



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA**

**INSTITUTO DE INGENIERÍA**

**FUNCIONES DE CONFIABILIDAD PARA DISEÑO  
SÍSMICO DE EDIFICIOS ESBELTOS CON SISTEMAS  
ESTRUCTURALES DUALES**

**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 :

**GUADALUPE LARA VEGA**

TUTOR:

**DR. LUIS ESTEVA MARABOTO**



## JURADO ASIGNADO

Presidente: Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez

Secretario: Dr. Juan José Pérez Gavilán

Vocal: Dr. Luis Esteva Maraboto

1er. suplente: Dr. Orlando Javier Díaz López

2o. suplente: Dr. José Alberto Escobar Sánchez

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

---

DR. LUIS ESTEVA MARABOTO

# Agradecimientos

---

---

Al Dr. Luis Esteva Maraboto, director de la presente investigación, por sus valiosos comentarios y enseñanzas que hicieron posible la realización de la misma.

A los sinodales Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez, Dr. Juan José Pérez Gavilán, Dr. Orlando Javier Díaz López y Dr. José Alberto Escobar Sánchez por sus comentarios y observaciones a este trabajo.

Al M.I. José Luis Díaz Alcántara por su tiempo y consejos aportados en el presente trabajo.

A todos mis profesores por sus invaluable conocimientos compartidos.

A mi familia, en especial a Teba y Tule por su apoyo en la distancia. A mis tíos y primos de la familia Ángeles Villanueva por su apoyo desde los inicios de este proyecto. Un reconocimiento especial a mi mamá Magda, a quien le debo todo lo que soy, no tengo palabras para agradecer lo maravillosa que has sido.

Gracias Eric, por tu tiempo y comprensión en todo momento, por revisar conmigo los detalles, por todo.

A mis amigos que me han apoyado en los buenos y malos momentos.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por la beca otorgada.

Por último, pero no menos importante a Dios, que nunca me ha abandonado.

# Índice general

---

---

|  |          |
|--|----------|
| Agradecimientos  | I        |
| Índice general   | II       |
| Índice de figuras  | V        |
| Índice de tablas   | VII      |
| Simbología   | VIII     |
| Resumen  | XII      |
| Abstract   | XIV      |
| <b>1. Introducción</b>                                   | <b>1</b> |
| 1.1. Antecedentes . . . . .                              | 1        |
| 1.2. Planteamiento y delimitación del problema . . . . . | 2        |
| 1.3. Objetivos . . . . .                                 | 2        |
| 1.3.1. Objetivo general . . . . .                        | 2        |
| 1.3.2. Objetivo específico . . . . .                     | 2        |
| 1.3.3. Alcances y limitaciones . . . . .                 | 3        |
| 1.4. Justificación . . . . .                             | 3        |
| <b>2. Marco teórico</b>                                  | <b>5</b> |
| 2.1. Diseño sísmico basado en desempeño . . . . .        | 5        |

---

|   |           |
|---|-----------|
| 2.1.1. Indicadores de desempeño . . . . .   | 6         |
| 2.1.2. Análisis de confiabilidad sísmica . . . . .                                | 6         |
| 2.1.2.1. Índice de daño . . . . .   | 8         |
| 2.1.2.2. Demanda sísmica . . . . .  | 9         |
| 2.1.2.3. Medida de la intensidad normalizada . . . . .                            | 12        |
| 2.1.2.4. Diseño sísmico para niveles especificados de confiabilidad . . .         | 13        |
| 2.2. Análisis de riesgo sísmico . . . . .   | 14        |
| 2.2.1. Peligro sísmico . . . . .  | 15        |
| 2.3. Sistemas estructurales duales . . . . .                                      | 15        |
| 2.3.1. Modos de falla en muros estructurales . . . . .                            | 15        |
| 2.3.2. Factores que influyen en la respuesta estructural de sistemas duales . . . | 18        |
| 2.3.3. Criterios de diseño . . . . .  | 18        |
| 2.4. Incertidumbres . . . . .   | 19        |
| 2.4.1. Cargas . . . . .   | 19        |
| 2.4.1.1. Carga viva . . . . .   | 19        |
| 2.4.1.2. Carga muerta . . . . .   | 20        |
| 2.4.2. Materiales . . . . .   | 20        |
| 2.4.2.1. Concreto . . . . .   | 20        |
| 2.4.2.2. Acero . . . . .  | 20        |
| 2.4.2.3. Propiedades geométricas de concreto reforzado . . . . .                  | 21        |
| <b>3. Metodología y casos estudiados</b>  | <b>22</b> |
| 3.1. Metodología de análisis y diseño . . . . .                                   | 22        |
| 3.1.1. Descripción del proyecto . . . . .   | 22        |
| 3.1.2. Análisis estructural . . . . .   | 25        |
| 3.1.2.1. Análisis de cargas . . . . .   | 25        |
| 3.1.3. Diseño . . . . .   | 27        |
| 3.2. Análisis dinámicos no lineales . . . . .                                     | 31        |
| 3.2.1. Consideraciones para los análisis no lineales . . . . .                    | 32        |
| 3.2.2. Simulaciones estructurales . . . . .                                       | 33        |

---

|  |           |
|--|-----------|
| 3.2.3. Modelo de sistemas duales . . . . .   | 35        |
| 3.2.4. Calibración del modelo . . . . .  | 39        |
| 3.2.5. Análisis pseudo-estático no lineal (Análisis pushover) . . . . .                                | 41        |
| 3.2.5.1. Representación bilineal de la curva de capacidad . . . . .                                    | 42        |
| 3.2.6. Análisis dinámico no lineal (Análisis paso a paso) . . . . .                                    | 43        |
| <b>4. Análisis de confiabilidad</b>  | <b>45</b> |
| 4.1. Definición de funciones de confiabilidad . . . . .  | 45        |
| 4.1.1. Medidas de dispersión . . . . .   | 45        |
| 4.2. Aplicación del criterio de máxima verosimilitud para estimar funciones de confiabilidad . . . . . | 47        |
| 4.3. Análisis de resultados . . . . .  | 50        |
| 4.3.1. Evaluación con espectros de peligro uniforme . . . . .  | 54        |
| <b>5. Conclusiones y recomendaciones</b>   | <b>56</b> |
| <b>Bibliografía</b>  | <b>58</b> |
| <b>Apéndice A. Máxima verosimilitud</b>  | <b>63</b> |
| <b>Apéndice B. Algoritmo para máxima verosimilitud</b>   | <b>64</b> |
| <b>Apéndice C. Resultados análisis no lineales</b>   | <b>67</b> |
| <b>Apéndice D. Ajustes para índice de daño vs medidas de intensidad normalizada</b>                    | <b>70</b> |

# Índice de figuras

---

---

|  |    |
|--|----|
| 2.1. Representación del problema de seguridad estructural. . . . .   | 7  |
| 2.2. Representación de la rigidez . . . . .  | 9  |
| 2.3. Ejemplos de acelerogramas artificiales usados para el análisis . . . . .                              | 12 |
| 2.4. Espectros de respuesta de los sismos seleccionados. . . . .   | 13 |
| 2.5. Ejemplo de curva de confiabilidad. . . . .  | 14 |
| 2.6. Modos de falla en muros de concreto reforzado (Paulay y Priestley, 1970). . . . .                     | 16 |
| 2.7. Respuesta histerética de un muro estructural controlada por corte (Paulay y Priestley, 1970). . . . . | 17 |
| 2.8. Modos de deformación en un sistema dual . . . . .   | 17 |
|  |    |
| 3.1. Planta tipo correspondiente a los edificios de 10 y 15 niveles . . . . .                              | 23 |
| 3.2. Planta tipo correspondiente a los edificios de 20 niveles . . . . .                                   | 24 |
| 3.3. Espectro de diseño no reducido considerando interacción suelo-estructura. . . . .                     | 26 |
| 3.4. Modelos de análisis . . . . .   | 27 |
| 3.5. Modelo simplificado de marcos planos . . . . .  | 34 |
| 3.6. Edificios con muros de concreto modelados por medio de diagonales equivalentes                        | 36 |
| 3.7. Modelo de comportamiento a flexión mediante diagonales. . . . .                                       | 37 |
| 3.8. Deformación de la diagonal . . . . .  | 37 |
| 3.9. Modelo para el cálculo de propiedades de las diagonales. . . . .                                      | 39 |
| 3.10. Ciclo histerético de Takeda modificado, Carr (2007). . . . .   | 40 |
| 3.11. Comportamiento no lineal adaptado para diagonales, Carr (2007). . . . .                              | 41 |

---

|  |    |
|--|----|
| 4.1. Ejemplo de gráfica $Q$ vs $\mu$ . . . . .   | 46 |
| 4.2. Ejemplo de gráfica $ m - q $ vs $\mu$ . . . . .   | 47 |
| 4.3. Funciones de confiabilidad . . . . .  | 49 |
| 4.4. Análisis de resultados evaluados a partir de relaciones de esbeltez . . . . .   | 51 |
| 4.5. Análisis de resultados evaluados a partir del periodo fundamental . . . . .   | 52 |
| 4.6. Análisis de resultados evaluados en función del periodo $T$ y del porcentaje de cortante basal $r_v$ . . . . .  | 53 |
| 4.7. Espectro de peligro uniforme de pseudo-aceleraciones en terreno blando, en sitio SCT, Ciudad de México, para un periodo de recurrencia de 125 años (Esteva, 2009 (Esteva, 2009).) . . . . . | 54 |
| B-1. Código empleado para estimar máxima verosimilitud. . . . .  | 66 |
| C-1. Curva pushover para el caso 1 . . . . .   | 67 |
| C-2. Curva pushover para el caso 2 . . . . .   | 67 |
| C-3. Curva pushover para el caso 3 . . . . .   | 68 |
| C-4. Curva pushover para el caso 4 . . . . .   | 68 |
| C-5. Curva pushover para el caso 5 . . . . .   | 68 |
| C-6. Curva pushover para el caso 6 . . . . .   | 68 |
| C-7. Paso a paso para edificio propiedades medias caso 1 . . . . .   | 68 |
| C-8. Paso a paso para edificio propiedades medias caso 2 . . . . .   | 68 |
| C-9. Paso a paso para edificio propiedades medias caso 3 . . . . .   | 69 |
| C-10 Paso a paso para edificio propiedades medias caso 4 . . . . .   | 69 |
| C-11 Paso a paso para edificio propiedades medias caso 5 . . . . .   | 69 |
| C-12 Paso a paso para edificio propiedades medias caso 6 . . . . .   | 69 |
| D-1. Caso1 . . . . .   | 71 |
| D-2. Caso2 . . . . .   | 72 |
| D-3. Caso3 . . . . .   | 73 |
| D-4. Caso4 . . . . .   | 74 |
| D-5. Caso5 . . . . .   | 75 |
| D-6. Caso6 . . . . .   | 76 |



# Índice de tablas

---

---

|  |    |
|--|----|
| 3.1. Cargas usadas para el análisis . . . . .  | 25 |
| 3.2. Resultados de los valores de $Q'$ y $R$ . . . . .   | 28 |
| 3.3. Datos generales de los casos de estudio . . . . .   | 30 |
| 3.4. Dimensiones de los elementos estructurales del caso 1 . . . . .   | 30 |
| 3.5. Dimensiones de los elementos estructurales del caso 2 . . . . .   | 30 |
| 3.6. Dimensiones de los elementos estructurales del caso 3 . . . . .   | 31 |
| 3.7. Dimensiones de los elementos estructurales del caso 4 . . . . .   | 31 |
| 3.8. Dimensiones de los elementos estructurales del caso 5 . . . . .   | 32 |
| 3.9. Dimensiones de los elementos estructurales del caso 6 . . . . .   | 32 |
| 3.10. Pesos totales en sismo . . . . .   | 33 |
| 3.11. Resultados de los análisis pushover a los casos de estudio de propiedades medias                           | 43 |
| 4.1. Resultados de los parámetros obtenidos . . . . .  | 48 |
| 4.2. Valores obtenidos para $\frac{\mu_i}{\mu_0}$ en función de $T$ y $r_v$ . . . . .                            | 53 |
| 4.3. Índices de confiabilidad para niveles de pseudo-aceleración según espectro de<br>peligro uniforme . . . . . | 55 |

# Simbología

---

---

$\Psi$  Ángulo de distorsión

$[a, b, c, d]$  Parámetros para el cálculo de máxima verosimilitud.

$[c_1, c_2, c_3, c_4]$  Parámetros para el cálculo de máxima verosimilitud.

$\alpha$  Vector de parámetros que se determinan de acuerdo con el criterio de máxima verosimilitud

$\alpha$  Ángulo entre la diagonal y la horizontal

$\beta$  Índice de confiabilidad

$\beta_i$  Índice de confiabilidad  $i$ .

$\beta_i$  Índice de confiabilidad tomado como referencia correspondiente al sistema 3, igual a 1.26.

$\delta$  Deformación lateral a cortante del muro

$\delta_c$  Deformación vertical en el muro

$\delta_D$  Deformación axial de las diagonales

$\lambda$  Relación de esbeltez.

$\mu$  Medida de la intensidad normalizada

$\mu'_0(t_0)$  Derivada de  $\mu_0(t)$  para  $t = t_0$

---

|                  |   |
|------------------|---|
| $\mu_0(t)$       | Valor medio del número de veces que la historia en el tiempo de las aceleraciones pasa por cero durante el tiempo $t$           |
| $\omega_f$       | Parámetro introducidos por Clough y Penzien para aproximar la distribución de la energía en el intervalo de las energías bajas  |
| $\omega_g$       | Parámetro del filtro de Kanai-Tajimi que representan el contenido de energía en el intervalo de frecuencias altas e intermedias |
| $\Phi(\cdot)$    | Función de distribución acumulada de $U$  |
| $\phi(\cdot)$    | Función de densidad de probabilidad de $U$  |
| $\sigma_u$       | Desviación estándar de $U$ como función de la intensidad  |
| $\theta$         | Ángulo de curvatura a flexión del muro  |
| $\varphi(t)$     | Transformación de la escala en el tiempo cuya función es la modulación de frecuencias   |
| $\xi(t)$         | Aceleración del suelo como función del tiempo   |
| $\zeta$          | Ruido blanco filtrado gaussiano estacionario con respecto a $\varphi$   |
| $\zeta(\varphi)$ | Ruido blanco filtrado con densidad espectral bilateral $S(\omega)$ , $-\infty < \omega < \infty$ ,                              |
| $\zeta_f$        | Parámetro introducidos por Clough y Penzien para aproximar la distribución de la energía en el intervalo de las energías bajas  |
| $\zeta_g$        | Parámetro del filtro de Kanai-Tajimi que representan el contenido de energía en el intervalo de frecuencias altas e intermedias |
| $A$              | Área de cortante del muro   |
| $B_m$            | Longitud del muro   |
| $c_0$            | Coefficiente sísmico para un sistema de referencia  |
| $c_i$            | Coefficiente sísmico para cada uno de los 5 sistemas  |

---

---

|                  |   |
|------------------|---|
| $G$              | Módulo de corte   |
| $I(t)$           | Función determinista moduladora de la amplitud                                |
| $K_0$            | Rigidez inicial   |
| $K_D$            | Rigidez de la diagonal  |
| $K_v$            | Rigidez a cortante del muro   |
| $K_{sec}$        | Rigidez secante   |
| $L(\alpha)$      | Verosimilitud de la función $U$ en términos del vector de parámetros $\alpha$ |
| $m$              | Masa del sistema sujeto a una excitación sísmica                              |
| $m_u$            | Media de $U$ como función de la intensidad                                    |
| $n$              | Número de edificios totales en la muestra                                     |
| $n_s$            | Número de edificios en una muestra que no alcanzaron el colapso               |
| $N_{cr}$         | Número de crujías.  |
| $P$              | Fuerza de la diagonal representada por el resorte                             |
| $P_D$            | Fuerza axial desarrollada por las diagonales                                  |
| $p_F$            | Probabilidad de falla   |
| $Q$              | Logaritmo natural del índice de daño  |
| $Q'$             | Factor de reducción calculado de acuerdo con las NTC-sismo, 2004.             |
| $R$              | Resistencia del sistema   |
| $r_v$            | Porcentaje de cortante que absorben los muros                                 |
| $S$              | Efecto de las acciones externas   |
| $S(\omega, t_0)$ | Densidad espectral para el movimiento en el instante de referencia $t_0$      |

---

---

|        |  |
|--------|--|
| $S_0$  | Constante de normalización tal que la varianza de $\zeta(\varphi(t))$ es igual a la unidad |
| $S_a$  | Seudoaceleración del espectro correspondiente  |
| $T_0$  | Periodo fundamental del sistema de referencia  |
| $T_i$  | Periodo fundamental del sistema de referencia  |
| $U$    | Variable auxiliar tal que $Q = U$ siempre que $Q < 0$ . $U$ tiene una distribución normal. |
| $V$    | Cortante de entrepiso  |
| $V_y$  | Cortante de fluencia de la curva pushover bilineal   |
| $W_0$  | Peso del sistema de referencia   |
| $W_i$  | Peso de cada uno de sistemas   |
| $D$    | Índice de daño   |
| $M$    | Magnitud del movimiento sísmico  |
| $M$    | Momento flexionante actuante en el muro  |
| $R$    | Distancia a la fuente del evento sísmico   |
| $R$    | Factor de sobrerresistencia calculado de acuerdo con las NTC-sismo, 2004.                  |
| $W(t)$ | Energía acumulada calculada en función del tiempo  |

# Resumen

---

---

Se desarrolla el estudio de confiabilidad en edificios con sistemas estructurales duales sometidos a la acción de sismos intensos en zona sísmica de riesgo en la ciudad de México (zona del lago) para determinar funciones de confiabilidad e interpretarlas. Específicamente, se presenta el estudio de edificios marco-muro de 10, 15 y 20 niveles, cada caso se analiza dependiendo del porcentaje de cortante basal tomado por el muro en la base (60 y 90 % respectivamente). Por lo que se cuentan con seis casos de estudio.

Se ha realizado un análisis y diseño estructural por marcos dúctiles, de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del D.F., (RCDF-2004) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC-2004). Para el dimensionamiento y detallado de los elementos se emplea el programa *ECOgcW* (Corona, 2005). Obtenidos los diseños de los edificios de propiedades nominales, usando sus características geométricas se realizan simulaciones basadas en el método de Montecarlo mediante el programa *SIMESTRU* (Alamilla, 2001) para obtener una muestra de 41 edificios por cada caso de estudio. En dicho análisis se considera la incertidumbre en cargas, materiales y elementos estructurales.

En los edificios obtenidos de propiedades medias así como simulados, se realizan análisis no lineales (pushover y paso a paso) empleando el programa *RUAUMOKO* (Carr, 1980), para lo cual, las estructuras tridimensionales se modelan como marcos planos y los muros como diagonales.

De los resultados de los análisis del conjunto de edificios citados anteriormente, es posible obtener el índice de daño se define como el logaritmo natural de la razón de la diferencia de la rigidez inicial y final dividido respecto a la rigidez inicial. Los parámetros estadísticos mencionados también se expresan en términos de la intensidad normalizada (dependiente de la seudo-aceleración, masa y cortante a fluencia de una estructura simplificada); con ambas

mediciones para cada edificio es posible aplicar herramientas estadísticas como máxima verosimilitud para obtener y definir las funciones de confiabilidad.

La interpretación de las funciones de confiabilidad hace posible llegar a conclusiones acerca del comportamiento de los sistemas dependientes de algunas características definidas tales como el periodo natural, porcentaje de cortante basal que resiste el muro y relaciones de esbeltez. Todo esto encaminado para establecer requisitos para el diseño como el coeficiente sísmico asociado a cierto nivel de confiabilidad.

# Abstract

---

---

A reliability-based analysis for reinforced concrete frames with concrete shear walls built at sites exposed to seismic hazard in Mexico City (lake zone) is developed in order to determine reliability functions and interpret them. In particular, the study of frame-wall structures: 10, 15 and 20 story cases are presented, every case is studied depending on the percentage of seismic base shear taken by the wall (60 and 90 % respectively). Hence six cases will be studied.

The structures were designed following the Mexico City Building Code and its Complementary Technical Norms(RCDF-004). Structural analysis and design software, *ECOgcW* (Corona, 2005) was used in order to get complete structural ductile designs. Simulation of 41 buildings were made by *SIMESTRU* (Alamilla, 2001), (structural simulation software), for every case using their nominal properties; in this study loads, materials and elements uncertainties are taken into account.

Non-linear time-history analyses (pushover and step by step), are then used to study the the performance of buildings with mean and simulated values of their mechanical properties and gravitational loads. For these analyses, the program *RUAUMOKO* (Carr, 1980), was used. For that purpose three-dimensional structures were modelled as plane frames and concrete walls as diagonals.

The results of the analyses referred above are required to obtain the damage index, which is defined as the quotient of the difference between initial and final stiffness divided by the initial stiffness; another important parameter is the normalized intensity (dependent on pseudo-acceleration, mass and yield base shear of a simplified structure). Both measures are used to apply maximum likelihood estimation to calculate reliability functions.

With the purpose of knowing how some properties such as natural period, percentage of



base shear taken by the walls and slenderness ratio have an influence on the reliability of the systems, the obtained reliability functions must be analyzed and some considerations have to be done to interpret them in terms of the required seismic design coefficient associated with a reliability level.

# Introducción

---

---

## 1.1. Antecedentes

Actualmente, la explosión demográfica ha demandado entre otras cosas la construcción de edificios de varios niveles para satisfacer diversas necesidades de la población. En lo referente a la estructuración de edificios es común el uso de muros, los cuales pueden cumplir dos funciones: de carga o de relleno dependiendo si se han diseñado como elementos estructurales o no.

Los avances constructivos, así como el desarrollo de diferentes formas de estructuración han permitido diseñar y construir edificios cada día más altos y esbeltos. Se puede decir que un edificio de poca altura tiene de 1 a 3 niveles. Un edificio de altura mediana tiene de 4 a 15. Por lo que un edificio de gran altura puede ser aquél que posea al menos 15 pisos. Aunque los principios de diseño estructural continúan siendo los mismos para edificios bajos, medianos y altos, cuando un edificio adquiere gran altura, los subsistemas verticales llegan a ser un problema determinante debido a que las cargas más altas requieren elementos estructurales de mayores dimensiones o requerir muros o algún otro sistema que restrinja los desplazamientos excesivos (López, 1962)

De lo anterior radica la importancia del análisis de confiabilidad en estructuras esbeltas que posean muros de cortante, ya que se desea conocer la medida en la que pueden ser una solución eficiente para incrementar la seguridad estructural. Además, es importante cumplir en dichos sistemas el objetivo del diseño sísmico que consiste en promover que las estructuras cuenten con propiedades tales que le permitan tener un comportamiento adecuado ante las intensidades sísmicas a las que estarán sujetas en su vida útil.

Los indicadores de confiabilidad pueden ser útiles para describir el comportamiento estructural ante diversas intensidades sísmicas, por lo que pueden ser utilizados como ayuda para el establecimiento de criterios de diseño sísmico.

## **1.2. Planteamiento y delimitación del problema**

Usualmente en los sistemas estructurales duales es necesario considerar la falla por cortante que es la más grave que puede presentarse conformando un comportamiento de tipo frágil; por lo que realizar un modelo que lo caracterice para conocer su respuesta no lineal ante movimientos sísmicos intensos es necesario. Con lo anterior conseguido es posible implementar métodos estadísticos que permitan realizar su estudio de confiabilidad para interpretar los resultados con propósitos de establecer o evaluar criterios de diseño sísmico.

## **1.3. Objetivos**

### **1.3.1. Objetivo general**

Se busca realizar una evaluación de la confiabilidad de edificios duales de concreto reforzado con muros que soportan diferentes porcentajes de cortante basal (60 y 90 %) cuyo diseño estructural ha sido bajo los criterios de las NTC-2004. Este estudio considera el impacto que tienen algunas características propias de los sistemas de estudio sobre las funciones de confiabilidad.

### **1.3.2. Objetivo específico**

En virtud de lo anterior, se pretende desarrollar una metodología simple que permita llevar a cabo un planteamiento probabilístico que lleve a la determinación de las respuestas de interés, funciones de confiabilidad y probabilidad de falla en función de la intensidad normalizada. Se desea conocer la manera en que influye en la confiabilidad sísmica el porcentaje de fuerza cortante que toman los muros, así como la esbeltez del sistema y el período característico.

### 1.3.3. Alcances y limitaciones

En el presente estudio con la finalidad de simplificar el proceso y buscando tomar un criterio para definir la capacidad de deformación lateral global de un sistema sin considerar como punto de partida una configuración arbitraria de cargas o deformaciones laterales, en lo siguiente se define la condición de falla por colapso en términos de un índice de reducción de rigidez secante,  $D = (K_0 - K)/K_0$ , definido por la diferencia de las rigideces secantes inicial y final, dividida por la rigidez inicial. Donde evidentemente, al ser la rigidez final nula, dicho índice se vuelve unitario, siendo esta la condición de falla. El hecho que la rigidez secante tienda a cero equivale a pensar en deformaciones excesivas o la existencia de fuerzas cortantes que superan la capacidad del sistema. En general, existen algunas restricciones a las que se encuentra sujeta la presente investigación:

- Las estructuras son regulares en planta y elevación, por lo que los efectos de torsión son despreciados
- Los casos de estudio son sistemas estructurales duales típicos de la ciudad de México, por lo que los resultados numéricos son restrictivos de esta zona.
- Se analizan indicadores globales del comportamiento estructural, por lo que los procedimientos desarrollados no toman en consideración el comportamiento local de los sistemas estudiados.
- El número de muestras para simulaciones estructurales y acelerogramas sintéticos, es reducido (40 muestras aleatorias), debido principalmente al tiempo que se requiere invertir para realizar estos análisis.

## 1.4. Justificación

El incremento en el uso de edificios esbeltos con sistemas duales de concreto armado hace necesario el contar con un mayor conocimiento de tales estructuras, y en particular contar con estudios de confiabilidad que puedan proporcionar una estimación encaminada para la aplicación práctica de edificios con este tipo de características.

El presente trabajo se justifica con base en la necesidad de realizar el análisis de confiabilidad de sistemas marco-muro, el cual resulta de aplicación práctica pues permite llevar a cabo una metodología que permite profundizar la comprensión del efecto que tiene dicho tipo de estructuración en la respuesta general de los sistemas estructurales que se abordan en el presente estudio, así como en un desarrollo teórico correspondiente concerniente al estudio de confiabilidad. De igual manera es útil en la elaboración de especificaciones y recomendaciones para su aplicación práctica diaria de diseño y construcción de edificios con dicha característica.

## 2.1. Diseño sísmico basado en desempeño

Los lamentables resultados producto de sismos de gran intensidad, han guiado a las tendencias actuales de diseño sísmico que conforman la base de las teorías del desempeño estructural, ya que es este último el que nos permite tener un control directo sobre el comportamiento esperado del sistema ante sollicitaciones sísmicas de diversas intensidades. El formato de diseño por desempeño propuesto por el comité Visión 2000, establece que “el objetivo de la ingeniería basada en desempeño es controlar el riesgo sísmico asociado con un edificio para predeterminados niveles de aceptabilidad”.

La filosofía de diseño sísmico basado en desempeño cuenta entre sus ideas fundamentales que las estructuras deben presentar niveles de daño bajos ante sismos de baja a moderada intensidad con periodos de retorno cortos, y para sismos de gran intensidad con periodos de retorno largos, se debe asegurar la integridad propia de la estructura, la de su contenido y sus ocupantes. Para lograr los objetivos previos es necesario tomar en consideración la combinación óptima entre las propiedades mecánicas de la estructura.

Los planteamientos y objetivos del diseño sísmico basado en criterios de desempeño se expresan en términos de los niveles esperados de daño y de sus consecuencias sobre los requisitos de funcionalidad de las estructuras, tras la acción de eventos sísmicos con intensidades dadas, las cuales se pueden asociar, en forma más precisa, a periodos de retorno especificados según el sitio de interés. Tales intensidades pueden describirse mediante los términos: “frecuente”, “ocasional”, “rara” o “muy rara”. Dentro de los planteamientos de diseño por desempeño, se establecen metas asociadas a dichas intensidades; estas metas se describen

en términos del nivel de desempeño y son respectivamente designadas como: “plenamente operacional”, “operacional”, “protección de vidas” o “cercano al colapso” (Ismael, 2006).

### 2.1.1. Indicadores de desempeño

Una vez establecido un nivel de desempeño determinado, los efectos totales del daño en un edificio ante un sismo, es necesario especificarlos en términos de un costo de rehabilitación que sea añadido a los costos iniciales de construcción. De lo anterior se tiene que se debe evaluar el daño o desempeño partiendo de los indicadores adecuados que los describan. Algunas variables que son útiles para expresar los requisitos de diseño son las deformaciones de entrepiso, las demandas de comportamiento por encima de los niveles de respuesta lineal, o las aceleraciones locales. Otro factor importante por considerar es la resistencia, la cual permite controlar en los miembros estructurales críticos las amplitudes y números de ciclos de comportamiento no lineal y la consecuente acumulación de daño. Así, las condiciones de desempeño controladas por indicadores de deformación constituyen una de las alternativas más adecuadas a utilizar.

En lo que se refiere al diseño de marcos estructurales, se debe considerar que los miembros no estructurales también son sensibles a las distorsiones de entrepiso. De esta manera, el desempeño puede evaluarse por medio de las amplitudes de las distorsiones laterales de entrepiso.

Se tomará como indicador de desempeño del comportamiento de un entrepiso un índice de reducción de rigidez secante que depende de la degradación del sistema, como se explicará más adelante.

### 2.1.2. Análisis de confiabilidad sísmica

El tratamiento de los problemas que se refieren a la seguridad en condiciones de incertidumbre se denomina *confiabilidad estructural* y basa su aplicación en el uso de la teoría de las probabilidades (Meli, 2006).

Debido al gran número de variables que intervienen en el diseño y a las incertidumbres que éstas conllevan, y puesto que las estructuras reales representan sistemas complejos, cuya posibilidad de falla está dada por el comportamiento de un gran número de elementos sujetos a diversas combinaciones de acciones, el problema que representa determinar la

probabilidad de falla de una estructura es muy complejo y no se presta a generalizaciones.

De una manera simplista es posible representar la seguridad estructural dependiente de los valores relativos de dos variables, una que represente la resistencia del sistema,  $R$ , y otra una medida del efecto de las acciones externas,  $S$ . Ambas variables son aleatorias y su distribución de probabilidades depende de las de todas las variables que intervienen en la determinación de cada una de ellas. Como ambas se pueden representar en las mismas unidades, se presentará la falla si la resistencia es menor que el efecto de las acciones externas.

En la figura 2.1 se observa el modelo anteriormente descrito. Si la media de la resistencia es muy superior a la correspondiente de la acción, para que ocurra una falla debe presentarse un valor de la acción muy arriba en la cola superior de su distribución de probabilidades, simultáneamente a la ocurrencia de un valor de resistencia muy abajo en la cola inferior de su distribución de probabilidades. Para una forma dada de la distribución de probabilidades de ambas variables, la probabilidad de falla es proporcional al área sombreada en la figura 2.1. De esta figura, también se puede ver que a la relación  $\frac{m_R}{m_S}$ , se le llama factor de seguridad y se calcula la probabilidad de falla recurriendo al concepto de distribución acumulada de probabilidades para dicho cociente.

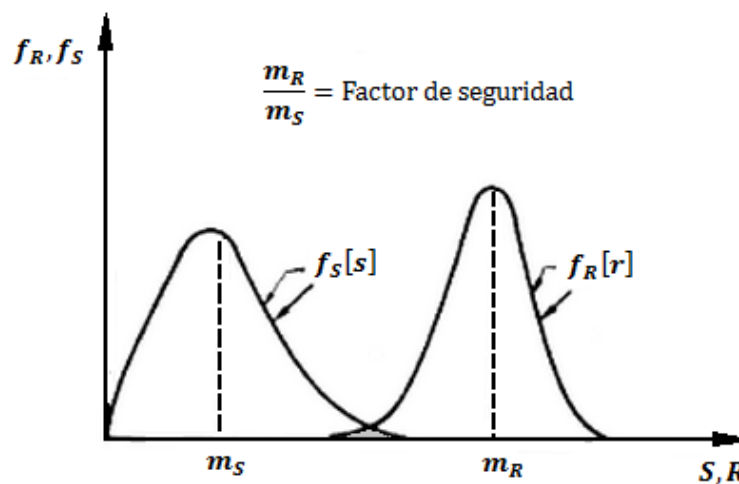


Figura 2.1. Representación del problema de seguridad estructural.

A la probabilidad de que la estructura no falle,  $1 - p_F$ , se le llama confiabilidad de la estructura y el término confiabilidad estructural se ha adoptado para indicar el estudio con bases probabilistas de la seguridad de las estructuras, el cual lleva la determinación racional



de los factores de seguridad que deben adoptarse en el diseño (Meli, 2006).

La confiabilidad se puede medir con el índice:

$$\beta = -\frac{[\ln \frac{R}{S}]_m}{\sigma_{\ln(\frac{R}{S})}} \quad (2.1)$$

$$p_F = \phi(-\beta) \quad (2.2)$$

donde  $\phi(\cdot)$  es la función de distribución de probabilidades normal estándar. La variable  $\beta$  puede interpretarse como el número de desviaciones estándar a la que está desde el origen, el valor medio de  $\ln(\frac{R}{S})$ . Por seguridad el valor medio debe ser mayor que cero, y en consecuencia,  $\beta$  se llama índice de confiabilidad. Entre mayor sea dicho valor, menor será la probabilidad de falla.

### 2.1.2.1. Índice de daño

Para el análisis estadístico, se parte de la premisa que se cuenta con una muestra de valores dependientes de la intensidad del movimiento sísmico así como del índice de daño,  $Q$ , que es el logaritmo del índice de reducción de rigidez secante,  $D$ .

Si se considera el índice de reducción de rigidez secante como la ecuación 2.3, donde  $K_0$  es la rigidez inicial del sistema y  $K_{sec}$  la rigidez final obtenida de los resultados de análisis no lineal, como se verá en el capítulo siguiente.

$$D = (K_0 - K_{sec})/K_0 \quad (2.3)$$

Así, se tiene que:

$$Q = \ln D \quad (2.4)$$

Los valores de las rigideces  $K_0$  y  $K_{sec}$  son los obtenidos de la curva pushover y de los análisis paso a paso como se muestra en la figura:

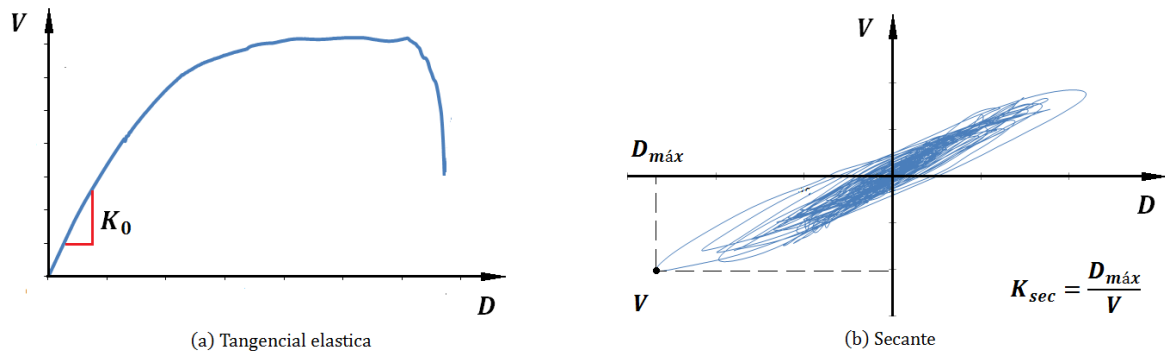


Figura 2.2. Representación de la rigidez

### 2.1.2.2. Demanda sísmica

Los modelos que serán estudiados con los análisis no lineales serán sometidos a un sismo sintético, para estimar sus desplazamientos.

**Simulaciones sísmicas.** Puesto que era necesario realizar la ejecución de análisis paso a paso para las familias de edificios mencionadas en la sección anterior, es fundamental que cada edificio simulado se sometiera a un sismo de gran intensidad de manera que la estructura quedara cercana al colapso. Para lograr lo anterior es necesaria la aplicación de registros de sismos tales que sus características sean similares a las de terremotos que hayan ocurrido en la zona del lago. Como estos movimientos no se presentan con tal frecuencia, se han desarrollado modelos matemáticos de procesos estocásticos para poder producirlos artificialmente, entre los que se encuentran las funciones de Green. Este método utiliza un acelerograma pequeño como función de Green y parámetros sismológicos de dicha función y del sismo objetivo. Otro método en el que se pueden involucrar características de la fuente con las características del movimiento del terreno en el sitio es el método de las funciones de atenuación generalizadas que relaciona las propiedades evolutivas del movimiento, amplitud y frecuencia, en términos de la magnitud  $M$  y distancia  $R$ .

En la presente investigación se emplean sismos artificiales cuyos registros son generados mediante un modelo de simulación definido por un conjunto de funciones que describen la evolución de las amplitudes y contenidos de frecuencia durante el evento. Las formas de dichas funciones, así como sus correspondientes parámetros se determinaron a partir de

la información de historias de aceleración de sismos ocurridos en diferentes fuentes sísmicas. Estos parámetros se relacionan directamente con  $M$  y  $R$ , a los que se ajustan funciones semiempíricas de atenuación con el fin de caracterizar las propiedades estadísticas de las funciones que controlan la evolución del movimiento del terreno.

El modelo probabilista propuesto para obtener el movimiento del terreno está basado en los desarrollados por Grigoriu, Ruiz y Rosenblueth (1985) y Yeh y Wen (1989), en el cual se considera al movimiento sísmico como un proceso aleatorio gaussiano modulado en amplitud y frecuencia.

$$\xi(t) = I(t)\zeta(\varphi(t)) \quad (2.5)$$

donde  $\xi(t)$  es la aceleración del suelo como función del tiempo,  $I(t)$  es una función determinista moduladora de la amplitud,  $\varphi(t)$  es una transformación de la escala en el tiempo cuya función es la modulación de frecuencias y  $\zeta$  es un ruido blanco filtrado gaussiano estacionario con respecto a  $\varphi$ , con varianza unitaria.

La función de modulación de la amplitud  $I(t)$ , se define como la raíz cuadrada de la varianza instantánea de  $\xi(t)$  y se calcula como la raíz cuadrada de la derivada del tiempo en función de la energía acumulada dada por:

$$W(t) = \int_0^t E[\xi(t)^2(\tau)]d\tau \quad (2.6)$$

La función moduladora de la frecuencia  $\varphi(t)$ , sirve para representar la variación de la frecuencia dominante de la aceleración durante el sismo y se determina definiendo una función  $\mu(t)$ , que es igual al valor medio del número de veces que la historia en el tiempo de las aceleraciones pasa por cero durante el tiempo  $t$ . Con un planteamiento similar al de Saragoni y Hart (1974), se tiene que:

$$\varphi(t) = \frac{\mu_0(t)}{\mu'_0(t_0)} \quad (2.7)$$

Donde  $'$  representa la derivada respecto al tiempo  $t$  y  $t_0$  es el instante en el que se determina una densidad espectral de referencia para el proceso estocástico que describe a la historia de las aceleraciones en el tiempo.

En el caso de la densidad espectral  $S(\omega, t_0)$  para el movimiento en el instante de refe-

rencia  $t_0$ , se adopta la forma propuesta por Clough y Penzien (1975).

$$S(\omega, t_0) = S_0 \left[ \frac{\omega_g^4 + 4\zeta_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \right] \left[ \frac{\omega^4}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_f^2 \omega_f^2 \omega^2} \right] \quad (2.8)$$

donde  $\zeta_g$  y  $\omega_g$  son parámetros del filtro de Kanai(1957)-Tajimi(1960), que representan el contenido de energía en el intervalo de frecuencias altas e intermedias y  $\zeta_f$  y  $\omega_f$ , son parámetros introducidos por Clough y Penzien (1975) para aproximar la distribución de la energía en el intervalo de las energías bajas.  $S_0$  es una constante de normalización tal que la varianza de  $\zeta(\varphi(t))$  es igual a la unidad y se calcula:

$$S_0 = \frac{1}{\pi} \frac{2\zeta_g \zeta_f \left[ (\omega_g^2 - \omega_f^2)^2 + 4\omega_g^2 \omega_f^2 (\zeta_g^2 - \zeta_f^2) + 4\zeta_g \zeta_f \omega_g \omega_f (\omega_g^2 + \omega_f^2) \right]}{\omega_g^4 (\zeta_g \omega_f + \zeta_f \omega_g) + 4\zeta_g^2 \omega_g^2 \left[ \zeta_g \omega_f^3 + \zeta_f \omega_g^3 + 4\zeta_g \zeta_f \omega_g \omega_f (\zeta_g \omega_f + \zeta_f \omega_g) \right]} \quad (2.9)$$

La función  $\zeta(\varphi)$  es un ruido blanco filtrado con densidad espectral bilateral  $S(\omega)$ ,  $-\infty < \omega < \infty$ , el cual puede expresarse como:

$$\zeta(\varphi) = \sum_{j=1}^N \sigma_j (a_j \cos \omega_j \varphi + b_j \text{sen } \omega_j \varphi) \quad (2.10)$$

de la ecuación anterior  $a_j$  y  $b_j$  son variables aleatorias independientes con media cero y desviación estándar unitaria. Para valores grandes de  $N$ , la distribución de la sumatoria es gaussiana,  $\sigma_j$  depende de la forma del filtro  $S(\omega)$ . Si la densidad espectral unilateral de la función está dada por  $G(\omega) = 2S(\omega)$ , si  $\omega > 0$  y  $\Delta\omega$  representa el ancho de  $N$  intervalos que cubren las frecuencias que contribuyen significativamente al sismo:

$$\sigma_j^2 = G(\omega_j) \Delta\omega \quad (2.11)$$

Para que sea posible aplicar el método se requiere establecer funciones  $I(t)$  y  $\varphi(t)$ , así como definir los parámetros que las componen.

La familia de sismos empleada para fines de ejemplificar este trabajo corresponde a la zona blanda en el Distrito Federal. En la figura 2.3, se muestran ejemplos de acelerogramas producto del método descrito.

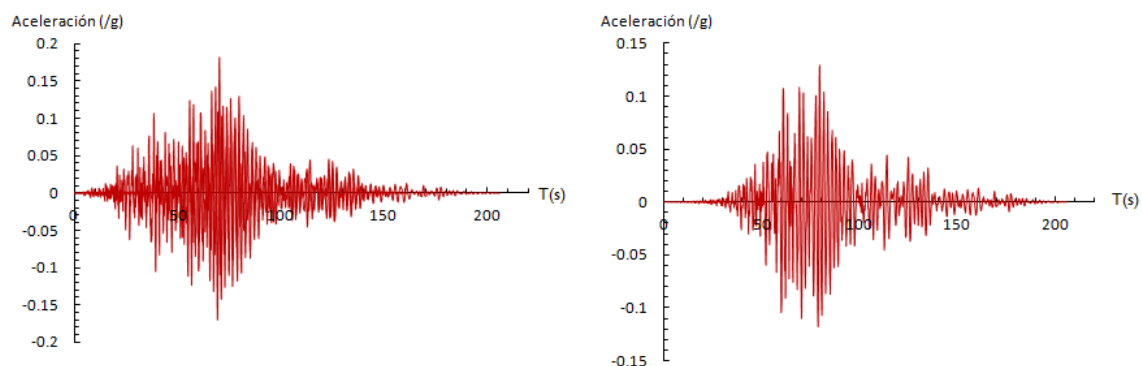


Figura 2.3. Ejemplos de acelerogramas artificiales usados para el análisis

**Evaluación de capacidades de deformación.** Las capacidades de deformación dependen de la configuración del sistema cuando se presenta la máxima amplitud en la respuesta de interés. Implicaría excesivas dificultades prácticas el determinar la configuración del sistema en cada instante en que se produce el valor máximo de alguna deformación de interés, con la finalidad de calcular la correspondiente capacidad de deformación. Por ello se ha desarrollado un criterio aproximado, basado en suponer que dicha configuración coincide con la determinada a partir del análisis pushover.

**Estimación de respuestas sísmicas.** Resulta necesaria la estimación de desplazamientos, deformaciones de sistemas no lineales de múltiples grados de libertad para de ese modo poder aplicar criterios basados explícitamente en niveles de desempeño. Cuando las estructuras incursionan en el comportamiento no lineal, se lleva consigo las correspondientes reducciones de rigidez que acompañan al crecimiento de las deformaciones, al mismo tiempo del incremento del daño acumulado, que se manifiesta a través del deterioro de las rigideces y de las resistencias como función de la historia de deformaciones globales.

### 2.1.2.3. Medida de la intensidad normalizada

La medida de la intensidad normalizada  $\mu$ , es función de la aceleración espectral  $S_a$  asociada al periodo fundamental de la estructura, así como de la masa  $m$  y el cortante de fluencia del ajuste bilineal elasto-plástico  $V_y$  de la curva de capacidad, producto del análisis

pushover.

$$\mu = \frac{S_a m}{V_y} \quad (2.12)$$

Como se mencionó anteriormente fueron necesarios sismos representativos de la zona de estudio. De los acelerogramas sintéticos fue posible obtener los espectros de pseudoaceleración que aportan la ordenada  $S_a$  correspondiente a cada caso simulado. Figura 2.4

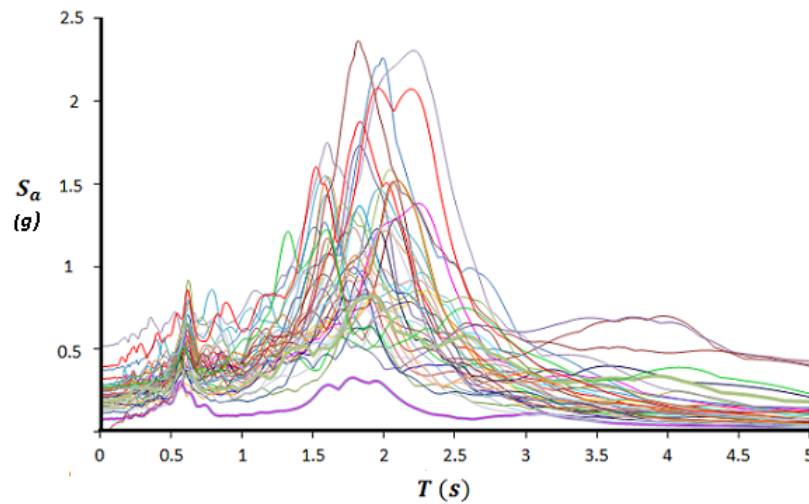


Figura 2.4. Espectros de respuesta de los sismos seleccionados.

#### 2.1.2.4. Diseño sísmico para niveles especificados de confiabilidad

Dada una curva de confiabilidad, graficada  $\beta$  vs  $\mu$ , siendo  $\beta$  el índice de confiabilidad de Cornell (1969), como se indica en la figura 2.5, es posible obtener el valor del índice de intensidad normalizada para un valor asociado del índice de confiabilidad  $\beta$ .

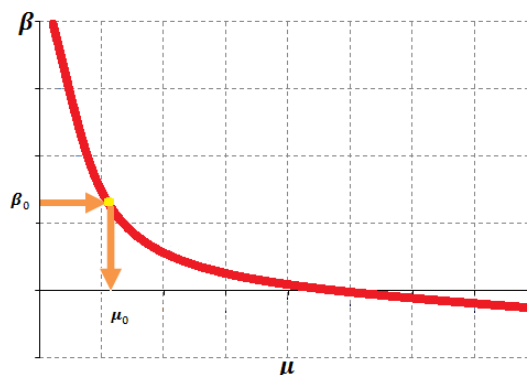


Figura 2.5. Ejemplo de curva de confiabilidad.

El índice de confiabilidad muestra la diferencia entre la resistencia y la carga, o sus efectos, utilizando la desviación estándar de tal diferencia como unidad de medida. También puede interpretarse como el inverso del coeficiente de variación de la variable aleatoria.

Conocidos los parámetros  $\mu$  y  $\beta$ , es posible evaluar el desempeño de una estructura ante cierta intensidad sísmica. De igual manera, dado el valor de un índice de confiabilidad es posible conocer la intensidad normalizada  $\mu$ , de la cual se puede calcular el cortante de fluencia para el cual diseñar una estructura que se considera será sometida ante ciertas solicitaciones, como se verá en las fórmulas presentadas en el capítulo 4.

## 2.2. Análisis de riesgo sísmico

Se llama riesgo sísmico a una medida que combine la peligrosidad sísmica, con la vulnerabilidad y la posibilidad que se produzcan en ella daños por movimientos sísmicos en un período determinado.

Existen diversos fenómenos naturales que pueden producir catástrofes. Resulta imposible predecir, sin incertidumbre, las intensidades de los eventos perturbadores que pueden ocurrir y los daños que pueden sufrir las construcciones ante una intensidad dada; razón por la cual, las funciones de peligro, vulnerabilidad y riesgo se determinan empleando conceptos de la teoría de probabilidades.

### 2.2.1. Peligro sísmico

En un sitio o en una región dada el peligro sísmico puede describirse en términos de las probabilidades de ocurrencia de movimientos del terreno de diversas intensidades durante lapsos dados. Ello implica describir las posibles historias de ocurrencias de eventos sísmicos como un proceso estocástico de eventos con intensidades aleatorias, ocurriendo en instantes aleatorios (Esteva, 1976). En forma simplificada, también puede describirse el peligro sísmico mediante la función  $v_F(y)$ , que expresa las tasas de ocurrencia de movimientos sísmicos con intensidades  $Y$  mayores que cada valor de interés,  $y$  (Esteva, 2009).

## 2.3. Sistemas estructurales duales

Reciben este nombre los sistemas estructurales en los cuales los marcos de concreto interactúan con muros de cortante, juntos proveen la resistencia necesaria al sistema ante cargas laterales. Esta tipología es también conocida como híbrida o estructuras muro-marco.

Dependiendo de la distribución de los muros y en la densidad óptima dentro de la estructuración en planta de un edificio, resultan eficientes para resistir las cargas laterales. Estos muros se han denominado muros de cortante debido a que con frecuencia una fracción importante de la fuerza cortante horizontal en un edificio se transfiere a estos elementos estructurales.

Una gran ventaja de la rigidez de muros de cortante es la protección proporcionada a componentes no estructurales durante el sismo debida al pequeño desplazamiento de entrepiso comparado con los sistemas de marcos. Especialmente en zonas no afectadas por sismos, el requerimiento de resistencia para el acero a flexión no es grande.

### 2.3.1. Modos de falla en muros estructurales

Para el diseño de muros estructurales dúctiles, una condición es que la fluencia a flexión en zonas de rótulas plásticas claramente definidas puede controlar la resistencia, deformación inelástica, y por lo tanto la disipación de energía del sistema estructural completo. El principal origen de la disipación de energía en muros en voladizo cargados lateralmente, figura 2.6, puede ser la fluencia del refuerzo a flexión en las regiones de rótulas plásticas, normalmente



en la base de los muros como muestra la figura 2.6 b) y 2.6 e). Los modos de falla a ser prevenidos son aquellos debidos a la tensión diagonal, figura 2.6 c), o compresión causada por corte, inestabilidad de secciones de muros delgadas o del refuerzo a compresión principal, deslizamiento por corte en juntas constructivas, como muestra la figura 2.6d), y falla por corte o adherencia a lo largo de empalmes plegados o anclajes.

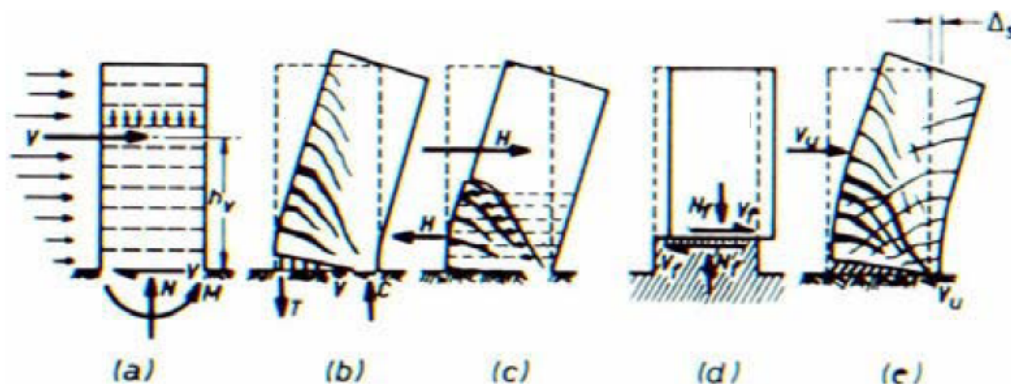


Figura 2.6. Modos de falla en muros de concreto reforzado (Paulay y Priestley, 1970).

Un ejemplo indeseado de respuesta es aquella dominada por cortante, como ejemplo se muestra el comportamiento histerético de un muro estructural sujeto a cargas cíclicas en la figura 2.7 , particularmente severo es el balanceo, reducción de resistencia y habilidad para disipar energía. En contraste un muro detallado cuidadosamente diseñado con una ductilidad adecuada y protegido contra una falla por corte diseñado bajo los principios de capacidad exhibe una respuesta mejorada. Es este comportamiento el que se busca estudiar, ya que un mal detallado en el refuerzo conduce a este comportamiento indeseable.

Los sistemas duales pueden combinar las ventajas de sus elementos constituyentes. Marcos dúctiles, interactuando con muros, pueden proveer una cantidad significativa de disipación de energía, cuando se requiera, particularmente en los niveles más altos de una estructura. Por otra parte, como resultado de la gran rigidez de los muros, un buen control de deformación de entrepiso durante un sismo puede lograrse, y el desarrollo de mecanismos de piso suave pueden ser fácilmente evitados. Bajo la acción de fuerzas laterales, un pórtico deformará principalmente en el modo por corte, considerando que un muro se comportará como un voladizo vertical con deformaciones a flexión principalmente, como muestra la figura 2.8. La compatibilidad de deformaciones requiere que los pórticos y muros sostengan

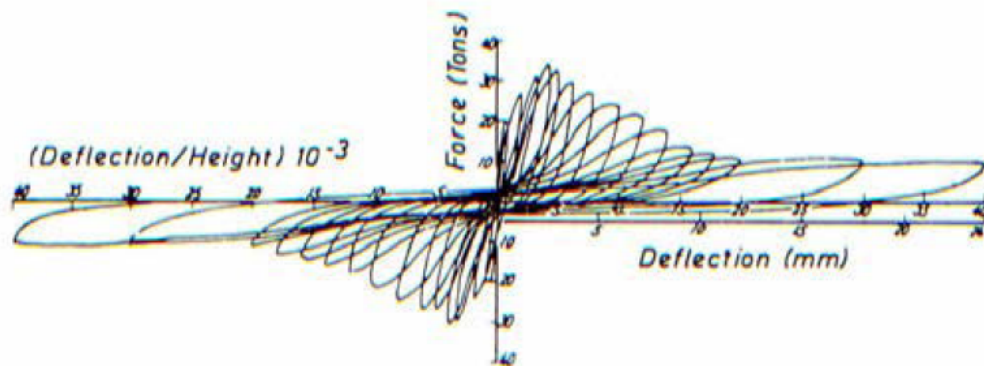


Figura 2.7. Respuesta histerética de un muro estructural controlada por corte (Paulay y Priestley, 1970).

en cada nivel esencialmente desplazamientos laterales idénticos.

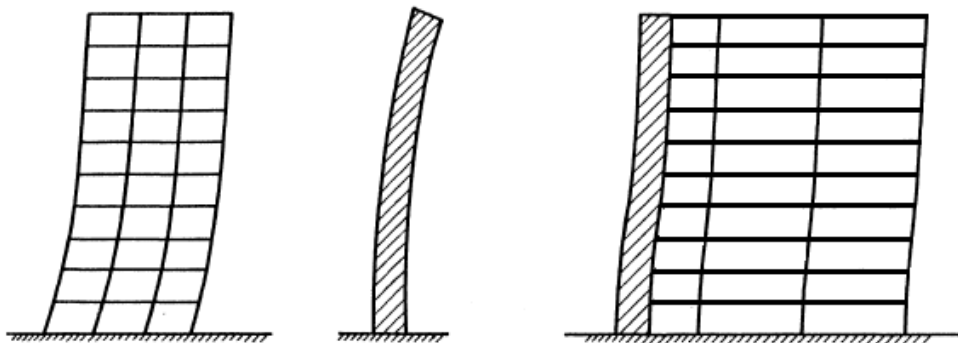


Figura 2.8. Modos de deformación en un sistema dual

Sin embargo, lo descrito en el párrafo anterior es el caso ideal, ya que en ocasiones es difícil de lograrse la compatibilidad de deformaciones, debido a que existen casos donde se presentan coincidencias entre muros y marcos en los entrepisos inferiores, mientras que en los superiores el efecto de deformación del muro crea fuerzas que provocan que tal distribución no necesariamente coincida. El modo en que se distribuye la resistencia entre marcos y muros de un sistema dual es afectado en forma considerable por las características de la

respuesta dinámica del sistema y el desarrollo de articulaciones plásticas en los extremos de los elementos al ocurrir un evento sísmico de gran intensidad.

### **2.3.2. Factores que influyen en la respuesta estructural de sistemas duales**

Para lograr un comportamiento estructural adecuado en muros de concreto reforzado es necesario contar con la resistencia y ductilidad adecuadas. Dichas características dependen del nivel de detallado en los extremos del muro. Así mismo el detallado en los elementos extremos de los muros se ve afectado por: la densidad del muro (relación entre el área de sección transversal del muro entre el área total en planta), la configuración y relación de aspecto, la carga axial resistida, así como las cuantías de acero transversal y longitudinal.

Las respuestas de sistemas compuestos por marcos y muros se ven afectadas por otros factores tales como excitación externa, la interacción de sus elementos, el nivel de rigidez rotacional en la base, la localización y distribución en planta de los muros entre otros.

La ubicación en planta y en elevación de los muros en un sistema dual determina la forma en que interactúan con los marcos. Esta interacción se ve reflejada en los niveles de respuesta asociados. El hecho de que dicha distribución sea simétrica es de suma importancia ya que pueden disminuir o evitar los efectos de torsión.

Otro factor significativo que debe ser considerado es el modelado del sistema de piso, debido a que es común considerarlo como un diafragma infinitamente rígido. Lo que no es válido en plantas rectangulares alargadas ya que se pueden presentar en su plano deformaciones laterales por flexión debidas a fuerzas sísmicas (Ismael, 2006).

En el presente trabajo los casos de estudio corresponden a modelos simétricos en planta y en elevación, por lo que los efectos de torsión se desprecian. Para el análisis no lineal no se considera interacción suelo-estructura. El sistema de piso es considerado infinitamente rígido y resistente.

### **2.3.3. Criterios de diseño**

Ha quedado establecido en las NTC-Concreto 2004 que los muros sujetos a cargas verticales axiales o excéntricas deben dimensionarse por flexocompresión como si fueran colum-

nas, pero deben cumplir ciertos requisitos geométricos para evitar el pandeo lateral, estos requerimientos dependen de su relación de esbeltez. También en las normas se estipulan los refuerzos mínimos horizontal y vertical.

La relación  $L/t$ , donde  $L$  es la longitud del muro y  $t$  es su espesor, misma que depende del nivel de carga axial que actúa en el muro; se acepta un valor de la relación  $L/t$  no mayor a 70 si el nivel de carga axial no es muy grande, si ocurre lo contrario el valor de esa relación se limita a 40. Así mismo se establece el mínimo espesor de muros que es de 13 cm, o no menor de 0.06 veces la altura del muro.

Las normas consideran que para el diseño por sismo de estructuras coladas en el lugar formadas por marcos y muros de concreto reforzado se utilizará un  $Q = 3$ , si los muros resisten en algún entrepiso más del 50 % de la totalidad de las fuerzas inducidas por el sismo. También se establecen los lineamientos para suministrar el acero mínimo a flexión y para suministrar elementos en los extremos.

## 2.4. Incertidumbres

En el presente trabajo se toman en cuenta una serie de incertidumbres en los materiales así como en los elementos estructurales, en lo referente a las simulaciones estructurales de acuerdo con los fundamentos del programa *SIMESTRU*.

### 2.4.1. Cargas

#### 2.4.1.1. Carga viva

Alamilla (2001) sigue el modelo probabilista de carga viva propuesto por Pier y Cornell (1973) para obtener la variabilidad espacial de la intensidad instantánea de la carga gravitacional que actúa sobre los distintos niveles de un edificio mediante simulación de Monte Carlo. Como el modelo anterior fue ajustado a estructuras típicas de otros sitios, para este caso se obtienen los parámetros estadísticos de las cargas vivas representativas de edificios de oficinas construidos en la ciudad de México del estudio de Ruiz y Soriano (Soriano, 1997).

### 2.4.1.2. Carga muerta

Para describir la variabilidad espacial de la intensidad instantánea de la carga muerta en las estructuras aún no se posee un modelo probabilístico, razón por la que Alamilla (2001) considera a las magnitudes de las cargas muertas como variables aleatorias correlacionadas piso a piso. Para obtener una relación entre cargas provenientes de diferentes niveles ésta se considera en forma subjetiva a partir de la distribución del cociente de carga.

## 2.4.2. Materiales

### 2.4.2.1. Concreto

Se consideran los estudios experimentales de especímenes fabricados cuya resistencia nominal es de  $f'_c = 250\text{kg/cm}^2$ . Dada la probabilidad que exista una diferencia entre los valores de diseño y los obtenidos en pruebas de cilindros en el laboratorio, Meli y Mendoza, (1991) representan mediante una función de distribución normal el comportamiento de la resistencia nominal del concreto y la asocian con el valor medio obtenido de ensayos de cilindro en el laboratorio y que para el caso de un  $f'_c = 250\text{kg/cm}^2$  obtienen un  $\bar{f}'_c = 268\text{kg/cm}^2$  con un coeficiente de variación  $C_v = 0.167$ .

Ya que no ha sido posible evaluar la correlación entre la resistencia a tensión del concreto con la resistencia a compresión debido a que provienen de fuentes distintas, Alamilla propone una metodología para lograrlo y obtiene para un concreto de  $f'_c = 250\text{kg/cm}^2$  un coeficiente de correlación igual a 0.4 entre las resistencias en tensión y en compresión.

### 2.4.2.2. Acero

Mirza y MacGregor (1979) calculan el coeficiente de variación de la resistencia de fluencia del acero para dos casos: a) cuando la población de varillas proviene de una fuente en particular y b) cuando se consideran todas las fuentes. Alamilla considera que la resistencia de fluencia de cada lecho de acero en la estructura corresponde al primer caso y lo considera como una variable aleatoria.

### 2.4.2.3. Propiedades geométricas de concreto reforzado

Indudablemente las características geométricas influyen directamente en la estimación de la rigidez, la resistencia y la deformación de los elementos estructurales. Mirza y MacGregor (1979) realizan mediciones de las propiedades estadísticas de las diferencias o errores entre las dimensiones reales y las proyectadas de secciones transversales de elementos de concreto reforzado. Alamilla (2001) considera a dichos errores como variables aleatorias correlacionadas, con distribución normal, bajo la suposición que las propiedades estadísticas de las variables provienen de la misma muestra de secciones transversales y que son estadísticamente independientes entre secciones de distintos elementos.

# Metodología y casos estudiados

---

---

Se muestra la metodología propuesta para realizar el análisis de confiabilidad, cuyo objeto de estudio es un grupo de estructuras de concreto reforzado con sistemas estructurales duales con 3 alturas características, que se describen a continuación.

## 3.1. Metodología de análisis y diseño

### 3.1.1. Descripción del proyecto

Se plantea el estudio de sistemas estructurales con muros de cortante en una dirección, cuya sección se reduce gradualmente con la altura, de manera que el extremo superior posea aproximadamente el 50 % del área de la base. Para lo anterior, se fijaron diferentes casos a estudiar considerando el porcentaje de cortante que puede tomar el muro en el primer nivel.

Se analiza la respuesta para sistemas de tres diferentes alturas: 35, 52.5 y 70 m (correspondiente a 10, 15 y 20 niveles respectivamente). A su vez, estos casos se han clasificado de manera que en total los edificios a estudiar son seis; ya que cada caso dependiente de la altura consta de dos variantes, en una el muro en la base se diseña para tomar el 90 % del cortante total actuante, y en la otra el 60 %.

Las estructuras que son objeto de estudio, se consideran ubicadas en el Distrito Federal en la zona de lago, correspondiendo a la clasificación de suelo blando IIIb; su uso ha sido destinado para oficinas. La planta del edificio es tipo y cuenta con tres crujiás con claros de 5m en ambas direcciones, (para los casos de 10 y 15 niveles), de igual manera la disposición de muros se realizó de modo tal que las edificaciones conservaran dicha simetría. En la figura

3.1, se muestra esta estructuración correspondientes a los edificios de 10 y 15 niveles. Dichos casos cuentan con una altura de entrepiso de 3.5 m constante en elevación conformando una altura total de 35 y 52.5 m respectivamente.

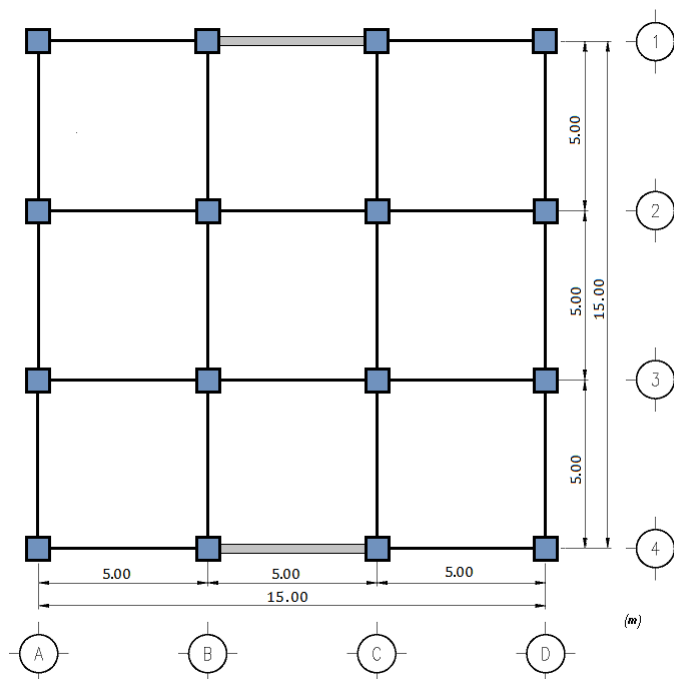


Figura 3.1. Planta tipo correspondiente a los edificios de 10 y 15 niveles

La configuración de la estructura de 20 niveles, por disposiciones generales en el estudio cuenta con medidas que difieren en planta con las de 10 y 15 niveles; se conservan las tres crujeas, pero esta vez son claros de 6.67 m. Una vez que fue llevado a cabo el análisis sísmico, se vio que si se conservaba la misma disposición de muros que la usada para los otros edificios, eran necesarios muros de gran espesor. En lo que se refiere a la otra dirección también fue requerido el uso de muros para el control de desplazamientos, aunque el análisis sólo se realiza en la dirección horizontal esto se hizo por cuestiones de normatividad; por lo anterior se decidió tomar la estructuración que se muestra en la figura 3.2. En cuanto a la altura total de este edificio, al igual que los anteriores su altura constante de entrepiso es de 3.5 m, con altura total de 70 m.



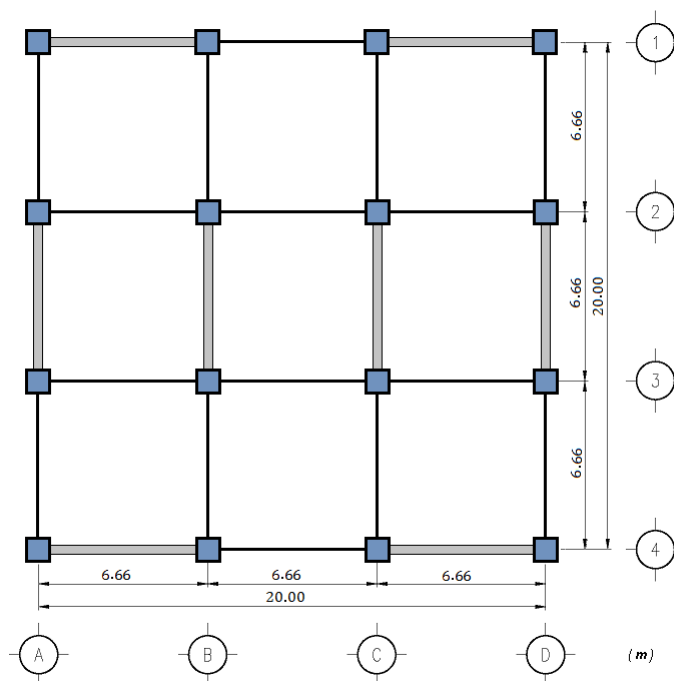


Figura 3.2. Planta tipo correspondiente a los edificios de 20 niveles

Para poder contar con una estimación inicial del espesor que se propondría al muro, se realizó de manera preliminar un análisis estático aproximado para poder conocer el cortante actuante en la estructura. Conocido el cortante basal de forma simple, éste fue multiplicado por el porcentaje de cortante que correspondería al muro. De acuerdo con las NTC-C, 2004, sección 6.5.2.5, y considerando únicamente la contribución a cortante aportada sólo por el concreto fue llevado a cabo el cálculo simplificado. Con ello fue posible realizar el modelo que sería manipulado por medio del programa de análisis.

Tomando como punto de partida la estimación preliminar de los espesores de muro, estos valores se consideraron al realizar el modelo, donde se refinaron de forma iterativa al mismo tiempo que las dimensiones del resto de los elementos estructurales del sistema. Todo lo anterior se realizó de manera que se cumplieran los lineamientos estipulados por el RCDF-2004 y sus normas complementarias. A continuación se detallan brevemente las condiciones con que se realizó el análisis y diseño.

En un principio, con la influencia de los muros, se pensó en utilizar columnas rectan-

gulares orientadas de tal manera que su momento de inercia mayor coincidiera con el lado del edificio desprovisto de muros, lo que se realizó en los casos de 10 y 15 niveles, para dar aproximadamente la misma rigidez global al edificio en ambas direcciones. Para los edificios de 20 niveles las secciones son cuadradas ya que se cuenta con muros de cortante en ambas direcciones.

### 3.1.2. Análisis estructural

#### 3.1.2.1. Análisis de cargas

**Acciones permanentes y variables** En la tabla 3.1 se muestran las cargas de entrecimso consideradas, y que fueron utilizadas como cargas repartidas por unidad de área en el tablero, de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (2004):

| <i>Carga</i>               | <i>Entrecimso(kg/m<sup>2</sup>)</i> | <i>Azotea(kg/m<sup>2</sup>)</i> |
|----------------------------|-------------------------------------|---------------------------------|
| <i>Muerta</i>              | 350                                 | 520                             |
| <i>Viva</i>                | 250                                 | 100                             |
| <i>Viva<sub>inst</sub></i> | 180                                 | 70                              |

Tabla 3.1. Cargas usadas para el análisis

En el programa de análisis estructural se incluyen los pesos de los elementos estructurales al activar la casilla 'peso propio'. Los valores de las cargas mostradas en la tabla anterior son los correspondientes al peso de losa maciza de 10 cm de espesor, instalaciones e impermeabilizado si se trata de losa de azotea. Dichas cargas se han introducido al programa en los tableros como cargas uniformes.

**Acciones accidentales** Existe una condición dentro las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-S), para ejecutar o no un análisis que tome en cuenta la interacción suelo-estructura. Éstos se pueden despreciar siempre que  $\frac{T_e}{T_s} \cdot \frac{H_s}{H_e} < 2.5$ . Sin

embargo, en los casos que se estudian esto no se cumple, y es necesario tomar en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura.

Se considera en el diseño la interacción suelo-estructura en lo concerniente a la determinación de las cargas laterales equivalentes para poder realizar un análisis sísmico dinámico. *ECOgcW*, hace uso del método modal espectral, ya que internamente realiza un espectro de aceleraciones de diseño basado en lo estipulado en el apéndice A de las NTC-S, considerando ciertos parámetros como son: periodo dominante del suelo,  $T_s = 2.2 \text{ s}$ , y la profundidad de los depósitos firmes se consideró  $H_s = 40 \text{ m}$ .

Del apéndice A de las NTC-S, es posible determinar los parámetros necesarios para el cálculo del espectro de diseño, de las normas se ve que  $a_0 = 0.25$ ,  $c = 1.2$ ,  $T_a = 1.305 \text{ s}$ ,  $T_b = 2.64 \text{ s}$ , que son los parámetros que definen al espectro mostrado en la figura 3.3.

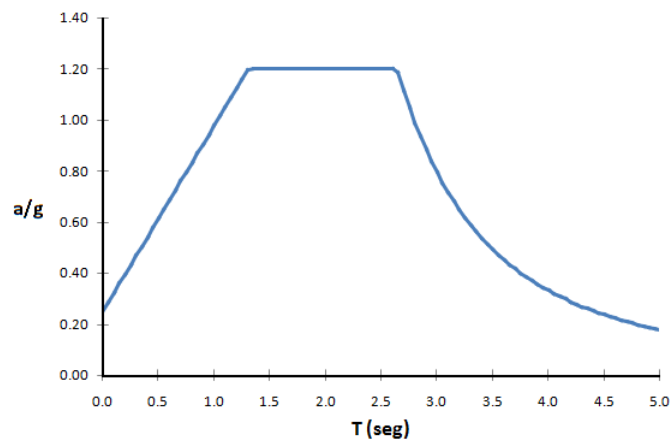


Figura 3.3. Espectro de diseño no reducido considerando interacción suelo-estructura.

El espectro mostrado previamente no ha sido afectado por factores de reducción, es modificado dentro del programa por el factor correspondiente dado que se ha considerado como factor de comportamiento sísmico  $Q = 3$ .

Para estimar la interacción suelo-estructura, fue necesario introducir las características de la cimentación, misma que se consideró mixta con pilotes de fricción con diámetro medio de 45 cm, cuyas profundidades son de 3, 10 y 20 m según los casos 10, 15 y 20 niveles.

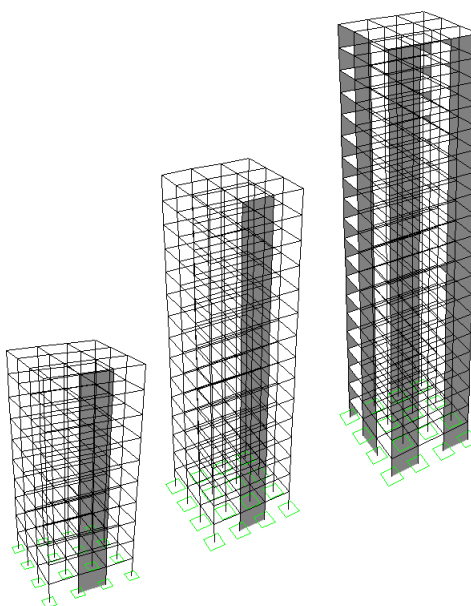


Figura 3.4. Modelos de análisis

### 3.1.3. Diseño

Como se había establecido anteriormente, el paso inicial fue la elaboración de un diseño preliminar, que se puede resumir como:

1. Estimación mediante un análisis sísmico estático la fuerza cortante en la base.
2. Cálculo del porcentaje de cortante basal correspondiente a los muros de 90 y 60 % respectivamente. Debido a que se cuenta con muros de cortante en el eje 1 y otro en el 4 para la dirección de análisis, el cortante total se divide proporcionalmente entre los muros sujetos a las fuerzas laterales sobre la estructura, 2 para los casos de 10 y 15 niveles; y 4 para los de 20.
3. Se calcula el cortante en el muro conocida la fuerza actuante de acuerdo con lo estipulado en la sección 6.2.5.4 de las NTC-C.
4. De lo anterior se hace un ensayo preliminar de las secciones correspondientes a los elementos estructurales restantes.

Lo anteriormente descrito, se considera punto de partida para el diseño detallado final, el cual se lleva a cabo a partir de aproximaciones sucesivas, concluyendo esto cuando las dimensiones y refuerzo requeridos para cada elemento estructural tienen secciones óptimas, cumpliendo con los lineamientos de la normatividad.

Los diseños considerados están destinados para cumplir los criterios de estados límite. En el dimensionamiento esto se logra cumplir mediante el  $ECOgcW$ , donde las secciones son introducidas como áreas de sección bruta sin considerar ningún tipo de reducción en sus propiedades mecánicas para el análisis. De este modo, se ejecutan continuamente los análisis en el programa, revisando para cada iteración que los desplazamientos queden dentro los límites permisibles.

Los cálculos de los desplazamientos laterales totales y de entrepiso son realizados. En el apéndice A de las NTC-S se han establecido las restricciones correspondientes a desplazamientos laterales dependiendo si en la estructura se cuenta o no con elementos que puedan sufrir deformaciones apreciables, limitándose a:

$$\Delta\left(\frac{Q'R}{7}\right) \leq 0.002h \quad (3.1)$$

Para el cálculo de  $Q'$  y  $R$  se han seguido los criterios del apéndice A de las NTC-sismo, 2004. El valor de  $Q'$  ha sido afectado por las condiciones de irregularidad en los casos 3 a 6. Los resultados para cada caso se citan en la tabla 3.2

| <i>Caso</i> | $Q'$  | $R$   |
|-------------|-------|-------|
| 1           | 2.832 | 2.111 |
| 2           | 2.785 | 2.116 |
| 3           | 3.695 | 2.017 |
| 4           | 3.796 | 2.010 |
| 5           | 3.942 | 2.000 |
| 6           | 3.943 | 2.000 |

Tabla 3.2. Resultados de los valores de  $Q'$  y  $R$

Considerando que en este tipo de edificaciones siempre existen muros divisorios y demás elementos no estructurales, los cuales aunque en el proyecto estructural se consideren desligados de la estructura, en la práctica constructiva esto no ocurre en algunos casos.

*ECOgcW* fue usado para el diseño de miembros a flexión y flexocompresión biaxial. Con este software se determinaron las fuerzas sísmicas laterales mediante un análisis dinámico modal espectral y se incluyeron los efectos  $P-\Delta$ . El criterio para determinar el tamaño de las secciones transversales de vigas y columnas se basó en satisfacer casi al límite, las distorsiones de entrepiso permisibles citadas en la ecuación anterior a la vez que las secciones obtenidas admitían el refuerzo necesario dentro de los límites establecidos en la propuesta de NTC-C para tener la resistencia requerida. Esto con la finalidad que los resultados del estudio correspondan a una situación límite o crítica. De esta manera, la sección transversal de las columnas se varió en los niveles 3, 6 y 8 en las estructuras de 10 niveles; en las de 15 niveles en el 4, 8 y 12 nivel; mientras que las de 20 niveles cada 5, en las tablas: 3.5, 3.6, 3.7, 3.8 y 3.9 se ejemplifica lo anterior.

Debido a que era necesario cumplir con varios requisitos, tales como desplazamientos permisibles, dimensiones de secciones y armados correspondientes a los requerimientos de marcos dúctiles, fue necesario realizar un ajuste de las condiciones iniciales del cortante asignado a los muros correspondientes, ya que aunque originalmente la selección de los espesores de muro fue basado en el cortante tomado por la única contribución del concreto lo cual cumplía con estos requerimientos, una vez realizado el análisis por las condiciones anteriormente citadas, al asignar nuevos valores a las secciones de los elementos estructurales ya no fue posible en principio por el cortante absorbido por los muros cumplir con rigor con el porcentaje inicialmente planteado.

Como se ve en la tabla 3.3 se encuentran contenidas las características que definen a los sistemas estructurales que se tratan. Los casos se enlistan enumerados, y se detallan el número de niveles que poseen, así como su altura y dimensión de base (ya que la planta tipo para todos es cuadrada). Se muestra el número de crujías  $N_{cr}$ ; la columna titulada  $r_v$  contiene el porcentaje de cortante que toma el muro; también se incluyen los periodos característicos. La última columna muestra las relaciones de esbeltez correspondientes a cada caso.

| <i>Caso</i> | <i>Niveles</i> | <i>H(m)</i> | <i>Base(m)</i> | <i>Ncr</i> | <i>r<sub>v</sub>%</i> | <i>T(s)</i> | <i>H/B</i> |
|-------------|----------------|-------------|----------------|------------|-----------------------|-------------|------------|
| 1           | 10             | 35          | 15             | 3          | 94                    | 0.707       | 2.333      |
| 2           | 10             | 35          | 15             | 3          | 67                    | 0.689       | 2.333      |
| 3           | 15             | 52.5        | 15             | 3          | 88                    | 1.199       | 3.50       |
| 4           | 15             | 52.5        | 15             | 3          | 65                    | 1.242       | 3.50       |
| 5           | 20             | 70          | 20             | 3          | 83                    | 1.56        | 3.50       |
| 6           | 20             | 70          | 20             | 3          | 60                    | 1.53        | 3.50       |

Tabla 3.3. Datos generales de los casos de estudio

| <i>Niveles</i> | <i>Columna(cm)</i> | <i>Trabe(cm)</i> | <i>Muro(cm)</i> |
|----------------|--------------------|------------------|-----------------|
| 1-4            | 70 × 60            | 35 × 60          | 25              |
| 5-8            | 65 × 55            | 30 × 60          | 20              |
| 9-10           | 60 × 50            | 25 × 60          | 15              |

Tabla 3.4. Dimensiones de los elementos estructurales del caso 1

| <i>Niveles</i> | <i>Columna(cm)</i> | <i>Trabe(cm)</i> | <i>Muro(cm)</i> |
|----------------|--------------------|------------------|-----------------|
| 1-4            | 75 × 60            | 35 × 65          | 18              |
| 5-8            | 70 × 55            | 30 × 65          | 16              |
| 9-10           | 65 × 50            | 25 × 65          | 14              |

Tabla 3.5. Dimensiones de los elementos estructurales del caso 2

En los casos 1 y 2 el acero de refuerzo para columnas se mantuvo en cuantías mínimas, para el caso 1 los porcentajes rondan entre el 1 y el 2.27 %, para el caso 2 éstas fueron muy parecidas, del 1 al 2.24 %. Respecto a los casos correspondientes a 15 niveles, en el caso 3 los porcentajes varían del 1 al 1.33 %, en tanto para el caso 4 éstas se mantuvieron del orden del 1 %. Por último, para los edificios de 20 niveles en el caso 5 los porcentajes oscilan del 1 al

| <i>Niveles</i> | <i>Columna(cm)</i> | <i>Trabe(cm)</i> | <i>Muro(cm)</i> |
|----------------|--------------------|------------------|-----------------|
| 1-4            | 90 × 70            | 60 × 93          | 50              |
| 5-8            | 85 × 65            | 55 × 87          | 40              |
| 9-12           | 80 × 60            | 50 × 82          | 30              |
| 13-15          | 75 × 66            | 45 × 77          | 20              |

Tabla 3.6. Dimensiones de los elementos estructurales del caso 3

| <i>Niveles</i> | <i>Columna(cm)</i> | <i>Trabe(cm)</i> | <i>Muro(cm)</i> |
|----------------|--------------------|------------------|-----------------|
| 1-4            | 95 × 70            | 60 × 95          | 35              |
| 5-8            | 90 × 65            | 55 × 90          | 30              |
| 9-12           | 85 × 60            | 50 × 85          | 25              |
| 13-15          | 80 × 66            | 45 × 80          | 25              |

Tabla 3.7. Dimensiones de los elementos estructurales del caso 4

1.55 %, y para el caso 6 éstas se mantuvieron del orden del 1 % al 1.33 %. Para el diseño de muros siguieron lo estipulado por las NTC-C, a flexocompresión y cortante, se obtuvieron en general las cuantías de acero mínimo en refuerzo horizontal y transversal del alma.

Es posible realizar una tabla donde se resumen las características generales de los edificios que son materia de estudio en el presente trabajo, como se ve de las tablas 3.4 a 3.9.

Se han calculado los pesos totales en sismos, en los cuales se considera la carga muerta, incluyendo los pesos de los elementos estructurales así como la carga viva instantánea, para cada caso esto se resume a continuación.

## 3.2. Análisis dinámicos no lineales

Para los análisis no lineales se estudia la respuesta dinámica frente a la acción de sismos de gran intensidad. En lo siguiente, se busca cuantificar de forma simplificada el daño global del sistema a partir de las condiciones de rigidez final e inicial, lo cual se logra con los análisis pushover y paso a paso, aspectos que se tratarán a continuación.



| <i>Niveles</i> | <i>Columna(cm)</i> | <i>Trabe(cm)</i> | <i>Muro(cm)</i> |
|----------------|--------------------|------------------|-----------------|
| 1-4            | 140 × 140          | 75 × 120         | 45              |
| 5-8            | 120 × 120          | 70 × 110         | 40              |
| 9-12           | 100 × 100          | 65 × 100         | 35              |
| 13-16          | 80 × 80            | 55 × 80          | 30              |
| 17-20          | 60 × 60            | 50 × 80          | 25              |

Tabla 3.8. Dimensiones de los elementos estructurales del caso 5

| <i>Niveles</i> | <i>Columna(cm)</i> | <i>Trabe(cm)</i> | <i>Muro(cm)</i> |
|----------------|--------------------|------------------|-----------------|
| 1-4            | 145 × 145          | 75 × 125         | 33              |
| 5-8            | 125 × 125          | 70 × 115         | 40              |
| 9-12           | 110 × 110          | 65 × 100         | 35              |
| 13-16          | 90 × 90            | 60 × 90          | 30              |
| 17-20          | 70 × 70            | 50 × 80          | 25              |

Tabla 3.9. Dimensiones de los elementos estructurales del caso 6

### 3.2.1. Consideraciones para los análisis no lineales

Debido a la simetría en planta de los modelos tridimensionales que son tratados, para fines de este estudio se ha seguido la consideración de aplicar el modelo de marcos planos equivalentes utilizando un marco externo y otro interno según la dirección del análisis.

En lo referente a la ejecución de los análisis no lineales se empleó el programa *RUAUMOKO-2D*, utilizando modelos que incluyen la distribución de fuerzas laterales entre los marcos por acción del diafragma rígido, como se muestra en la figura 3.5. La acción de la losa como diafragma rígido se modeló a partir de elementos elásticos infinitamente rígidos asignando a estos una rigidez axial elevada y con la condición biarticulada de vigas de acoplamiento, teniendo como única función transmitir las fuerzas cortantes entre cada uno de los marcos, sin introducir efectos flexionantes, ni tener la posibilidad de disipar energía por comportamiento inelástico ni por amortiguamiento. Cabe señalar que se han considerado los efectos  $P-\Delta$  y se ignoró la interacción suelo-estructura.

| <i>Caso</i> | $W_{total}(Ton)$ |
|-------------|------------------|
| 1           | 2.215            |
| 2           | 2.136            |
| 3           | 4.812            |
| 4           | 4.897            |
| 5           | 13.269           |
| 6           | 13.301           |

Tabla 3.10. Pesos totales en sismo

En la figura 3.5, se observa que en el modelo plano equivalente, se han marcado las vigas de acoplamiento con una línea de un grosor mayor que el resto, de una longitud corta, 2 m, en comparación con las demás. Se han dejado los ejes que se han marcado en las vistas de planta para hacer notar que las dimensiones y características geométricas son las mismas que las del diseño originalmente planteado.

### 3.2.2. Simulaciones estructurales

Debido a que se busca analizar el comportamiento de una familia de edificios con características semejantes ante diversas fuentes de excitación sísmica para poder observar su comportamiento en el intervalo no lineal, es necesario contar con varios sistemas estructurales para su análisis. Para lograr lo anterior, se utiliza el programa de simulación estructural *SIMESTRU* (Alamilla, 2001). Este programa funciona recibiendo como datos de entrada modelos de marcos planos, con las propiedades geométricas y armados de los diseños con propiedades nominales descritos en la sección 3.1.3. Con estos datos el programa genera los archivos simulados más uno de propiedades medias; con estos archivos es posible llevar a cabo los posteriores análisis pushover y paso a paso.

Como ya se ha mencionado, dentro del proceso de simulación se encuentran una serie de incertidumbres tales como:

- Intensidad de cargas vivas y muertas
- Resistencia a compresión del concreto

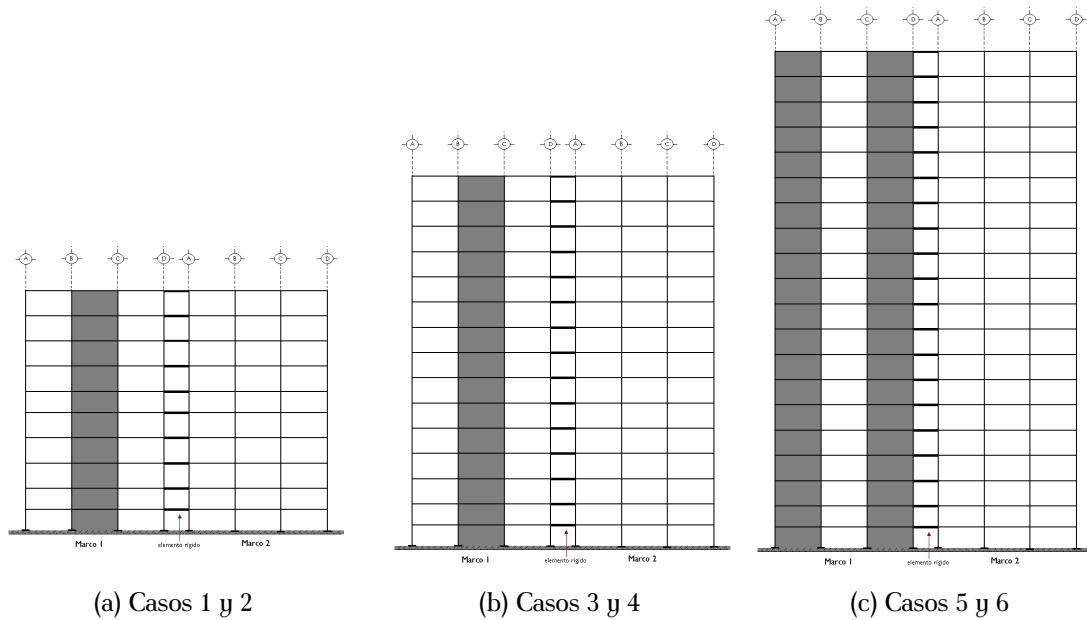


Figura 3.5. Modelo simplificado de marcos planos

- Resistencia a tensión del concreto
- Características geométricas de elementos estructurales
- Módulo tangente del concreto
- Comportamiento mecánico del acero de refuerzo
- Porcentaje de acero longitudinal

Con base en los datos generados del diseño, las resistencias de diseño del concreto, al igual que las cargas muerta nominal y viva actuante, es posible generar una muestra aleatoria de 40 edificios y uno de propiedades medias.

### 3.2.3. Modelo de sistemas duales

En general, se considera a los muros de concreto como elementos semejantes a columnas ante carga axial, y a vigas para fuerzas cortantes. El análisis se realiza bajo las mismas hipótesis de comportamiento de la mecánica de materiales: la sección plana antes de la flexión, permanece plana después de la flexión y gira alrededor del eje neutro. Cuando un muro une a dos columnas y está firmemente ligado a ellas, se puede considerar el conjunto muro-columnas como un solo elemento de sección I, donde las columnas representan a los patines y el muro al alma.(Flores, L.E et al, 1999).

En esencia, existen tres métodos usados para el análisis de estructuras duales: el método del elemento finito, el de la columna ancha y el de la diagonal equivalente. El primero es el más refinado en donde se divide al muro en pequeñas regiones en las cuales se propone una variación de las deformaciones en función de los desplazamientos de sus nudos. Mediante las ecuaciones constitutivas del material se establece la matriz de rigideces de cada elemento y se ensambla la matriz global, con la que se puede resolver para los desplazamientos en los nudos y, finalmente, los esfuerzos en cada elemento finito. Sin embargo, este método es muy complejo y requiere grandes recursos de cómputo así como tiempo para la preparación de los datos y la interpretación de resultados, por lo que no es práctico para el análisis cotidiano de estructuras. Por otro lado, es muy útil para fines de investigación y en aquellas estructuras muy complejas e importantes en donde se puede justificar su uso.

Una alternativa mucho más simple de usar consiste en considerar al conjunto marco-muro como un solo elemento; así se tendrá una columna equivalente cuyas propiedades de deformación correspondan a las del conjunto. En este esquema el conjunto marco-muro se sustituye por un elemento en su eje, y la parte de la trabe que se extiende dentro de la extensión del muro se considera infinitamente rígida. Se ha comprobado la exactitud de este método mediante la comparación con resultados del método de elemento finito con errores menores al 2 % (Bazán, 1998). Para aplicar este método se deberán considerar las propiedades mecánicas de los materiales así como las geométricas como son los módulos de elasticidad y de rigidez al cortante, el momento de inercia y el área de cortante de la columna ancha.

El tercer método se basa en la consideración que el marco queda apoyado únicamente en dos esquinas opuestas y en cuyo caso las fuerzas se transmiten mediante un puntal de compresión a lo largo de la diagonal del panel. Así surgió la idea de representar a dicho

panel mediante el uso de una diagonal equivalente.

Para proceder al análisis no lineal de sistemas marco-muro, era necesario formular una analogía que los representara de forma adecuada. Así, en la figura 3.6(a) se presenta el marco plano correspondiente al edificio de 10 niveles con las diagonales equivalentes que modelan a los muros de concreto reforzado. En cuanto a apariencia, el modelo para los edificios de 15 niveles es igual que el anterior. Para el caso de 20 niveles, existe un cambio debido a la disposición de muros 3.6(b).

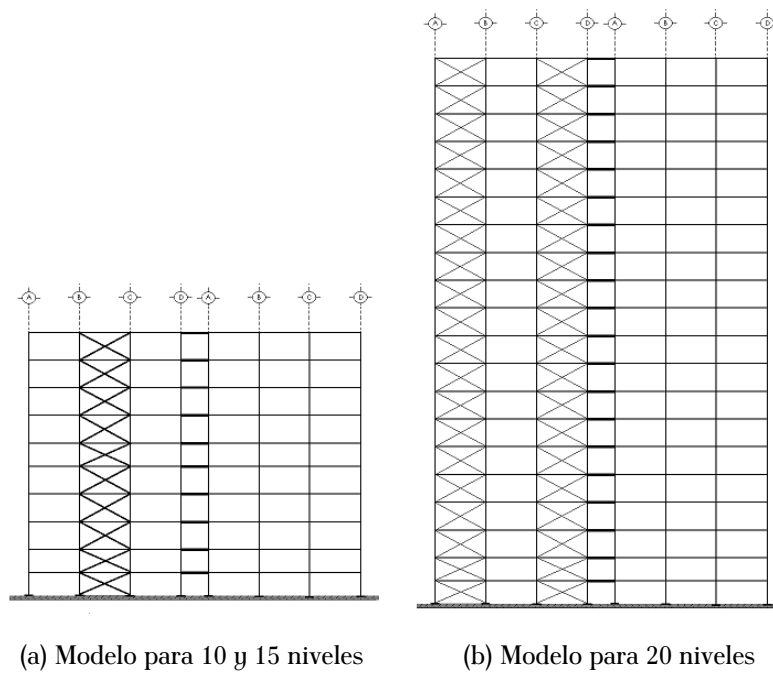


Figura 3.6. Edificios con muros de concreto modelados por medio de diagonales equivalentes

Para representar el comportamiento a flexión, a continuación se desarrollan las ecuaciones que caracterizan dicho comportamiento.

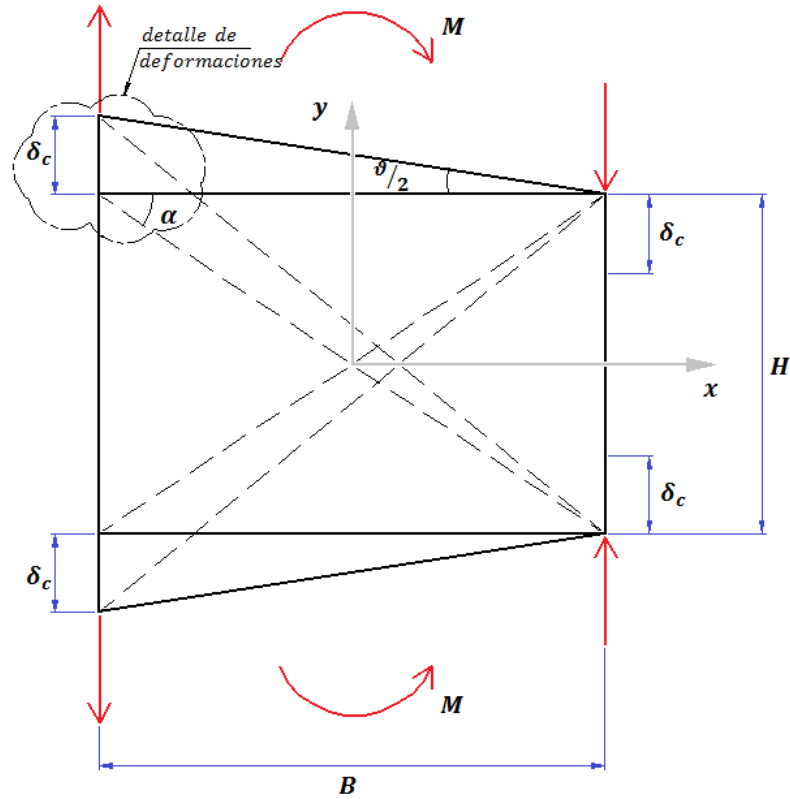
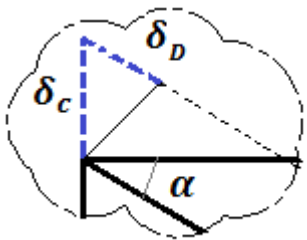


Figura 3.7. Modelo de comportamiento a flexión mediante diagonales.

De las deformaciones se tiene que:



$$\delta_c = \frac{\theta}{2} \cdot B_m \quad (3.2)$$

$$\delta_D = \delta_c \operatorname{sen} \alpha \quad (3.3)$$

$$\delta_D = \frac{\theta B_m}{2} \operatorname{sen} \alpha \quad (3.4)$$

Figura 3.8.

Deformación de la diagonal

$$M = 2P_D b \operatorname{sen} \alpha \quad (3.5)$$

despejando  $P_D$

$$P_D = \frac{M}{2B_m \text{sen} \alpha} \quad (3.6)$$

De las ecuaciones 3.4 y 3.6

$$\frac{P_D}{\delta_D} = \frac{2M}{2B_m \text{sen}^2 \alpha \theta b} \quad (3.7)$$

$$\frac{P_D}{\delta_D} = \frac{M}{\theta} \frac{1}{B_m^2 \text{sen}^2 \alpha} \quad (3.8)$$

El desarrollo algebraico anterior representa el comportamiento del muro a flexión, donde  $\delta_c$  es la deformación vertical,  $\theta$  es el ángulo de curvatura a flexión del muro,  $B_m$  es la longitud del muro,  $\delta_D$  la deformación axial de las diagonales,  $\alpha$  el ángulo entre la diagonal y la horizontal,  $M$  el momento flexionante actuante en el muro y  $P_D$  la fuerza axial desarrollada por las diagonales.

Se presentan en la figura anterior el comportamiento de las diagonales que modelan al muro en flexión, se necesita representar dichas fuerzas  $P_D$ , las cuales han sido posible ser asignadas a los elementos resorte usados para modelar en el programa *RU AUMOKO*. Los valores de  $M$  y  $\theta$  son conocidos por los resultados del análisis estructural y por los diagramas momento-curvatura calculados para muros mediante el programa *BIAX* (Wallace, 1980).

Dado que las diagonales equivalentes se modelan como elementos resorte, como se muestra en la figura 3.9, es necesario el cálculo de su rigidez a cortante como se muestra a continuación:

$$V = P \text{cos} \alpha \quad (3.9)$$

$$P = \frac{V}{\text{cos} \alpha} \quad (3.10)$$

$$\Psi = \frac{V}{GA} \quad (3.11)$$

$$\delta = \Psi h \quad (3.12)$$

$$K_v = \frac{V}{\delta} = \frac{\Psi GA}{\Psi h} = \frac{GA}{h} \quad (3.13)$$

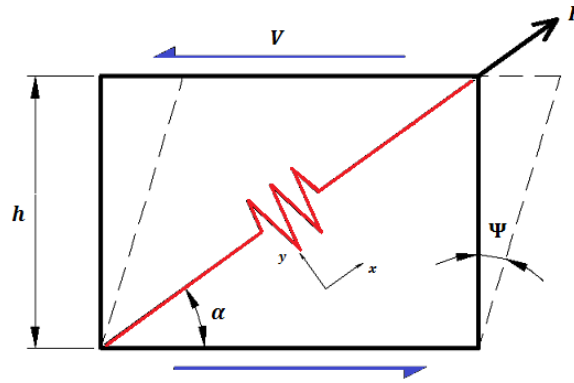


Figura 3.9. Modelo para el cálculo de propiedades de las diagonales.

$$\delta_D = \delta \cos \alpha \quad (3.14)$$

$$K_D = \frac{P}{\delta_D} = \frac{V}{\cos^2 \alpha \delta} = \frac{K_v}{\cos^2 \alpha} = \frac{GA}{h \cos^2 \alpha} \quad (3.15)$$

Donde  $V$  es el cortante de entrepiso,  $P$  la fuerza de la diagonal representada por el resorte,  $\alpha$  el ángulo entre la diagonal y la horizontal,  $\Psi$  el ángulo de distorsión,  $G$  el módulo de corte,  $A$  el área de cortante del muro,  $\delta$  la deformación lateral a cortante del muro,  $K_v$  rigidez a cortante,  $K_D$  rigidez de la diagonal.

### 3.2.4. Calibración del modelo

En términos generales, entre otros parámetros requeridos fue necesario cambiar las ductilidades locales de vigas y columnas, producto de las estructuras simuladas por el programa de simulación estructural, por medio del cual es posible obtener sus características geométricas y de refuerzo. Sin embargo en lo referente a este parámetro que debe ser suministrado



para el análisis no lineal fue necesaria la obtención de los diagramas momento-curvatura de los elementos para obtener los parámetros que el programa requiere, para lo cual se ha utilizado el programa *BIAX* (Wallace,1980).

Adicionalmente, para modelar el comportamiento no lineal de vigas y columnas se utilizó el modelo de Takeda modificado donde los parámetros solicitados son  $\alpha$  y  $\beta$ , los cuales son tomados igual a -0.30 y 0 respectivamente, esto para representar que la rama de descarga posee una pendiente distinta a la de carga, el valor nulo de  $\beta$  implica que los lazos se hacen más estrechos disipando menos energía considerando con ello un comportamiento más crítico de los materiales. Como se ilustra en la figura 3.10, el programa *RUAUMOKO* tiene la característica de manejar dos opciones para los ciclos de descarga. En la presente investigación se ha seguido el criterio de Emori.

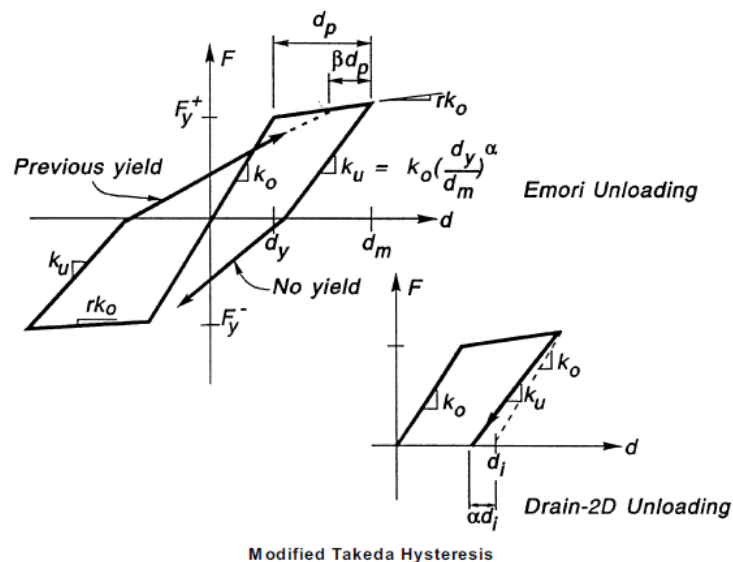


Figura 3.10. Ciclo histerético de Takeda modificado, Carr (2007).

**Muros de cortante** Como se mencionó, los muros se caracterizan como diagonales. Dentro del programa para el análisis no lineal, éstos tienen la capacidad de ser modelados como resorte cuyo parámetro principal para entrada de datos es su rigidez. Para cada uno de ellos se emplea la fórmula 3.15. A su vez, a dichos resortes es posible asignársele algún modelo para definir su comportamiento no lineal.

Para modelar los ciclos de histéresis en los muros de concreto y cumplir con los criterios de su comportamiento citado previamente, se ha usado el modelo hysterético de la mampostería, que le aporta una tendencia de comportamiento frágil, uno de los propósitos de esta investigación. Dicho modelo pudo ser modificado con las propiedades del concreto como módulo elástico. Para los análisis dinámicos se consideró el ciclo de cada diagonal y se añadió al ciclo correspondiente del sistema de marco.

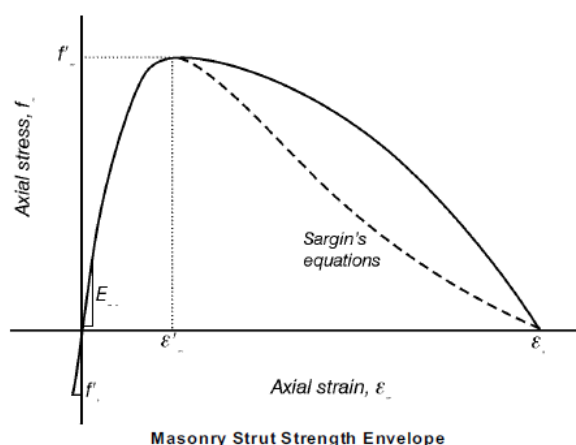


Figura 3.11. Comportamiento no lineal adaptado para diagonales, Carr (2007).

### 3.2.5. Análisis pseudo-estático no lineal (Análisis pushover)

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar sus capacidades más allá del límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal, como por ejemplo, el llamado análisis pushover. Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse a un diagrama conocido con el nombre de curva de capacidad. Esta curva relaciona las fuerzas cortantes en la base con los desplazamientos en el nivel superior de la estructura. El modelo matemático de la estructura se modifica para tener en cuenta la reducción de resistencia de los elementos que ceden. De esta forma, se aplican una serie de fuerzas horizontales, las cuales se incrementan de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. En la curva de capacidad es frecuente emplear el vector de fuerzas aplicadas en los niveles de piso, obtenidas como la superposición de las aportaciones

de todos los modos.

Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales  $F_i$  que se incrementan de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Dentro del programa *RUAUMOKO* esto se representa mediante una rampa de aceleraciones, la cual se afecta por un factor de amplificación hasta lograr alcanzar la capacidad última de la estructura. Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de los componentes, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortantes en la estructura que corresponde a la curva de capacidad

Es importante tener en cuenta que, aunque este procedimiento se basa en los desplazamientos y trata la no linealidad, tiene algunas limitaciones fundamentales que deben ser consideradas en la aplicación e interpretación de los resultados obtenidos. A continuación se comentan algunas de estas limitaciones.

### 3.2.5.1. Representación bilineal de la curva de capacidad

La representación bilineal de la curva de capacidad. Se utiliza para estimar el valor de la rigidez inicial de los sistemas. Para obtener esta representación, es necesario definir el punto de fluencia y el punto de agotamiento de la capacidad o desempeño de la estructura. En la actualidad, no existe un consenso dentro de la comunidad internacional para la definición de estos dos puntos. Han sido formuladas varias propuestas, que se traducen en un amplio espectro de desplazamientos límites y ductilidades.

El procedimiento propuesto en FEMA-273 (1996) para obtener la representación bilineal de la curva de capacidad, ha sido ampliamente utilizado dentro de la comunidad internacional y puede describirse mediante los siguientes pasos:

1. Definición del desplazamiento último  $\Delta_u$  y el correspondiente valor de cortante en la base  $V_u$  al que puede llegar la estructura antes que se inicie el mecanismo de colapso. Este valor se toma igual al 80 % del valor de la fuerza cortante máxima.
2. Cálculo del área bajo la curva de capacidad, utilizando un método de integración.
3. Estimación del cortante basal de fluencia  $V_y$ . Este valor, se redefine mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real y la curva bilineal idealizada

4. Cálculo de la pendiente inicial  $K_0$  de la curva bilineal. Se obtiene uniendo, con una línea recta, el origen y el punto sobre la curva de capacidad real con un cortante basal igual a  $0.60 V_y$
5. Definición de la curva bilineal
6. Cálculo del área bajo la curva bilineal
7. Realizar iteraciones sucesivas hasta que el error entre las áreas de la curva de capacidad inicial y la bilineal sea mínimo.

Con base en los planteamientos anteriores se realizó el análisis pushover, así como su bilinealización para los 6 casos de estudio. Los resultados de dichos análisis tales como el valor de la rigidez inicial, ductilidad global y cortante de fluencia se muestran en la tabla 3.11.

| <i>Caso</i> | <i>K(Kg/cm)</i> | <i>Ductilidad<sub>global</sub></i> | <i>V<sub>y</sub>(Ton)</i> |
|-------------|-----------------|------------------------------------|---------------------------|
| 1           | 41842.0         | 3.39                               | 718.99                    |
| 2           | 37282.57        | 2.72                               | 649.92                    |
| 3           | 64736.84        | 5.18                               | 1000.56                   |
| 4           | 62563.61        | 4.97                               | 1038.71                   |
| 5           | 123852.67       | 3.37                               | 4095.42                   |
| 6           | 121706.58       | 3.42                               | 3850.41                   |

Tabla 3.11. Resultados de los análisis pushover a los casos de estudio de propiedades medias

### 3.2.6. Análisis dinámico no lineal (Análisis paso a paso)

La finalidad de los análisis paso a paso es la generación de gráficas características que representan los desplazamientos en el último nivel de la estructura contra la fuerza cortante basal. De esta manera, los ciclos histeréticos de desplazamiento causan el deterioro de la rigidez y resistencia de la estructura. Es por ello que se requiere provocar un deterioro notable en la rigidez de los sistemas simulados. Para lograr lo anterior en la ejecución de los análisis paso a paso, cada acelerograma sintético fue afectado por un factor de escalamiento. Con

la anterior metodología se analizan los diversos edificios y es posible obtener el valor de la rigidez secante,  $K_{sec}$  que relaciona el valor máximo de desplazamiento producto de una excitación sísmica con su correspondiente cortante basal.

Al llevar a cabo los procesos de análisis paso a paso, cada una de las estructuras simuladas es sometida a un sismo sintético el cual se amplifica para generar mayor degradación en los edificios, de manera que se pueda llegar a producir en algunos casos el colapso. La familia de sismos simulados debe cumplir con las características de aquéllos registrados en la zona del lago del DF.

# Análisis de confiabilidad

---

---

El desarrollo de criterios de diseño basados en confiabilidad y desempeño para sistemas complejos requiere la definición de métodos para estimar el comportamiento de sistemas sujetos a sollicitaciones sísmicas de diversas intensidades y a su vez relacionarlos con indicadores simples aplicados a condiciones prácticas para el diseño, como la relación entre los valores máximos producto de las demandas de respuesta y su medida correspondiente de capacidad del sistema. Generalmente se acepta que ambos grupos de variables se expresen en términos de distorsiones laterales del sistema global.

## 4.1. Definición de funciones de confiabilidad

*La función de confiabilidad sísmica de un sistema es un indicador cuantitativo de la probabilidad de que el sistema no falle cuando se ve sujeto a un sismo de una intensidad dada.*

Para poder estimar estas funciones se requiere hacer uso de conceptos estadísticos y métodos numéricos que simplifiquen la tarea, debido a que las incertidumbres son parte inherente en este estudio.

### 4.1.1. Medidas de dispersión

Se mencionó que el índice de daño ( $Q$ ) y la intensidad normalizada ( $\mu$ ), son medidas de estimación suficiente para analizar el comportamiento de un sistema determinado. Como resultado de la aplicación de los análisis no lineales es posible obtener los valores  $Q$  y  $\mu$ , para

realizar gráficas de dispersión, ya que con los análisis pushover y paso a paso se conoce el valor de la rigidez inicial y final, valores que son necesarios para la estimación de  $Q$ . Se había definido previamente a  $Q$ , igual al logaritmo natural del índice de reducción de rigidez ( $D$ ), mostrado ya en las ecuaciones 2.3, 2.4; mientras que en la ecuación 2.12 se había establecido a  $\mu$ , recapitulando se tiene que:

$$D = (K_0 - K_{sec})/K_0$$

$$Q = \ln D$$

$$\mu = \frac{S_a m}{V_y}$$

Con los valores anteriores para cada uno de los edificios simulados fue posible realizar gráficas de dispersión donde cada punto representa un edificio con su correspondiente valor de  $Q$  y  $\mu$ . Cuando el valor de  $Q$  es igual a cero, se considera que la estructura ha llegado al colapso, como se observa en la figura 4.1.

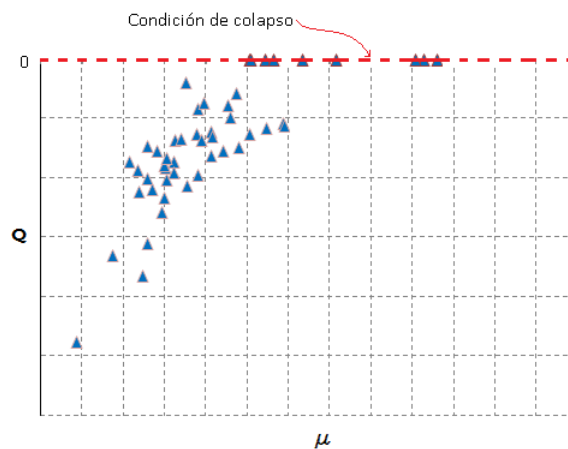


Figura 4.1. Ejemplo de gráfica  $Q$  vs  $\mu$ .

También fue necesario graficar  $|q - m|$  y  $\mu$ , considerando  $m$  el valor obtenido de realizar

un ajuste de  $Q$  vs  $\mu$ , esto encaminado a la aplicación del método de máxima verosimilitud como se verá a continuación.

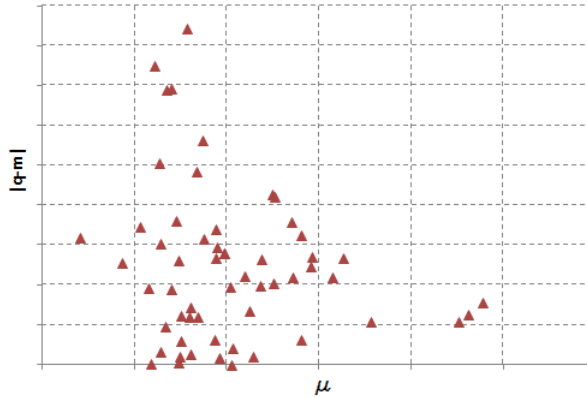


Figura 4.2. Ejemplo de gráfica  $|m - q|$  vs  $\mu$ .

## 4.2. Aplicación del criterio de máxima verosimilitud para estimar funciones de confiabilidad

Asumiendo que se cuenta con  $n$  pares de valores  $(\mu, Q)$  correspondientes a los edificios simulados que se analizan por cada caso de estudio. Estos datos se pueden dividir de manera que para las estructuras cuyos valores de  $Q$  son menores que cero se encuentran dentro de la condición de sobrevivencia, se tendría esto para  $n_s$  puntos; los restantes  $(n - n_w)$  son los casos en que se ha alcanzado el colapso. La función de verosimilitud en términos de  $\alpha$  expresa que:

$$L(\alpha) = \prod_{i=1}^{n_s} \phi\left(\frac{q_i - m_u(\mu_i|\alpha)}{\sigma_u((\mu_i|\alpha))}\right) \prod_{j=n_s+1}^n \left[1 - \Phi\left(-\frac{m_u(\mu_j|\alpha)}{\sigma_u((\mu_j|\alpha))}\right)\right] \quad (4.1)$$

En la ecuación 4.1,  $U$  es una variable auxiliar tal que  $Q = U$  para  $Q < 0$ , y  $Q = 0$  para  $U \geq 0$  (condición de falla). La función de densidad de probabilidad de  $U$  se designa por  $\phi(\cdot)$ , y su correspondiente función de distribución acumulada por  $\Phi(\cdot)$ . Estas funciones son caracterizadas por un conjunto de parámetros  $\alpha$  que determinan sus propiedades estadísticas básicas como la media y desviación estándar. Asimismo se asume que  $U$  tiene una distribu-



ción normal con media  $m_u$  y desviación estándar  $\sigma_u$ ; además  $\alpha$  depende de la medida de intensidad normalizada. Por simplicidad se adoptan las siguientes funciones:

$$m_U(\mu) = a + b \ln \mu \quad (4.2)$$

$$\sigma_U(\mu) = c + d \ln \mu \quad (4.3)$$

Como se había mencionado  $m_U$  y  $\sigma_U$  son la media y desviación estándar de  $U$  como función de la intensidad y son las medidas de dispersión que se mencionaron previamente, sirvieron como punto de partida para aplicar el principio de máxima verosimilitud. Las curvas resultado de este ajuste se muestran en el apéndice D.

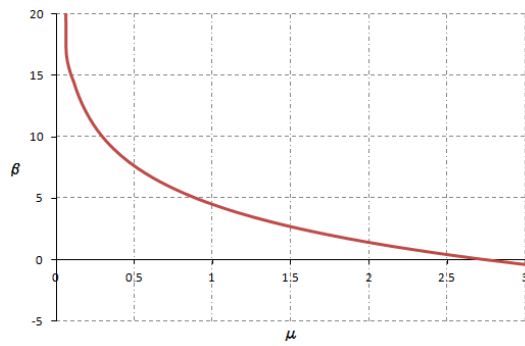
En las ecuaciones 4.2 y 4.3, los parámetros  $a$ ,  $b$ ,  $c$  y  $d$  constituyen el vector  $\alpha$  de estimadores a ser calculados de acuerdo con el principio de máxima verosimilitud. Una vez que el vector  $\alpha = [a, b, c, d]$  ha sido determinado mediante la maximización de la verosimilitud  $L(\alpha)$ , la confiabilidad de un sistema perteneciente a la familia de datos estudiados se puede estudiar con el índice de Cornell:

$$\beta = -\frac{m_U}{\sigma_U} \quad (4.4)$$

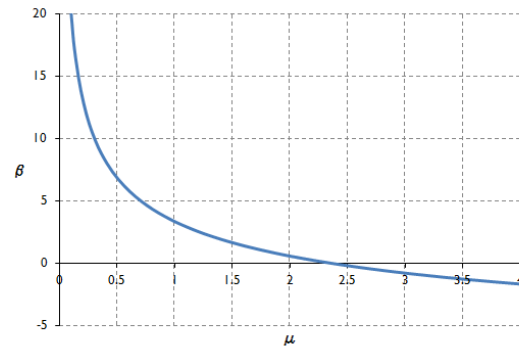
En la figura 4.3 se presentan las curvas de confiabilidad obtenidas. En la tabla 4.1 se encuentran los parámetros obtenidos para cada caso.

| <i>Caso</i> | <i>a</i> | <i>b</i> | <i>c</i> | <i>d</i> |
|-------------|----------|----------|----------|----------|
| 1           | -1.4741  | 1.4609   | 0.3286   | 0.0015   |
| 2           | -1.2688  | 1.4588   | 0.3749   | 0.0639   |
| 3           | -1.2737  | 1.2302   | 0.5664   | -0.0002  |
| 4           | -1.8052  | 1.5622   | 0.5550   | 0.0296   |
| 5           | -1.2532  | 0.9019   | 0.3661   | -0.0511  |
| 6           | -1.2020  | 0.8597   | 0.5165   | -0.0345  |

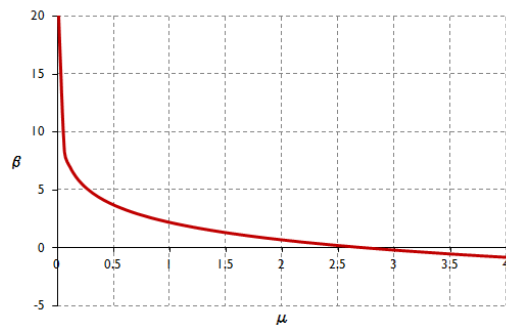
Tabla 4.1. Resultados de los parámetros obtenidos



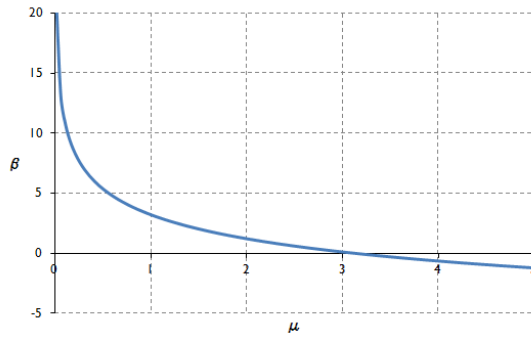
(a) Caso 1



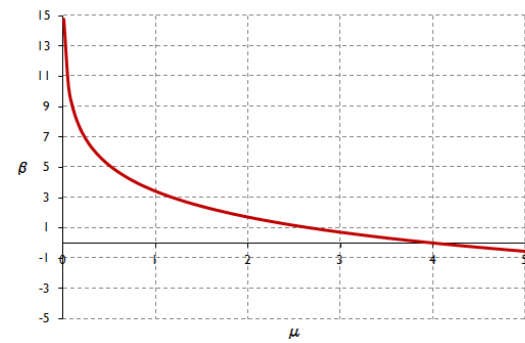
(b) Caso 2



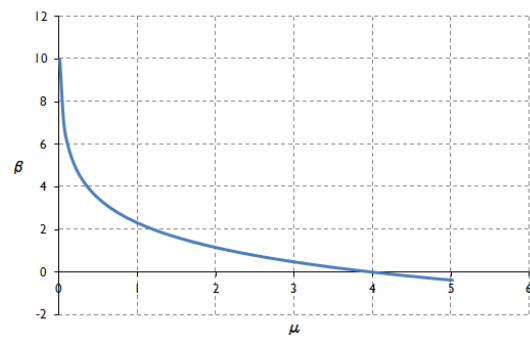
(c) Caso 3



(d) Caso 4



(e) Caso 5



(f) Caso 6

Figura 4.3. Funciones de confiabilidad

### 4.3. Análisis de resultados

Tras obtener las gráficas de confiabilidad, es necesario establecer parámetros para realizar conclusiones y así poder obtener relaciones entre los parámetros y el comportamiento de los sistemas analizados. Un criterio empleado para interpretar lo que las gráficas demuestran es partir de un índice de confiabilidad, sea éste  $\beta_0$  para un sistema de referencia; en este trabajo dicho valor es de 2.45 y corresponde al caso de estudio 4, este caso de estudio se eligió por tener una altura intermedia entre los edificios analizados. Lo que se pretende es que para un sistema cualquiera,  $i$ , se cuente con el mismo índice de confiabilidad  $\beta_0$ , de este modo la ecuación que predice la confiabilidad del sistema está dada por:

$$\beta_i = \beta_0 + c_1(\mu_0 - \mu_i) + c_2(\lambda_0 - \lambda_i) + c_3(r_{v0} - r_{vi}) \quad (4.5)$$

En la ecuación 4.5, el subíndice 0 es el relacionado con un sistema considerado de referencia, los parámetros  $\lambda$  y  $r_v$  corresponden a la relación de esbeltez y al porcentaje de cortante asociado a los muros respectivamente;  $\mu$  como ya es sabido es la intensidad normalizada. Si la ecuación se simplifica al saber que los índices de confiabilidad del sistema de referencia y del sistema  $i$  son iguales, desarrollando el polinomio y normalizando respecto a  $\mu_0$ , que para el presente trabajo dicho valor es de 1.26, así se tiene:

$$\frac{\mu_i}{\mu_0} = 1 + \frac{c_2(\lambda_0 - \lambda_i) + c_3(r_{v0} - r_{vi})}{c_1\mu_0} \quad (4.6)$$

De la ecuación 4.6 se han obtenido mediante un ajuste de mínimos cuadrados, los valores de los parámetros  $c_1$ ,  $c_2$  y  $c_3$  que minimizan la suma de errores cuadráticos, que son las diferencias entre los valores observados del primer miembro y los valores estimados con la ecuación. Para ello, tomando como sistema de referencia al mencionado con anterioridad (caso 4), los resultados del ajuste son:  $c_1 = 3.564$ ,  $c_2 = 0.097$  y  $c_3 = -1.346$ .

Considerando que los casos de estudio también se pueden agrupar por familias relacionadas con la esbeltez de los sistemas se cuenta con dos clases, una para  $\lambda = 3.5$  a la cual pertenecen los edificios de 15 y 20 niveles; y otra para  $\lambda = 2.3$  (edificios de 10 niveles), como se muestra en la tabla 3.3. De esta clasificación y con los resultados anteriores es posible representar en una gráfica  $\frac{\mu_i}{\mu_0}$  vs  $\lambda$

La interpretación de la gráfica es simple. Se sabe de la ecuación 2.12 que:

$$\mu = \frac{S_a m}{V_y}$$

Por consiguiente la relación entre la intensidad normalizada del sistema  $i$  y la del sistema base o de referencia es:

$$\frac{\mu_i}{\mu_0} = \frac{\frac{S_a W_i}{g V y_i}}{\frac{S_a W_0}{g V y_0}} = \frac{V y_0}{W_0} \cdot \frac{V y_i}{W_i} = \frac{c_0}{c_i} \quad (4.7)$$

Dado que la relación  $\mu_i/\mu_0$  expresada en las gráficas es equivalente a  $c_0/c_i$ , es aceptable considerar que para valores de esbeltez mayores sea necesario un mayor coeficiente sísmico. Así la recta que define a la familia con mayor relación de esbeltez se encuentra ubicada debajo que la correspondiente a la familia perteneciente a una esbeltez menor, como se observa en la figura 4.4.

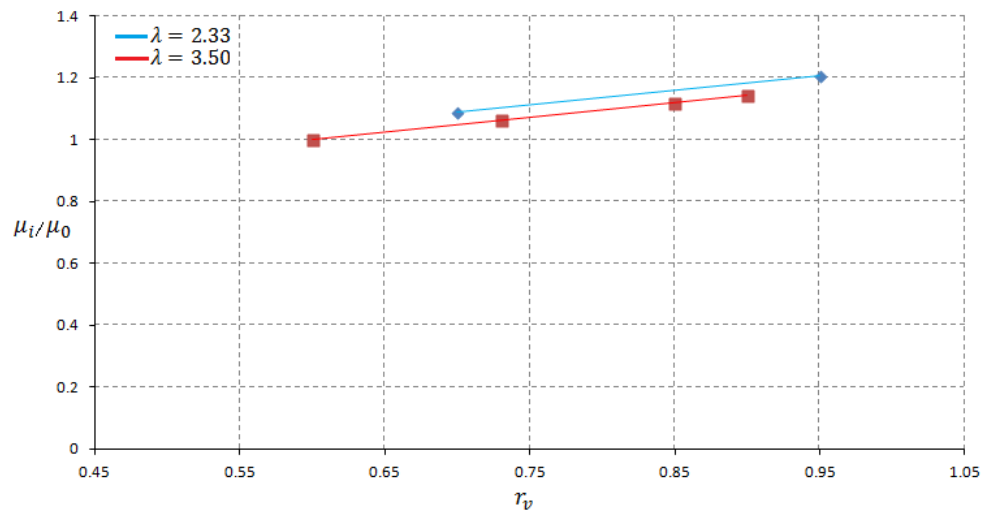


Figura 4.4. Análisis de resultados evaluados a partir de relaciones de esbeltez

Análogamente, la ecuación 4.5 se puede evaluar también ahora incluyendo los periodos

fundamentales de las estructuras, transformándose en:

$$\frac{\mu_i}{\mu_0} = 1 + \frac{c_2(\lambda_0 - \lambda_i) + c_3(r_{v0} - r_{vi}) + c_4(T_0 - T_i)}{c_1\mu_0} \quad (4.8)$$

De igual forma para encontrar el valor de los parámetros, se siguió el mismo procedimiento, obteniendo los resultados siguientes:  $c_1 = 1.8596$ ,  $c_2 = 0.4386$  y  $c_3 = 0.317$   $c_4 = -0.7339$ .

La figura 4.5 es un plano en el que se puede notar que al incrementarse el periodo característico, de igual manera se incrementa el coeficiente sísmico de diseño requerido, puesto que aquí al igual que en el caso anterior al decrecer  $\mu_i/\mu_0$ , la relación  $c_0/c_i$  aumenta.

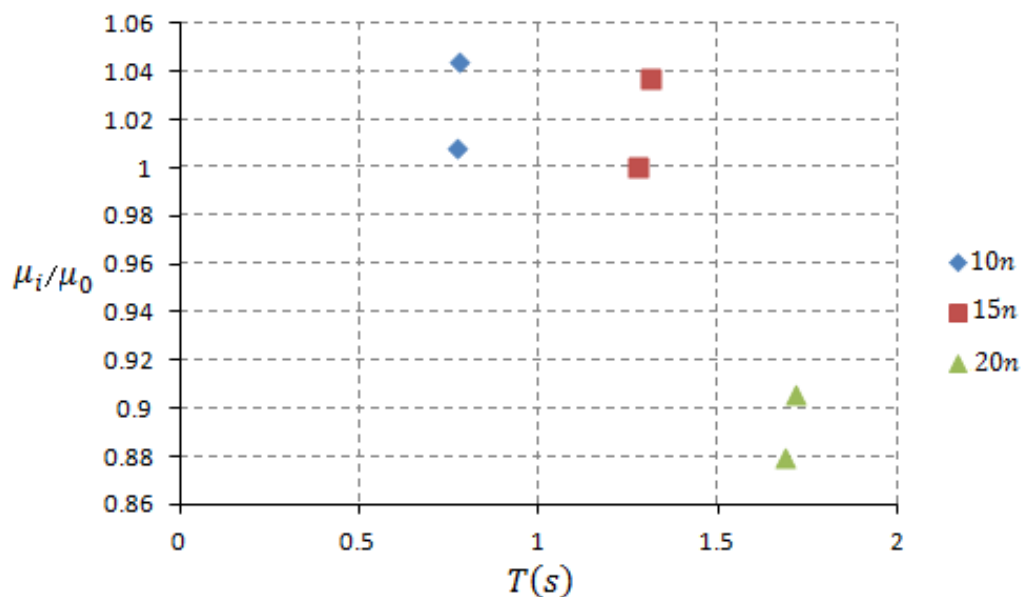


Figura 4.5. Análisis de resultados evaluados a partir del periodo fundamental

El porcentaje de cortante aportado por los muros hace posible que al incrementarse éste, el coeficiente sísmico sufre una reducción con relación al caso correspondiente con un porcentaje de cortante basal menor resistido por el muro.

En la figura 4.6 queda representada  $\frac{\mu_i}{\mu_0}$  en función de  $T$  y  $r_v$ , la relación de valores obtenidos se muestra en la tabla 4.2.

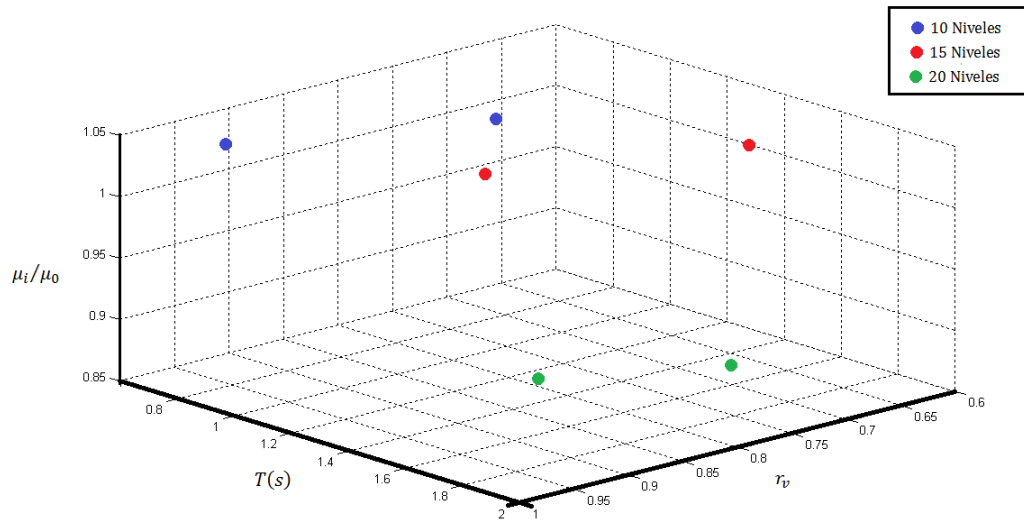


Figura 4.6. Análisis de resultados evaluados en función del periodo  $T$  y del porcentaje de cortante basal  $r_v$

| $Caso$ | $\frac{\mu_i}{\mu_0}$ | $r_v$ | $T$   |
|--------|-----------------------|-------|-------|
| 1      | 1.044                 | 0.94  | 0.781 |
| 2      | 1.008                 | 0.67  | 0.770 |
| 3      | 1.037                 | 0.88  | 1.309 |
| 4      | 1.000                 | 0.65  | 1.276 |
| 5      | 0.901                 | 0.83  | 1.693 |
| 6      | 0.880                 | 0.60  | 1.716 |

Tabla 4.2. Valores obtenidos para  $\frac{\mu_i}{\mu_0}$  en función de  $T$  y  $r_v$

Se ha podido notar que conforme aumenta  $r_v$ , el valor para  $\frac{\mu_i}{\mu_0}$  disminuye. Si se sabe que esta última relación es el recíproco de  $\frac{c_0}{c_i}$ , que es la relación de coeficientes sísmicos; se esperaría que para muros que están destinados a resistir una fracción mayor de cortante basal se requerirían coeficientes sísmicos menores que para el caso en que se usan muros

con menor resistencia a cortante.

También se considera la influencia del periodo fundamental sobre el valor de  $\frac{\mu_i}{\mu_0}$ . Esto se muestra de manera más clara en la figura 4.5, donde al incrementarse el periodo se observa una caída de los puntos en la gráfica; lo que implica valores mayores para el coeficiente sísmico a medida que las estructuras se vuelven más flexibles y se acercan al pico del espectro de respuestas característico de la zona de estudio.

### 4.3.1. Evaluación con espectros de peligro uniforme

Debido a que determinar distribuciones de probabilidades de las intensidades máximas en un lugar específico presenta serias dificultades, normalmente al establecer espectros sísmicos para diseño ante posibles eventos extremos se realizan formulaciones basadas en los valores de las intensidades correspondientes a un periodo de recurrencia, o a su recíproco, la tasa anual de excedencia. Si la intensidad se expresa mediante la ordenada del espectro de pseudo-aceleraciones para cada periodo de vibración de interés, es posible trazar espectros de peligro uniforme, como el de la figura 4.7, en el que la ordenada mostrada para cada periodo natural de vibración representa el valor asociado a un mismo periodo de recurrencia; en este caso, 125 años (Esteva, 2009).

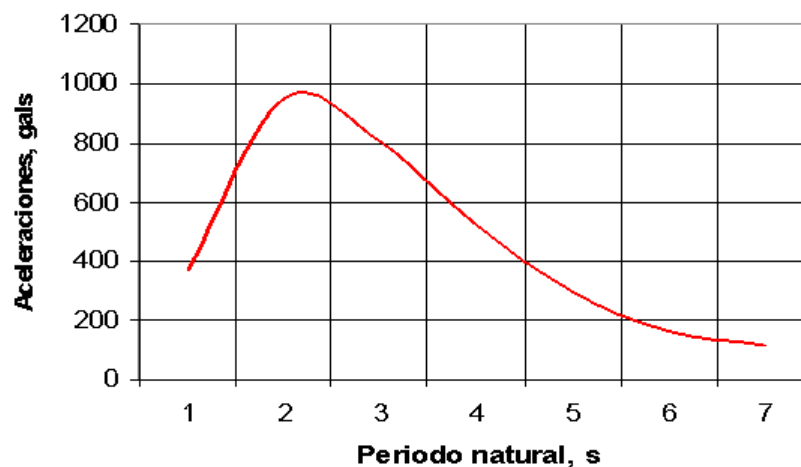


Figura 4.7. Espectro de peligro uniforme de pseudo-aceleraciones en terreno blando, en sitio SCT, Ciudad de México, para un periodo de recurrencia de 125 años (Esteva, 2009 (Esteva, 2009).)

Con este espectro y dado que se conocen las propiedades de las estructuras que se analizan, es posible obtener las ordenadas pseudo-aceleraciones correspondientes a cada caso, y aplicarlas a la fórmula de la intensidad normalizada para conocer de acuerdo con cada curva de confiabilidad el índice de confiabilidad correspondiente para cada situación. A continuación se muestran en una tabla los resultados.

| <i>Caso</i> | <i>S<sub>a</sub></i> | $\mu$ | $\beta$ |
|-------------|----------------------|-------|---------|
| 1           | 460                  | 1.104 | 4.20    |
| 2           | 420                  | 1.119 | 2.92    |
| 3           | 700                  | 1.270 | 1.66    |
| 4           | 680                  | 1.258 | 2.45    |
| 5           | 989                  | 1.487 | 2.45    |
| 6           | 980                  | 1.389 | 1.74    |

Tabla 4.3. Índices de confiabilidad para niveles de pseudo-aceleración según espectro de peligro uniforme

Como se puede observar en la tabla 4.3, al incrementarse los valores de esbeltez, los correspondientes índices de confiabilidad decaen. Una forma de ver este problema, por ejemplo es evaluar para qué coeficiente sísmico es necesario efectuar el diseño ya que se esperaba ante un evento con un periodo de retorno igual al espectro empleado, valores de  $\beta$ , del orden de 3 aproximadamente.



## Conclusiones y recomendaciones

---

---

En el presente trabajo se ha llevado a cabo el análisis de confiabilidad de sistemas estructurales duales con diferentes espesores de muros, en los cuales se realizó una comparación sobre la forma en que los valores de confiabilidad se ven afectados para determinadas variables, como el porcentaje de cortante que soporta el muro, esbeltez y periodo fundamental de la estructura. Los sistemas de análisis han sido diseñados para los mismos valores de resistencia, aunque específicamente producto del diseño final presentan variaciones entre los pertenecientes al mismo grupo según su altura.

Se realizaron análisis no lineales de tipo dinámico y pseudo-estático, se han incluido los efectos  $P-\Delta$  en dichos análisis. Para poder estimar el desempeño sísmico de los sistemas estructurales se han empleado parámetros relacionados con el daño, puesto que únicamente se analiza la probabilidad de falla debida a la ocurrencia de un determinado movimiento sísmico se usa como referencia el índice de daño  $D$ , definido en la ecuación 2.3. De esta forma, el desempeño sísmico fue cuantificado por medio de un índice de reducción de rigidez secante el que se encuentra directamente relacionado con la degradación de rigidez y el daño consecuente que ha sufrido durante un evento sísmico. Para establecer una estimación de la forma en que el sistema resiste estas acciones inducidas por las excitaciones del terreno se emplea una medida de la intensidad normalizada, dependiente del cortante a fluencia obtenido de la curva de capacidad. Obtenidos los datos anteriores fue posible estimar las funciones de confiabilidad por medio del método de máxima verosimilitud.

Se han podido aplicar las funciones de confiabilidad para evaluar los casos de estudio en términos del coeficiente sísmico de diseño obteniendo los siguientes resultados:

La utilización de muros de mayor espesores aporta un leve incremento de la rigidez a los

sistemas y tras utilizar las ecuaciones de aplicación deducidas en el capítulo 4 los resultados indican que los coeficientes sísmicos de diseño son menores en las estructuras cuyos muros se destinaron a tomar aproximadamente el 90 % del cortante basal comparadas con las que toman aproximadamente el 60 %.

En lo referente a las relaciones de esbeltez, los edificios se pueden dividir en dos grupos: los de 10 niveles corresponden a relaciones de esbeltez de 2.33 y los de 15 y 20 niveles a relaciones de esbeltez de 3.5. Los resultados de los análisis de aplicación demuestran que en los casos con edificios menos esbeltos los coeficientes sísmicos tienen un valor menor en comparación con el requerido para relaciones de esbeltez mayores.

En lo concerniente al periodo fundamental, en estructuras cuyo periodo fundamental se acerca al periodo dominante del terreno, los coeficientes sísmicos incrementan su valor en comparación con aquéllos pertenecientes a estructuras más rígidas.

# Bibliografía

---

---

- [1] Abramowitz, M. y Stegun, I.A. *Handbook of mathematical functions with formulas, graphs and mathematical tables.*, Addison Wesley, Washington, D.C.. 1972.
- [2] Akis, T. *Lateral load analysis of shear wall-frame structures.* Ph.D.Thesis. Middle East Technical University, 2004.
- [3] Alamilla, J. *Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad para estructuras aperticadas.* Tesis doctoral. División de Estudios de Posgrado. Facultad de Ingeniería, UNAM, 2001.
- [4] Alcocer, S.M. *Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado. Muros de concreto.* Notas de clase, Universidad Nacional Autónoma de México, 2008.
- [5] Bazán, E. y Meli, R. *Diseño sísmico de edificios.* Limusa-Noriega, México, D.F., 1998.
- [6] Benjamin, J.R. y Cornell, C.A. *Probability statistics and decision for civil engineers.* McGraw Hill, 1970.
- [7] Carr, A. *Ruaumoko Appendices*, 2007.
- [8] Carr, A. *Ruaumoko Manual. Volume 2: User manual for the 2-D dimensional version*, 2007.
- [9] Clough, R. y Penzien, J. *Dynamics of structures.* McGraw-Hill, New York, 1975.
- [10] Cornell, C.A. *A probability based structural code.* Journal of the American Concrete Institute, Vol. 66, No. 12., 1969.

- [11] Corona, G. *ECOgcW, Análisis y diseño de edificios de concreto. Guía rápida de uso*, 2005.
- [12] Díaz, J.L. *Criterios de aceptación para el diseño sísmico por desempeño y confiabilidad de edificios de concreto reforzado, con piso suave en planta baja, desplantados en suelos blandos de la ciudad de México*. Tesis de maestría. División de Estudios de Posgrado. Facultad de Ingeniería, UNAM, 2008.
- [13] Díaz-López, O. y Esteva, L. Seismic reliability analysis of complex nonlinear systems, using secant-stiffness-reduction indicators. Institute of Engineering, UNAM. 2006.
- [14] Elishakoff, I. *Probabilistic theory of structures*. Dover Publications, Inc. Mineola, New York., 1999.
- [15] Emori, K. y Schnobrich, W. C. *Analysis of reinforced concrete frame-wall structures for strong motion earthquakes*. A Report on a Research Project. University of Illinois, 1978.
- [16] Esteva, L. *Seismic Risk and Engineering Decisions*. Chapter 6, 1976.
- [17] Esteva, L. Nonlinear seismic response of soft-first-story buildings subjected to narrow-band accelerograms. En *Earthquake Spectra Vol.8 No.3*. 1992.
- [18] Esteva, L. Análisis de peligro y riesgo para la formulación de recomendaciones de diseño sísmico. *Ponencia en el Congreso de Estudiantes de Ingeniería Civil - CONEIC UNI. Lima, Perú*, 2009.
- [19] Esteva, L., Alamilla, J., y Díaz-López, O. Failure models, significant variables and reference systems in reliability-based seismic design of multistory buildings. *7th US National Conference on Earthquake Engineering*, 1, 2004.
- [20] Esteva, L., Díaz-López, O., y García, J. Reliability functions for earthquake resistant design. *Reliability Engineering and System Safety*. Vol. 73, pp. 239-262., 2001.
- [21] Esteva, L., Ismael, E., y Díaz-López, O. Seismic vulnerability functions of multi-storey buildings: estimation and applications. En *Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance Volume 73*. pp239-262. 2010.

- 
- [22] Flores, L.E., Marcelino, J., Lazalde, G., y Alcocer, S.M. *Memorias del XII congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, 1999.*
- [23] Grigoriu, M., Ruiz, S.E., y Rosenblueth, E. *The Mexico Earthquake of September 19, 1985-Nonstationary models of seismic ground acceleration.* Earthquake Spectra, vol 4, No. 3, El Cerrito Cal., 1988, pp. 551-568., 1989.
- [24] Ismael, E. *Diseño sísmico basado en desempeño y confiabilidad de sistemas marco-muro.* Tesis doctoral. División de Estudios de Posgrado. Facultad de Ingeniería, UNAM, 2006.
- [25] Ismael, E. *Funciones de vulnerabilidad sísmica para el diseño óptimo de sistemas marco-muro.* Tesis de maestría. División de Estudios de Posgrado. Facultad de Ingeniería, UNAM, 2006.
- [26] Ismael, E. y Esteva, L. A maximum likelihood approach to system reliability with respect to seismic collapse. *Proc. 11th IFIP WG7.5 Working Conference, Banff, Canada., 2003.*
- [27] Kanai, K. *Semi-empirical formula for the seismic characteristics of the ground.* Bulletin Of the Earthquake Research. 35. pp. 309-325. University of Tokyo., 1957.
- [28] López, M.G. *Diseño de muros de cortante en edificios altos.* Tesis para obtener grado de Ingeniero Civil. Instituto Politécnico Nacional, 2005.
- [29] Meli, R. *Diseño estructural.* Limusa Noriega editores, 2006.
- [30] Meli, R. y Mendoza, C.J. *Reglas de verificación de calidad del concreto.* Revista de Ingeniería LXI, México, 1991.
- [31] Mendoza, C.J. *Evaluación de la resistencia del concreto en la estructura por medio del ensaye de corazones.* Revista de Construcción y Tecnología, IMCYC, Vol. III, No.34, 1991.
- [32] Mirza, S.A. y McGregor, J.G. *Variability in dimensions of reinforced concrete members.* ASCE Journal of Structural Division, Vol. 105, No. ST4, pp. 751-766, 1979.
- [33] Mirza, S.A. y McGregor, J.G. *Variability of mechanical properties of reinforcing bars.* ASCE Journal of Structural Division, Vol. 105, No. ST5, pp. 921-937, 1979.
-

- 
- [34] NTC-C. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 1, 2004.
- [35] NTC-S. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 2004.
- [36] Ordaz, M., Arboleda, J., y Singh, S.K. A scheme of random summation of an empirical green's function to estimate ground motions from the future earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America Vol.85 No.6*, 1995.
- [37] Panagiotakos, T.B. y Fardis, M.N. Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate. En *ACI structural journal*. 2001.
- [38] Park, R. y Paulay, T. *Estructuras de Concreto reforzado*. Limusa Noriega editores, 1996.
- [39] Paulay, T. y Priestley, M.J.N. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley and Sons, 1a edición. pp 389-411, 1970.
- [40] Pier, J. y Cornell, C.A. *Spatial and temporal variability of live load*. Journal of the Structural Division. Vol. 99, No. ST5 pp.903-922., 1969.
- [41] Pérez, R. *Confiabilidad y optimización para diseño sísmico de edificios considerando la contribución de muros de mampostería*. Tesis doctoral. División de Estudios de Posgrado. Facultad de Ingeniería, UNAM, 2010.
- [42] Saragoni, G.R. y Hart, G.C. *Simulation of artificial earthquakes*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 2. pp. 249-267, 1974.
- [43] SEAOC. Informe final del comité vision 2000. En *Performance based seismic engineering of buildings*. 1996.
- [44] Sánchez, A. y Terán, A. Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicados en la zona del lago del Distrito Federal: ejemplo de aplicación. *Revista de Ingeniería Sísmica No. 78*, 2008.
- [45] Soriano, A. y Ruiz, S.E. *Análisis teórico de cargas vivas en edificios*. Serie azul del Instituto de Ingeniería, UNAM. No. 586, 1997.
-

- [46] Tajimi, H. *A statistical method of determining the maximum response of building during an earthquake*. Second World Conference on Earthquake Engineering. Tokyo and Kyoto, II., 1960.
- [47] Vamvatsikos, D. y Cornell, C.A. Incremental dynamic analysis. En *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 31(3) pp. 491-514. 2002.
- [48] Wallace, J.W. y Moehle, J.P. *BIAX: A computer program for analysis of reinforced concrete sections*, 1989.
- [49] Yeh, C. y Wen, Y. *Modelling of non-stationary earthquake ground motion and biaxial and torsional response of inelastic structures*. Civil Engineering Studies, Structural Research Series Report No.546, University of Illinois, 1989.

# Apéndice A. Máxima verosimilitud

---

---

El principio de máxima verosimilitud, fue originalmente desarrollado por R.A. Fisher en la década de 1920, el cual establece que dada una muestra observada existen estimadores de máxima verosimilitud que hacen máxima la probabilidad de su ocurrencia.

Este criterio se construye resolviendo un problema de optimación donde se busca  $\theta$  que es el estimador que maximiza la verosimilitud. Habitualmente esta función considera que las observaciones son independientes y se escribe como:

$$L(\theta) = \prod_{i=1}^n f(x; \theta) , \quad (\text{A-1})$$

Para poder encontrar estos estimadores es necesario conocer la función de densidad que define a la muestra. Los estimadores de máxima verosimilitud son asintóticamente eficientes, es decir, a medida que el tamaño de la muestra de observaciones aumenta, el estimador converge a un estimador de varianza mínima.



# Apéndice B. Algoritmo para máxima verosimilitud

---

---

Para poder resolver el problema de encontrar los parámetros que definen la máxima verosimilitud, se ideó un algoritmo iterativo desarrollado en el programa *MATLAB*. Esta herramienta matemática cuenta con varias subrutinas incorporadas pertenecientes al área de optimización, todas ellas encaminadas a encontrar un valor mínimo. Para aprovechar este recurso es necesario desarrollar un artificio para en vez de maximizar la verosimilitud, se logre minimizar este valor, lo cual se logra al minimizar la menos log-verosimilitud, dado que si se obtiene el logaritmo de la función objetivo el equivalente de maximización es la minimización de la función pero ahora negativa, desde que una función logarítmica es monotónica creciente.

$$\log L(\theta) = \sum_{i=1}^n f(x; \theta) \quad (\text{B-1})$$

Se plantea la función de verosimilitud en términos logarítmicos, dicha función para el presente trabajo corresponde a la establecida en la ecuación 4.1 y se obtiene la sumatoria para cada uno de los puntos que conforman los casos sobrevivientes y los colapsados. La suma de la log-verosimilitud negativa de ambos constituye la función objetivo a minimizar. Para lograr lo anterior, una vez calculada la función objetivo se utilizan las herramientas *fmin* de matlab, de las más poderosas es *fminsearch*, la cual está basada en el algoritmo Nelder-Mead. Esta rutina se basa en una serie de iteraciones que poco a poco van convergiendo hasta aportar los resultados que considera óptimos. Estos resultados se pudieron comparar con los obtenidos de la subrutina *fmincon* la cual calcula internamente el valor de las deriva-

das parciales de la función hasta encontrar la solución analítica dado un valor inicial de los estimadores obtenidos por un ajuste de mínimos cuadrados. En la figura B-1 se muestra el código de la función empleada para obtener los estimadores de máxima verosimilitud para cada caso.

```

function [loglik] = mv(p) %Se define la función
%de verosimilitud cuyos parámetros están definidos por p,
%los cuales corresponden a los valores de a, b, c y d.
%definidos en las ecuaciones de 4.2 y 4.3

global mu1 mu2 q % Se definen como valores globales los
%correspondientes a mu1, que es valor de la intensidad
%normalizada de los casos sobrevivientes, mu2 la intensidad
%normalizada de los casos colapsados y q el valor del
%logaritmo natural del índice de daño a los casos sobrevi-
%vientes, en los casos colapsados esto se omite, ya que
%para esos casos q=0.

m1=p(1)+p(2).*log(mu1); % Ecuación para representar a la media de casos sobrevivientes
s1=((p(3)+p(4))*log(mu1)); % Ecuación para representar a la desviación estándar de los
%casos sobrevivientes
m2=p(1)+p(2)*log(mu2); % Ecuación para representar a la media de casos colapsados
s2=p(3)+p(4)*log(mu2); % Ecuación para representar a la desviación estándar de los
%casos colapsados

c1=0.196854; c2=0.115194; c3=0.000344; c4=0.019527; %Valores de las constantes para el
%cálculo de la función de distribución acumulada

for i=1:length(mu1)
u(i)=-log((1/(sqrt(2*pi))*s1(i))*exp(-0.5*((q(i)-m1(i))/(s1(i)))^2));
end
% cálculo de la función de distribución para una distribución normal, pero ya afectada
%(-1) y el logaritmo

% Cálculo de la función de distribución acumulada (FDA)

for j=1:length(mu2)
z(j)=-m2(j)/s2(j);

% Dependiente del valor de z(j), se calcula el valor correspondiente
% de la FDA

if z(j)>=0
efc(j)=(0.5*(1+c1*z(j)+c2*(z(j))^2+c3*(z(j))^3+c4*(z(j))^4)^-4);
efc2(j)=1-efc(j);
v(j)=-log(efc(j));

else
efc(j)=(1-(0.5*((1+c1*abs(z(j))+c2*(z(j))^2+c3*abs((z(j))^3)+c4*(z(j))^4)^-4));
efc2(j)=1-efc(j);
v(j)=-log(efc(j));

end

end

loglik=sum(u)+sum(v); %Se suman los valores correspondientes a la función de densidad
%y la de la distribución acumulada. Este valor corresponde a la menos logverosimilitud
%y es el que se minimiza en el programa MATLAB. Los resultados son los contenidos en
%el parámetro p, que contiene 4 valores, los que se encuentran en la tabla 4.1

```

Figura B-1. Código empleado para estimar máxima verosimilitud.

## Apéndice C. Resultados análisis no lineales

---

---

Parte importante del proceso que se muestra en este trabajo lo conforman los análisis no lineales. Para ejemplificar la forma en que se comportan los sistemas analizados, se presentan a continuación las curvas pushover:

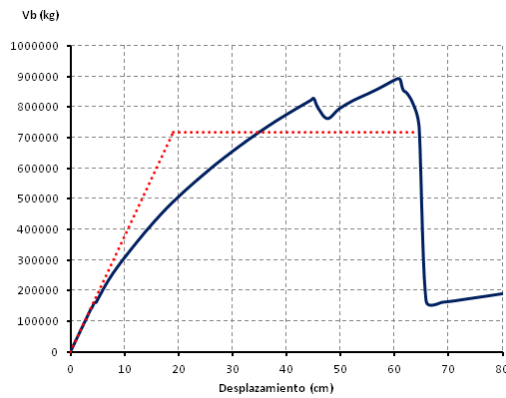


Figura C-1. Curva pushover para el caso 1

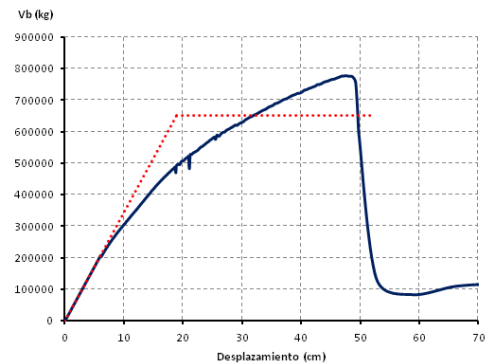


Figura C-2. Curva pushover para el caso 2

Para poder observar el comportamiento ante excitaciones sísmicas, se muestra el resultado de someter a los edificios de propiedades medias bajo la acción de un mismo acelerograma sintético.

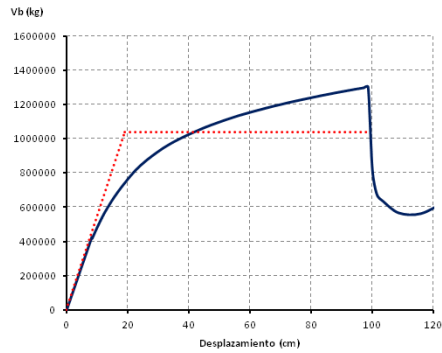


Figura C-3. Curva pushover para el caso 3

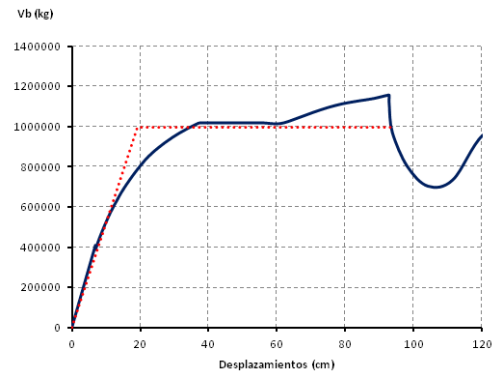


Figura C-4. Curva pushover para el caso 4

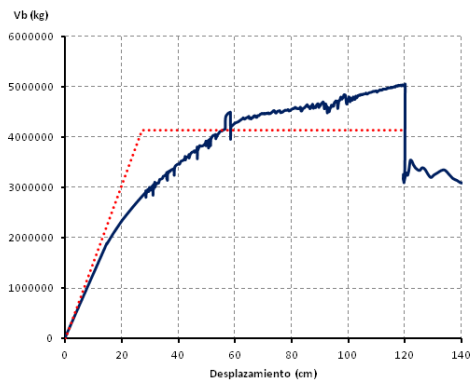


Figura C-5. Curva pushover para el caso 5

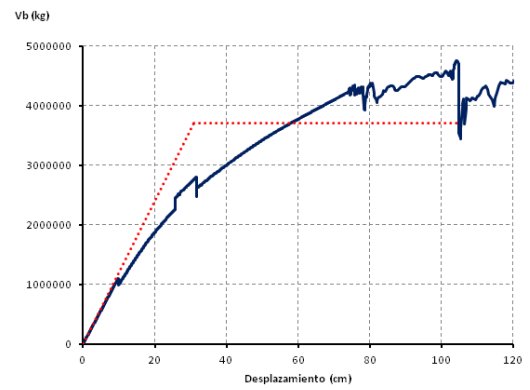


Figura C-6. Curva pushover para el caso 6

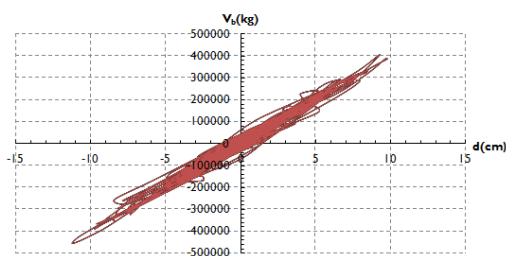


Figura C-7. Paso a paso para edificio propiedades medias caso 1

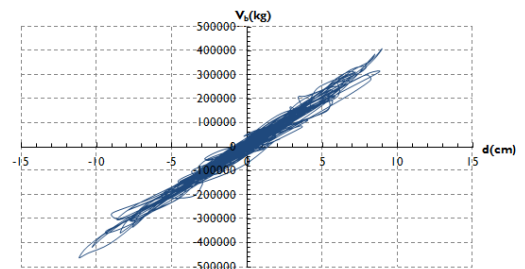


Figura C-8. Paso a paso para edificio propiedades medias caso 2

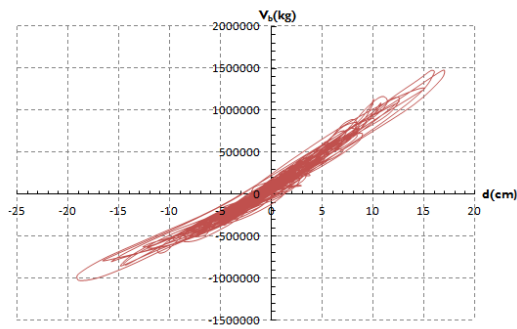


Figura C-9. Paso a paso para edificio propiedades medias caso 3

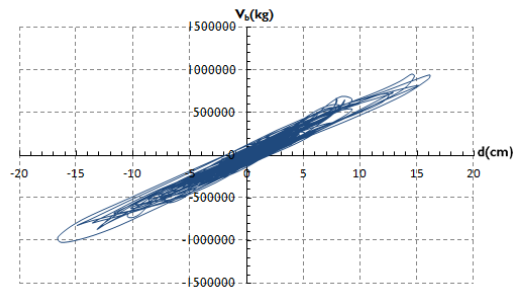


Figura C-10. Paso a paso para edificio propiedades medias caso 4

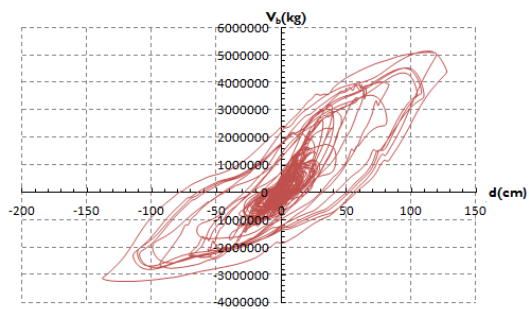


Figura C-11. Paso a paso para edificio propiedades medias caso 5

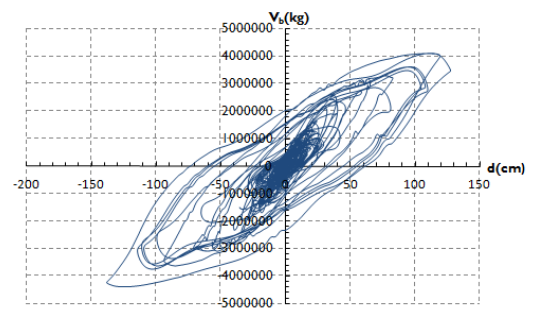


Figura C-12. Paso a paso para edificio propiedades medias caso 6

## Apéndice D. Ajustes para índice de daño vs medidas de intensidad normalizada

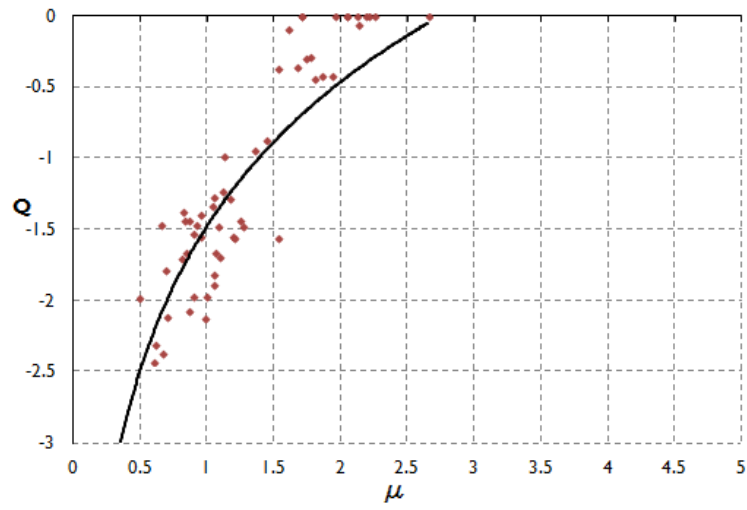
---

---

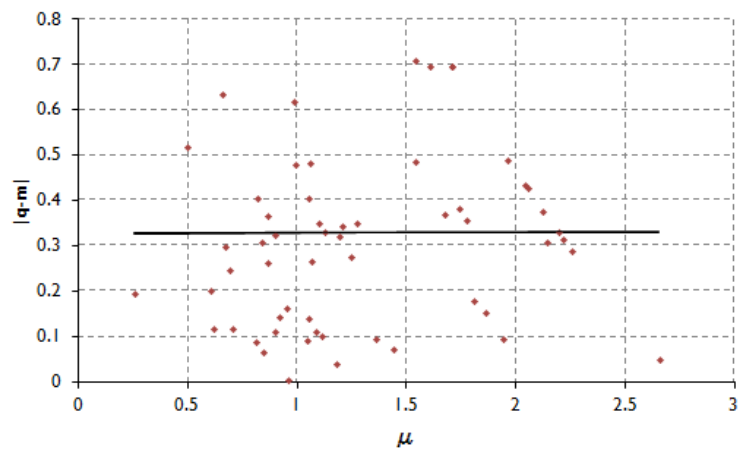
Antes de realizar el análisis de máxima verosimilitud, fue necesario evaluar el comportamiento de los sistemas mediante gráficas que representan la media y desviación estándar de  $U$ , como función de la intensidad normalizada, ( $U$  es una variable auxiliar tal que  $Q = U$  siempre que  $Q < 0$ , y  $Q = 0$  si  $U \geq 0$ , como se mencionó en la sección 4.1), sirviendo estas representaciones como puntos de partida para ser aplicados y por máxima verosimilitud obtener los estimadores que mejor caracterizan a la muestra presentada y de esta manera realizar las funciones de confiabilidad. A continuación se muestran estas representaciones.

En las figuras siguientes, se encuentran representados datos producto del índice daño y de la intensidad normalizada. Su curva de ajuste mostrada en la ilustración está dada por  $m = a + b \ln \mu$  y corresponde a la media de  $U$  como función de la intensidad. De la misma manera, la desviación estándar cuya ecuación de ajuste es  $|m - q| = c + d \ln \mu$ . Los valores para  $a$ ,  $b$ ,  $c$  y  $d$  son los presentados anteriormente en la tabla 4.1.

Los valores presentados en las gráficas siguientes son los resultados finales, se realizó un ajuste inicial por mínimos cuadrados para una estimación previa de los valores del vector de parámetros  $\alpha$ , los cuales se refinaron por medio de un análisis de máxima verosimilitud, el código empleado para este análisis se presentó en el apéndice B, y los resultados de los parámetros buscados en la tabla 4.1. Las líneas de ajuste mostrados a continuación son producto del análisis de máxima verosimilitud, los resultados son distintos a los que resultarían de un ajuste por mínimos cuadrados ya que se incluyen los casos de edificios que sufrieron colapso para una determinada intensidad.



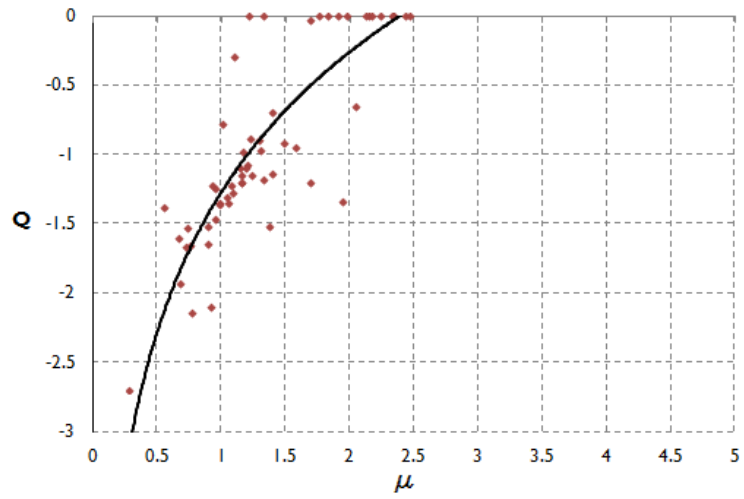
(a) Media



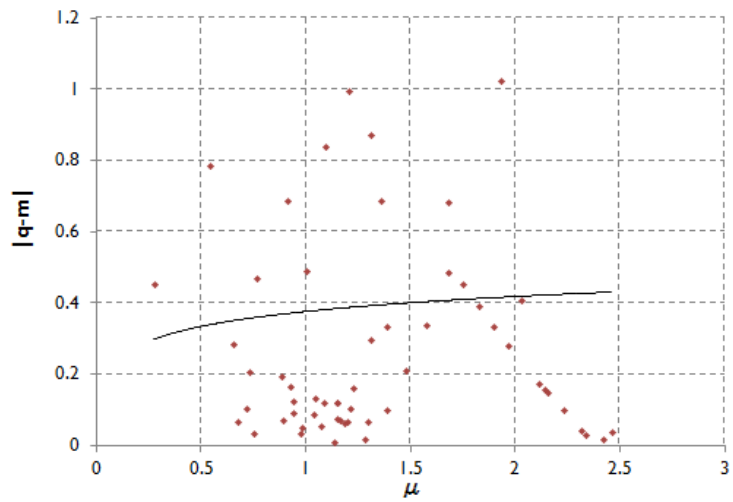
(b) Desviación estándar

Figura D-1. Caso1



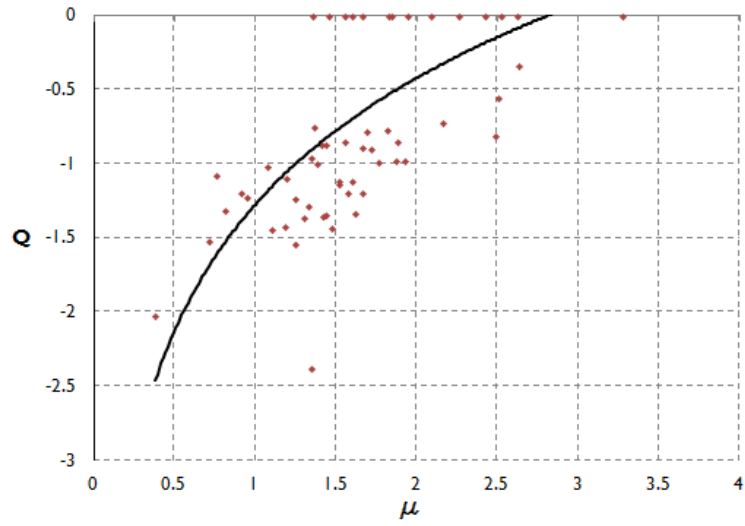


(a) Media

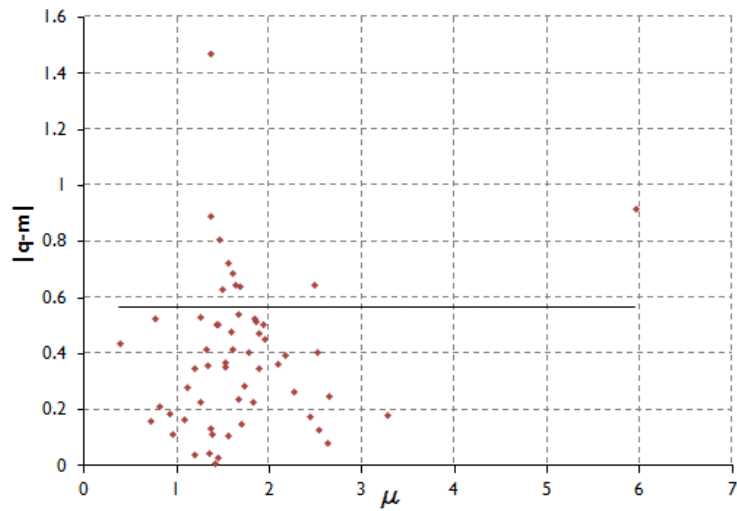


(b) Desviación estándar

Figura D-2. Caso2

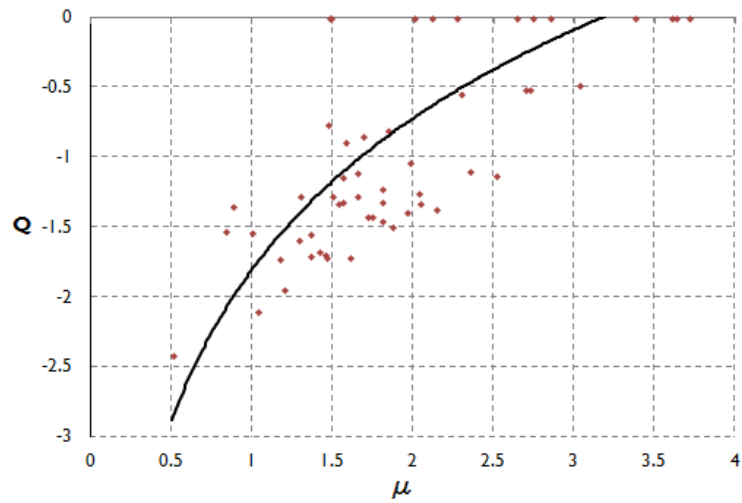


(a) Media

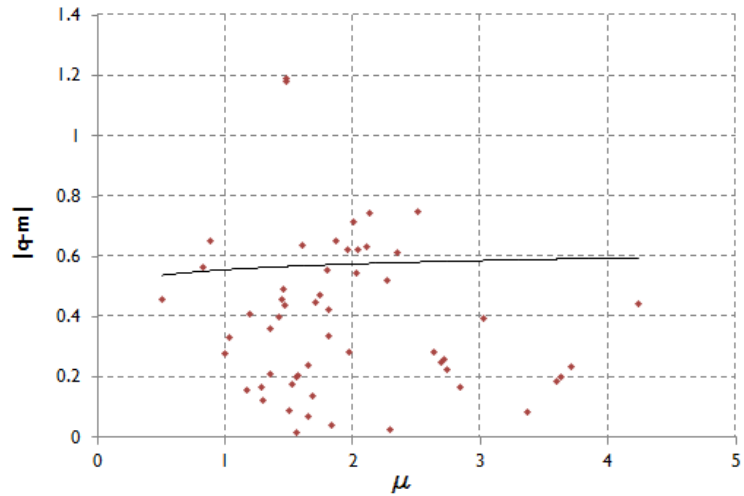


(b) Desviación estándar

Figura D-3. Caso3

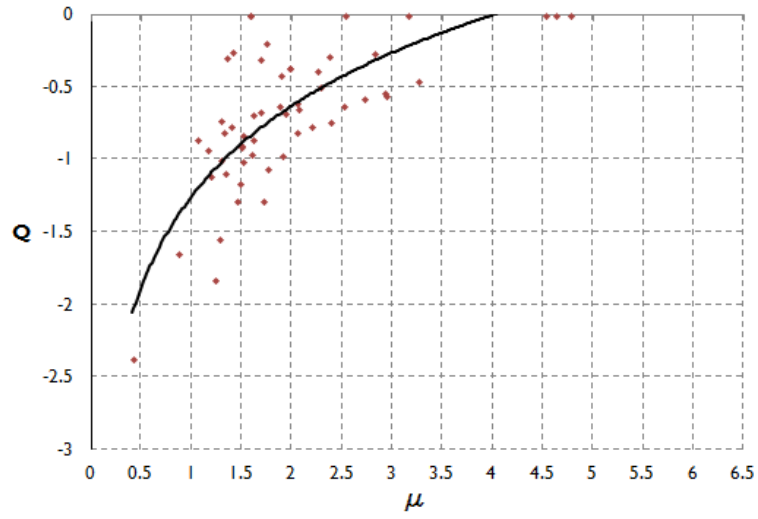


(a) Media

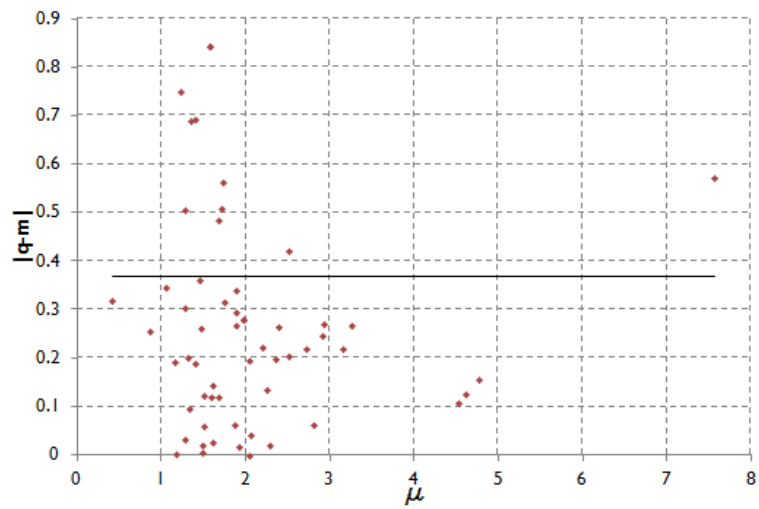


(b) Desviación estándar

Figura D-4. Caso4

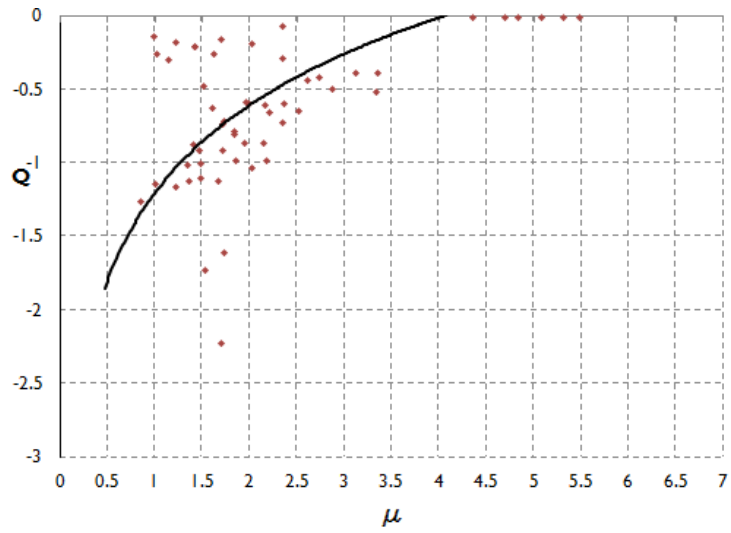


(a) Media

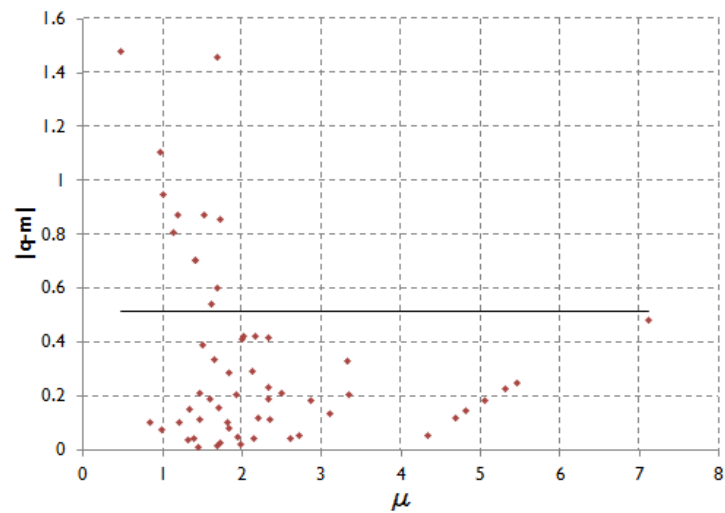


(b) Desviación estándar

Figura D-5. Caso5



(a) Media



(b) Desviación estándar

Figura D-6. Caso6