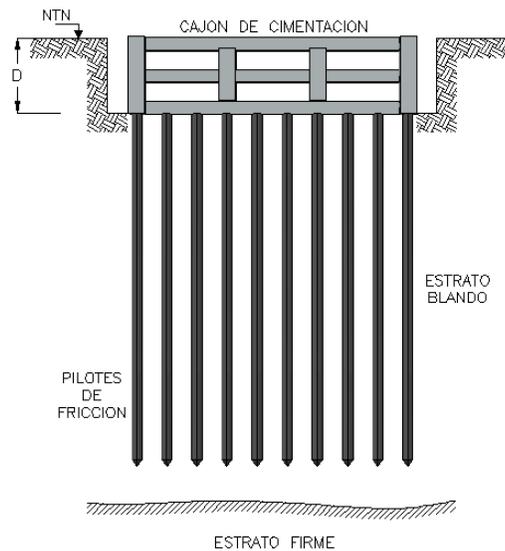


Fig 3.4. Cimentación conformada por cajón y pilotes de fricción

De acuerdo con el criterio presentado en la sección 2.7.1, la confiabilidad estructural de un sistema puede ser determinada en términos del índice de daño global $D(y)$, el cual se define con la rigidez inicial K_0 y la rigidez secante K de la estructura. Por lo mencionado anteriormente, para obtener los valores de las rigideces K_0 y K de las estructuras simuladas, se llevó a cabo el análisis Pushover y el análisis Paso a Paso respectivamente, con ayuda de la herramienta de cómputo Drain 2D (Powell, 1973). Dichos análisis se describen a continuación:

3.3 ANÁLISIS ESTÁTICO INCREMENTAL NO-LINEAL PUSHOVER

Un análisis ideal de la capacidad de una estructura ante demandas impuestas por una excitación sísmica debería ser basada en análisis de la historia en el tiempo de la respuesta no lineal, utilizando un conjunto de aceleraciones del terreno representativas; sin embargo, llevar a cabo análisis complejos no sería económicamente factible, excepto para casos especiales; por ello, una opción simple para estimar la capacidad resistente y las demandas de deformación de una estructura es la de llevar a cabo un análisis estático incremental no lineal “Pushover”. El objetivo de este tipo de análisis es obtener estimaciones de las fuerzas en los elementos así como también las deformaciones global y local que una estructura podría experimentar ante el sismo de diseño, además de dar a conocer aquellas características indeseables en la misma, tales como: discontinuidades de rigidez y resistencia, sobrecargas en elementos potencialmente frágiles, demandas excesivas de deformación que requieren detallado especial, y valoración global de la estructura.

Para emplear este procedimiento en el análisis de los modelos de estudio se considera la aplicación de un patrón de carga lateral, el cual representa las fuerzas de inercia relativas generadas en donde se agrupa substancialmente la masa, permitiendo con ello empujar la estructura a los niveles de deformación esperados en el sismo de diseño. Para generar el patrón de carga lateral de los sistemas de estudio se supone que la acción de la aceleración del terreno crece linealmente con el tiempo, a una tasa suficientemente baja; con lo anterior, se asegura que se genere un conjunto de fuerzas de inercia laterales F_i (ver figura 3.5), crecientes monotónicamente que actúan sobre el sistema (Esteva et al, 2001), las cuales varían en forma directamente proporcional a las masas con configuración lateral dada por la combinación de las máximas contribuciones modales (SRSS, por sus siglas en inglés). Debido a la gran rigidez que aportan los muros de cortante a la estructura, el valor real de las masas (correspondiente a cada entrepiso) es aumentado proporcionalmente a un valor mayor, para conseguir empujar lateralmente el sistema hasta su condición de colapso.

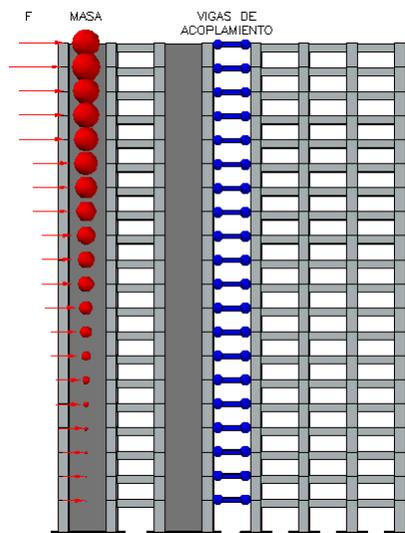


Fig 3.5. Aplicación de cargas laterales en el modelo detallado (MD) de acuerdo con la configuración de deformación lateral obtenida por la regla SRSS

Con base en lo anterior, y por medio del uso del programa de cómputo DRAIN-2D (Powell, 1973) se efectúa el análisis Pushover de las estructuras con propiedades medias y simuladas, con el objeto de obtener para cada una de ellas el valor de la rigidez inicial K_0 , a partir de su correspondiente curva Cortante Basal *vs* Desplazamiento en el extremo superior.

El valor de la rigidez inicial K_0 se determina al realizar un ajuste bilineal por mínimos cuadrados sobre la curva V_b vs D . Para esto, se emplea el criterio de igualar las áreas de energía disipada por debajo de la curva real y de la curva de ajuste (ver figura 3.6); con lo anterior, se logra definir el cortante y el desplazamiento en el punto de fluencia, y con ello, la pendiente de la recta ascendente que denota el valor de la rigidez inicial. Estos valores obtenidos de K_0 correspondientes a las estructuras con propiedades medias y simuladas son empleados para el análisis de confiabilidad de los sistemas de estudio.

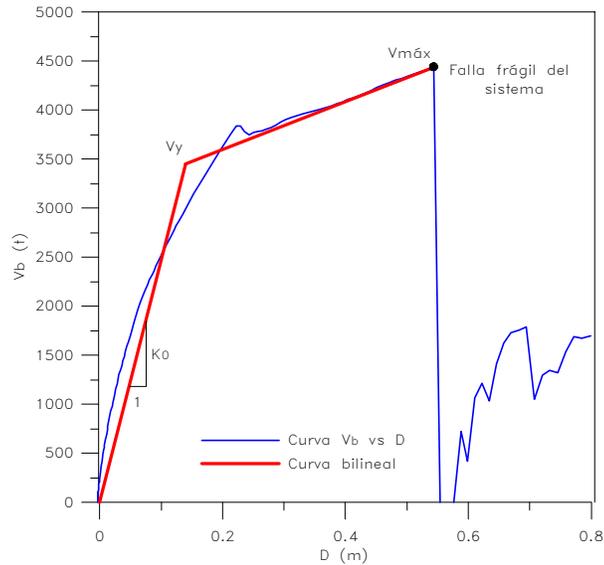


Fig 3.6. Obtención de la rigidez inicial K_0 , a partir de la curva Cortante Basal vs Desplazamiento en el extremo superior

3.4 ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL PASO A PASO

Para representar el comportamiento no lineal de las estructuras ante sismos severos, se han propuesto modelos matemáticos que consideran las características de resistencia, deformación y amortiguamiento de la estructura durante su historia de deformación impuesta por el sismo. El método de integración Paso a Paso es considerado entre los más efectivos para resolver la ecuación no-lineal del movimiento. En este método, la respuesta se calcula por medio de incrementos sucesivos de tiempo Δ_t , usualmente de la misma duración, por conveniencia de cálculo. Al comienzo de cada intervalo se establecen las condiciones de equilibrio dinámico y a continuación se calcula aproximadamente la respuesta para un incremento de tiempo Δ_t , suponiendo que los coeficientes de rigidez $k(y)$ y amortiguamiento $c(\dot{y})$, permanecen constantes durante el intervalo Δ_t .

Las características no lineales de estos coeficientes se consideran en el análisis mediante su recálculo al comienzo de cada incremento de tiempo. De esta manera el comportamiento no-lineal del sistema es aproximado por una secuencia de sistemas lineales sucesivos. La respuesta, por lo tanto, se obtiene utilizando el desplazamiento y la velocidad calculados al final del intervalo del tiempo precedente, como condiciones iniciales del intervalo del tiempo siguiente.

Para efecto de obtener la confiabilidad de los sistemas estudiados, se realiza el análisis dinámico no-lineal Paso a Paso de las estructuras simuladas con la ayuda del programa de cómputo DRAIN-2D (Powell, 1973). Este programa utiliza para la solución del análisis Paso a Paso de la ecuación del movimiento, el método llamado de la “aceleración media”, además de las consideraciones y

suposiciones descritas arriba. Los efectos de interacción suelo-estructura son tomados en cuenta por medio de los parámetros k_x , k_r y C_x , C_r los cuales están definidos para cada sistema de estudio en el apéndice A.1. Las características de degradación de rigidez y resistencia de los elementos estructurales están representadas por el modelo de comportamiento histerético de Campos y Esteva (1997).

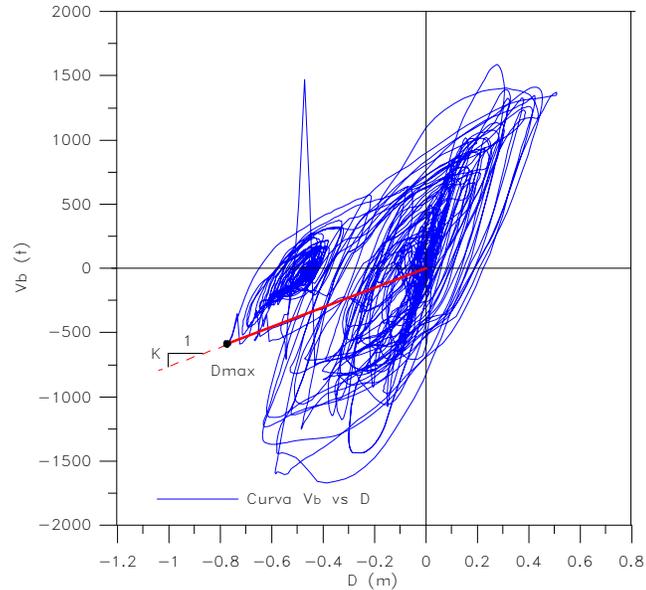


Fig 3.7. Obtención de la rigidez secante K , a partir de la curva Cortante Basal vs Desplazamiento en el extremo superior

Para llevar a cabo el análisis de confiabilidad en términos del índice de reducción de rigidez $D(y)$ se requiere obtener para cada estructura simulada el valor de la rigidez secante K a partir de su correspondiente respuesta no-lineal Paso a Paso; para esto, el valor de la rigidez secante es determinado a partir de una curva como la que se muestra en la figura 3.7, donde la rigidez secante K se define por la pendiente dada por la relación $K = V_b/D_{max}$, en este último término, V_b es el cortante asociado al desplazamiento lateral máximo absoluto del sistema D_{max} .

4. ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD

El problema del análisis de confiabilidad ha sido estudiado por diversos investigadores (por ejemplo, Freudenthal, Garrelt y Shinozuka, 1966; Rosenblueth, 1970; Esteva y Ruiz, 1989; Montiel y Ruiz, 2007) con el objeto de poder determinar la seguridad estructural de sistemas complejos ante sollicitaciones probables que se le imponen, así como también determinar su influencia en el marco económico del diseño. Con base en este tipo de estudios realizados, es posible diseñar estructuras con un nivel de comportamiento deseado y un costo óptimo de construcción; este último se obtiene al minimizar la función de utilidad de dicha estructura, haciendo mínimo la suma de los costos iniciales de construcción y los costos esperados por daño.

La implementación de criterios de diseño sísmico basados en desplazamientos requiere el desarrollo de criterios aceptables de diseño sísmico que estén basados directamente en desplazamientos laterales y distorsiones; en este sentido, para poder lograr mayores ventajas de ello, es necesario contar con métodos para la estimación de la respuesta no lineal de sistemas complejos, los cuales puedan ser suficientemente exactos y fáciles de aplicar bajo condiciones típicas de la práctica del diseño estructural. Por tal motivo, en este estudio se emplean dos diferentes procedimientos para la evaluación de la confiabilidad estructural de sistemas complejos, los cuales se presentan en la sección 4.1 y 4.2, respectivamente.

4.1 PRIMER Y SEGUNDO MOMENTOS ESTADÍSTICOS DE Z

La confiabilidad estructural de un sistema es determinado en términos probabilísticos del margen de seguridad existente entre la capacidad resistente de la estructura y_r , y la demanda y_a impuesta por las acciones externas a la misma, durante un cierto periodo de tiempo o vida útil del sistema. Para obtener dicha confiabilidad en términos del margen de seguridad de un sistema estructural en particular, se emplea la expresión que define al índice de Cornell β . En este trabajo se adopta el planteamiento de definir Z como la diferencia entre los logaritmos de la intensidad que produce el colapso y la intensidad actuante.

El primer y segundo momentos estadísticos de Z son determinados al efectuar un análisis de regresión no lineal en los diagramas de dispersión $\ln(y_r)$ y $[\ln(\overline{y_r}) - \ln(y_a)]^2$ vs $D(y)$, en los cuales el eje de las abscisas es representado por el índice de reducción de rigidez secante, $D(y) = (K_0 - K)/K_0$, y el

eje de las ordenadas por la intensidad resistente de la estructura, $\ln(y_r)$, y la varianza, $[\overline{\ln(y_r)} - \ln(y_a)]^2$, de esta misma intensidad; en este último término, y_r y y_a , denotan la intensidad resistente y actuante en la estructura, respectivamente; esta intensidad es medida como la ordenada del espectro de pseudo aceleraciones para el periodo fundamental del sistema. Los valores de K_0 y K que definen al índice de daño global $D(y)$ son obtenidos de acuerdo con las secciones 3.3 y 3.4, respectivamente.

Las funciones de ajuste fueron determinadas mediante un análisis de regresión por mínimos cuadrados en dichos diagramas, tomando en cuenta la tendencia del comportamiento de Z . Para esto, se menciona la importancia que se tuvo de poder contar con suficientes valores de Z en la vecindad del límite de falla del sistema; esto es, para cuando $D(y) = 1$. Las ecuaciones 4.1 y 4.2 expresan la media y la varianza de Z , respectivamente. En éstas, para medir el nivel de intensidad (pseudo aceleración) se emplearon unidades en gals. Los parámetros de ajuste que definen estas ecuaciones para cada uno de los sistemas estudiados se presentan en la tabla 4.1.

$$E[Z] = \overline{\ln(y_r)} = n_0 - n_1(1 - D) - n_2(1 - D)^2 \tag{4.1}$$

$$E[\sigma^2(Z)] = E[\overline{\ln(y_r)} - \ln(y_a)]^2 = n_3 + n_4(1 - D)^2 \tag{4.2}$$

Tabla 4.1. Parámetros que definen las funciones de ajuste de los sistemas de estudio

Sistema Dual	n_0	n_1	n_2	n_3	n_4
SD1	6.9245	0.0019	0.4969	0.0194	0.00085
SD2	7.0355	0.0642	0.3282	0.0144	0.1643
SD3	7.0720	0.3346	0.8003	0.0049	0.0506

En las figuras 4.1 a, b y c se muestran las funciones de ajuste del primer momento estadístico de Z , y en las figuras 4.1 d, e y f, las funciones del segundo momento estadístico de esta misma variable. Dichas funciones corresponden a los sistemas SD1, SD2 y SD3 respectivamente.

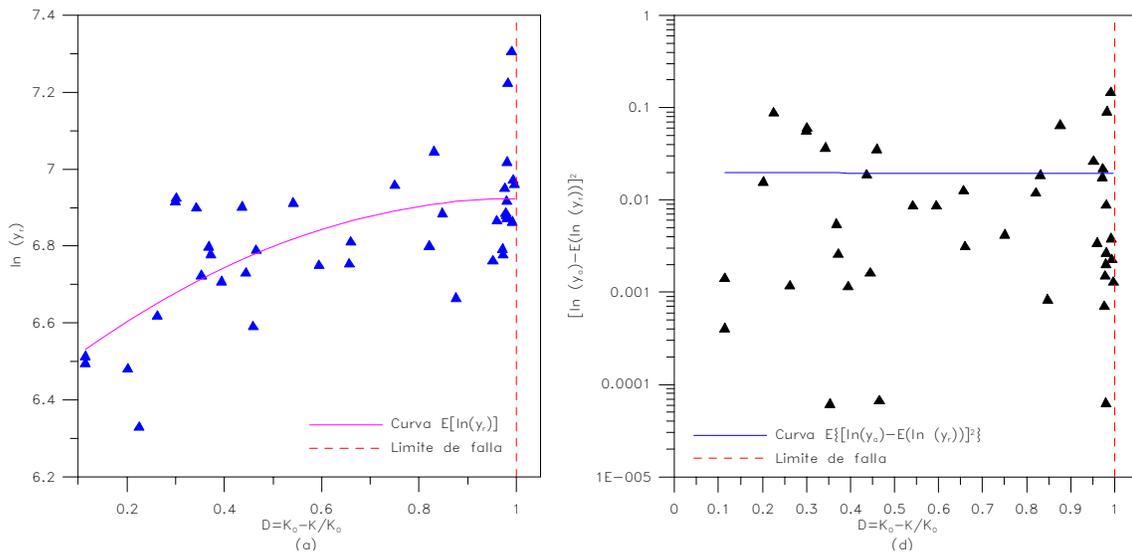


Fig 4.1. a y d) Función de la esperanza y varianza de Z , correspondiente al SD1

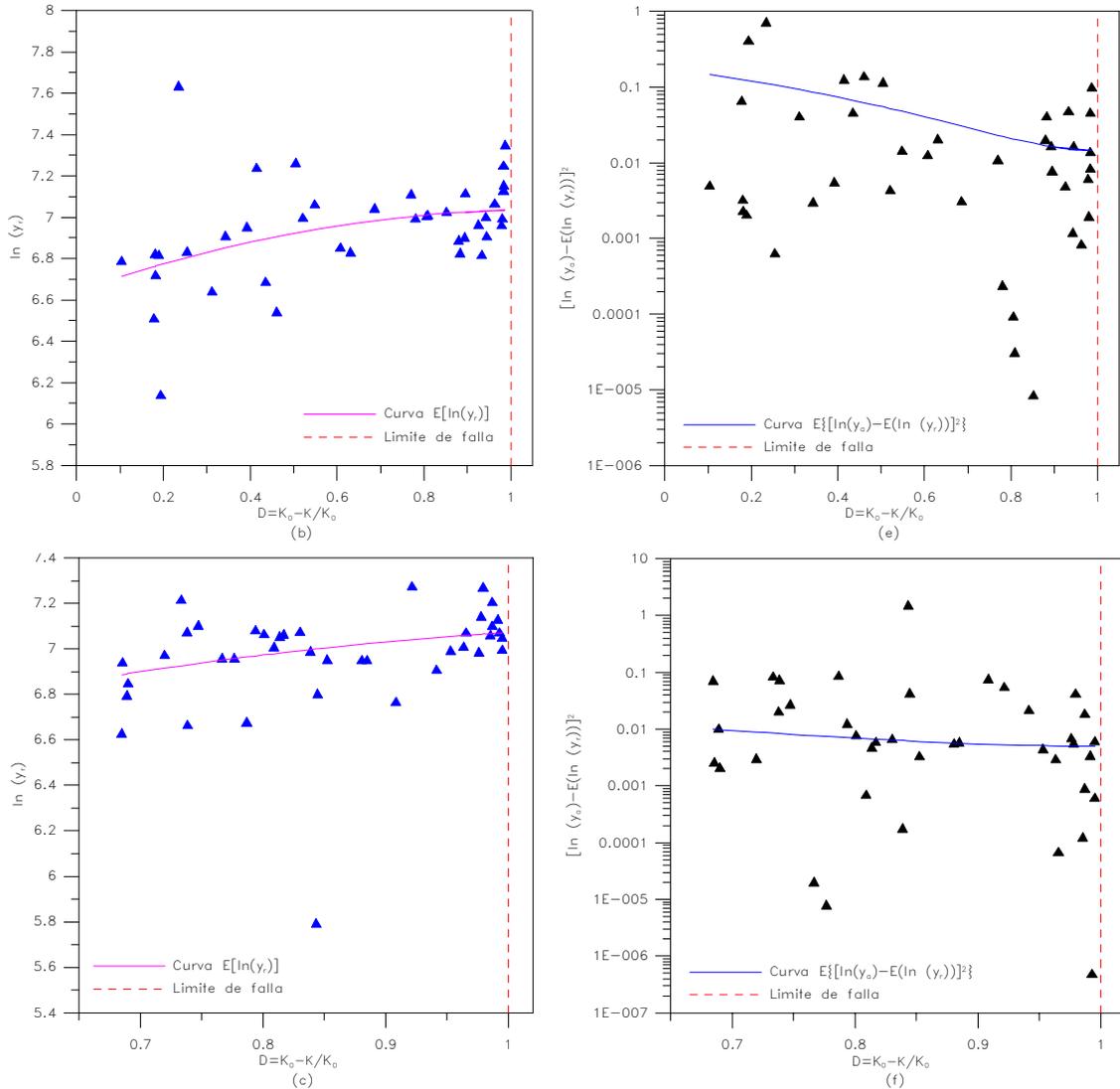


Fig 4.1. b y c) Función de esperanza de Z para SD2 y SD3; e y f) Función de varianza de Z para SD2 y SD3

4.1.1 Influencia del número de valores de Z_F en la determinación de la confiabilidad

Para determinar la confiabilidad de un sistema estructural en términos del índice de reducción de rigidez secante, $D(y)$, asociado a un nivel de desempeño correspondiente al de colapso, es necesario estimar los parámetros de ajuste de las ecuaciones 4.1 y 4.2 tomando en cuenta una muestra suficiente de valores de Z_F , ya que éstos influyen fuertemente en el grado de aproximación de la confiabilidad obtenida, afectando los parámetros de ajuste que definen la media y la varianza de Z .

En las figuras 4.2c' y f' correspondientes al sistema SD3, se puede observar cómo la ausencia de un número adecuado de valores de Z , en el límite cercano cuando ocurre la falla del sistema, afecta significativamente a los valores estimados de los parámetros de ajuste; éstos se pueden comparar con aquéllos obtenidos directamente de las gráficas 4.1c y f para el mismo sistema, pero con un número suficiente de valores de Z_F . En la tabla 4.2 se comparan estas diferencias entre los parámetros n_0 y n_3 , los cuales representan la media y la varianza de Z_F respectivamente.

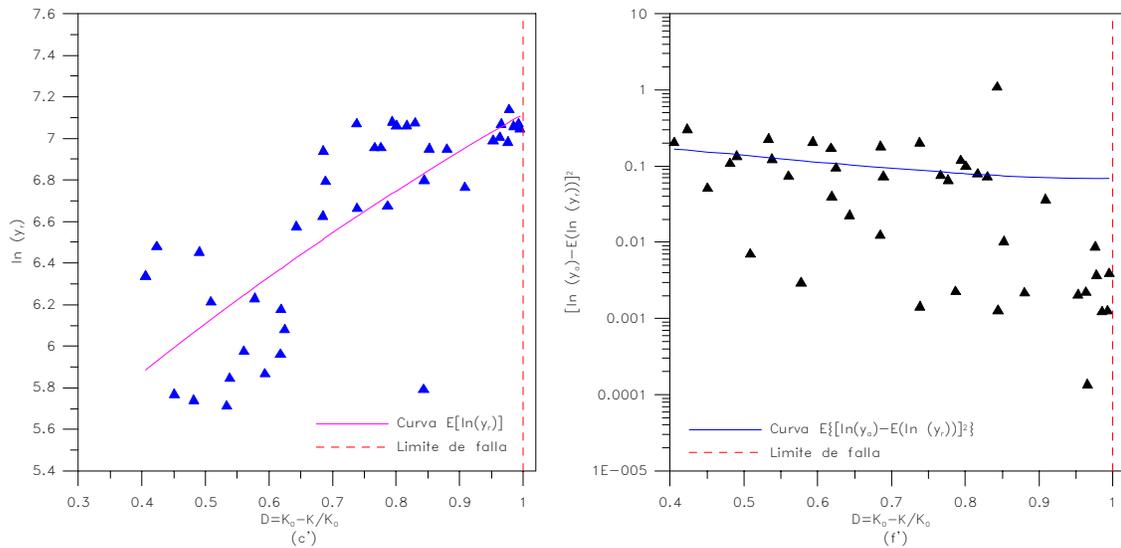


Fig 4.2. c' y f') Funciones de esperanza y varianza de Z para SD3; para cuando el número de valores de Z_F es insuficiente

La confiabilidad del sistema SD3, para el caso de contar con y sin un número suficiente de valores de Z_F , es mostrado en la figura 4.4.

Tabla 4.2. Valores obtenidos de los parámetros de ajuste de SD3, para las condiciones de contar con y sin un número suficiente de valores de Z_F

Sistema Dual	n_0	n_1	n_2	n_3	n_4
SD3	7.0720	0.3346	0.8003	0.0049	0.0506
SD3 [†]	7.1166	1.7375	0.5588	0.0684	0.2813

† Valores de los parámetros de ajuste, para cuando el número de valores de Z_F es insuficiente

4.1.2 Funciones de confiabilidad sísmica en términos del índice de reducción de rigidez secante $D(y)$

Para el análisis del comportamiento y seguridad de las estructuras, la teoría de la probabilidad provee de una representación ingenieril más exacta de la realidad. Se ha demostrado (Torroja, 1958; Fruendenthal et al, 1966) que las incertidumbres en las fuerzas aplicadas y en las resistencias estructurales implican incertidumbre en el comportamiento estructural, y esta incertidumbre puede ser analizada racionalmente solo con la teoría de la probabilidad. Por tanto, para evaluar la seguridad estructural ésta debe ser tratada probabilísticamente, reemplazando las resistencias nominales tradicionales, cargas nominales, y los factores de carga por una adecuada “probabilidad de falla” calculada con base en la distribución de frecuencia observada de las resistencias y cargas.

Debido a lo anterior, se requiere un modelo estadístico más realista que pueda producir los mejores resultados de ingeniería. Cornell (1969), propone que la medida de seguridad asociada con un diseño en particular sea β , el cociente de la media entre la desviación estándar del margen de seguridad $Z_F - \ln(y_d)$. La ecuación que expresa esta relación es

$$\beta = \frac{E(Z_F) - \ln(y_a)}{\sigma(Z_F)} \quad (4.3)$$

La función de confiabilidad $\beta(y)$ de un sistema estructural es obtenida a partir de una muestra de valores de $D(y)$ y $\ln(y)$, con los cuales se determinan la media $\overline{\ln(y_r)}$, y la varianza $[\ln(y_a) - \overline{\ln(y_r)}]^2$, de Z_F ; por consiguiente, es posible determinar el índice de confiabilidad β . Con base en las ecuaciones de ajuste 4.1 y 4.2 que definen los primeros momentos estadísticos de Z , puede ser expresado el índice de confiabilidad β por la siguiente relación

$$\beta = \frac{n_0 - \ln(y_a)}{\sqrt{n_3}} \quad (4.4)$$

En donde se ha puesto la condición de que Z_F corresponde a la condición de falla, $D(y) = 1.0$.

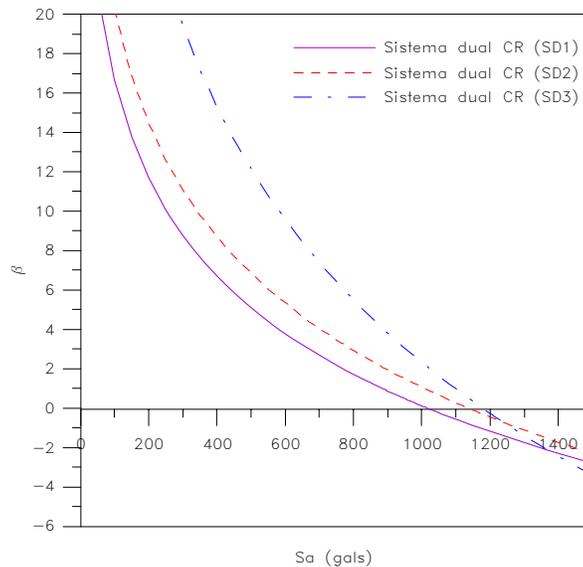


Fig 4.3. Funciones de confiabilidad para los sistemas de estudio SD1, SD2 y SD3 con relación de esbeltez $H/L=3.4, 2.9$ y 2.5 respectivamente

Los parámetros de ajuste n_0 y n_3 que aparecen en la ecuación 4.4 representan el valor esperado y la desviación estándar de Z_F . Por lo tanto, para obtener la función de confiabilidad de cada sistema de estudio se toman estos parámetros directamente de las funciones del valor esperado y de la varianza, que son mostradas en las figuras 4.1a ,b ,c ,d ,e y f.

En las funciones de confiabilidad mostradas en la figura 4.3 correspondientes a los sistemas estudiados SD1, SD2 y SD3 se puede observar que para un edificio de menor relación de esbeltez y con mayor rigidez y resistencia, estas funciones tienen un valor β mayor, correspondiente del índice de confiabilidad dentro de una región con probabilidad de falla $P_F \leq 0.5$, es decir, para valores de $\beta > 0$.

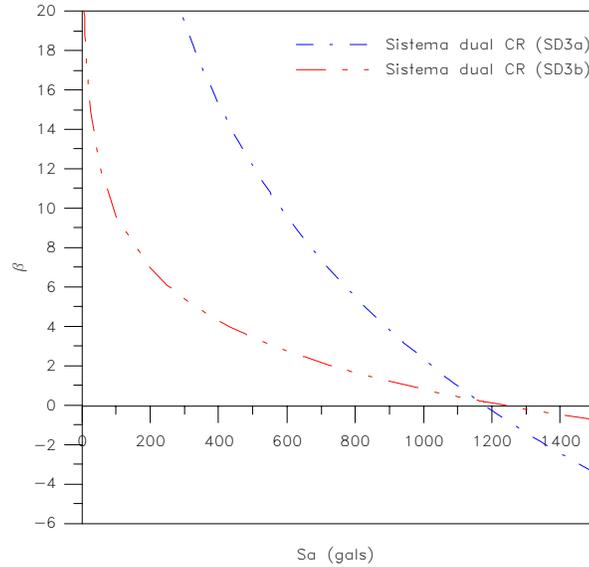


Fig 4.4. Funciones de confiabilidad de los sistemas SD3a y SD3b para las condiciones de contar con y sin un número suficiente de valores de Z_F , respectivamente

De acuerdo con lo mencionado arriba, para determinar de forma más precisa las funciones de confiabilidad de los sistemas estructurales para un nivel de desempeño cercano al colapso, se requiere contar con un número adecuado de valores de Z_F ; esto se debe a que el parámetro que afecta principalmente la confiabilidad es aquél que controla la variabilidad de Z_F , el cual, al ser sustituido en la ecuación 4.5 la afecta de forma inversa; por ejemplo, para valores más grandes de la varianza se obtienen menores índices de confiabilidad β , cuando $\beta > 0$, esto se puede observar al comparar las curvas de confiabilidad del sistema SD3 resultantes de considerar y no considerar la suficiente muestra estadística de valores de Z_F (ver figura 4.4).

4.1.3 Determinación de la probabilidad anual de falla ν_F

El Reglamento de Construcción del Distrito Federal establece en el análisis sísmico de estructuras mediante el uso de espectros de diseño, la frecuencia de ocurrencia de las demandas asociadas a los estados límites de desempeño para un cierto nivel de riesgo probabilístico. Lo anterior implica que una estructura diseñada para cumplir un nivel requerido de funcionalidad tendrá implícitamente una probabilidad anual de falla, ν_F , en un sitio dado.

El valor de la tasa de falla ν_F depende de la incertidumbre que exista en el cálculo de la capacidad o de la vulnerabilidad misma de la estructura, para obtenerlo se emplea la expresión 4.5

$$\nu_F = - \int \frac{dv_Y(y)}{dy} P_F(y) dy \quad (4.5)$$

En esta ecuación, $P_F(y)$ y $dv_Y(y)/dy$, son respectivamente la probabilidad de falla y la derivada de la curva de peligro sísmico, dada una intensidad y .

A partir de un estudio de análisis de peligro sísmico realizado por Alamilla (2001) para condiciones de sitio SCT, se determinaron las curvas de peligro sísmico de los sistemas estudiados con base en sus respectivos periodos fundamentales de vibrar; dichas curvas se muestran en la figura 4.5. Aquí, se puede observar que para los sistemas estudiados con periodo fundamental de vibrar muy similar (ver

tabla 4.3) y para las mismas condiciones de sitio, las curvas de peligro sísmico son iguales. En esta figura, el eje de las ordenadas representa la tasa anual de ocurrencia de sismos con intensidades mayores que y para un sitio dado, y el eje de las abscisas representa el valor de dicha intensidad.

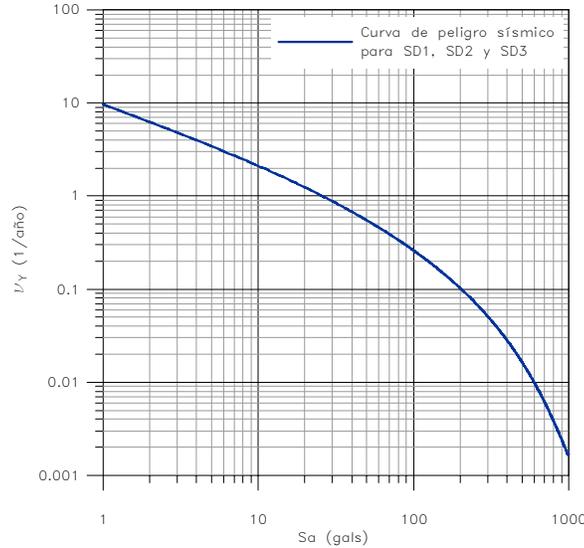


Fig 4.5. Curva de peligro sísmico para los sistemas de estudio SD1, SD2 y SD3

El segundo término de la ecuación 4.6 que representa la probabilidad de falla $P_F(y)$, es determinado a partir del índice de confiabilidad β del sistema, dado un nivel de intensidad y . En forma aproximada, esto se logra mediante la relación $P_F = 1 - \Phi(\beta)$, donde $\Phi(\cdot)$ representa la función de distribución de probabilidad normal estándar. Para lograr determinar dicha probabilidad de falla se emplea la siguiente ecuación:

$$P_F = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{-\beta} e^{-x^2/2} dx \quad (4.6)$$

Debido a la mayor simplicidad de cálculo que se obtiene al evaluar la ecuación anterior por medio de una aproximación polinomial de la función de distribución normal estándar, se utilizó la ecuación 4.7 con sus respectivos parámetros de ajuste (Abramowitz y Stegun, 1965), además de emplear las funciones de confiabilidad obtenidas para los sistemas estudiados (figura 4.3):

$$P_F(x) = \left[\frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-x^2/2} (b_1 t_1 \cdot b_2 (t_2)^2 \cdot b_3 (t_3)^3 \cdot b_4 (t_4)^4 \cdot b_5 (t_5)^5) \right] + |\varepsilon(x)| \quad (4.7)$$

$$t = 1/(1 + p \cdot x) \quad p = 0.2316419 \quad b_2 = -0.356563782 \quad b_4 = -1.821255978$$

$$|\varepsilon(x)| < 7.5 \times 10^{-8} \quad b_1 = 0.31938153 \quad b_3 = 1.781477937 \quad b_5 = 1.330274429$$

En la figura 4.6 se muestran las curvas de P_F de cada uno de los sistemas estudiados, resultantes de evaluar la ecuación 4.7:

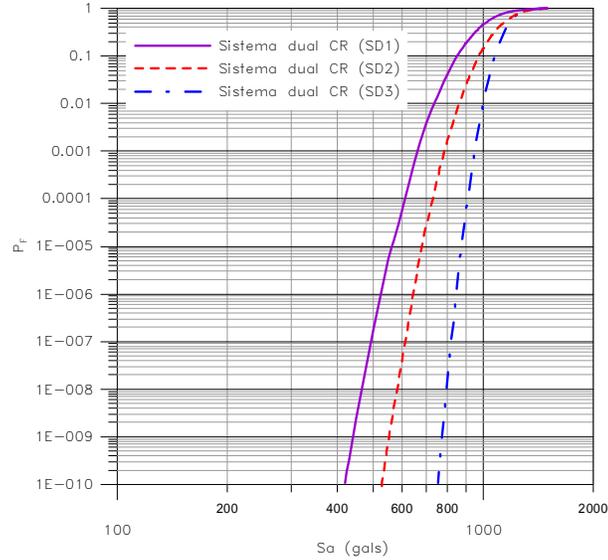


Fig 4.6. Funciones de probabilidad de falla para los sistemas SD1, SD2 y SD3

El valor de la tasa anual de falla, ν_F , puede ser estimado al evaluar numéricamente la ecuación 4.6 con base en los valores resultantes de la curva de peligro sísmico (figura 4.5) y de la función de probabilidad de falla (figura 4.6). En la tabla 4.3 se presentan los resultados obtenidos del análisis de confiabilidad, así como aquellos parámetros representativos para su comparación. En esta tabla, R es el factor de sobre-resistencia obtenido del cociente entre el valor de la intensidad actuante de diseño S_a y la intensidad resistente de la estructura, dado por la relación V_b/W_t ; aquí, W_t es el peso total de la estructura, y V_b es su correspondiente cortante basal obtenido por medio de un análisis “Pushover”.

Tabla 4.3. Valores obtenidos de la probabilidad anual de falla, ν_F , para los modelos de estudio

Sistema Dual	D (m)	H (m)	L/B	\bar{T}_e (s)	S_a/g	V_b/W_t	R	ν_F
SD1	9	61	3.4	1.487	0.240	0.481	2.0	9.210×10^{-4}
SD2	6	61	2.9	1.468	0.240	0.531	2.2	1.215×10^{-4}
SD3a	6	61	2.5	1.456	0.188	0.823	4.4	2.317×10^{-6}
SD3b [†]	6	61	2.5	1.456	0.188	0.823	4.4	6.455×10^{-4}

† Tasa anual de falla obtenida para el caso en que el número de valores de Z_F es insuficiente

4.2 DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SISTEMAS SIMPLIFICADOS DE REFERENCIA

En problemas de ingeniería en general no es posible obtener soluciones matemáticas rigurosas, y sólo en algunos casos simples pueden obtenerse soluciones analíticas. Cuando los problemas implican propiedades de materiales, distribución de cargas y condiciones de frontera complejas, es necesario introducir simplificaciones o idealizaciones para reducir el problema a una solución matemática que sea capaz de dar resultados aceptables desde el punto de vista de la seguridad y la economía. La relación entre el sistema físico y esta posible solución matemática se obtiene mediante un modelo matemático. Este representa al sistema idealizado de sustitución con todas las simplificaciones impuestas al sistema físico. Debido a que toda estructura continua tiene un número infinito de grados de libertad, es necesario que para su análisis se emplee un modelo matemático que permita reducir los grados de libertad a un número discreto, e incluso, a uno solamente.

En este trabajo, con el fin de establecer información relacionada con las incertidumbres derivadas de la estimación de la respuesta sísmica entre sistemas con uno y múltiples grados de libertad, es necesario determinar las propiedades dinámicas de sistemas simplificados de referencia a partir de sistemas detallados. Para esto, se requiere determinar la capacidad de fluencia y la última del sistema detallado a partir de la curva V_b vs D , obtenida de un análisis Pushover, además de establecer relaciones entre respuestas sísmicas de sistemas detallados con las estimadas a partir de modelos simplificados, con base en lo descrito en el apéndice A.3 por Esteva (2007). El modelo idealizado del SSR se muestra en la figura 4.7.

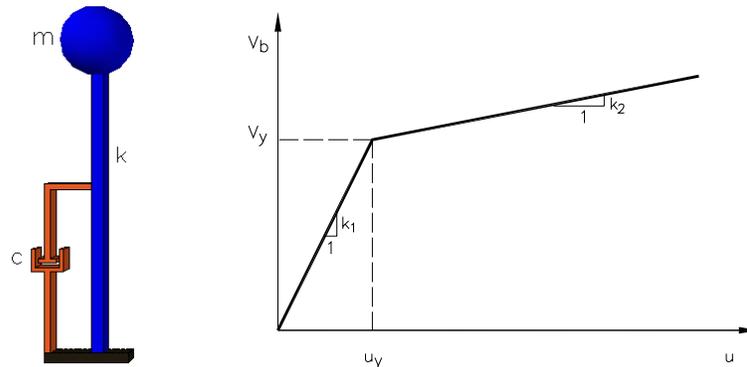


Fig 4.7. Idealización del Sistema Simplificado de Referencia

En la tabla 4.4, para cada sistema estudiado se presentan los valores obtenidos de las propiedades dinámicas de los sistemas simplificados, y en la tabla 4.5, los valores correspondientes del cortante basal y desplazamiento en los puntos de fluencia y último, obtenidos a partir de realizar un ajuste bilineal por mínimos cuadrados en las curvas V_b vs D de dichos sistemas.

Tabla 4.4. Propiedades dinámicas de los Sistemas Simplificados de Referencia

Sistema Dual	T_e (s)	\tilde{T}_e (s)	m ($kg \cdot s^2/cm$)	k (kg/cm)	γ	q	v_y (kg)	u_y (cm)
SD1	0.98	1.49	1227.512	22094.054	1.481	2.037	544623.147	24.65
SD2	1.00	1.47	1460.086	26674.940	1.489	2.175	554505.937	20.79
SD3	1.17	1.46	1986.496	36791.005	1.427	4.657	518058.108	14.08

Tabla 4.5. Valores obtenidos a partir de realizar un ajuste bilineal en las curvas V_b vs D

Sistema Dual	V_y (kg)	D_y (cm)	V_u (kg)	D_u (cm)
SD1	1642503.00	36.50	1642503.00	113.91
SD2	1795662.57	30.95	2314980.00	86.34
SD3	3443152.36	20.09	4414089.00	61.08

En la tabla 4.5 se puede observar que el valor de V_y correspondiente al sistema SD3 tiene un valor aproximadamente del doble comparado contra aquéllos obtenidos para los sistemas SD1 y SD2. Esto se debe a que el modelo SD3 al tener una crujía más en ambos sentidos ortogonales y mayor longitud en las dimensiones de su base, aumenta con ello el valor resultante del momento de inercia con respecto a su base. A lo anterior se le suma que las cuantías de refuerzo longitudinal y transversal fueron mayores (en un porcentaje de alrededor del 30 por ciento) así como también las fuerzas sísmicas aplicadas en su diseño. Es por esto que los niveles de sobre resistencia R obtenidos para este tipo de sistemas difieren en forma importante con el aumento de la rigidez y resistencia, asimismo con la disminución de su relación de esbeltez.

4.3 ANÁLISIS DE INCERTIDUMBRE PARA LA ESTIMACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA USANDO SISTEMAS SIMPLIFICADOS DE REFERENCIA

4.3.1 Factores de transformación de respuestas

En la práctica del diseño estructural, la determinación de la respuesta sísmica no lineal de sistemas de múltiples grados de libertad representa un esfuerzo excesivo de cálculo, que por razones de tiempo y de costo es difícil de llevar a cabo. Es por esto, que simplificaciones tales como el uso de sistemas de un grado de libertad con configuraciones laterales basadas en un análisis modal son una opción de análisis que permiten obtener una estimación de la respuesta sísmica en tiempo y esfuerzo de forma más razonable. Al asumir simplificaciones para determinar las propiedades dinámicas del SSR, se generan ciertas incertidumbres, las cuales se deben al considerar una configuración de respuesta lateral que depende únicamente del desplazamiento en el extremo superior y de leyes constitutivas que ignoran los efectos de degradación de rigidez y resistencia como consecuencia de amplitudes excesivas de deformación durante cargas cíclicas reversibles. Dichas incertidumbres generadas al emplear sistemas simplificados de referencia pueden ser tomadas en cuenta mediante factores de transformación de respuestas; estos últimos se determinan como se describe a continuación.

4.3.1.1 Estimación del factor α_s

El factor correctivo incierto α_s es determinado por la relación entre la respuesta máxima obtenida del sistema simplificado y su valor esperado; esta relación puede ser definida en términos de la distorsión global o de la ductilidad, mediante las expresiones, $\alpha_s = \psi_o(Q)/\bar{\psi}_o(Q)$ y $\alpha_s = \mu_o(Q)/\bar{\mu}_o(Q)$, respectivamente. De acuerdo con lo mencionado en el capítulo 2.7.2, Q y μ_o denotan el valor de la ductilidad obtenida de la respuesta lineal e inelástica del SSR respectivamente, dada una intensidad. Éstos se definen por las relaciones $Q = S_{dL}/u_y$ y $\mu_o = S_d/u_y$, donde u_y es el desplazamiento de fluencia. En lo anterior, se cumple que para un valor de $Q \leq 1$, la ductilidad μ_o es determinísticamente igual a Q , y para $Q > 1$, la ductilidad μ_o es incierta; además, como consecuencia de esto, para $Q \leq 1$, el valor de $\alpha_s = 1$, y el cuadrado de su coeficiente de variación $V_{\alpha_s}^2$, es igual a cero; aquí, $V_{\alpha_s}^2 = E[(\alpha_s - 1)^2]$.

A partir de efectuar el análisis Paso a Paso del sistema simplificado para un conjunto de registros sísmicos y de estimar el correspondiente valor de la ordenada del espectro elástico de pseudo aceleraciones asociado con el periodo fundamental de dicho sistema, es posible obtener una muestra estadística de valores de μ_o y Q respectivamente.

En la figura 4.8 se muestran las gráficas de μ_o vs Q , en las cuales se ajustó una curva definida por la ecuación 4.9. Los correspondientes valores de los parámetros de ajuste se presentan en la tabla 4.6.

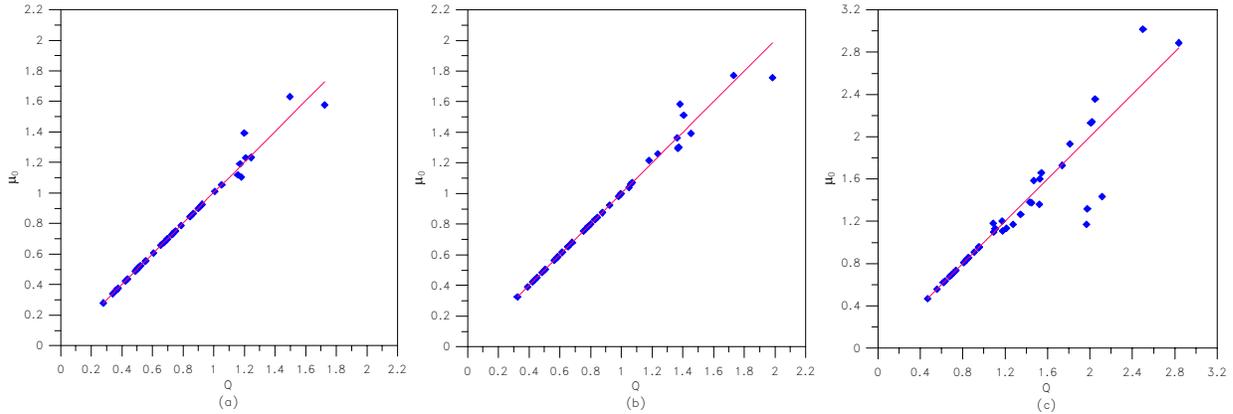


Fig 4.8. a, b y c) Funciones de esperanza de μ_o , correspondientes a los sistemas SD1, SD2 y SD3

$$\overline{\mu_o}(Q) = Qe^{b \cdot Q} \quad (4.9)$$

Tabla 4.6. Parámetros de ajuste que definen la función $\overline{\mu_o}$

Sistema Dual	b
SD1	1.035×10^{-3}
SD2	2.246×10^{-7}
SD3	1.227×10^{-9}

Con base en la información obtenida de las gráficas μ_o vs Q son determinados los valores de α_s , por medio de la relación $\mu_o(Q)/\overline{\mu_o}(Q)$, y asimismo el correspondiente valor de su varianza es determinado por la esperanza de $(\alpha_s - 1)^2$. A partir de la muestra estadística de valores de α_s se construyen las gráficas que se muestran en las figuras 4.9 y 4.10; en estas gráficas, las curvas de ajuste representan la esperanza y el cuadrado del coeficiente de variación de α_s , respectivamente. Para estas curvas, $\overline{\alpha_s}$ es igual a 1, y V_{α_s} se determina mediante la ecuación 4.10; en ésta, el valor de b_o debe ser igual a 1, para que se cumpla que $\alpha_s = Q$ para $Q \leq 1$. Para este caso, la pendiente en $Q = 0$ es igual a 1.0, con lo cual se obtiene que $b_1 + b_2 \cdot b_3 = 1$.

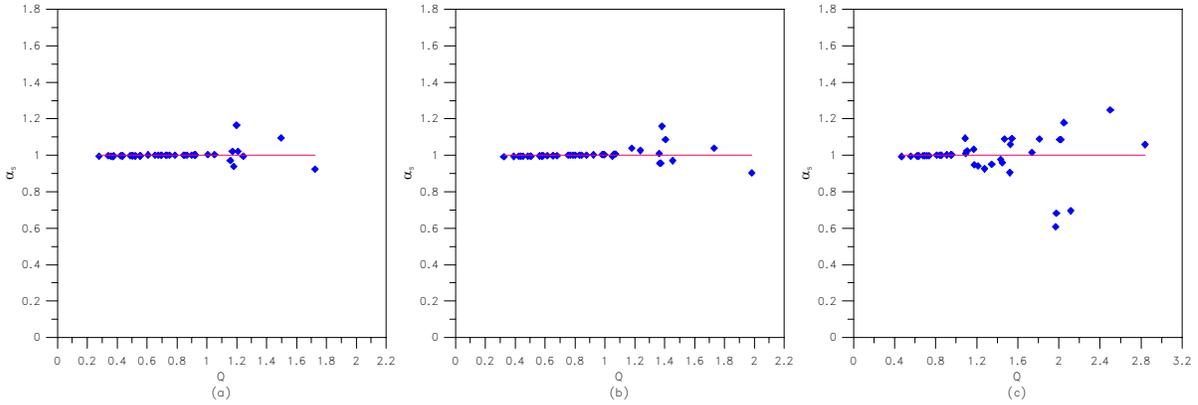


Fig 4.9. a, b y c) Funciones de esperanza de α_s , correspondientes a los sistemas SD1, SD2 y SD3

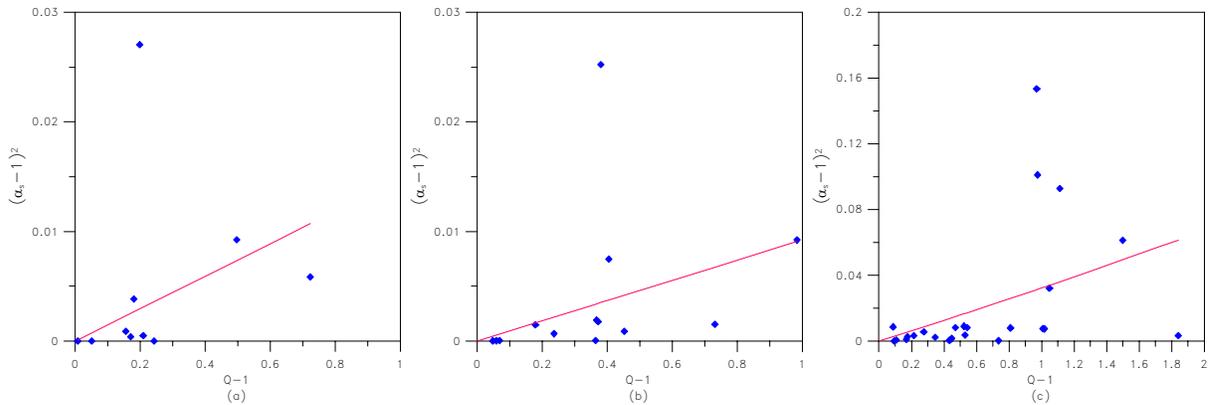


Fig 4.10. a, b y c) Funciones de esperanza de $(\alpha_s - 1)^2$, para los sistemas SD1, SD2 y SD3

$$V_{\alpha_s}^2 = b_0 + b_1 \cdot Q + b_2 \cdot [1 - e^{-b_3 \cdot Q}] \tag{4.10}$$

Tabla 4.7. Parámetros de ajuste que definen la función $V_{\alpha_s}^2$

Sistema Dual	b_0	b_1	b_2	b_3
SD1	-1.567×10^{-5}	0.0148	-0.0024	0.0016
SD2	-2.609×10^{-7}	0.0093	-0.00015	0.0001
SD3	-6.940×10^{-9}	0.2657	-22.3200	0.0105

4.3.1.2 Estimación del factor $\bar{\rho}$

Para estimar la incertidumbre debida a la transformación de la respuesta global del sistema simplificado a la del sistema detallado, se emplea el factor incierto $\rho = \psi/\bar{\psi}_o$; aquí, ψ denota el valor de la distorsión global del sistema detallado obtenido al efectuar un análisis Paso a Paso, y $\bar{\psi}_o$ representa el valor esperado de la distorsión global del SSR, el cual se determina mediante la expresión $\bar{\psi}_o = \bar{\mu}_o \cdot u_y \cdot \gamma/H$; en esta ecuación, γ es el factor de participación dinámica, y H , es la altura total del sistema de interés.

Con base en una muestra estadística de valores de ψ obtenidos a partir de un conjunto de estructuras simuladas del sistema de interés, y de su respectivo valor estimado de $\overline{\psi}_o$, se pueden obtener los diagramas de dispersión ρ vs Q y $(\rho/\bar{\rho} - 1)^2$ vs Q como los que se muestran en las figuras 4.11 y 4.12 respectivamente. Para estos diagramas, la función de esperanza y el cuadrado del coeficiente de variación de ρ , fueron obtenidas mediante una ecuación de forma similar a la 4.10; los parámetros de ajuste son mostrados en las tablas 4.8 y 4.9, respectivamente.

Tabla 4.8. Parámetros de ajuste que definen la función $\bar{\rho}$

Sistema Dual	b_0	b_1	b_2	b_3
SD1	0.7676	1.106×10^{-8}	-0.1880	5.870×10^{-8}
SD2	0.3008	1.585×10^{-10}	1.183×10^{-8}	1.624×10^{-8}
SD3	0.4073	2.353×10^{-6}	-3.5870	6.559×10^{-7}

Para el caso de determinar el ajuste de las funciones de $\bar{\rho}$ y $\bar{\rho}_t$ mediante dicha ecuación, se obtiene que para $Q = 0$, la pendiente es igual a cero, lo cual implica que $b_1 + b_2 * b_3 = 0$ y $b_2 \leq 0$.

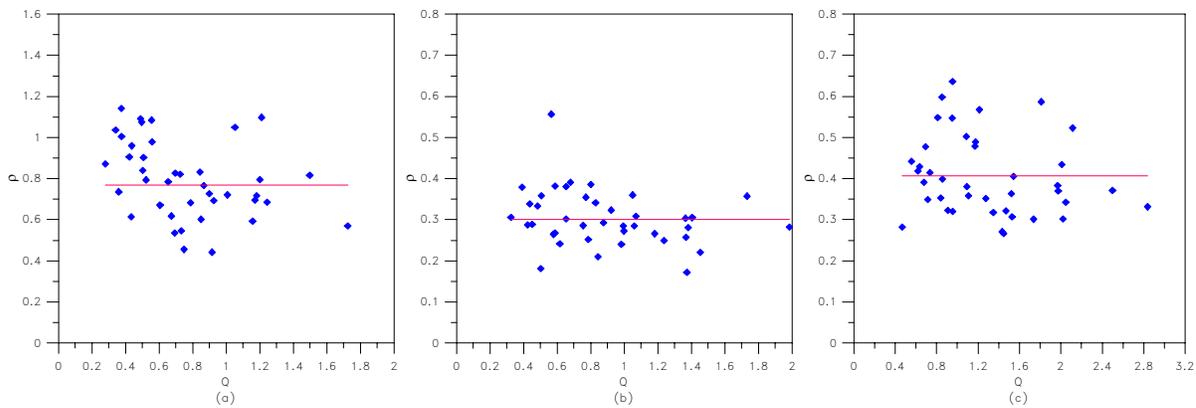


Fig 4.11. a, b y c) Funciones de esperanza de ρ para los sistemas SD1, SD2 y SD3

Tabla 4.9. Parámetros de ajuste que definen la función V_ρ^2

Sistema Dual	b_0	b_1	b_2	b_3
SD1	0.0581	4.141×10^{-9}	-3.8880	1.065×10^{-9}
SD2	0.0479	6.646×10^{-9}	1.858×10^{-8}	1.506×10^{-8}
SD3	0.0563	8.537×10^{-7}	-0.9760	8.751×10^{-7}

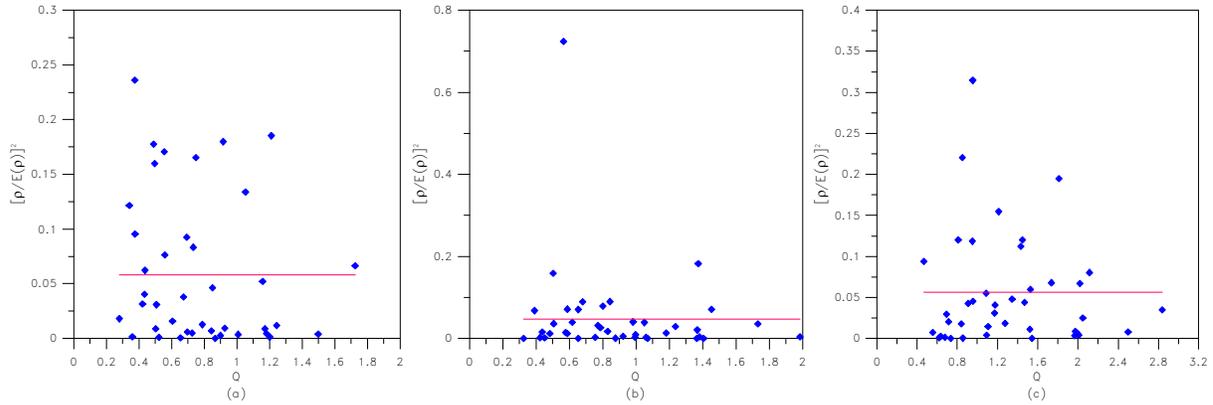


Fig 4.12. a, b y c) Funciones de esperanza de $(\rho/\bar{\rho} - 1)^2$ para los sistemas SD1, SD2 y SD3

4.3.1.3 Estimación del factor ρ_i

El factor de transformación ρ_i se define por el cociente entre el valor máximo de la distorsión local ψ_i del sistema detallado y el producto del valor esperado de la distorsión global $\bar{\psi}$ de dicho sistema y el factor ε_i ; este último se obtiene de una configuración de respuesta lateral que depende de $\bar{\psi}$. Lo anterior se puede expresar como $\rho_i = \psi_i / \varepsilon_i \bar{\psi}$. En esta expresión, el término de ψ_i se obtiene al llevar a cabo un análisis Paso a Paso del sistema detallado, mientras que, el término ε_i se obtiene al efectuar un análisis de empuje lateral Pushover en el mismo. El valor de ε_i se determina por medio de la relación $\psi_i / \bar{\psi}$. Aquí, ψ_i representa un vector de distorsiones locales, obtenido de un conjunto de configuraciones de respuestas laterales para un valor dado de $\bar{\psi}$ (ver figura 4.13). De manera similar a la obtención de diagramas de dispersión del factor ρ , es posible construir gráficas de ρ_i vs Q para cada sistema de estudio.

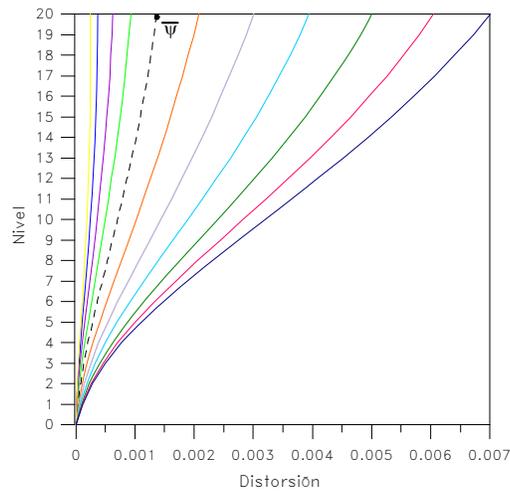


Fig 4.13. Configuraciones de respuesta lateral del sistema SD1

En la figura 4.14 se presentan las gráficas de ρ_i vs Q correspondientes a los entrepisos 1, 10 y 20. Los parámetros de ajuste de las funciones $\bar{\rho}_i$ se proporcionan en la tabla 4.10.

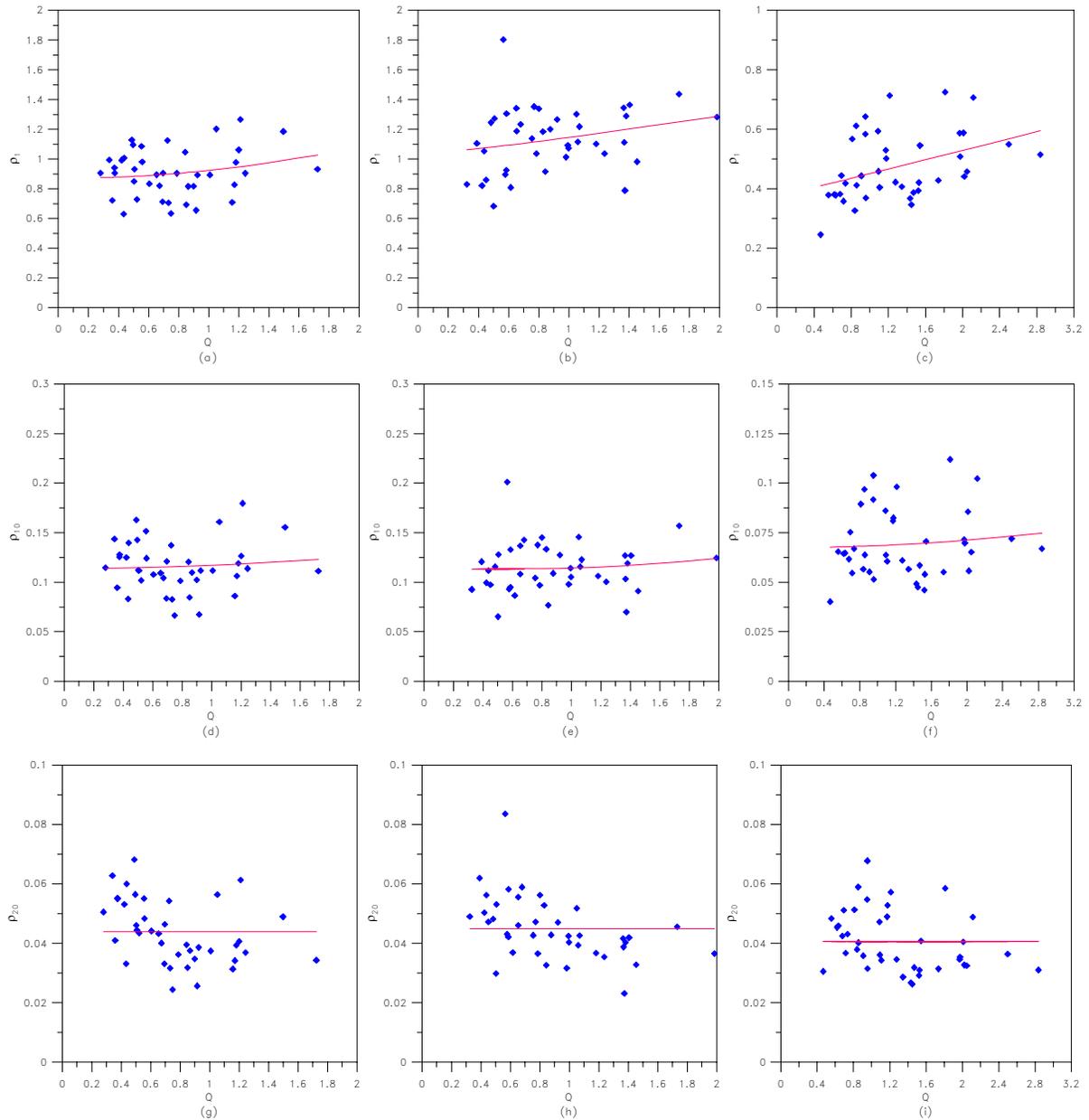


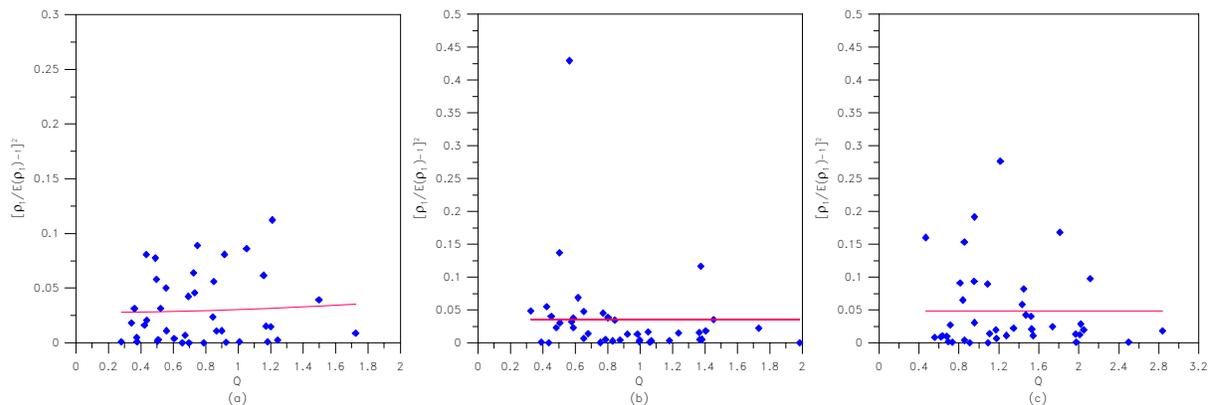
Fig 4.14. a, b y c) Funciones de esperanza de ρ_1 , para los sistemas SD1, SD2 y SD3; d, e y f) Funciones de esperanza de ρ_{10} , para los sistemas SD1, SD2 y SD3; g, h, i) Funciones de esperanza de ρ_{20} , para los sistemas SD1, SD2 y SD3

Tabla 4.10. Parámetros de ajuste que definen la función $\bar{\rho}_i$

Sistema dual	Función $\bar{\rho}_i$	b_0	b_1	b_2	b_3
SD1	$\bar{\rho}_1$	0.8706	10.9000	-1.11×10^3	0.0098
	$\bar{\rho}_{10}$	0.1139	0.0697	-0.7310	0.0954
	$\bar{\rho}_{20}$	0.0439	6.595×10^{-7}	-1.0450	6.310×10^{-5}
SD2	$\bar{\rho}_1$	1.0470	0.1448	-0.0483	3.0000
	$\bar{\rho}_{10}$	0.1145	0.2834	-8.0240	0.0360
	$\bar{\rho}_{20}$	0.0450	1.855×10^{-6}	-18.0409	2.079×10^{-7}
SD3	$\bar{\rho}_1$	0.3757	0.0782	-0.0030	25.6800
	$\bar{\rho}_{10}$	0.0675	0.0368	-0.7080	0.0520
	$\bar{\rho}_{20}$	0.0408	1.752×10^{-7}	-0.6140	2.852×10^{-7}

Las correspondientes varianzas de las muestras de valores del factor de transformación ρ_i , se presentan en las gráficas de $(\rho_i/\bar{\rho}_i - 1)^2$ vs Q , de la figura 4.15. Análogamente a lo descrito arriba para el factor de transformación ρ , la función de esperanza y el cuadrado del coeficiente de variación de ρ_i , se obtiene con la ecuación 4.10, así como sus respectivos parámetros de ajuste. Éstos se muestran en la tabla 4.11.

Las grandes diferencias de los valores esperados de ρ y de ρ_i que se observan en las figuras 4.11 y 4.14 muestran las limitaciones del modelo simplificado de referencia para estimar los valores de ψ y ψ_i (sus medias y dispersiones) del sistema detallado. Estas limitaciones están relacionadas con el hecho de que los sistemas simplificados no toman en cuenta los efectos de degradación de rigideces y resistencias que afectan el comportamiento de los miembros estructurales en el sistema detallado. Estas limitaciones conducen a la necesidad de pensar en modelos simplificados alternativos que puedan incorporar estos efectos, manteniendo dentro de límites aceptables los esfuerzos de cálculo que requerirían llevarse a cabo en aplicaciones a la práctica del diseño sísmico.

Fig 4.15. a, b y c) Funciones de ajuste de $V_{\rho_i}^2$, para los sistemas SD1, SD2 y SD3

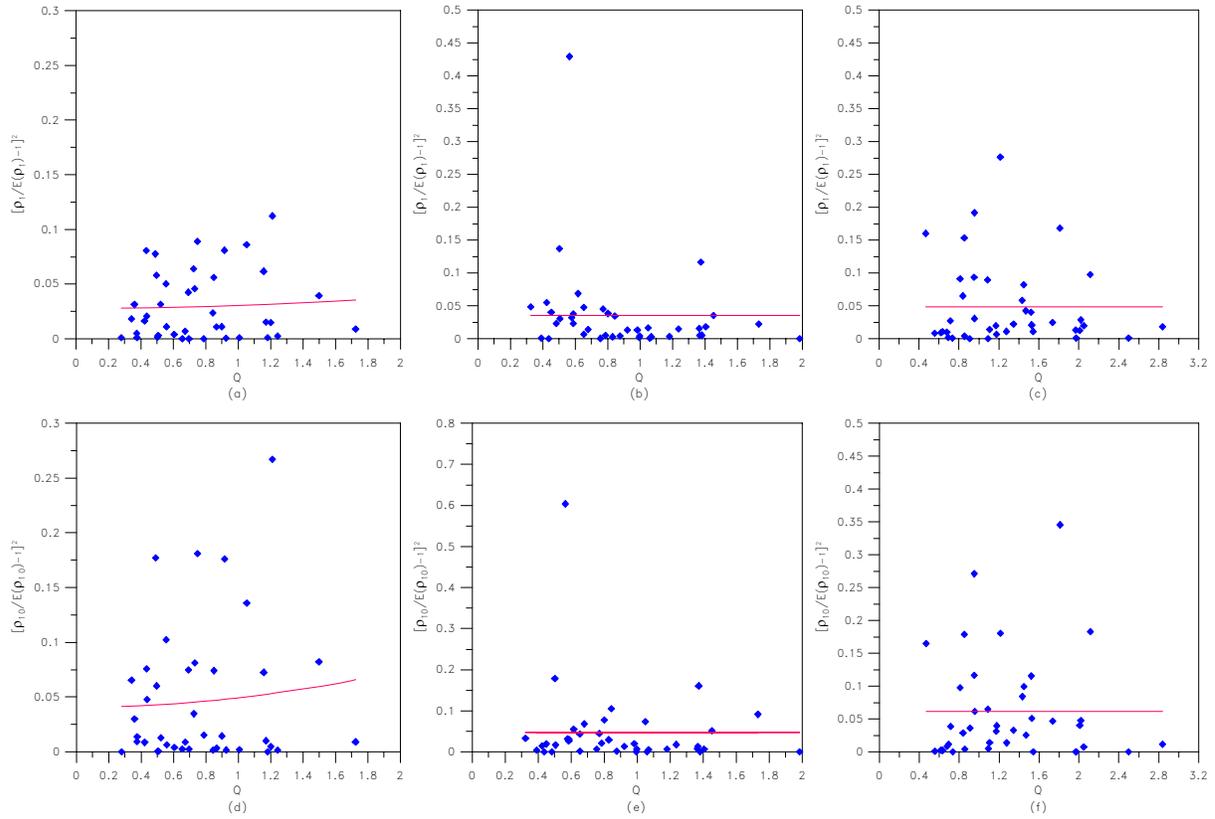


Fig 4.15. d, e y f) Funciones de ajuste de $V_{\rho_{10}}^2$, para los sistemas SD1, SD2 y SD3; g, h y i) Funciones de ajuste de $V_{\rho_{20}}^2$, para los sistemas SD1, SD2 y SD3

Tabla 4.11. Parámetros de ajuste que definen la función $V_{\rho_i}^2$

Sistema dual	Función $V_{\rho_i}^2$	b_0	b_1	b_2	b_3
SD1	$V_{\rho_1}^2$	0.0278	0.1034	-1.9450	0.0532
	$V_{\rho_{10}}^2$	0.0327	0.0211	-0.0020	9.9999
	$V_{\rho_{20}}^2$	0.0577	6.521×10^{-7}	0.0000	1.0030
SD2	$V_{\rho_1}^2$	0.0354	3.420×10^{-8}	-1.5360	2.226×10^{-8}
	$V_{\rho_{10}}^2$	0.0472	1.062×10^{-5}	-2.6930	3.943×10^{-6}
	$V_{\rho_{20}}^2$	0.0553	2.688×10^{-8}	-1.1160	2.409×10^{-8}
SD3	$V_{\rho_1}^2$	0.0484	5.284×10^{-6}	-0.2340	2.256×10^{-5}
	$V_{\rho_{10}}^2$	0.0616	2.625×10^{-5}	-0.7520	3.492×10^{-5}
	$V_{\rho_{20}}^2$	0.0617	3.383×10^{-6}	-1.0720	3.157×10^{-6}

4.3.2 Funciones de confiabilidad sísmica en términos del margen de seguridad de distorsión global

En este procedimiento, para estimar las funciones de confiabilidad de los modelos de estudio se emplea un margen de seguridad en términos de la capacidad y la demanda global de la estructura, en la cual se considera que la capacidad de deformación máxima del sistema es aquella cuando ocurre la falla de los miembros principales resistentes a la acción sísmica, es decir, cuando al fallar los muros de cortante se reduce súbitamente la capacidad lateral del sistema. En este momento, en el que ocurre una falla frágil, los marcos aún tienen una cierta resistencia lateral, debido a que las articulaciones plásticas no se han presentado en todos sus elementos; sin embargo, esta resistencia lateral adicional no ha sido tomada en cuenta para fines de determinar el margen de seguridad (ver figura 4.16).

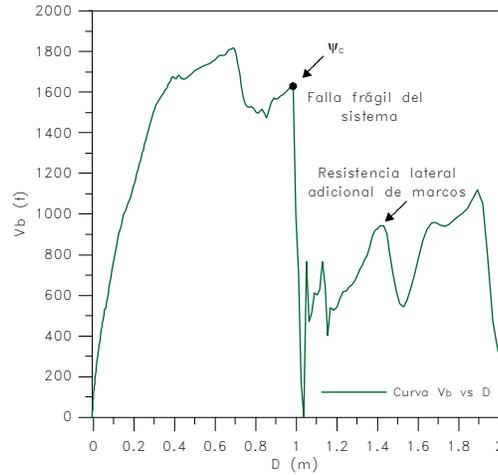


Fig 4.16. Determinación de la capacidad máxima de deformación ψ_c

De acuerdo con lo mencionado en el capítulo 2.7.2, las funciones de confiabilidad pueden ser obtenidas por medio de la ecuación $\beta = [E(\ln \psi_c) - E(\ln \psi)]/[Var(\ln \rho)]^{1/2}$, la cual se define por el cociente entre la esperanza y la desviación estándar de Z ; en esta ecuación, ψ_c es la capacidad global del sistema de interés que se determina a partir de su respectiva curva de empuje lateral, por la relación entre el cociente del desplazamiento lateral en el extremo superior y la altura total del sistema. Los términos $\bar{\psi}$ y $\bar{\rho}$ se determinan tal y como se mencionó arriba, por medio de la relación $\bar{\rho} = \bar{\psi}/\bar{\psi}_0$. Para los sistemas SD1, SD2 y SD3 se calcularon los valores de la distorsión global ψ_c de su correspondiente curva V_b vs D , de donde se obtuvieron los valores de 0.0162, 0.0126 y 0.0089 respectivamente. Las funciones de confiabilidad obtenidas se muestran en la figura 4.17, y éstas se han graficado en dos formas distintas para los valores presentados en el eje de las abscisas; en la primer gráfica, el eje de las abscisas es expresado en términos de la intensidad actuante en la estructura, y en la segunda, en términos del logaritmo natural de dicha intensidad.

En las curvas de confiabilidad de los sistemas SD1 y SD2 se puede observar la influencia que tiene en ellas el aumento de la rigidez y resistencia de la estructura: para el sistema SD2, dicho aumento, comparado con respecto al del sistema SD1, se refleja un valor mayor del índice de confiabilidad β dada una intensidad y ; sin embargo, esto no ocurre para el sistema SD3, ya que al aumentar en forma importante su rigidez y resistencia, también se redujo considerablemente su capacidad global de deformación lateral, a un valor de $\psi_c = 0.0089$, el cual es bastante menor comparado con los valores de 0.0162 y 0.0126 correspondientes a los sistemas SD1 y SD2 respectivamente. Esto puede entenderse debido a que la capacidad lateral máxima del sistema que se define en el margen de seguridad, depende exclusivamente del valor de ψ_c ; por lo anterior, se puede afirmar que una

reducción significativamente grande de este valor disminuye drásticamente el valor del índice de confiabilidad β (ver función de confiabilidad del sistema SD3).

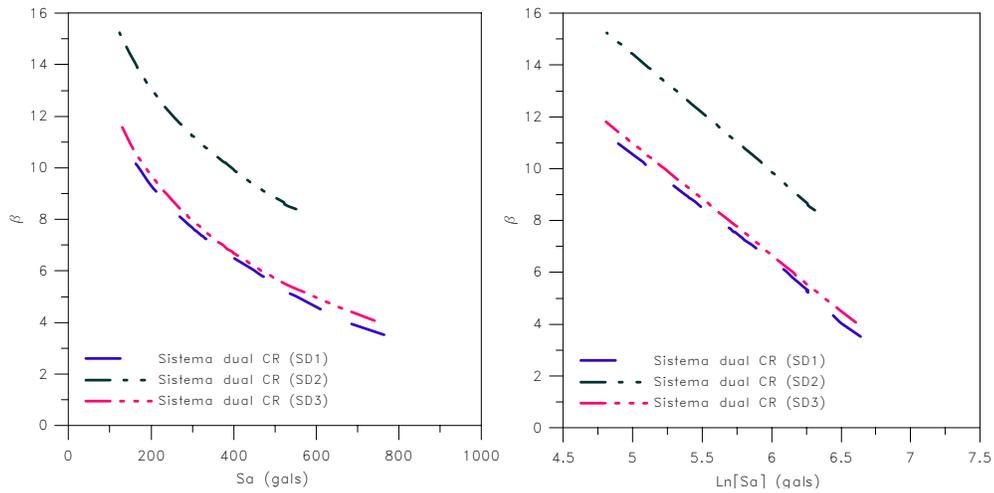


Fig 4.17. Funciones de confiabilidad para los sistemas de estudio SD1, SD2 y SD3 con relación de esbeltez $H/L= 3.4, 2.9$ y 2.5 respectivamente

En la figura 4.18, se comparan las funciones de confiabilidad obtenidas con los dos criterios mencionados en este trabajo. Para las curvas de confiabilidad obtenidas mediante el segundo criterio, se puede observar que los valores del índice de confiabilidad β y de la pendiente de dichas curvas, son diferentes de aquéllos obtenidos con el primer criterio; estas diferencias significativas se deben a las simplificaciones asumidas en la determinación de la respuesta sísmica del sistema de interés usando SSR.

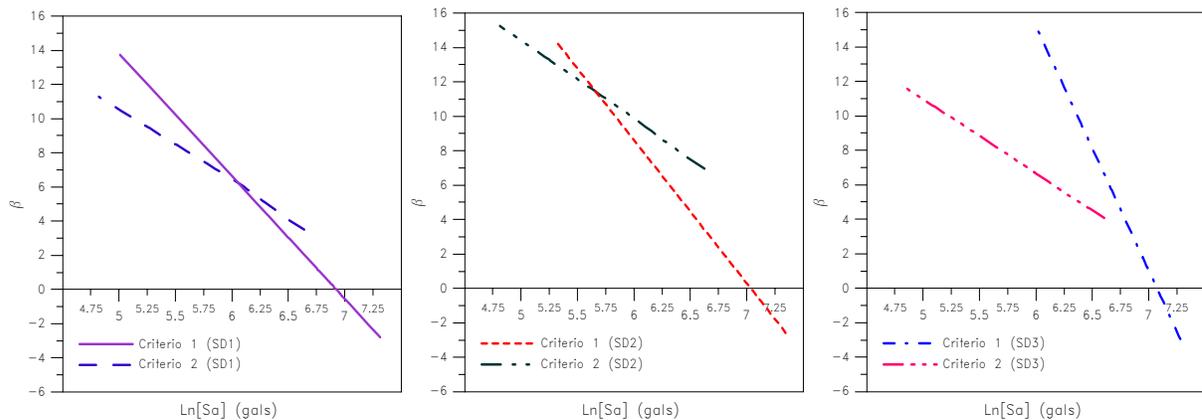


Fig 4.18. Funciones de confiabilidad de los sistemas estudiados mediante los criterios 1 y 2

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En esta tesis se llevó a cabo el análisis de confiabilidad de sistemas duales diseñados de acuerdo con el RCDF mediante dos criterios, con el objeto de determinar sus respectivas funciones de confiabilidad y sus respectivas tasas anuales de falla ν_F : el primer procedimiento hace uso del índice de reducción de rigidez secante como una medida del daño global de la estructura para una demanda de intensidad y dada; el segundo procedimiento emplea SSR para estimar la respuesta no lineal de SMGL con ayuda de un conjunto de configuraciones de respuesta lateral y de factores de transformación.

5.1 CONCLUSIONES

A partir de los resultados obtenidos del análisis de confiabilidad empleando el primer criterio, se puede concluir que el índice de confiabilidad β para un valor dado de intensidad y , aumenta cuando la resistencia lateral de un sistema dual de CR es mayor; asimismo, se tiene que el valor estimado de su tasa anual de falla ν_F decrece, lo cual implica que dicho sistema es más seguro. En la determinación de las funciones de confiabilidad mediante este criterio se hace ver la importancia de tener una suficiente muestra estadística de valores de Z_F , logaritmo natural del mínimo valor de intensidad requerido para producir el colapso de un sistema no lineal complejo, ya que de no ser así, se tendrían valores del índice de confiabilidad β que pueden diferir notablemente de los que se obtendrían si se considerara una suficiente muestra de valores de Z_F .

Las funciones de confiabilidad resultantes de los sistemas SD1 y SD2 mediante el segundo criterio, presentan la misma tendencia que aquéllas obtenidas con el primer criterio, ya que con el aumento de la resistencia lateral del sistema también se obtiene un valor mayor del índice de confiabilidad β . Para el sistema SD3, no se presentó esta misma tendencia debido a la disminución drástica del valor de su capacidad de deformación lateral máxima, de la cual depende el índice de confiabilidad β .

De acuerdo con los resultados obtenidos del análisis de confiabilidad mediante ambos procedimientos, se hace ver la importancia que tiene la adopción del criterio de falla del sistema en cada uno de ellos, ya que mientras en el primer procedimiento se establece la condición de falla del sistema para cuando su rigidez y resistencia global son muy pequeñas, en el segundo procedimiento dicha condición se presenta cuando se alcanza la capacidad de resistencia lateral máxima dada por los muros estructurales,

por lo cual, esto se ve reflejado en las diferencias obtenidas entre los valores del índice de confiabilidad β y de sus respectivas pendientes en las funciones de confiabilidad.

Las funciones de confiabilidad obtenidas pueden ser utilizadas en la práctica de la evaluación y del diseño estructural (exceptuando la del sistema SD3, obtenida con el segundo criterio), para edificios con características similares a los sistemas aquí estudiados; por ejemplo, si se requiere diseñar una estructura para que tenga un cierto nivel del índice de confiabilidad β , se tendría un valor de la intensidad y , en el eje de las abscisas, para el cual se diseñaría la estructura. Igualmente, para el caso de la evaluación estructural, si se conocen las propiedades dinámicas que definen al sistema, esto es, la masa y la rigidez, así como también el valor de la intensidad y para la cual fue diseñada, es posible determinar su índice de confiabilidad β , en el eje de las ordenadas.

A continuación se mencionan las ventajas obtenidas con los dos procedimientos empleados para la determinación de la confiabilidad de sistemas de múltiples grados de libertad: en el primer procedimiento, se hace uso de modelos detallados para poder estimar la respuesta sísmica del sistema de interés; esto, aunque demanda mayor esfuerzo de cálculo computacional, permite considerar el comportamiento histerético de los elementos ante cargas cíclicas reversibles, además que nos permite tener una mejor estimación de la capacidad lateral del sistema y por lo tanto, mejor estimación de su confiabilidad. Con el segundo procedimiento, es posible conseguir mayor eficiencia en cuanto al esfuerzo de cálculo dedicado a la estimación de la respuesta sísmica, ya que por medio del sistema simplificado de un grado de libertad, como sustitución del sistema detallado, y de factores de transformación, se permite tener una reducción considerable para su análisis en tiempo y costo, lo cual es muy importante en la práctica del diseño estructural. Los valores esperados de los factores de transformación ρ , ρ_1 , ρ_{10} y ρ_{20} obtenidos en este trabajo, están comprendidos en los intervalos de 0.3 a 0.77, 0.4 a 1.2, 0.0625 a 0.125 y 0.04 a 0.045, respectivamente. Estos valores se muestran en las secciones 4.3.1.2 y 4.3.1.3.

5.2 RECOMENDACIONES

De acuerdo con los resultados obtenidos en este estudio, se presenta a continuación una lista de recomendaciones que se consideran relevantes para estudios futuros del análisis de confiabilidad de sistemas de múltiples grados de libertad:

- Con base en los dos procedimientos empleados para efectuar el análisis de confiabilidad de SMGL, se recomienda generar familias de estructuras con diferentes características geométricas, de las cuales se pueda contar con una amplia selección de modelos para el diseño y/o evaluación estructural dentro de la práctica de la ingeniería estructural.
- Obtener valores implícitos de v_F de sistemas diseñados con otro reglamento de construcción (por ejemplo, el código de la SEAOC “blue book” que es uno de los más consultados), y compararlos con aquéllos obtenidos mediante el RCDF, para poder establecer con ello un marco de referencia en la toma de decisiones para el análisis y el diseño de obras importantes de ingeniería. En esto, cabe considerar diferentes condiciones del subsuelo, como lo es en terreno firme y en terreno blando.
- Determinar valores de tasas anuales correspondientes a otros estados límites de desempeño con el objetivo de poder establecer diferentes niveles de riesgo aceptados ante sismos de frecuencia dada, con lo cual pueda ser diseñada una estructura para asegurar su comportamiento aceptable para los diferentes estados límite de desempeño.

- Considerar una mayor muestra estadística de datos en la determinación de la confiabilidad de sistemas estructurales y en la estimación de factores de transformación, de tal forma que se logre obtener en sus valores resultantes un mayor grado de aproximación, disminuyendo su varianza.
- Debido a la importancia que tienen los muros estructurales en la resistencia lateral y el comportamiento global de los sistemas duales, es importante conocer en éstos cómo influye la cantidad de acero de refuerzo longitudinal y la de elementos de borde, en su capacidad dúctil y resistente, asimismo como en la confiabilidad misma del sistema.
- Para la estimación de la respuesta sísmica de sistemas detallados mediante el uso de SSR, se recomienda emplear un modelo de comportamiento histerético tal que permita considerar la degradación de rigidez y resistencia de la estructura con el fin de poder obtener valores de la media y varianza de ρ y ρ_i en forma precisa y confiable, además de reducir las grandes variabilidades obtenidas al ignorar dichos efectos. En esto, cabe considerar modelos de comportamiento histerético que permitan obtener ventajas en cuanto a tiempo y esfuerzo de cálculo necesario para su implementación en la práctica del diseño estructural.

APÉNDICE

A.1 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Para tomar en cuenta el efecto de interacción suelo-estructura en el análisis dinámico no lineal Paso a Paso de los sistemas detallados, se emplea un modelo idealizado compuesto por resortes lineales k_x y k_r y por amortiguadores viscosos C_x y C_r , los cuales sustituyen la rigidez del suelo en donde se supone desplantada la estructura (figura 1.1). Estos parámetros son calculados de acuerdo con el apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo; estos valores correspondientes a los sistemas estudiados son presentados en la tabla 1.1.

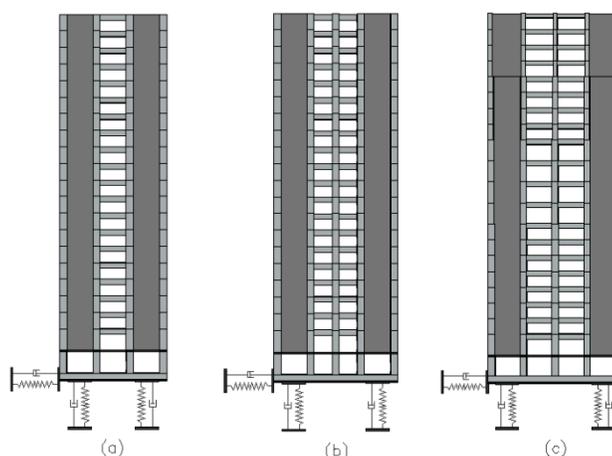


Fig 1.1. a, b y c) Idealización de los efectos de interacción suelo-estructura para los sistemas SD1, SD2 y SD3 respectivamente

Tabla 1.1. Valores obtenidos de los parámetros de interacción suelo-estructura k_x , k_r , C_x y C_r para los sistemas SD1, SD2 y SD3

Sistema Dual	k_x (k_g/cm)	k_r ($k_g \cdot cm$)	C_x ($k_g \cdot s/cm$)	C_r ($k_g \cdot s \cdot cm$)
SD1	7.0368×10^6	1.0635×10^{13}	1.205×10^6	1.4545×10^{10}
SD2	7.0042×10^6	1.7184×10^{13}	1.1428×10^6	1.5560×10^{10}
SD3	9.2745×10^6	2.6864×10^{13}	1.7993×10^6	2.8393×10^{10}

El tipo de cimentación sobre el que se desplantan los diferentes modelos de estudio es mixto, compuesto por pilotes de fricción y por un cajón de cimentación; este último, con un área de desplante igual al de la superficie de la base del sistema de interés (figura 1.2 a, b y c). La distribución del número de pilotes de fricción utilizados en la base de cada sistema se muestra en las figuras 1.2 d, e y f, respectivamente.

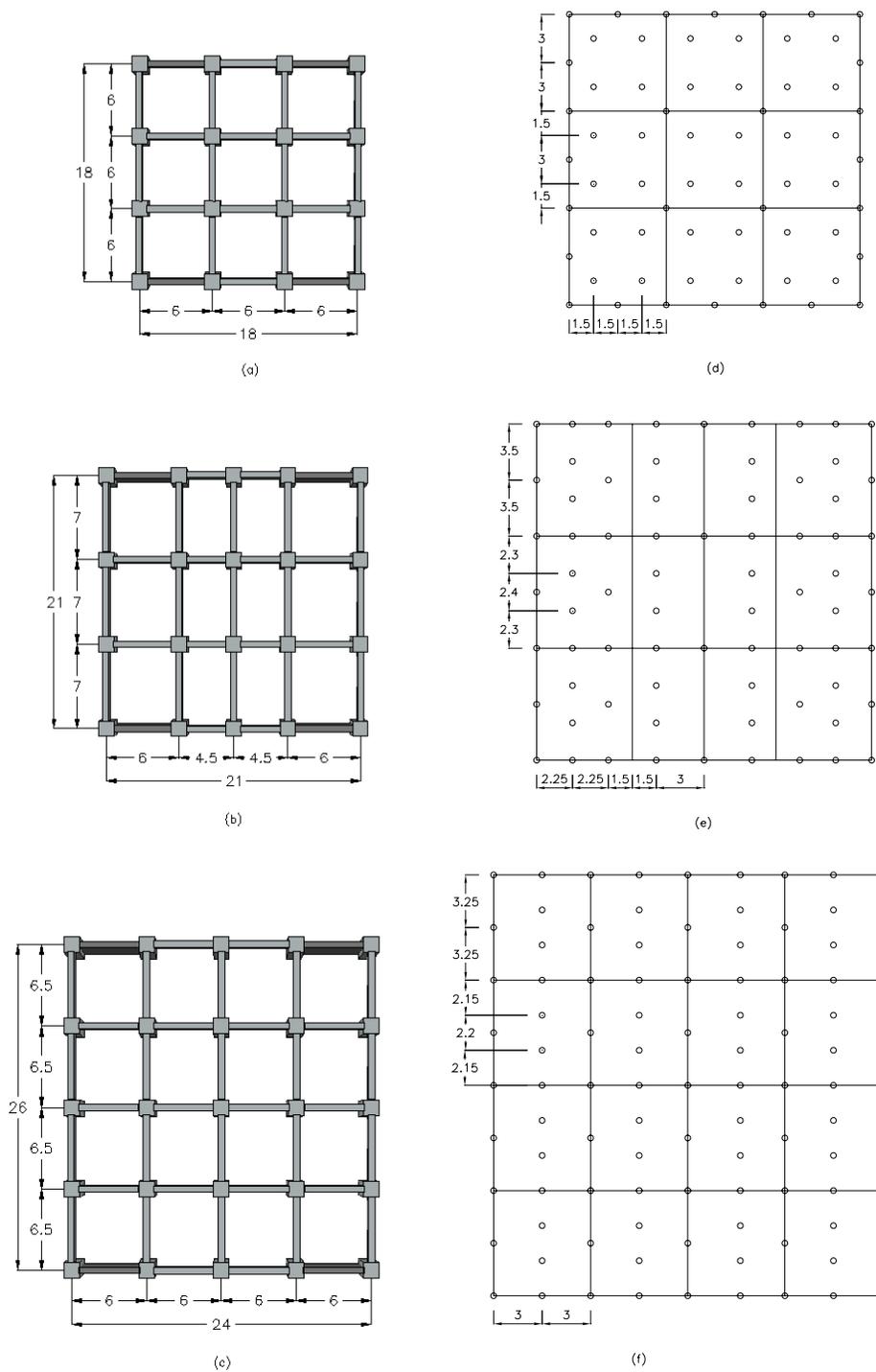


Fig 1.2. a, b y c) Vista en planta de los sistemas SD1, SD2 y SD3; d, e y f) Distribución de pilotes de fricción sobre la superficie de desplante de los sistemas SD1, SD2 y SD3 (acot. m)

En la tabla 1.2, se presentan las propiedades mecánicas del suelo así como las características geométricas de la cimentación que fueron empleadas para el cálculo de los parámetros que definen los efectos de interacción suelo-estructura.

Tabla 1.2. Propiedades mecánicas del suelo y características geométricas de la cimentación empleadas en cada sistema de estudio

Sistema Dual	$D(m)$	ν	ξ	$T_s (s)$	$H_s (m)$	$\gamma_s(t/m^2)$	$G (t/m^2)$	$c (t/m^2)$	N_p	$d_p (m)$	$L_p (m)$
SD1	9	0.45	0.3	2.00	40	1.25	815	2.00	64	0.95	28.00
SD2	6	0.45	0.3	2.00	40	1.25	815	2.00	72	0.85	32.00
SD3	6	0.45	0.3	2.00	40	1.25	815	2.00	97	0.85	32.00

Donde:

c Capacidad de carga del suelo

N_p Número de pilotes de fricción sobre la superficie de desplante

d_p Diámetro del pilote de fricción

L_p Longitud del pilote de fricción

A.2 ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DÚCTIL DE MUROS ESTRUCTURALES

De acuerdo con el capítulo 2.2.2.1 de este trabajo, la sección de un muro de CR tiene que ser provista de refuerzo adicional con elementos de borde cuando la profundidad del eje neutro calculado c es mayor que el valor crítico c_c , para poder alcanzar las demandas de ductilidad de desplazamiento requeridas mediante el uso del factor de reducción de fuerzas Q . En la figura 1.3 se muestra la vista en planta del sistema SD1, de donde se tomará un muro de cortante para el análisis de su capacidad dúctil.

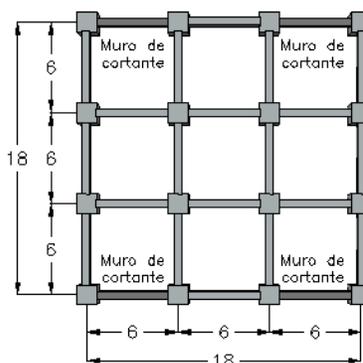


Fig 1.3. Vista en planta del sistema SD1, que muestra la sección transversal de un muro de cortante que se tomará para el análisis de su capacidad dúctil (acot. m)

Los autores Paulay & Priestley (1992) proponen para la obtención de la profundidad máxima de deformación a compresión no-crítica, la expresión $c_c = l_w/10$, la cual es derivada de la ecuación de curvatura última $\phi_u = 0.043/l_w$; ésta se determina al entrar con los valores de $A_r = h_w/l_w \leq 6$ y $\mu_\Delta \leq 5$ en la figura 1.4, y obtener un valor de ductilidad de curvatura $\mu_\phi \approx 13$. De acuerdo con estos autores, el intervalo de valores de A_r y μ_Δ abarca cantidades mayores a aquellas encontradas en la gran mayoría de los casos prácticos.

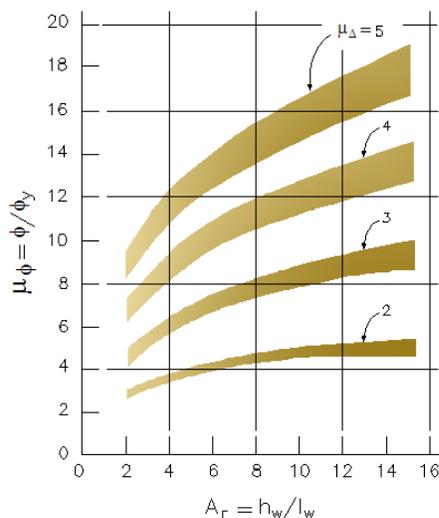


Fig 1.4. Variación de la ductilidad de curvatura en la base de muros de cortante, con la relación de aspecto A_r y la demanda de ductilidad de desplazamiento μ_Δ impuesta

Para determinar la máxima profundidad a compresión c de la sección de un muro (figura 1.5), se lleva a cabo una discretización por medio de elementos finitos rectangulares y se analiza mediante el programa de cómputo Biax. Para esto, el porcentaje de la cantidad de acero longitudinal utilizado en el alma del muro fue aquél obtenido del diseño estructural, con un valor de $\rho = 0.01$, que es el valor mínimo que establecen las NTCCEC. Este porcentaje de la cantidad de acero longitudinal fue el mismo obtenido en todos los muros de cortante de los sistemas estudiados. Esto fue así, debido a que la demanda de carga axial y momento flexionante en el alma del muro fue reducida por la presencia de los cabezales en sus extremos. La cuantía de acero longitudinal utilizada en los cabezales de dicha sección fue de $\rho = 0.023$.

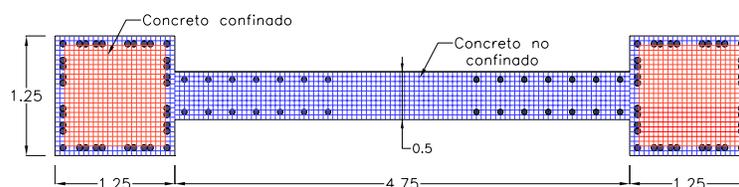


Fig 1.5. Discretización de la sección del muro de cortante por elementos finitos rectangulares, para la determinación de la profundidad máxima de la zona a compresión c (acot. m)

A partir del análisis de respuesta de la sección en el programa Biax se obtiene la gráfica de Momento vs Curvatura última (ver figura 1.6), de donde se determinan M_u y φ_u , además de los valores de deformación del acero y del concreto asociados a φ_u , los cuales son respectivamente, $\varepsilon_s = 0.066$ y $\varepsilon_c = 0.015$. De lo anterior, el valor calculado de la profundidad máxima de la zona a compresión es de $c = 1.31$ m.

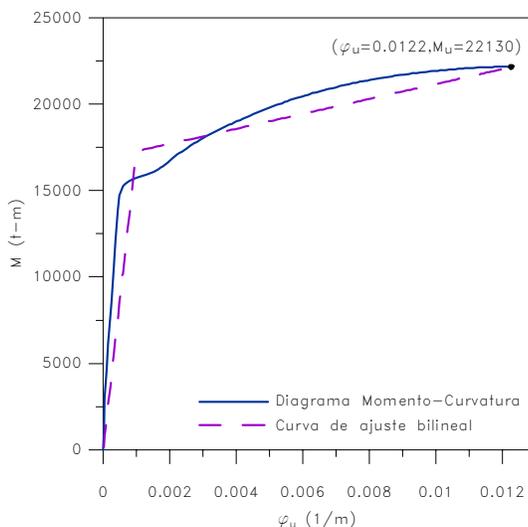


Fig 1.6. Diagrama de Momento vs Curvatura última de la sección analizada del muro de cortante

La profundidad máxima a compresión no crítica de la sección transversal se determina con la relación $c_c = l_w/10$, de la cual se obtiene el valor de $c_c = 0.725\text{ m}$; aquí, l_w es la longitud del muro de cortante. Con base en este valor y el valor obtenido de $c = 1.31\text{ m}$, se evalúa la necesidad de requerir elementos de borde, de acuerdo con lo mencionado en el capítulo 2.2.2.2. Esto puede ser evaluado como se muestra a continuación:

Obtención del porcentaje de la profundidad máxima de la zona a compresión c , que si requiere confinamiento

$$\alpha = 1 - 0.7c_c/c = 1 - [(0.7 \cdot 0.725)/1.31] = 0.61$$

Por lo tanto, la distancia mínima que debe ser confinada con elementos de borde es

$$\alpha \cdot c = 0.61 \cdot 1.31 = 0.80\text{ m}$$

Debido a que la sección del muro de cortante tiene elementos confinantes en los cabezales hasta una profundidad de 1.25 m , esta sección si cumple con el requerimiento mínimo de confinamiento que es de 0.80 m .

A.3 RELACIONES ENTRE RESPUESTAS SÍSMICAS DE SISTEMAS DETALLADOS Y LAS DE SISTEMAS SIMPLIFICADOS DE REFERENCIA

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

- M Matriz de masas
- K Matriz de rigideces
- Z Configuración supuesta, con amplitud igual a 1 en el extremo superior
- V Fuerza cortante en la base
- x Vector de desplazamientos relativos
- X_N Desplazamiento del extremo superior relativo a la base
- u Escalar

De igual manera, las propiedades del sistema simplificado de referencia son las siguientes

- m Matriz de masas
- k Matriz de rigideces
- v Fuerza cortante en la base
- v_y Fuerza cortante de fluencia
- u_y Desplazamiento de fluencia

La respuesta dinámica del modelo detallado se determina con la siguiente ecuación:

$$M\ddot{x} + g(X_N, \dot{X}_N)Kx = -MJ\ddot{x}_o \quad (1)$$

Sea $x = uZ$; premultiplicando en la ecuación anterior por Z^T se obtiene:

$$Z^T MZ\ddot{u} + g(u, \dot{u})Z^T KZu = -Z^T MJ\ddot{x}_o \quad (2)$$

La cual se transforma en

$$\ddot{u} + g(u, \dot{u})\rho^2 u = -\gamma\ddot{x}_o \quad (3)$$

En la ecuación 3:

$$\rho^2 = k/m \quad k = Z^T KZ \quad m = Z^T MZ \quad \gamma = Z^T MJ/Z^T MZ \quad g(u, \dot{u}) = \text{función de respuesta no lineal}$$

A.3.1 Primer planteamiento

Si u se obtiene de resolver la ecuación 3, resulta $X_N = u$, lo cual implica $X_{Ny} = u_y$. La fuerza cortante en la base del modelo detallado vale $V = J^T KZ u = qku$, en donde $q = J^T KZ/Z^T KZ$. La fuerza cortante en el sistema simplificado vale $v = ku$. De aquí, $V/v = q$. Esto implica que $V_y/v_y = q$.

A.3.2 Segundo planteamiento

Supongamos que para obtener u tomamos el segundo miembro de la ecuación 3 igual a \ddot{x}_0 . Entonces para un nivel de ductilidad dado se obtendría $X_N = \gamma u$. Ahora $V = J^T K Z \gamma u = \gamma q k u$, $v = k u$ lo cual conduce a $V/v = \gamma q$, $V_y/v_y = \gamma q$ y además $X_{N_y} = \gamma u_y$.

A.3.3 Contribución de la interacción suelo-estructura a los desplazamientos laterales del SSR

Debido a que se requiere estimar la respuesta lateral de un SMGL mediante el uso de un SSR en el cual se incluyan los efectos producidos por la deformabilidad de la masa del subsuelo y de la cimentación, es necesario que en dicho sistema simplificado se represente adecuadamente la aportación de la interacción suelo-estructura (ISE) a la respuesta del sistema detallado, así como el cambio del periodo fundamental de vibración que se debe a la flexibilidad de su base. Para esto, en la figura 1.7 se muestra la curva V vs δ del SSR, en ella se hace ver que para un valor de la fuerza cortante, el desplazamiento lateral es igual a la suma del que proviene de las deformaciones del sistema detallado, sin incluir la ISE, más una parte que se supone lineal y que representa la aportación de las deformaciones de la base.

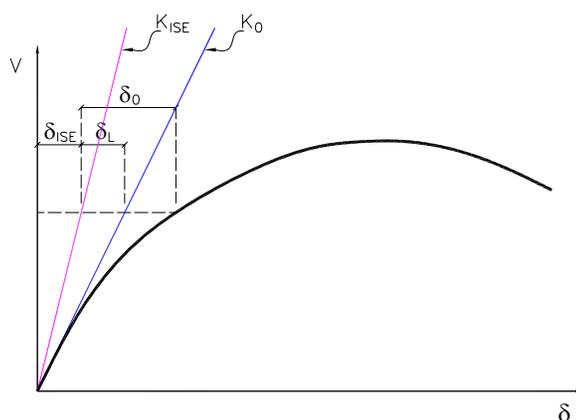


Fig 1.7. Curva Cortante Basal vs Desplazamiento en el extremo superior del SSR

En la figura 1.7, δ_{ISE} es la aportación de la interacción suelo-estructura, δ_0 es la deformación del SSR sin incluir ISE, δ_L es la respuesta lineal de dicho sistema, definida por la relación V/K_0 , y K_0 es la rigidez tangente inicial del SSR, sin incluir ISE. En esta gráfica es fácil darse cuenta que la curva V vs δ puede obtenerse sumando a las deformaciones del SSR sin incluir ISE las que provienen de este efecto:

$$\delta = \delta_0 + \frac{V}{K_{ISE}} = \delta_0 + \frac{V}{K_0} \cdot \frac{K_0}{K_{ISE}} = \delta_0 + \delta_L \cdot \frac{K_0}{K_{ISE}} \quad (4)$$

Donde K_{ISE} se relaciona como sigue con K_0 , y con K , la rigidez efectiva, tomando en cuenta la influencia de ISE:

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_0} + \frac{1}{K_{ISE}} \quad (5)$$

Esta última se transforma en

$$K_{ISE} = \frac{K \cdot K_0}{K_0 - K} \quad (6)$$

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (RCDF, 2004), la ecuación A.20 que relaciona la rigidez tangente inicial y el periodo fundamental de la estructura con su rigidez efectiva y su periodo efectivo respectivamente (estos últimos obtenidos de su respectivo sistema idealizado de un grado de libertad incluyendo los efectos de ISE) se expresa como:

$$\frac{K_0}{K} = \frac{T_{ISE}^2}{T_0^2} = r^2 \quad (7)$$

Aquí, T_0 es el periodo fundamental del sistema sin ISE y T_{ISE} es dicho periodo tomando en cuenta ISE. Sustituyendo la expresión anterior para K_0/K en la ecuación 6 se obtiene

$$K_{ISE} = \frac{K_0}{r^2 - 1} \quad (8)$$

Por lo tanto, la contribución de la interacción suelo-estructura a los desplazamientos laterales del sistema simplificado se determina mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{\delta_{ISE}}{\delta} = \frac{V(\delta)}{K_{ISE} \cdot \delta} = \frac{V(\delta)}{K_0 \cdot \delta} \left[\left(\frac{T_{ISE}}{T_0} \right)^2 - 1 \right] \quad (9)$$

En esta ecuación, el término $V(\delta)$ denota el valor del desplazamiento δ incluyendo ISE, asociado al valor del cortante basal V ; estos valores, son obtenidos de una curva como la que se muestra en la figura 1.7.

A.3.4 Estimación de distorsiones en el sistema detallado

En la figura 1.8 se presenta un esquema de la contribución de la ISE a los desplazamientos del sistema detallado; aquí, δ_a es la deformación horizontal de la cimentación, θ es la rotación de la base, δ_θ es la contribución de θ al desplazamiento del extremo superior, X_N es el desplazamiento del extremo superior con respecto a la base, descontando el movimiento de cuerpo rígido, y $\psi = X_N/H$ es la distorsión global.

Suponiendo que u es la respuesta del sistema simplificado, cuya función V vs u se determinó tomando en cuenta la interacción suelo-estructura, entonces, en vez de la relación $X_N = \gamma \cdot u$ que aplicaríamos en el caso sin ISE (si se emplea el segundo planteamiento), tendríamos la relación $\delta = \gamma u$. Por lo tanto, la estimación de ψ_0 de la distorsión global, por medio del sistema simplificado que incluye el efecto de ISE, se determina con:

$$\psi_0 = \frac{\gamma \cdot r_\delta \cdot u}{H} \quad (10)$$

En donde

$$r_{\delta} = \frac{X_N}{\delta} = 1 - \frac{\delta_a + \delta_{\theta}}{\delta} = 1 - \frac{\delta_{ISE}}{\delta} \quad (11)$$

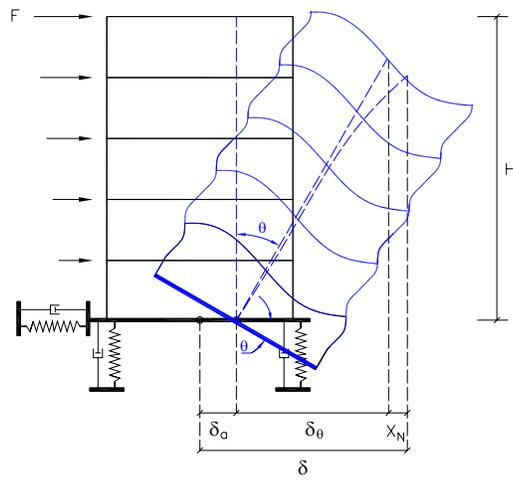


Fig 1.8. Contribución de la ISE a los desplazamientos del sistema detallado

REFERENCIAS

- [1]. Abramowitz M, Stegun I A, (1972), Handbook of mathematical functions, Addison Wesley, Washington, D.C.
- [2]. Alamilla J, (2001), "Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad de estructuras aporticadas", *Tesis doctoral, División de estudios de posgrado, UNAM*.
- [3]. 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*, 5: 1-21.
- [4]. Ang H S, Tang W H, (1975), Probability concepts in engineering planning and design, *Volume I Basic principles*, John Wiley & Sons, Singapore.
- [5]. Avilés J, Pérez-Rocha L E, (2004), "Bases para las nuevas disposiciones reglamentarias sobre interacción dinámica suelo-estructura", *Revista de Ingeniería Sísmica*. No. 71 1-36, México.
- [6]. Bazán E, Meli R, (1972), Diseño sísmico de edificios, Limusa Noriega Editores, México.
- [7]. Bertero V, (1986), "State of the art practice in seismic resistant design of reinforced concrete frame-wall structural systems," *Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, Vol. 5, pp. 613-620.
- [8]. Bojórquez E, Díaz M A, Ruiz S, García F E, (2007), "Confiabilidad sísmica de varios edificios (cuatro a diez niveles) localizados en suelo blando de la ciudad de México", *Revista de Ingeniería Sísmica*. No. 76 1-27, México.
- [9]. Bojórquez E, Ruiz S, Terán-Gilmore A, (2007), "Procedure for reliability-based seismic design using concepts", Artículo sometido para posible publicación en *Engineering Structures*.
- [10]. Campos-Arias D, Esteva L, (1997), "Modelo de comportamiento histerético y de daño para vigas de concreto reforzado", *XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, México, pp. 567-573.
- [11]. Cornell C A, (1969), "A probability based structural code," *Journal of the American Concrete Institute*. 66 (12).
- [12]. Corona G, (2007), Programa de análisis y diseño de edificios de concreto, *g.c. ingeniería y diseño, s.c.*
- [13]. CEB, Comité Européen du Béton (1970), "International recommendations for the design and construction of concrete structures. Principles and recommendations," *Cement and Concrete Association*, Londres.
- [14]. Díaz-López O, and Esteva L, (2006), "Seismic reliability analysis of complex nonlinear systems, using secant-stiffness-reduction indicators," *Institute of Engineering, National University of Mexico*.
- [15]. Esteva L, Mendoza E, (1989), "Influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica inelástica de edificios", *Instituto de Ingeniería, UNAM*, No. Proyecto 6704.
- [16]. Esteva L, Díaz-López O, García-Pérez J, (2001), "Reliability functions for earthquake resistant design," *Reliability Engineering and System Safety*, Vol. 73, pp. 239-262.

-
-
- [17]. Esteva L, (2002), "Retos para el establecimiento de criterios óptimos para diseño sísmico basado en desempeño", *Memorias, VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica*, Cuernavaca, Mor., México.
- [18]. Esteva L, Díaz-López O, García-Pérez J, Sierra G, Ismael E, (2002b), "Simplified reference systems in the establishment and application of displacement-based seismic design criteria," *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, Londres, Inglaterra, Artículo No. 419.
- [19]. Esteva L, Díaz-Lopez J, (2006), "Seismic reliability functions for complex systems based on a secant-stiffness reduction index," *Proceedings of the 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*. Geneva, Switzerland.
- [20]. Esteva L, (2007), Comunicación personal, Noviembre.
- [21]. Fintel M, (1995), "Performance of buildings with shear walls in Earthquakes of the last thirty years," *Journal of Precast/Prestressed Concrete Institute*, V. 40, No 3, May-June 1995, pp. 62-80.
- [22]. Fruendhental A M, Garrelts J M, Shinozuka M, (1966), "The analysis structural safety," *Proceedings, ASCE*. V. 92, ST1, pp. 267-325.
- [23]. Goodsir W, Paulay T, Carr A, (1986), "A design procedure for interacting wall-frame structures under seismic actions," *Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, Vol. V, pp. 621-628.
- [24]. Grossier L, (1969), "Some fundamental obstacles to the computer implementation of the probability failure method in structural design," *Phd Thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology*.
- [25]. Hadjian A, (2002), "A general framework for risk-consistent seismic design," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 601-626.
- [26]. Hart G, (1982), *Uncertainty analysis, loads, and safety in structural engineering*, Prentice-Hall, United States of America.
- [27]. Ismael E, (2003), "Funciones de vulnerabilidad sísmica para el diseño óptimo de sistemas marco-muro", *Tesis de maestría, División de estudios de posgrado, UNAM*.
- [28]. Ismael E, Esteva L, (2006), "A hybrid method for simulating strong ground motions records," *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, Paper number 1265.
- [29]. Lawson R S, Vance V, Krawinkler H, (1994), "Nonlinear static Pushover analysis - why, when, and how," *Proceedings of 5th National Conference on Earthquake Engineering: Earthquake awareness and mitigation across the nation*, pdf (400/U823/1994 IV.1), Chicago, Illinois.
- [30]. Mander J, (1984), "Seismic design of bridge piers," *Research Report No. 84-2*, Univ. of Canterbury, New Zealand.
- [31]. Meli R, (1976), "Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del reglamento de construcciones para el distrito federal", *Instituto de Ingeniería, UNAM*, No. 375, pp. 137-157.
- [32]. Meli R, Mendoza C J, (1991), "Reglas de verificación de calidad del concreto", *Revista de Ingeniería LXI*, México.
-
-

-
-
- [33]. Meli R, Reyes C, (2002), “Retos para el establecimiento de criterios óptimos para diseño sísmico basado en desempeño”, *Memorias, VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica*, Cuernavaca, Mor., México.
- [34]. Mendoza C J, (1984), “Propiedades mecánicas de los concretos fabricados en el Distrito Federal”, *Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, UNAM*.
- [35]. Mirza S A, MacGregor J G, (1979), “Variability in dimensions of reinforced concrete members,” *ASCE Journal of the Structural Division*, Vol. 105, No. ST4, pp. 751-766.
- [36]. Montiel M, Ruiz S, (2007), “Influence of structural capacity uncertainty on seismic reliability of buildings under narrow-band motions,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.36, pp. 1915-1934.
- [37]. NTC-RCDF, (2004), “Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal”, *Gaceta oficial del Distrito Federal*, Tomo I, No. 103-BIS.
- [38]. Ordaz M, Arboleda J, 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.
- [39]. Ordaz M, (2002), “Retos para el establecimiento de criterios óptimos para diseño sísmico basado en desempeño”, *Memorias, VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica*, Cuernavaca, Mor., México.
- [40]. Paulay T, Priestley M, (1992), “Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings,” *John Wiley & Sons*, USA.
- [41]. Park R, Paulay T, (1996), *Estructuras de concreto reforzado*, Limusa Noriega Editores, México.
- [42]. Park Y, Ang A, (1984), “Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete,” *ASCE Journal of the Structural Division*, Vol. 110, pp. 722-739.
- [43]. Paz M, (2002), *Dinámica estructural: Teoría y cálculo*, Reverté, España.
- [44]. Peir J, Cornell A, (1973), “Spatial and temporal variability of live loads,” *Journal of the Structural Division*, Vol. 99, No. ST5, pp 903-922.
- [45]. Powel G H, (1973), *DRAIN-2D user’s guide, Report No. EERC 73-22, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley*.
- [46]. Qi X, Moehle J, (1991), “Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes,” *Reporte No. UCB/EERC-91/02, University of California at Berkeley*.
- [47]. Rodríguez M, Botero J C, (1996), “Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México”, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, No. 575.
- [48]. Rosenblueth E, (1970), “Confiabilidad y utilidad en ingeniería”, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, No. 234.
- [49]. Ruiz S, Soriano A, (1997), “Design live loads for office buildings in Mexico and the United States,” *Journal of the Structural Engineering*, Vol.123, pp. 816-822.
- [50]. SEAOC Blue Book (1999), *Tentative guidelines for performance based-seismic engineering, appendix I, Structural Engineers Association of California*.
-
-

- [51]. Terán A, (2004), Apuntes de la materia: Comportamiento y diseño sísmico de estructuras de concreto, *Posgrado en Ingeniería-UNAM*.
- [52]. Torroja E, (1958), "Load factors," *ACI Journal*, Proceedings V. 55, No. 5, p. 567; discussion, p. 1387.
- [53]. Wallace J, (1989), Biax computer program for the analysis of reinforced concrete sections, *University of California at Berkeley*.
- [54]. Wang M, Shah S, (1987), "Reinforced concrete hysteresis model based on the damage concept," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 15, pp. 993-1003.
- [55]. Zeevaert L, (1972), *Foundation engineering for difficult subsoil conditions*, Van Nostrand Reinhold Company, New York, pp. 424-442.