



Universidad Autónoma Metropolitana  
Unidad Azcapotzalco

---

---

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA  
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

DISEÑO POR DESEMPEÑO DE  
MARCOS DE CONCRETO REFORZADO  
UBICADOS EN LA ZONA DEL LAGO  
DEL DISTRITO FEDERAL

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE  
**MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**  
P R E S E N T A

**ALBERTO SÁNCHEZ BADILLO**

DIRECTOR DE TESIS: **DR. AMADOR TERÁN GILMORE**

MÉXICO, D. F.

MARZO DE 2006

## AGRADECIMIENTOS

---

### AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi agradecimiento al Dr. Amador Terán Gilmore por su gran apoyo, dirección y asesoría durante estos últimos dos años que ha durado el presente trabajo de investigación ya que sin su ayuda todo esto no hubiese sido posible. Además deseo brindar un agradecimiento a mis sinodales, Dr. Óscar López Bátiz y Dra. Ma. de la Consolación T. J. Gómez Soberón por su valioso tiempo y conocimiento que emplearon para la revisión crítica y objetiva sobre este trabajo.

También agradezco a mi madre, Hermanos y a mi cuñada Cristina por su apoyo incondicional y comprensión durante la etapa universitaria en la Universidad Autónoma Metropolitana, la cual me ha dado el espacio para todo lo que he aprendido.

Creo que no debo dejar de expresar mi admiración, respeto y agradecimiento al Dr. Arturo Tena Colunga y al Dr. Amador Terán Gilmore por su gran apoyo moral, además que han sido un gran ejemplo como maestros e investigadores para que me pudiese interesar en la Ingeniería Estructural.

Finalmente agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), por su apoyo económico. Del mismo modo doy las gracias a la Universidad Autónoma Metropolitana y a los profesores del posgrado en Ingeniería Estructural, por su formación tanto académica como personal.

---

## ALCANCE

En los últimos años se han presentado en el mundo eventos sísmicos (Loma Prieta en 1989, Michoacán en 1985, Northridge en 1994 y Kobe en 1995) de moderada a gran intensidad dejando grandes pérdidas económicas, debido al parcial desempeño sísmico de estructuras sismorresistentes. En este sentido es necesario complementar los reglamentos actuales de diseño sísmico para una mejor concepción de las estructuras. El Diseño Sísmico por Desempeño surge como una alternativa sencilla que busca en términos generales complementar la normatividad actual, a partir de incorporar una Fase Conceptual, una Fase de Implantación y finalmente una Fase Numérica. Los reglamentos del mundo han ido incorporando gradualmente los conceptos de Diseño por Desempeño y México no ha sido la excepción, ya que a través del Apéndice A se ha dado un paso importante para un mejor diseño sísmico de las estructuras, pero al igual que en los demás reglamentos del mundo en el nuestro falta mucho por hacer y se presenta como un gran reto para los actuales investigadores e ingenieros (estructuristas, arquitectos, etc) de la práctica. El estudio presentado en esta tesis de Diseño por Desempeño se basa en el formato del Comité Visión 2000, en particular en la Fase Numérica en su apartado de Prediseño. En términos generales se presenta el diseño de una estructura dúctil de concreto reforzado, donde se consideran dos estados límites (Estado Límite de Servicio y Estado Límite de Seguridad) en particular para estructuras de ocupación estándar (oficinas, comercios, etc) ubicadas en la Zona del Lago del Distrito Federal.

Nuestro país, además de estar expuesto a una amenaza sísmica importante, posee una gran cantidad de estructuras relevantes en zonas de terreno muy blando debido a esto, los sismos característicos de esta zona exhiben una banda angosta de frecuencias y larga duración, lo que resulta en que las estructuras que tengan un periodo cercano al dominante del terreno puedan verse sujetas a varias incursiones de comportamiento plástico durante movimientos sísmicos severos. Dentro de un contexto de diseño por desempeño, este estudio incorpora la fatiga de bajo ciclaje y la degradación del ciclo histerético de los elementos estructurales de una forma sencilla para una mejor concepción de las estructuras de concreto reforzado. El objetivo principal de esta tesis es estudiar la incorporación de algunos conceptos nuevos al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal como un complemento del Apéndice A, para un mejor desempeño de las estructuras.

Para lograr esto, esta tesis está organizada conforme a los siguientes capítulos:

1. *Introducción.* En este capítulo se presentan los antecedentes de Diseño por Desempeño a partir del formato del Comité Visión 2000. Las bases del planteamiento de la fatiga de bajo número de ciclos también se discute en este trabajo, además se muestra la importancia que tiene la degradación del ciclo en las características mecánicas de la estructura y su incorporación como un concepto nuevo en la metodología de diseño. Los objetivos de diseño también se plantean en este capítulo así como su alcance dentro de las estructuras de ocupación estándar.
-

2. *Condiciones de desempeño estructural y no estructural.* Ante eventos sísmicos las estructuras son vulnerables en general a tres tipos de daño: daño estructural, daño no estructural y daño en contenidos. Los dos primeros son causados principalmente por las distorsiones de entrepiso, mientras el tercero es propio de la aceleración y velocidad impuestas por el sismo respectivamente. En este capítulo se discute el uso de índices de distorsión como una forma de control de daño estructural y no estructural, además se discute la importancia que tiene el control de aceleración y velocidad como una medida para limitar de forma razonable el daño en contenidos.
  3. *Metodología propuesta.* Los reglamentos actuales de diseño sísmico en el mundo han incorporado gradualmente algunos conceptos de diseño sísmico por desempeño. México no ha sido la excepción, ya que el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal ha incorporado de manera paulatina a través del Apéndice A, algunos de estos conceptos (espectros de sitio, dos estados límite, interacción suelo estructura, sobre-resistencia etc). Aunque estos avances pueden considerarse relevantes, la realidad es que todavía requieren hacerse cambios importantes a los requerimientos de diseño sísmico para lograr en cabalidad las metas generales del diseño por desempeño. Este capítulo discute una metodología de diseño por desempeño que aporta algunos de los elementos que deben incorporarse a la normatividad nacional para lograr un diseño sísmico racional de las estructuras dúctiles que se construyen en la Zona del Lago de Ciudad de México.
  4. *Diseño del edificio* Para que los formatos de diseño por desempeño puedan ser incorporados los Reglamentos actuales, es necesario que estos se presenten de manera sencilla y transparente, además que incluyan el uso de herramientas convencionales como las que se aplican en la actualidad por la comunidad de ingeniería estructural. En este capítulo se presenta el diseño de un edificio con la metodología propuesta en esta tesis, posteriormente se evalúa su desempeño y se compara su respuesta con índices establecidos en esta tesis.
  5. *Conclusiones:* En este capítulo se discuten los resultados obtenidos y las bases que lo sustentan para una posible incorporación a los reglamentos actuales, además de los posibles estudios posteriores para otro tipo de estructuras, materiales etc.
-

ÍNDICE

ÍNDICE	i
ÍNDICE DE FIGURAS	iv
ÍNDICE DE TABLAS	viii
1 INTRODUCCIÓN	
1.1 Fatiga de bajo número de ciclos	2
1.2 Demandas de energía	3
1.2.1. Índices de daño	3
1.2.2. Significado físico de la energía	3
1.3 Diseño por desempeño	5
1.3.1 Fase conceptual, consideraciones	7
1.3.2 La fase numérica, consideraciones	8
1.4 Consideraciones de desempeño para la Ciudad de México	9
1.4.1 Modelos de fatiga de bajo número de ciclos (índices de daño)	10
1.4.2 Diseño por fatiga de bajo número de ciclos	13
1.4.3 Espectros de ductilidad acumulada constante	14
1.5 Efectos de degradación del ciclo histerético	16
1.5.1 Requerimientos de resistencia lateral para ductilidad máxima constante	16
1.5.2 Demandas de energía plástica para ductilidad máxima constante	19
1.5.3 Demandas de resistencia para daño constante	21
1.6 Contribución de esta tesis	23
2 CONDICIONES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL Y NO ESTRUCTURAL	
2.1 Concepto general	24

2.2	Control de la distorsión de entrepiso para el control del daño estructural _____	24
2.3	Control de la distorsión de entrepiso para el control del daño no estructural _____	25
2.4	Control de daño en contenidos _____	27
2.5	Observaciones finales _____	29
3	<b>METODOLOGÍA PROPUESTA</b>	
3.1	Normas técnicas complementarias para diseño por sismo _____	30
3.2	Metodología propuesta _____	31
3.2.1	Diseño sísmico _____	31
3.2.2	Uso de espectros de respuesta _____	32
3.2.3	Planteamiento general _____	32
3.3	Consideración de la sobrerresistencia _____	41
3.4	Espectros de diseño _____	43
3.4.1	Espectros de diseño para la metodología propuesta _____	43
3.4.2	Comparación de espectros de diseño propuestos con los espectros definidos en el Apéndice A de las NTCDS _____	48
4	<b>DISEÑO DEL EDIFICIO</b>	
4.1	Geometría _____	51
4.2	Cargas gravitacionales _____	52
4.3	Aplicación práctica de la metodología propuesta _____	52
4.3.1	Prediseño global _____	53
4.3.2	Diseño local preliminar _____	56
4.4	Características mecánicas del edificio de doce pisos _____	76
4.5	Desempeño sísmico _____	83
4.5.1	Estado límite de servicio _____	83
4.5.2	Estado límite de seguridad _____	84

## ÍNDICE

---

5	CONCLUSIONES	
5.1	Observaciones preliminares	94
5.2	Conclusiones	94
	BIBLIOGRAFÍA	96
	APÉNDICE A	97

### INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Daño no estructural en hospitales ubicados cerca de la zona epicentral, Sismo de Northridge de 1994 _____	1
Figura 1.2. Reducción de la capacidad de deformación debido al fenómeno de fatiga de bajo ciclaje ____	2
Figura 1.3. Medios ciclos de comportamiento plástico en sistemas elasto-plásticos perfectos _____	4
Figura 1.4. Diseño sísmico por desempeño (Comité Visión 2000) _____	6
Figura 1.5. Espectro de energía plástica normalizada, 5% de amortiguamiento _____	10
Figura 1.5.1. Comportamientos histereticos considerados _____	17
Figura 1.6. Espectros normalizados de resistencia, acelerogramas sintéticos, 5% amortiguamiento crítico _____	17
Figura 1.7. Tendencias de los espectros normalizados de resistencia con respecto a las propiedades estructurales y características de la excitación sísmica _____	18
Figura 1.8. Espectros normalizados de energía, acelerogramas sintéticos 5% de amortiguamiento crítico _____	20
Figura 1.9. Descripción esquemática de espectros normalizados de energía plástica, y su dependencia con respecto a las propiedades estructurales y características de la excitación sísmica _____	20
Figura 1.10. Espectros normalizados de resistencia para ductilidad máxima constante, suelo firme, 5% de amortiguamiento crítico _____	21
Figura 1.11. Espectros normalizados de resistencia para daño constante (colapso incipiente), suelo firme, 5% de amortiguamiento crítico _____	21
Figura 1.12. Espectros normalizados de resistencia para ductilidad máxima constante, Zona del Lago de la Ciudad de México, 5% de amortiguamiento crítico _____	22
Figura 1.13. Espectros normalizados de resistencia para daño constante (colapso incipiente), Zona del Lago de la Ciudad de México, 5% de amortiguamiento crítico _____	22
Figura 2.1. Uso de demanda IDI como un índice de respuesta para elementos no estructurales _____	25
Figura 2.2. Relación entre aceleración de piso y el valor esperado de daño en contenidos para las diferentes clasificaciones _____	28
Figura 3.1. Metodología propuesta en forma cualitativa _____	34
Figura 3.2. Uso de $IDI_{max}$ para plantear el control de desplazamiento lateral de un marco _____	35
Figura 3.3. Metodología propuesta en forma cuantitativa _____	38
Figura 3.4. Determinación de la capacidad local de rigidez _____	40
Figura 3.5. Determinación de la capacidad local de resistencia _____	40



## ÍNDICE DE FIGURAS

---

Figura 3.6. Determinación de la capacidad local de deformación _____	41
Figura 3.6.1. Sobrerresistencia de manera esquemática _____	42
Figura 3.6.2. Sobrerresistencia obtenida para marcos diseñados por Castro (2002) _____	43
Figura 3.7. Espectro de diseño de pseudo - aceleración para el estado límite de seguridad, comportamiento elasto-plástico perfecto _____	45
Figura 3.8. Espectro de diseño de desplazamiento para el estado límite de seguridad, comportamiento elasto-plástico perfecto _____	45
Figura 3.9. Comparación de espectro de diseño de pseudos-aceleración para el estado límite de seguridad, sin y con degradación del ciclo histerético _____	46
Figura 3.10. Espectro de pseudo-aceleración que considera degradación del ciclo histerético y sobre-resistencia para el estado límite de seguridad _____	46
Figura 3.11. Espectro de diseño de desplazamiento con y sin degradación del ciclo histerético para el estado límite de seguridad _____	47
Figura 3.12. Espectro de diseño de pseudos-aceleración para el estado límite de servicio _____	47
Figura 3.13. Espectro de diseño de desplazamiento para el estado límite de servicio _____	48
Figura 3.14. Comparación de espectros de diseño NTC-Apéndice A vs. metodología propuesta, comportamiento elasto-plástico perfecto _____	49
Figura 3.15. Comparación de espectros de diseño NTC-Apéndice A vs. metodología propuesta, degradación del ciclo histerético _____	50
Figura 4.1. Planta y elevación del edificio _____	51
Figura 4.2. Espectros de resistencia y desplazamiento para el estado límite de seguridad _____	53
Figura 4.3. Espectros de resistencia y desplazamiento para el estado límite de servicio _____	53
Figura 4.4. Determinación del periodo máximo para el estado límite de servicio _____	54
Figura 4.5. Determinación del periodo máximo para el estado límite de seguridad _____	55
Figura 4.6. Determinación del cortante basal para el estado límite de servicio _____	55
Figura 4.7. Determinación del cortante basal para el estado límite de seguridad _____	55
Figura 4.8. Ancho tributario de losa para determinar la rigidez a flexión de las vigas _____	56
Figura 4.9. Modelo del edificio para plantear el análisis de valores características _____	59
Figura 4.10. Esquema de distribución de áreas tributarias _____	60
Figura 4.11. CM y CV asignada a los marcos centrales _____	60
Figura 4.12. Momentos de diseño en extremos de las vigas _____	62

## ÍNDICE DE FIGURAS

---

Figura 4.13. Croquis de armado de losa del edificio de 12 niveles _____	62
Figura 4.14. Momentos de diseño para viga de los niveles 1, 2 y 3 _____	63
Figura 4.15. Consideraciones de diseño para viga de los niveles 1, 2 y 3 _____	64
Figura 4.16. Armado longitudinal de las vigas de los niveles 1, 2 y 3 _____	65
Figura 4.17. Esquema de cálculo de momentos de diseño en columnas _____	66
Figura 4.18. Momentos y cargas axiales de diseño para columnas _____	67
Figura 4.19. Diagrama de interacción para columnas de los niveles 1, 2 y 3 _____	68
Figura 4.20. Diagrama de interacción para columnas de los niveles 4, 5 y 6 _____	68
Figura 4.21. Diagrama de interacción para columnas de los niveles 7, 8 y 9 _____	68
Figura 4.22. Diagrama de interacción para columnas de los niveles 10, 11 y 12 _____	69
Figura 4.23. Determinación de la fuerza cortante de diseño en vigas _____	70
Figura 4.24. Cortante de diseño para vigas en niveles 1, 2 y 3 _____	70
Figura 4.25. Detallado de estribos en los extremos de las vigas _____	72
Figura 4.26. Momentos esperados en columna (de borde) de los niveles 1, 2 y 3 _____	73
Figura 4.27. Detallado de estribos en los extremos de las columnas, niveles 1, 2 y 3 _____	75
Figura 4.28. Detallado de estribos en los extremos de las columnas, niveles 4, 5 y 6 _____	75
Figura 4.29. Detallado de estribos en los extremos de las columnas, niveles 7 a 12 _____	76
Figura 4.30. Resistencia de columnas de manera esquemática _____	78
Figura 4.31. Curvas Cortante Basal vs. Desplazamiento de Azotea Derivadas de Análisis Tipo Pushover _____	79
Figura 4.32. Comportamiento del edificio de 12 pisos en función de su desplazamiento de azotea _____	80
Figura 4.33. Desplazamientos de Azotea y Distorsiones de Entrepiso del pushover de DRAIN 2DX _____	81
Figura 4.34. Articulaciones plásticas en el marco de 12 pisos _____	81
Figura 4.35. Evolución de articulaciones plásticas en función del desplazamiento de azotea _____	82
Figura 4.36. Distorsiones máximas para el estado límite de servicio _____	83
Figura 4.37. Distorsiones máximas para el estado límite de seguridad _____	85
Figura 4.38. Envolventes de distorsión para cada evento sísmico _____	86
Figura 4.39. Distribución de daño en altura, estado límite de seguridad _____	91

## ÍNDICE DE FIGURAS

---

Figura 4.40. Ubicación de los puntos de mayor daño en el marco _____	92
Figura 4.41. Historia de histéresis en el extremo mas dañado del marco, piso 2 _____	93
Figura 4.42. Historia de histéresis para viga ubicada en el piso 11 _____	93

**INDICE DE TABLAS**

Tabla 1.1. Objetivos de diseño acorde al Comité Visión 2000 _____	8
Tabla 1.2. Enfoques de diseño basados en el uso de la ductilidad objetivo _____	14
Tabla 1.3. Consideraciones para un uso práctico de la Ecuación 1.15 _____	14
Tabla 2.1. Distorsiones de entrepiso asociadas a diferentes niveles de desempeño estructural _____	26
Tabla 2.2. Distorsiones de entrepiso asociadas a diferentes niveles de desempeño no estructural _____	27
Tabla 3.1. Distorsiones Permisibles de Entrepiso (Apéndice A, NTCDS) _____	31
Tabla 3.2. Características de las excitaciones para el Estado Límite de Seguridad _____	44
Tabla 3.3. Características de las excitaciones para el Estado Límite de Servicio _____	44
Tabla 4.1a. Factores de reducción de rigidez de acuerdo al FEMA 273 _____	57
Tabla 4.1b. Factores de reducción de rigidez (Nueva Zelanda) _____	58
Tabla 4.2. Dimensiones de los elementos estructurales _____	58
Tabla 4.3. Masa reactiva de entrepiso para cada marco _____	59
Tabla 4.4. Valores no factorizados de carga gravitacional para un marco central _____	61
Tabla 4.5. Propiedades Estructurales de las vigas del marco central _____	63
Tabla 4.6. Cantidades de acero longitudinal en columnas _____	69
Tabla 4.7. Propiedades estructurales de las vigas _____	77
Tabla 4.8. Resistencias reales de las columnas del edificio en estudio _____	78
Tabla 4.9. Características mecánicas globales del marco de doce pisos contra valores de diseño _____	82
Tabla 4.10. Entrepiso donde se presenta la distorsión máxima, estado límite de servicio _____	84
Tabla 4.11. Entrepiso donde se presenta la distorsión máxima, estado límite de seguridad _____	85
Tabla 4.12. Daño estructural _____	87
Tabla 4.13. Daño estructural _____	87
Tabla 4.14. Daño estructural _____	88
Tabla 4.15. Daño estructural _____	88
Tabla 4.16. Daño estructural _____	88
Tabla 4.17. Daño estructural _____	88

## ÍNDICE DE TABLAS

---

Tabla 4.18. Valores de daño para el estado límite de seguridad (primer enfoque) _____	89
Tabla 4.19. Daño estructural _____	89
Tabla 4.20. Daño estructural _____	89
Tabla 4.21. Daño estructural _____	90
Tabla 4.22. Daño estructural _____	90
Tabla 4.23. Daño estructural _____	90
Tabla 4.24. Daño estructural _____	90
Tabla 4.25. Valores de daño para el estado límite de seguridad (segundo enfoque) _____	91

## 1. INTRODUCCIÓN

El desempeño sísmico no adecuado de varias estructuras diseñadas conforme a códigos actuales de diseño sísmico ha preocupado a la comunidad de la ingeniería estructural. Como consecuencia, se han propuesto cambios a las metodologías actuales, que se centran en refinar la parte numérica, e incorporar etapas conceptual y de implantación. Esto ha cobrado una gran importancia a partir de eventos sísmicos como los de Loma Prieta 1989, Northridge 1994 y Kobe 1995, que causaron pérdidas materiales mayores a las esperadas de acuerdo a la magnitud de estos sismos. Aunque durante el sismo de Northridge la mayoría de edificios tuvieron un buen comportamiento estructural, hubo casos muy notorios de daño excesivo en elementos no estructurales y contenido, tal como se muestra en la Figura 1.1. Dentro de este contexto, es importante mencionar que el contenido y la operación de un edificio puede llegar a ser más valioso que la estructura misma, y que el daño excesivo da pie a pérdidas económicas inaceptables. A partir de los eventos sísmicos mencionados con anterioridad, los ingenieros e investigadores de varios países se han organizado para discutir un cambio en el enfoque del diseño sísmico, y en particular en EU se han formado grupos de trabajo (Comité Visión 2000) que han analizado porque algunos edificios diseñados con normatividad moderna no satisfacen sus criterios de desempeño para movimientos de terreno de diferente magnitud. De esta forma, el diseño por desempeño surge como una alternativa atractiva para que los códigos adopten un enfoque que haga posible una mejor concepción de las estructuras.



a) Veteran's Administration Sepúlveda Hospital



b) Olive View Hospital



c) Farmacia del Northridge  
Medical Arts Building



d) Olive View, daño en instalaciones

Figura 1.1. Daño no estructural en hospitales ubicados cerca de la zona epicentral, Sismo de Northridge de 1994 (Fotos cortesía de NISEE)

México, además de estar expuesto a una amenaza sísmica importante, posee una gran cantidad de estructuras relevantes en zonas de terreno muy blando (Zona del Lago de Ciudad de México). Los sismos característicos de esta zona exhiben una banda angosta de frecuencias y larga duración, lo que produce en que las estructuras que tengan un periodo cercano al dominante del terreno puedan verse sujetas a varias incursiones de comportamiento plástico, durante movimientos sísmicos severos. Dentro de un contexto de diseño por desempeño, esto da pie a un problema muy particular: la fatiga de bajo ciclaje.

### 1.1. FATIGA DE BAJO NÚMERO DE CICLOS

Los reglamentos actuales de diseño sísmico de varios países permiten que las estructuras de ocupación estándar presenten comportamiento plástico de consideración durante eventos sísmicos severos. Conforme a lo que se ha observado desde hace varias décadas en pruebas experimentales, las estructuras y elementos de concreto reforzado exhiben degradación de su ciclo histerético cuando se ven sujetas a deformaciones plásticas importantes. Este deterioro puede llegar a ser de consideración durante eventos sísmicos severos de banda angosta y larga duración, como los que se generan en la Zona del Lago de la Ciudad de México; de tal manera que como muestra la Figura 1.2., ante la presencia de varias incursiones de comportamiento plástico, algunos elementos de la estructura deben diseñarse para una deformación objetivo que es significativamente menor que su capacidad de deformación última. De esta manera se evita la ocurrencia de fatiga de bajo número de ciclos, que describe el tipo de falla que ocurre en estructuras en que el deterioro excesivo de sus características mecánicas lleva a la falla ante la presencia de múltiples ciclos de deformación plástica.

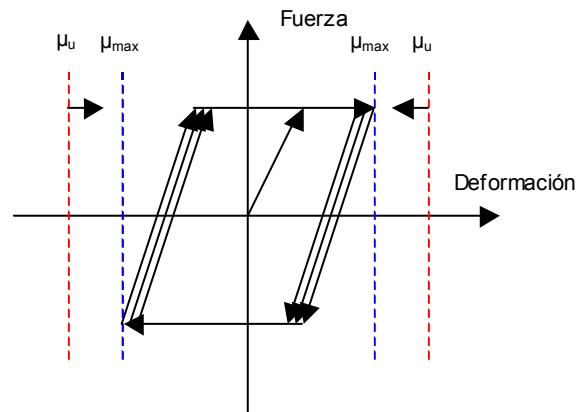


Figura 1.2. Reducción de la capacidad de deformación debido al fenómeno de fatiga de bajo ciclaje

A través del tiempo se han establecido varias estrategias para contemplar las deformaciones plásticas acumuladas durante el diseño sísmico. Se ha planteado el uso de elementos esbeltos de concreto reforzado como una forma de controlar el efecto acumulativo degradante del esfuerzo cortante, y se han establecido recomendaciones de detallado para que los elementos sean capaces de acomodar de manera estable la deformación plástica inducida por varios ciclos de comportamiento plástico (Gosain et al. 1977, Darwin et al. 1985, Wight et al. 1980, Bertero y Popov 1977). Sin embargo, con el advenimiento del enfoque de diseño por

desempeño, se ha establecido que es necesario complementar las medidas anteriores con otras que permitan establecer el control de las demandas de deformación plástica máxima y acumulada.

## 1.2. DEMANDAS DE ENERGÍA

En esta sección se discute el posible uso de las demandas de energía plástica en una estructura sismorresistente como una medida para caracterizar la severidad de las demandas acumuladas de deformación plástica.

### 1.2.1. Índices de daño

En un diseño sísmico por desempeño debe relacionarse de manera apropiada la respuesta de la estructura con el nivel de daño que ésta exhibe después de estar sujeta a la(s) excitación(es) sísmica(s) de diseño. Esto puede lograrse mediante el uso de índices, que cuantifican el nivel de daño estructural y no estructural que las estructuras exhiben en función de la severidad de las demandas sísmicas. Terán-Gilmore (1998) discute el uso de índices de daño para determinar las características mecánicas de una estructura sismo-resistente (resistencia, rigidez y capacidad de deformación), de forma que su respuesta dinámica quede dentro de límites de respuesta que sean consistentes con los niveles de desempeño deseados para la estructura.

### 1.2.2. Significado físico de la energía

El total de la energía plástica disipada por una estructura durante un evento sísmico,  $E_{H\mu}$ , se incrementa conforme mayores sean sus demandas acumuladas de deformación plástica. Físicamente,  $E_{H\mu}$  es la suma del área contenida bajo todos los ciclos de histéresis a los que se ve sujeta la estructura durante la excitación sísmica. Por consecuencia, el nivel de daño en la estructura tiende a crecer conforme aumenta su demanda de  $E_{H\mu}$ .

Investigaciones recientes, sugieren que  $E_{H\mu}$  puede utilizarse para estimar el daño que se acumula en la estructura como consecuencia del fenómeno de fatiga de bajo número de ciclos (Terán 1996; Ávila y Terán Gilmore 2000). Sin embargo, el uso directo de  $E_{H\mu}$  durante la evaluación del daño estructural puede en ocasiones no aportar información suficiente para evaluar la severidad que tienen las demandas acumuladas de deformación plástica. Terán (2001) ilustra esto: considere la posibilidad de que la demanda de  $E_{H\mu}$  en una estructura con una resistencia muy elevada y que incursiona una sola vez en el rango de comportamiento plástico, resulte mayor que la demanda de  $E_{H\mu}$  para un sistema con baja resistencia y que incursiona varias veces en el rango de comportamiento plástico. Desde el punto de vista de daño acumulado, el elemento con menos resistencia debe exhibir un nivel mayor de daño, no obstante que su demanda de  $E_{H\mu}$  es menor. Por esta razón es conveniente tener en cuenta simultáneamente  $E_{H\mu}$  y la rigidez y resistencia de la estructura. En ese sentido se define la energía plástica normalizada,  $NE_{H\mu}$  como  $E_{H\mu}$  normalizada por el producto de la resistencia ( $F_y$ ) y desplazamiento de fluencia ( $\delta_f$ ) de la estructura; esto es



$$NE_{H\mu} = \frac{E_{H\mu}}{F_y \delta_y} \quad (1.1)$$

La Figura 1.3a. ilustra el concepto de  $E_{H\mu}$  para un sistema con comportamiento elasto-plástico perfecto que exhibe medio ciclo de comportamiento plástico. Un medio ciclo plástico contempla la deformación que inicia al aplicar una fuerza lateral desde cero hasta el punto en que se presenta la reversión de carga que resulte en fluencia del sistema en dirección opuesta. Las Figuras 1.3b. y 1.3c. ilustran la definición de medio ciclo para medios ciclos subsiguientes al primero.

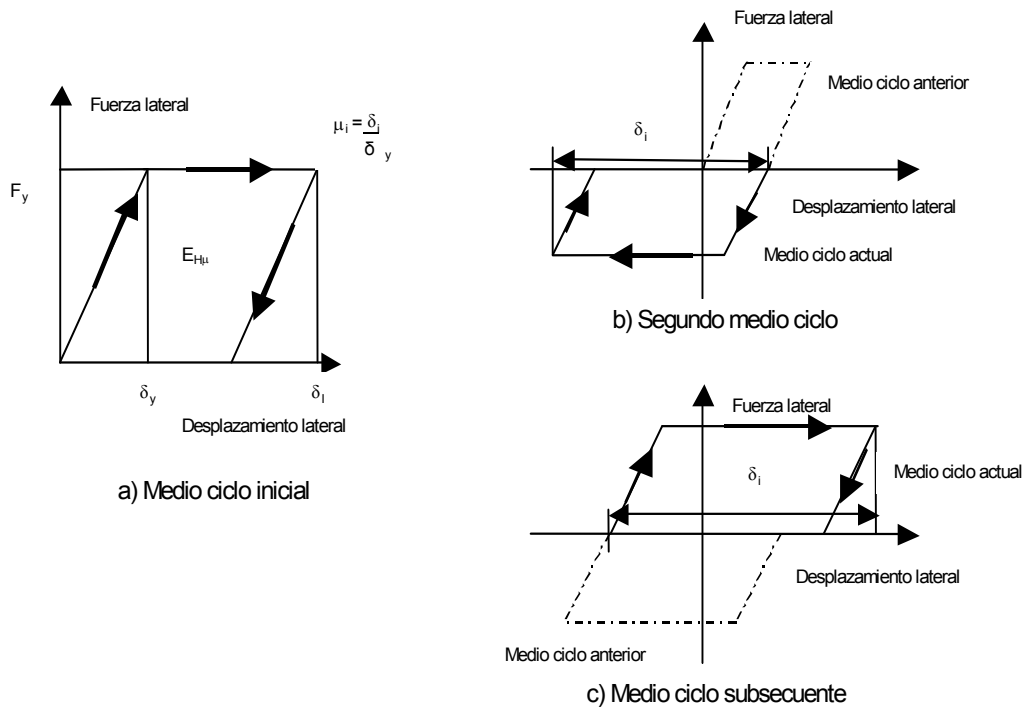


Figura 1.3. Medios ciclos de comportamiento plástico en sistemas elasto-plásticos perfectos

Para un medio ciclo de deformación plástica, la energía plástica puede estimarse como

$$E_{H\mu} = (\delta_i - \delta_y) F_y \quad (1.2)$$

Si se define la ductilidad cíclica ( $\mu_i$ ) como el desplazamiento cíclico ( $\delta_i$ ) normalizado por el desplazamiento de fluencia, entonces la Ecuación 1.2 puede expresarse como

$$E_{H\mu} = (\mu_i - 1) \delta_y F_y \quad (1.3)$$

Sustituyendo la Ecuación 1.3 en la Ecuación 1.1, se obtiene que la energía plástica normalizada para un ciclo es

$$NE_{H\mu} = \mu_i - 1 \quad (1.4)$$

Para varios medios ciclos de deformación plástica,  $NE_{H\mu}$  puede re-escribirse como

$$NE_{H\mu} = \sum_{i=1}^{N_{ciclos}} (\mu_i - 1) \quad (1.5)$$

donde  $N_{ciclos}$  es el número total de medios ciclos (o excursiones) de comportamiento plástico durante el evento sísmico. Aunque para un sistema con comportamiento histerético degradante,  $NE_{H\mu}$  pierde el significado físico que tiene para un sistema elasto-plástico perfecto, el uso de  $NE_{H\mu}$  a través de índices de daño permite evaluar la importancia de las demandas acumuladas de deformación plástica en el desempeño estructural (Terán 2001).

### 1.3. DISEÑO POR DESEMPEÑO

En los últimos años, varios investigadores y profesionistas, han empezado a hablar del concepto de diseño basado en el desempeño sísmico de las estructuras, como una manera más racional de plantear el problema del diseño sísmico (Terán 2004). El Comité Visión 2000 (SEAOC 1995), ha propuesto el proceso global de diseño mostrado en la Figura 1.4.; el cual contempla:

- *Fase Conceptual.* Se enfoca a la concepción de una solución estructural y no estructural al problema de diseño planteado. Su primer paso consiste en el planteamiento de los objetivos de diseño. Una vez establecidos estos objetivos, que reflejan de manera clara las expectativas que surgen de la construcción de la obra, es necesario definir de acuerdo con la sismicidad del sitio, si el sitio es adecuado para la obra proyectada. Entonces, de acuerdo con los objetivos de diseño y con las características de los movimientos sísmicos esperados, el ingeniero estructural debe plantear el Diseño Conceptual. Durante el Diseño Conceptual deben establecerse la configuración global de la construcción, la configuración estructural, los sistemas y materiales estructurales, el sistema de cimentación y el tipo de elementos no estructurales.
- *Fase Numérica.* Está constituida por dos etapas, Diseño Preliminar y Diseño Final que involucran el dimensionado y detallado de los sistemas estructurales y no estructurales.
- *Implantación.* Garantiza la calidad del diseño mediante una revisión detallada e independiente. Además, el diseño por desempeño no puede ser exitoso sin un control de calidad adecuado durante la construcción de la estructura, y sin una supervisión adecuada y continua del mantenimiento, ocupación y función de la misma.

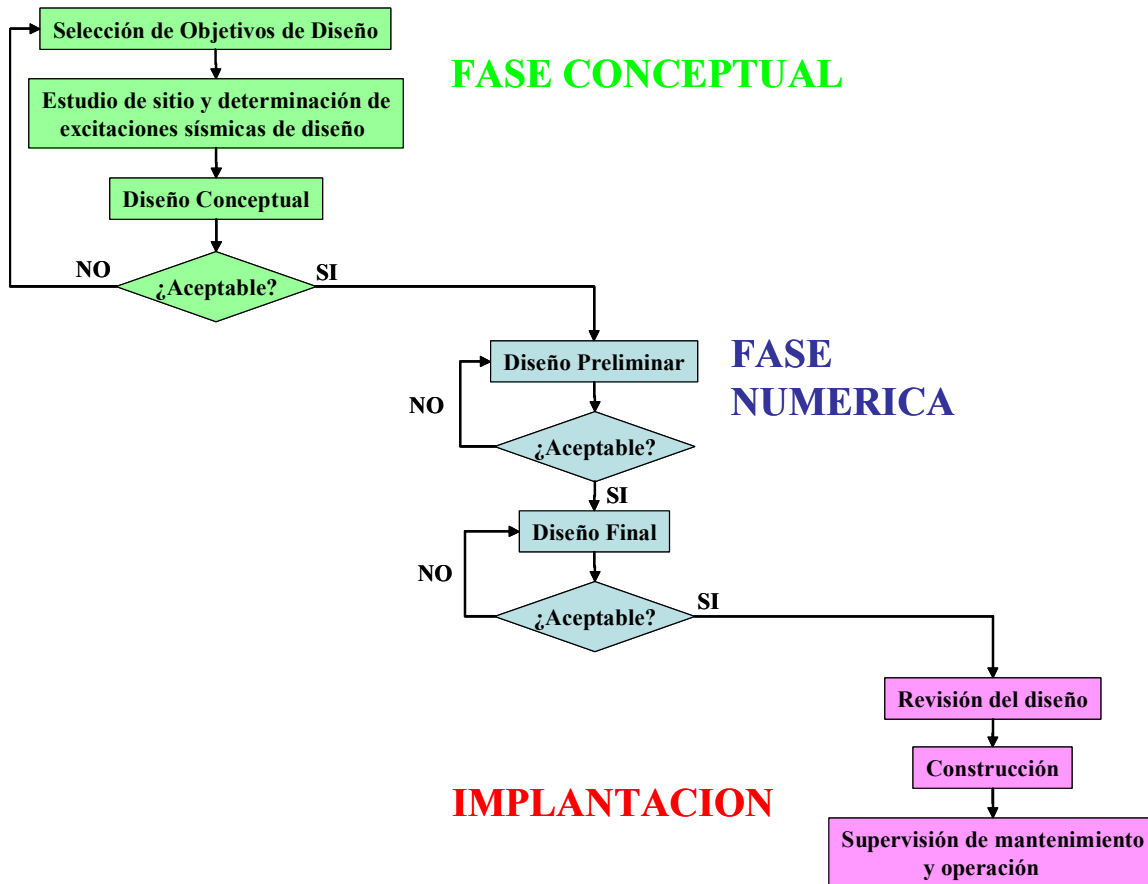


Figura 1.4. Diseño sísmico por desempeño (Comité Visión 2000)

El Comité Visión 2000 describe el concepto de diseño por desempeño como la selección de los objetivos de diseño, sistemas estructurales y configuración apropiados (Fase Conceptual); el dimensionado y detallado de una estructura, así como de sus elementos no estructurales y contenido (Fase Numérica); y la garantía del control de la calidad durante la construcción y del mantenimiento a largo plazo (Implantación), de manera que a niveles especificados de movimiento sísmico y, con niveles predefinidos de confiabilidad, la estructura no se dañe más allá de ciertos estados límite de daño u otros estados de utilidad.

La estructura debe satisfacer ciertos objetivos de diseño para diferentes niveles de movimiento sísmico. Al respecto, el Comité Visión 2000 establece que "el diseño por desempeño busca controlar los niveles de daño, que un edificio puede sufrir, cuando se le sujeta al espectro completo de sismos que pudieren ocurrir en el sitio donde se ubica. Para la aplicación práctica de este enfoque, es necesario escoger una serie de eventos sísmicos discretos de este espectro completo. Estos eventos sísmicos discretos se definen como niveles sísmicos de diseño. Aunque son útiles para propósitos de diseño, el edificio puede verse sujeto o no al sismo exacto que represente un nivel sísmico de diseño particular".

Para permitir el diseño de una estructura sismorresistente, es necesario definir los estados límite de daño asociados a los diferentes niveles sísmicos de diseño. Estos estados límite de daño son, estrictamente hablando, independientes de la intensidad de los movimientos sísmicos

particulares. El conjunto de los estados límite de daño, para todos los niveles sísmicos de diseño relevantes, constituyen los objetivos de diseño. Los objetivos de diseño son una expresión del tipo de comportamiento deseado para un edificio de acuerdo con su ocupación, la importancia de sus funciones, y de su importancia como un recurso cultural o histórico. Debe aclararse que la satisfacción de los objetivos de diseño nunca estará garantizada, pero puede esperarse con niveles definidos de riesgo y confiabilidad, que deben establecerse o reconocerse con anterioridad.

### 1.3.1 Fase conceptual, consideraciones

La fase conceptual tiene como objetivo clarificar, tanto para el diseñador, como para el arquitecto y el dueño de la construcción, el contexto a partir del cual se diseña la estructura (Terán 2004).

#### Definición de los objetivos de diseño

Parte esencial de la fase conceptual del diseño sísmico se da alrededor de la definición y planteamiento cuidadoso de los objetivos de diseño de la estructura. El planteamiento del Comité Visión 2000 discretiza tanto los niveles de daño como la intensidad de las excitaciones sísmicas. Se consideran cuatro criterios de desempeño o estados límite de acuerdo al nivel aceptable de daño, que a su vez se define en función de la importancia, las necesidades de operación y la seguridad de los ocupantes de la estructura:

- *Operación Completa.* Establece que la estructura debe ser capaz de mantener todas sus funciones después de la excitación sísmica. Desde un punto de vista estructural, implica que la estructura permanece con su resistencia original, no obstante pueda presentarse algún agrietamiento en muros divisorios, fachadas o plafones. Asimismo, las instalaciones y equipo no deben dañarse.
- *Ocupación inmediata.* Establece que la estructura debe ser capaz de mantener sus funciones relevantes después de la excitación sísmica. Desde un punto de vista estructural se satisface cuando la resistencia e integridad del ciclo histerético de la estructura sufren poco deterioro. Para que esto suceda, los elementos estructurales no deben exceder un estado de fluencia incipiente. En algunos casos, como el de las estructuras de concreto reforzado, puede presentarse pérdida de rigidez importante debido al agrietamiento de los elementos estructurales. En cuanto al desempeño no estructural, se acepta un mayor daño, en comparación con el estado límite anterior, en fachadas, muros divisorios o plafones; pueden existir fallas menores en el equipo y contenido que no sea esencial para la operación de la estructura.
- *Seguridad de Vida.* Establece que la estructura debe ser capaz de asegurar la integridad física de sus ocupantes. Desde el punto de vista de daño estructural, implica que las estructuras pierdan un porcentaje considerable de su rigidez, resistencia y capacidad de deformación. Es posible que parte de los muros divisorios, fachadas y plafones sufran daño de consideración, pero sin desligarse de la estructura o sufrir colapso local. Bajo las mismas condiciones, el equipo y contenido de los edificios puede presentar daños importantes.

- *Colapso Incipiente.* Establece que la estructura no debe sufrir colapso. Se satisface si se mantiene la estabilidad global de la estructura, aún cuando el daño estructural y no estructural sea muy grave, de tal manera que no se garantice la integridad física de los ocupantes.

Los niveles sísmicos de diseño clasifican las excitaciones sísmicas que puedan ocurrir en el sitio de la construcción acorde a su intensidad, la que a su vez depende de su periodo de retorno (Terán 2004). Dentro de este contexto las excitaciones se clasifican, conforme a lo mostrado en la Tabla 1.1, en frecuente (leve), ocasional (moderado), raro (severo) y muy raro (extremo). El empate de los diferentes criterios de desempeño y de los diferentes niveles sísmicos de diseño da lugar a los objetivos de diseño. La Tabla 1.1 resume estos objetivos para diferentes tipos de estructuras.

**Tabla 1.1. Objetivos de diseño acorde al Comité Visión 2000**

Criterio Desemp. Nivel Sísmico	Operación Completa	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Colapso Incipiente
Frecuente	□	■	■	■
Ocasional	●	□	■	■
Raro	▲	●	□	■
Muy raro	○	▲	●	□

*Estructuras de Ocupación Estándar* (diagonal desde Frecuente/Ocupación Inmediata hasta Muy raro/Seguridad de Vida)

*Estructuras Esenciales/Peligrosas* (diagonal desde Ocasional/Ocupación Inmediata hasta Muy raro/Seguridad de Vida)

*Estructuras Críticas* (diagonal desde Raro/Ocupación Inmediata hasta Muy raro/Seguridad de Vida)

## Diseño Conceptual

Durante esta etapa, el diseñador debe concebir el mecanismo sismorresistente de la estructura, y a partir de él, plantear un sistema estructural que le permita implantar dicho mecanismo de manera eficiente. Una vez que establece opciones viables para el sistema y configuración estructural, es importante que el diseñador conciba, mediante los conceptos de diseño por capacidad, el mecanismo sismorresistente propio del caso que se estudia. El control de la respuesta de la estructura no solo se establece con base en el desempeño estructural requerido, sino que incluye consideraciones del desempeño no estructural y del contenido.

### 1.3.2. La fase numérica, consideraciones

El diseño por desempeño requiere de una fase numérica que se plantea en tres etapas:

1. *Prediseño global.* Con la ayuda de espectros de respuesta, se determinan a nivel global las características mecánicas relevantes de la estructura de manera que su respuesta durante la

excitación de diseño no exceda los límites de respuesta establecidos en función de los criterios de desempeño.

2. *Diseño local preliminar.* Una vez establecidas las características mecánicas a nivel global, se procede al diseño local de la estructura, donde se determinan, en función de dichas características, las dimensiones y detallado de los elementos estructurales.
3. *Revisión del diseño.* Se han planteado una serie de lineamientos para la revisión del diseño preliminar de la estructura a través de una serie de análisis estructurales refinados o detallados (especialmente si la estructura debe exhibir comportamiento plástico).

En lo que se refiere al diseño numérico, es importante recalcar la importancia de considerar de manera independiente las demandas y capacidades de rigidez lateral, resistencia lateral y deformación lateral en la estructura.

Finalmente, en cuanto a la fase numérica, es importante recordar que en ocasiones una metodología numérica de diseño debe considerar explícitamente más de un objetivo de diseño. Dentro de este contexto, cada objetivo de diseño debe considerar explícitamente la representación numérica (espectros) del nivel sísmico de diseño que le corresponde. Para cada objetivo de diseño, es necesario determinar las características mecánicas requeridas para satisfacer su criterio de desempeño y diseñar los elementos estructurales y no estructurales acorde a la condición crítica que resulte de todos los objetivos de diseño relevantes.

#### 1.4. CONSIDERACIONES DE DESEMPEÑO PARA CIUDAD DE MÉXICO

Un diseño sísmico por desempeño debe contemplar el control del nivel de daño durante las excitaciones sísmicas de diseño, las cuales deben incluir una gama de movimientos sísmicos que se agrupan de acuerdo a su intensidad. Los planteamientos numéricos de diseño por desempeño hasta el momento tienden a concentrarse en el control de los desplazamientos laterales de la estructura con el fin de controlar a su vez el daño estructural y el daño no estructural.

Un problema particular a la ingeniería sísmica mexicana es el diseño de estructuras ubicadas en la Zona del Lago de la Ciudad de México, ya que se espera que estas estructuras acomoden varios ciclos de comportamiento plástico durante eventos sísmicos severos. Por tanto, el diseño sísmico en Ciudad de México debe contemplar no solo el desplazamiento máximo que sufren las estructuras, sino el daño acumulado a través de los diferentes ciclos. Una manera de considerar la severidad del daño acumulado, en estructuras en particular es a través de la consideración explícita de la energía plástica (demandas acumuladas de deformación plástica) durante la determinación de deformaciones objetivo (Terán 2001).

La Figura 1.5. muestra espectros de  $NE_{H\mu}$  para osciladores con comportamiento elasto-plástico perfecto y 5 % de amortiguamiento crítico, donde LA corresponde a movimientos en Los Ángeles. La figura incluye movimientos del terreno generados en diferentes tipos de suelo, que van desde firme a muy blando. Puede notarse que las demandas máximas de energía plástica normalizada para la Zona del Lago de Ciudad de México son del orden del doble o triple del las demandas observadas en otros tipos de terreno.

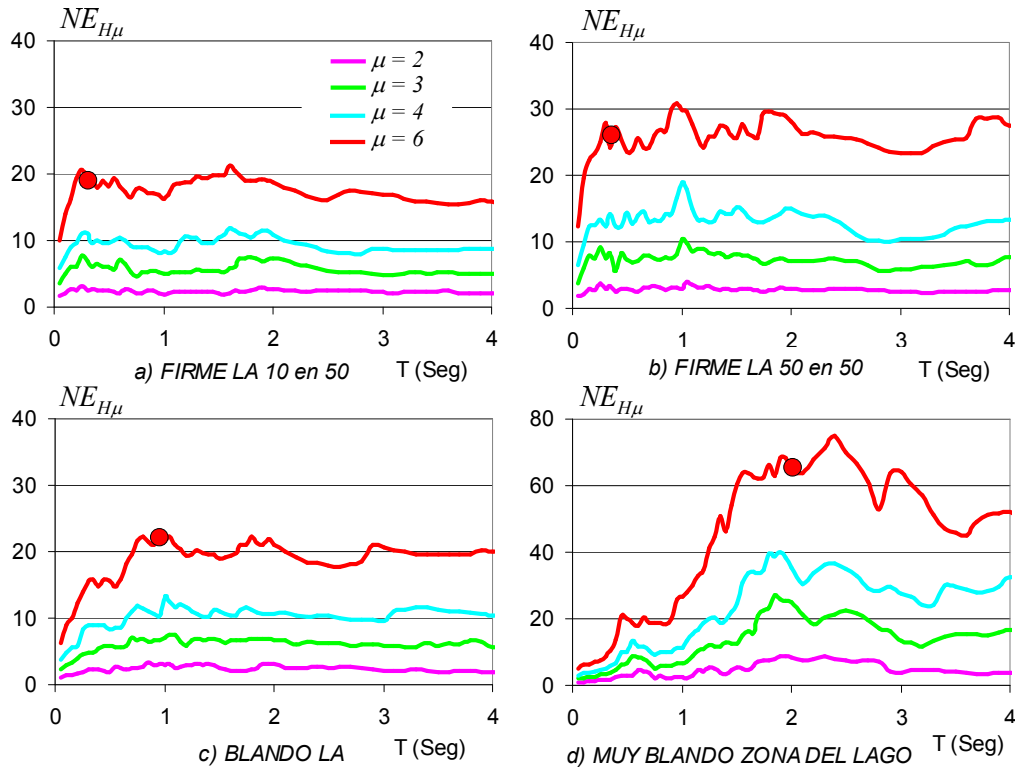


Figura 1.5. Espectro de energía plástica normalizada, 5 % de amortiguamiento

#### 1.4.1 Modelos de fatiga de bajo número de ciclos (índices de daño)

Dada la severidad de las demandas acumuladas de comportamiento plástico en Ciudad de México, es necesario considerar modelos de daño que contemplen explícitamente el efecto que éstas producen en las estructuras sismorresistentes. Se discutirán tres modelos de fatiga de bajo número de ciclos, los dos primeros son modelos bien conocidos en la comunidad de la ingeniería estructural, mientras que el tercero es un modelo simple recientemente propuesto para simplificar el diseño sísmico contra fatiga de bajo número de ciclos.

##### Modelo de Park y Ang

Este modelo fue desarrollado por Park y Ang (1985) para establecer el nivel de daño estructural en elementos de concreto reforzado sujetos a cargas cíclicas. Puede decirse que hasta la fecha es el modelo de fatiga más utilizado, tanto por su sencillez como por lo extenso de su calibración. Este modelo puede escribirse conforme a lo siguiente:

$$DMI_{PA} = \frac{\mu_{max}}{\mu_u} + \beta \frac{NE_{H\mu}}{\mu_u} \quad (1.6)$$

donde  $\mu_{max}$  es la ductilidad máxima demandada por la excitación sísmica,  $\mu_u$  es la ductilidad última de la estructura y  $\beta$  es un parámetro estructural que caracteriza la estabilidad de su ciclo

histerético. De pruebas experimentales se ha encontrado que  $\beta$  de 0.15 puede ser usado para sistemas dúctiles que desarrollan comportamiento histerético razonablemente estable; y  $\beta$  entre 0.2 y 0.4 debe caracterizar la capacidad de disipación de energía de sistemas que exhiben degradación importante de su ciclo histerético (tanto en resistencia como rigidez). Es necesario hacer notar que  $\mu_u$  y  $\beta$  son características mecánicas de la estructura, mientras que  $\mu_{max}$  es una demanda sísmica que depende de la severidad del evento sísmico (Silva y López 2001).

Los valores  $DMI_{PA}$  se clasifican en tres intervalos en función del daño estructural que exhibe la estructura: valores menores que 0.4 indican daño reparable; de 0.4 a 1, daño irreparable; mientras que valores mayores a la unidad implican falla del sistema. Es importante enfatizar que la ocurrencia de fatiga de bajo ciclaje debido a la presencia de varias reversiones de carga se caracteriza por un valor límite de  $DMI_{PA}$  igual a 1, lo que de acuerdo a la Ecuación 1.6 implica:

$$\mu_u = \mu_{max} + \beta NE_{H\mu} \quad (1.7)$$

### Índice de daño de Miner (teoría de acumulación lineal de daño)

Esta teoría toma de manera heurística el cambio que en la capacidad de disipación de energía exhiben las estructuras en función de su historia de fuerza contra desplazamiento (Terán 2003). Se considera que el daño acumulado por una incursión plástica es independiente del producido por cualquier otra

$$DMI_{MH} = \sum_{i=1}^{N_{dif}} \frac{n_i}{N_i} \quad (1.8)$$

donde  $N_{dif}$  corresponde al número de intervalos en los que se clasifican todas las excursiones plásticas en función de su amplitud;  $N_i$  es número de excursiones plásticas que el sistema puede acomodar antes de fallar por fatiga cuando se le somete exclusivamente a excursiones con amplitud  $\delta_{pi}$  y  $n_i$  es el número de excursiones plásticas con amplitud  $\delta_{pi}$  que resulta de las demandas de los eventos sísmicos en el sistema. La ecuación 1.8 puede re-expresarse conforme a lo siguiente (Cosenza y Manfredi 1996):

$$DMI_{MH} = \sum_{i=1}^{N_{exc}} \left( \frac{\delta_{pi}}{\delta_{ucp}} \right)^b \quad (1.9)$$

donde  $N_{exc}$  es el número total de excursiones plásticas,  $\delta_{ucp}$  es el desplazamiento cíclico plástico último,  $\delta_{pi}$  es el desplazamiento plástico correspondiente a la  $i$ -ésima excursión, y  $b$  es un parámetro estructural que caracteriza la estabilidad del ciclo histerético del sistema. Los valores recomendados para  $b$  se encuentran entre 1.6 y 1.8, y han sido derivados de calibraciones experimentales (Powell y Allahabadi 1987).



El valor límite de  $DMI_{MH}$  es igual a 1, e implica falla incipiente por fatiga de bajo número de ciclos. Bajo este contexto y normalizando  $\delta_{ucp}$  y  $\delta_{pi}$  por  $\delta_y$  en la Ecuación 1.9, puede estimarse la capacidad última de deformación que requiere la estructura para evitar la fatiga de bajo número de ciclos como

$$\mu_{ucp}^b = \sum_{i=1}^{N_{exc}} \mu_{pi}^b \quad (1.10)$$

donde  $\mu_{ucp}$  es la ductilidad cíclica plástica última de la estructura y  $\mu_{pi}$  la demanda de ductilidad que corresponde al i-ésimo medio ciclo.

### Modelo de Terán y Jirsa

El modelo desarrollado por Terán y Jirsa (2003) representa una simplificación de la Ecuación 1.8, por medio de suponer una distribución fija de excursiones plásticas:

$$DMI_{MH}^S = (2 - b) \frac{NE_{H\mu}}{\mu_{ucp}} \quad (1.11)$$

donde  $NE_{H\mu}$  es el parámetro que caracteriza la severidad de las demandas acumuladas de deformación plástica; y  $\mu_{ucp}$  y  $b$  son características mecánicas que cuantifican las capacidades de deformación última y acumulada, respectivamente, que la estructura exhibe. El límite analítico superior para  $\mu_{ucp}$  está dado por  $2(\mu_u - 1)$ . Sin embargo, el valor utilizado para  $\mu_{ucp}$  debe ser algo menor debido a que una incursión plástica cercana al valor de  $\mu_u$  puede dañar de manera considerable la capacidad que la estructura tiene para acomodar deformación en el sentido contrario

$$\mu_{ucp} = 2r(\mu_u - 1) \quad (1.12)$$

donde  $r$  es un factor de reducción menor que la unidad. Ante la ocurrencia de fatiga de bajo número de ciclos, la Ecuación 1.11 toma un valor igual a la unidad, de tal manera que

$$\mu_u = \frac{(2 - b)NE_{H\mu}}{2r} + 1 \quad (1.13)$$

Terán y Jirsa (2003) observan que es necesario ajustar la Ecuación 1.11 con fines de diseño por medio de introducir un coeficiente  $\alpha$  que tome en cuenta el contenido de energía de la excitación sísmica (básicamente este parámetro toma en cuenta de manera indirecta la forma en que la estructura disipa la energía plástica):

$$DMI_{MH}^S = (2 - b) \frac{\alpha NE_{H\mu}}{\mu_{ucp}} \quad (1.14)$$

Igualando la ecuación 1.14 a la unidad y despejando se obtiene la siguiente expresión.

$$\mu_u = \frac{(2 - b)\alpha NE_{H\mu}}{2r} + 1 \quad (1.15)$$

Los estudios llevados a cabo por Terán y Jirsa (2003) sugieren que los tres índices discutidos en esta tesis llevan a niveles similares de diseño contra fatiga de bajo número de ciclos.

#### 1.4.2. Diseño por fatiga de bajo número de ciclos

Dentro del diseño sísmico contra fatiga de bajo número de ciclos, se requiere incorporar la resistencia lateral de la estructura al proceso de diseño como el medio para controlar las deformaciones plásticas que se acumulan en la estructura. En este sentido, la resistencia lateral permite controlar las demandas máximas y acumuladas de deformación plástica para evitar el deterioro excesivo de las propiedades de la estructura sismorresistente.

Se define la ductilidad objetivo como la ductilidad máxima ( $\mu_{max}$ ) que la estructura puede desarrollar durante la excitación sísmica de diseño, antes de que el nivel de daño estructural exceda un límite preestablecido. En el caso de fatiga de bajo número de ciclos, este límite corresponde a colapso incipiente, (colapso incipiente no significa que la estructura esta a punto de derrumbarse si no que ha perdido aproximadamente el 25 % de su resistencia y ya no es recomendable garantizar su estabilidad). La Tabla 1.2 muestra dos posibles formulaciones de metodologías de diseño por desempeño contra fatiga de bajo número de ciclos basadas en el concepto de ductilidad objetivo (Terán y Jirsa 2003):

1. *Enfoque A.* En esta formulación se necesita calcular un límite para la respuesta plástica máxima dado que se conoce su capacidad última de deformación (necesario estimar  $\mu_{max}$  dado que se conoce  $\mu_u$ ). Primero debe establecerse el periodo de la estructura y el tipo de detallado por utilizarse. El detallado define la capacidad que tiene la estructura para acomodar desplazamiento plástico (dúctil vs. no dúctil). En función del detallado se establecen valores tentativos para de  $\mu_u$  y  $b$ , y en función de estos y la severidad de las demandas de deformación plástica, se establece el valor de  $\mu_{max}$ . Después de calculado el valor de  $\mu_{max}$  se estima el valor del cortante basal de diseño requerido para controlar la demanda máxima de ductilidad durante la excitación sísmica dentro del umbral definido por  $\mu_{max}$ .
2. *Enfoque B.* Es lo opuesto a la formulación anterior, en ésta se necesita estimar la capacidad última de deformación en función de la demanda máxima de deformación plástica, esto es, se requiere estimar  $\mu_u$  dado que se conoce  $\mu_{max}$ .

**Tabla 1.2. Enfoques de diseño basados en el uso de la ductilidad objetivo**

Paso	Enfoque A	Enfoque B
1	<i>Determinar T</i>	<i>Determinar T</i>
2	Establecer $\mu_u$ y $b = f(\text{detallado})$	Establecer $\mu_{max} = f(\text{juicio})$ , $b = f(\text{detallado})$
3	Estimar $\mu_{max} = f(T, \mu_u, b)$	Estimar $\mu_u = f(T, \mu_{max}, b)$
4	Estimar $V_b = f(T, \mu_{max})$	Estimar $V_b = f(T, \mu_{max})$

La Tabla 1.3 muestra recomendaciones de uso del índice de Terán y Jirsa para la implantación de las metodologías A y B (Terán 2003):

**Tabla 1.3. Consideraciones para un uso práctico de la Ecuación 1.15**

Contenido de energía	Enfoque A	Enfoque B
<i>Bajo</i>	$\alpha = 1, \mu_{max} \leq \mu_u$	$\alpha = 1, \mu_u \geq \mu_{max}$
<i>Moderado o Alto</i>	$\alpha = 1$	$\alpha = 1$
Muy Alto (Méx. D.F)	$\alpha = 1$	$\alpha = 0.75$

### 1.4.3. Espectros de ductilidad acumulada constante

En esta sección se comenta el uso del índice de Terán y Jirsa para, dentro del contexto de la Metodología A descrita con anterioridad, establecer la resistencia de diseño de una estructura. La resistencia de diseño debe ser tal que controle la demanda acumulada de deformación plástica a niveles que eviten una falla por fatiga de bajo número de ciclos.

En las metodologías actuales de diseño sísmico, la resistencia lateral de diseño se establece a partir de espectros de pseudo-aceleración para ductilidad máxima constante. Estos espectros suelen derivarse de la respuesta dinámica de sistemas de un grado de libertad con comportamiento elasto-plástico perfecto. Dentro de este contexto, se consideran de manera parcial las demandas de deformación plástica (solo se considera  $\mu_{max}$  y se desprecian las demandas acumuladas).

El uso de espectros de resistencia para ductilidad máxima constante, para determinar la resistencia lateral de diseño de una estructura considera lo siguiente:

1. Determinar los valores de diseño de  $T$  y  $\mu_{max}$  para la estructura que se diseña. En general, el valor de  $\mu_{max}$  se establece de acuerdo a la ductilidad última ( $\mu_u$ ); y por tanto, acorde al detallado por utilizarse en la estructura y al sistema estructural que se usa.
2. Evaluar para el valor de  $T$  el espectro de  $S_a$  para ductilidad *máxima* constante que corresponde al valor de  $\mu_{max}$ .

3. Proveer a la estructura un cortante basal mínimo igual a  $S_a(T, \mu_{max}) W$ , donde  $W$  es el peso reactivo de la estructura.

En un diseño sísmico contra fatiga de bajo número de ciclos es importante considerar las demandas acumuladas de ductilidad. Un espectro de ductilidad acumulada constante correspondiente a una ductilidad acumulada  $NE_{H\mu}$  se define de tal manera que su ordenada evaluada para cualquier valor de  $T$  resulte en una resistencia lateral capaz de controlar la demanda de ductilidad acumulada en un sistema de 1GL dentro del umbral definido por el valor de  $NE_{H\mu}$  (Terán y Jirsa 2004). Como en el caso de un espectro de resistencia para ductilidad máxima constante, las ordenadas de un espectro de ductilidad acumulada constante corresponden a pseudo-aceleración. Note que aunque  $NE_{H\mu}$  es la demanda de energía plástica normalizada, un espectro correspondiente a un valor constante de  $NE_{H\mu}$  se ha denotado aquí como un espectro de resistencia para ductilidad acumulada constante. En el caso de sistemas con comportamiento elasto-plástico perfecto,  $NE_{H\mu}$  es igual a la demanda acumulada de ductilidad plástica. Aunque para sistemas que exhiben deterioro en su ciclo histerético esta notación no es estrictamente correcta, el concepto es directamente aplicable para su diseño sísmico. El término espectro de resistencia para ductilidad acumulada constante se ha utilizado aquí para establecer un paralelismo entre los conceptos de espectro de resistencia para ductilidad máxima constante y espectro de resistencia para ductilidad acumulada constante.

El uso de estos espectros de resistencia para ductilidad acumulada constante es parecido al que aplican los reglamentos actuales de diseño sísmico:

1. Determinar los valores de diseño de  $T$  y  $NE_{H\mu}$  para la estructura que se diseña. El valor de  $NE_{H\mu}$  puede establecerse a partir de la Ecuación 1.15 en función de las capacidades de deformación última y acumulada de la estructura ( $\mu_u$  y  $b$ , respectivamente); y por tanto, acorde al detallado y sistema estructural por utilizarse en la estructura.
2. Evaluar para el valor de  $T$  el espectro de  $S_a$  para ductilidad *acumulada* constante que corresponde a  $NE_{H\mu}$ .
3. Proveer a la estructura un cortante basal mínimo igual a  $S_a(T, NE_{H\mu}) W$ .

El planteamiento de espectros de resistencia para ductilidad acumulada constante requiere del planteamiento de factores de reducción de resistencia particulares a este tipo de espectros. Terán y Bahena (2004) han propuesto recientemente expresiones que permiten establecer, para estructuras ubicadas en la Zona del Lago de la Ciudad de México, factores de reducción de resistencia para espectros de ductilidad acumulada constante.

## 1.5. EFECTOS DE DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ DEL CICLO HISTERÉTICO

Los estudios de esta tesis se centran en el diseño de estructuras de concreto reforzado, las cuales exhiben degradación importante de sus características mecánicas en función de sus demandas máximas y acumuladas de deformación plástica.

Los reglamentos actuales de diseño sísmico obtienen la resistencia lateral a través de espectros de pseudo-aceleración derivados de S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto. En un contexto de diseño sísmico por desempeño de estructuras de concreto reforzado es importante considerar la degradación del ciclo histerético.

La consideración de la degradación de rigidez del ciclo histerético ya se ha visto reflejada en recomendaciones como las del FEMA 273 (Federal Emergency Management 1997) donde se considera de manera explícita para el rediseño y rehabilitación de estructuras dañadas.

Terán y Espinoza (2003) han hecho una serie de recomendaciones para considerar la degradación del ciclo histerético durante el diseño de estructuras de concreto reforzado. Dichas recomendaciones derivan del estudio de la respuesta de S1GL con diferentes comportamientos histeréticos sujetos a movimientos sísmicos con diferentes características.

### 1.5.1. Requerimientos de resistencia lateral para ductilidad máxima constante

El efecto de la degradación del ciclo histerético en la respuesta de S1GL se discute aquí con base en espectros normalizados de pseudo-aceleración. Estos espectros se establecen de tal manera que para un valor dado de ductilidad máxima, la resistencia lateral requerida para un S1GL con degradación del ciclo histerético se normaliza por la resistencia obtenida de un S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto. Una ordenada de dos en un espectro normalizado de resistencia significa que la resistencia requerida por un S1GL con degradación del ciclo histerético es el doble que la que se requiere para un S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto.

La Figura 1.6., tomada de Terán y Espinoza (2003), ilustra el efecto de la degradación de rigidez en la resistencia media de S1GL sujetos a excitaciones sísmicas sintéticas con duración de 30 seg y diferente contenido de frecuencias, dichas excitaciones se han generado de tal manera de modelar movimientos del terreno en distintos tipos de suelo. Las curvas de la Figura 1.6. fueron obtenidas para sistemas con comportamiento histerético con degradación de rigidez correspondiente a estructuras dúctiles de concreto reforzado. Donde  $T_g$  es el periodo fundamental de la excitación sísmica y  $\xi_g$  denota el contenido de frecuencias del evento sísmico. Además la Figura 1.5.1. muestra los modelos de histeresis con degradación usados por Teran y Espinoza (2003) en dicho estudio.

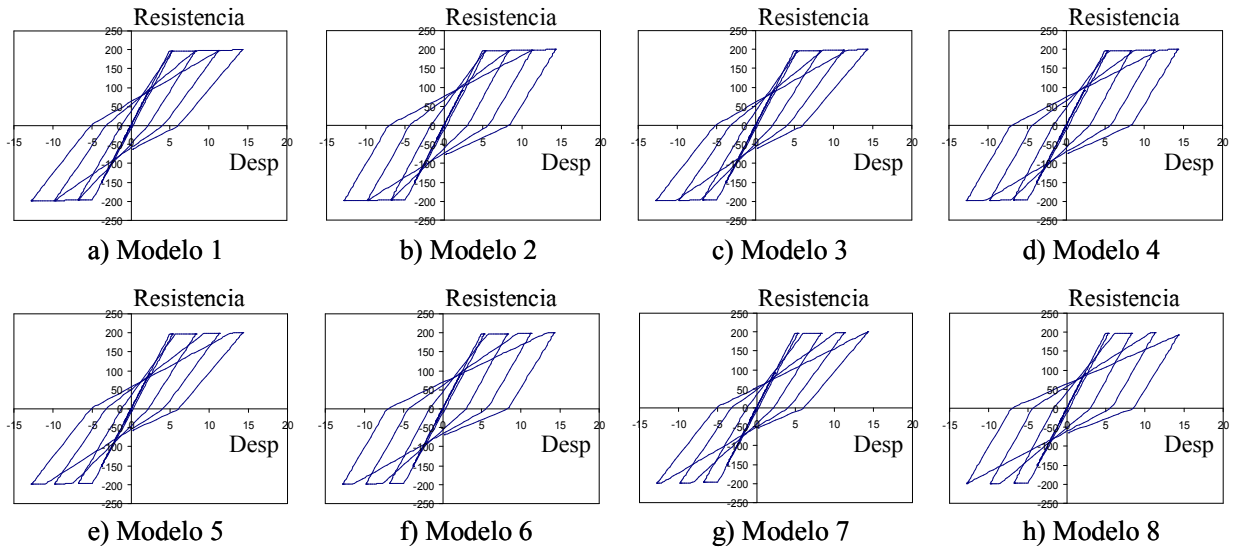


Figura 1.5.1. Comportamientos histeréticos considerados

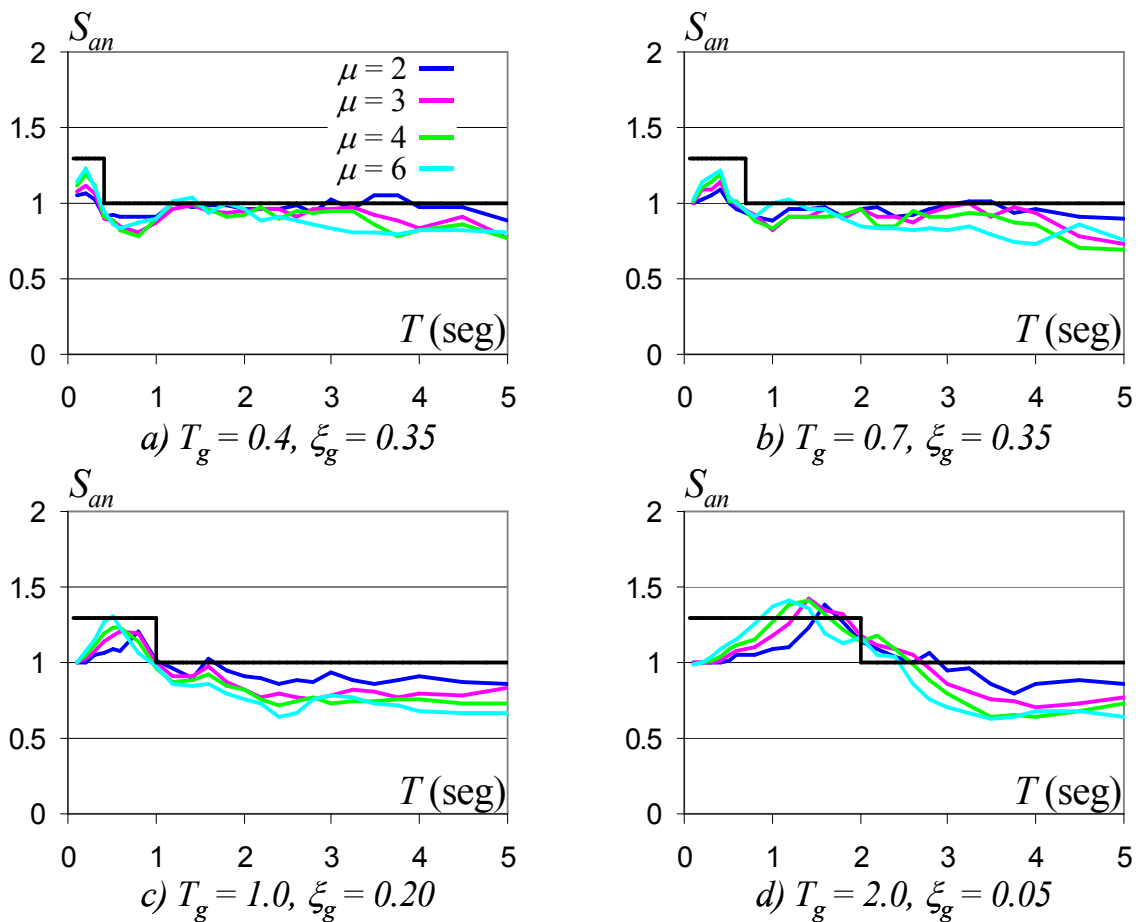


Figura 1.6. Espectros normalizados de resistencia, acelerogramas sintéticos, 5 % amortiguamiento crítico

La Figura 1.7. muestra de manera esquemática las tendencias mostradas en la Figura 1.6. Una de las particularidades de los espectros normalizados de resistencia es su dependencia con respecto a las propiedades estructurales de los S1GL y las características dinámicas de la excitación sísmica. Cuando el periodo  $T$  es menor o similar a  $T_g$ , la resistencia para sistemas degradantes tiende a ser mayor que para S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto; mientras que para valores de  $T$  mayores que  $T_g$ , la resistencia para S1GL con degradación de ciclo histerético es parecida o menor que la de S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto. En general el valor máximo del espectro normalizado depende de las demandas máximas de ductilidad y del tipo de excitación sísmica.

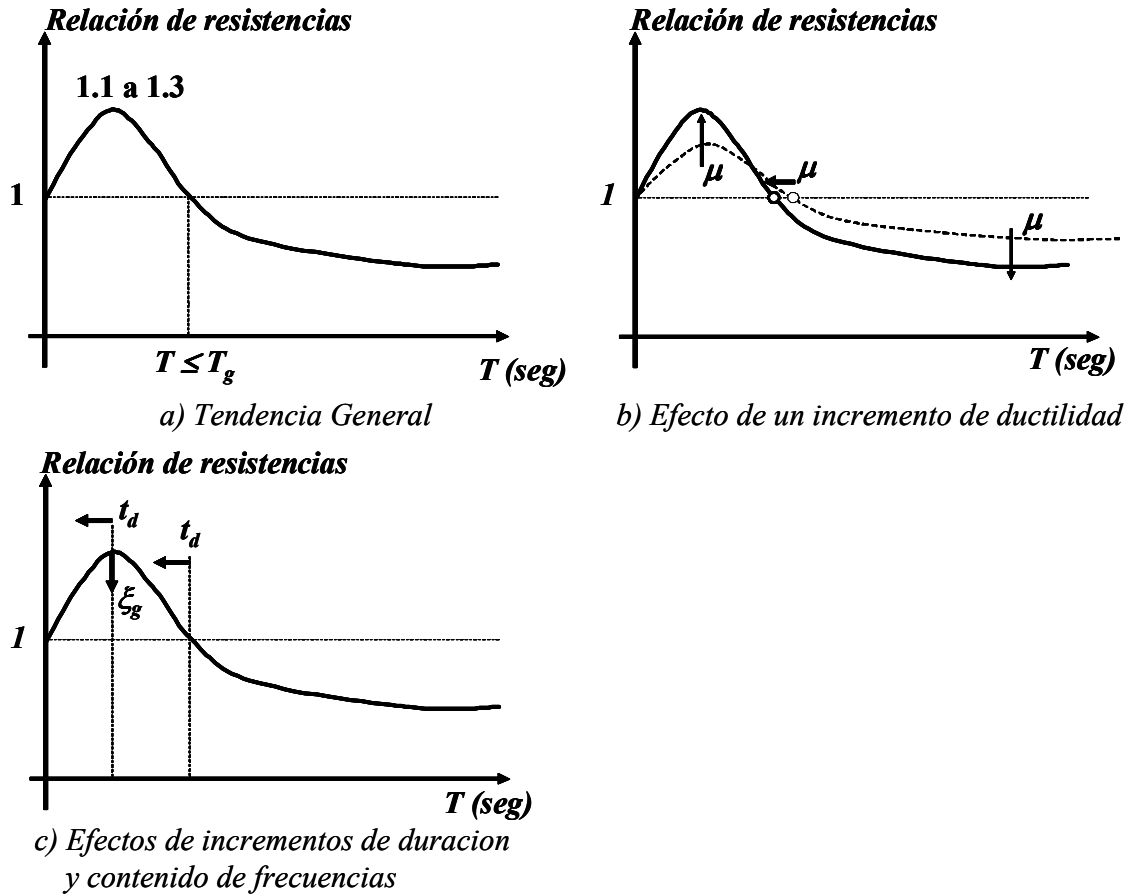


Figura 1.7. Tendencias de los espectros normalizados de resistencia con respecto a las propiedades estructurales y características de la excitación sísmica

De acuerdo a lo discutido en los párrafos anteriores es posible obtener la resistencia lateral de S1GL con degradación a partir de modificar los espectros de resistencia de S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto:

$$S_a^{DEG}(T, \mu) = S_{an}(T, \mu, t_d, T_g, \xi_g) S_a^{EPP}(T, \mu) \quad (1.16)$$

donde  $S_a^{DEG}(T, \mu)$  corresponde a la resistencia (pseudo-aceleración) de diseño para un sistema con comportamiento degradante y periodo  $T$  que exhibe una demanda máxima de ductilidad de  $\mu$ ;  $S_a^{EPP}(T, \mu)$  es la resistencia correspondiente derivada de un espectro con comportamiento elasto-plástico perfecto.  $S_{an}$  es el factor de corrección que caracteriza el efecto del comportamiento histerético en la obtención de la resistencia lateral. Terán y Espinoza (2003) sugieren que es conveniente aproximar de manera conservadora la ecuación 1.16 por medio de una función escalón:

$$S_a^{DEG}(T, \mu) = S_{an}(T)S_{an}^{EPP}(T, \mu) \quad (1.17)$$

donde:

$$S_{an}(T) = \begin{cases} 1.3 & \text{si } T \leq T_g \\ 1.0 & \text{si } T > T_g \end{cases} \quad (1.18)$$

La Figura 1.6. Muestra y compara los valores de  $S_{an}$  obtenidos con la Ecuación 1.18 y los valores medios obtenidos de sismo sintéticos.

### 1.5.2. Demandas de energía plástica para ductilidad máxima constante

Las ecuaciones 1.17 y 1.18 representan una manera sencilla para contemplar el efecto de la degradación del ciclo histerético en las demandas de resistencia para ductilidad máxima constante. Sin embargo, dentro de un enfoque de diseño sísmico contra la fatiga de bajo número de ciclos, dichas ecuaciones no garantizan un diseño adecuado de resistencia. Bajo estas circunstancias, se requiere contemplar además las demandas de energía plástica acumulada.

La Figura 1.8. Muestra el efecto de la degradación del ciclo histerético en las demandas de energía plásticas en S1GL sujetos a excitaciones sintéticas (Terán y Espinoza 2003). La Figura 1.9. Muestra de manera general las tendencias ilustradas en la Figura 1.8. El espectro normalizado de energía plástica alcanza valores máximos cuando  $T$  se acerca a cero y decrece para valores de  $T$  que se aproximan a  $T_g$ . Es importante notar que para ductilidad máxima constante, los S1GL con degradación de ciclo histerético muestran principalmente dos características: primero para estructuras con  $T$  pequeño disipan mas energía que los S1GL con comportamiento elasto-plástico perfecto; y segundo, para sistemas con  $T$  grande se invierte la tendencia.



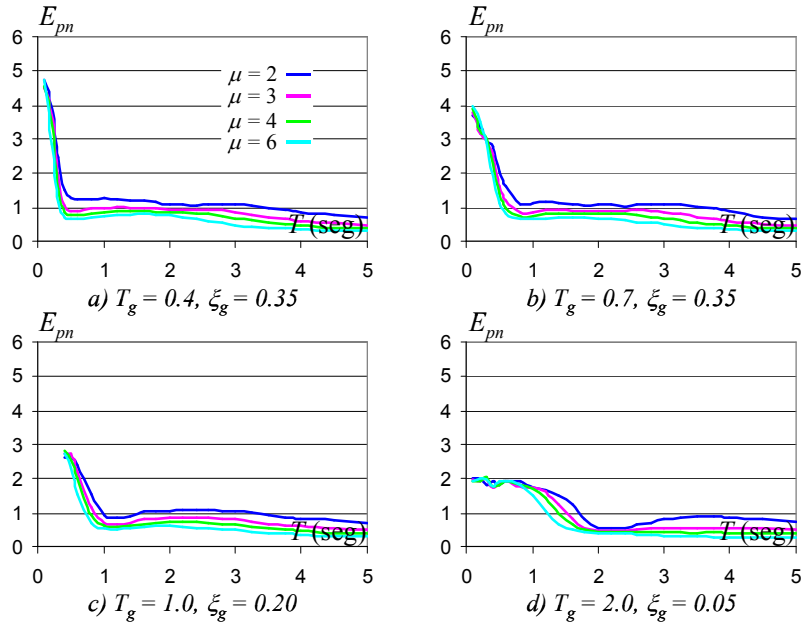


Figura 1.8. Espectros normalizados de energía, acelerogramas sintéticos 5% de amortiguamiento crítico

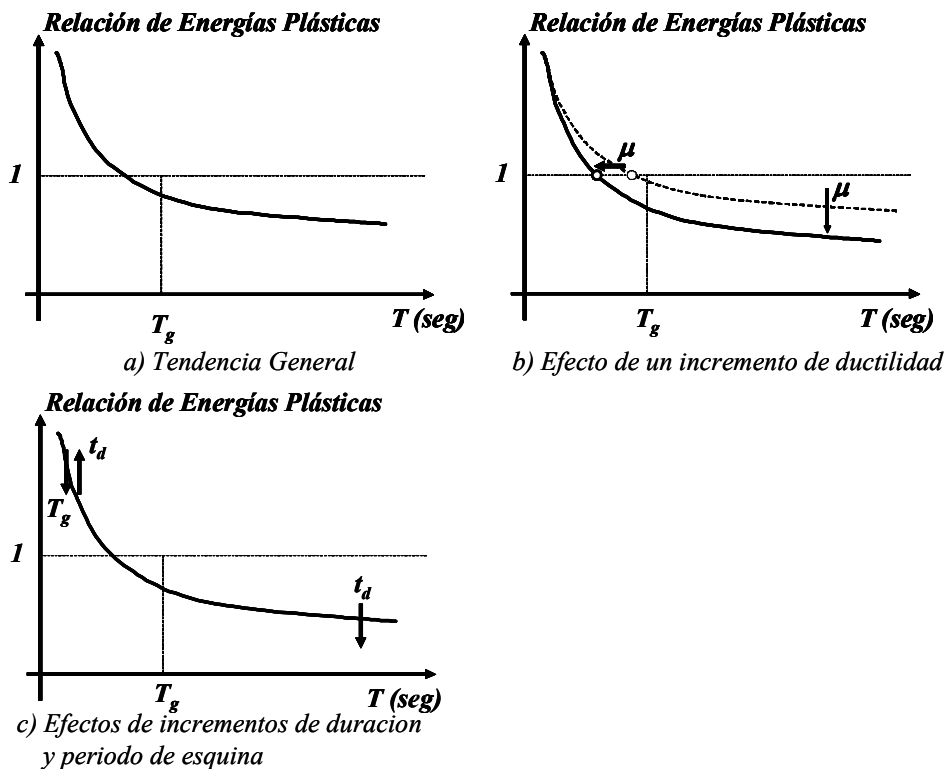


Figura 1.9. Descripción esquemática de espectros normalizados de energía plástica, y su dependencia con respecto a las propiedades estructurales y características de la excitación sísmica

### 1.5.3. Demandas de resistencia para daño constante

En esta sección se considera el efecto de la degradación del ciclo histerético en las demandas de resistencia para daño constante (lo que implica la consideración explícita de las demandas máximas y acumuladas de deformación plástica).

Las Figuras 1.10. y 1.11., tomadas del estudio realizado por Terán y Espinoza (2003), muestran espectros de resistencia normalizados de pseudo-aceleración para ductilidad máxima constante y daño constante, respectivamente. El nivel de daño para los espectros de la Figura 1.11. Corresponde a colapso incipiente de acuerdo al índice de Park y Ang.

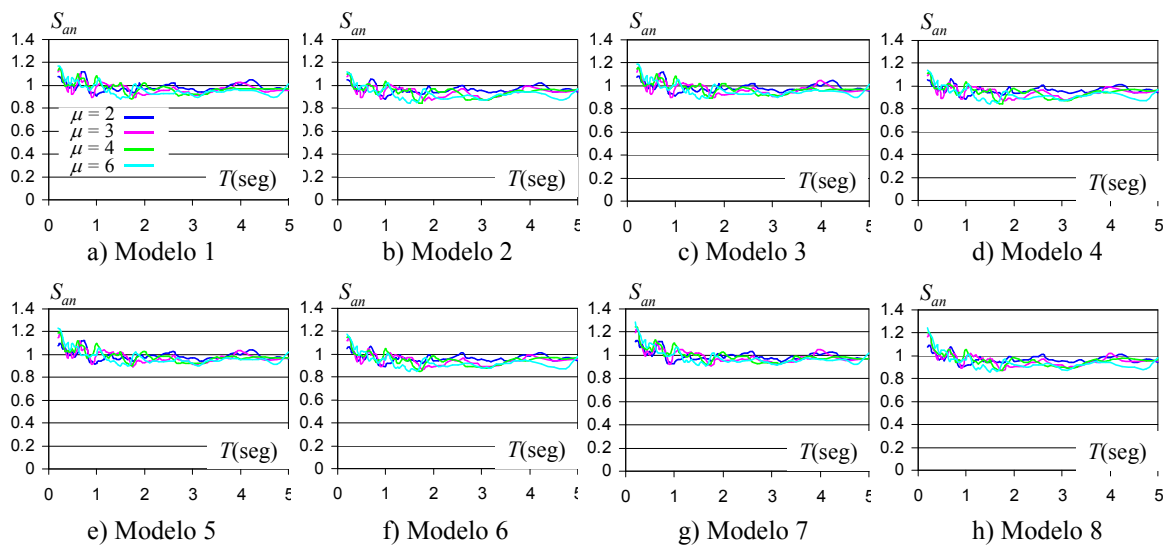


Figura 1.10. Espectros normalizados de resistencia para ductilidad máxima constante, suelo firme, 5% de amortiguamiento crítico

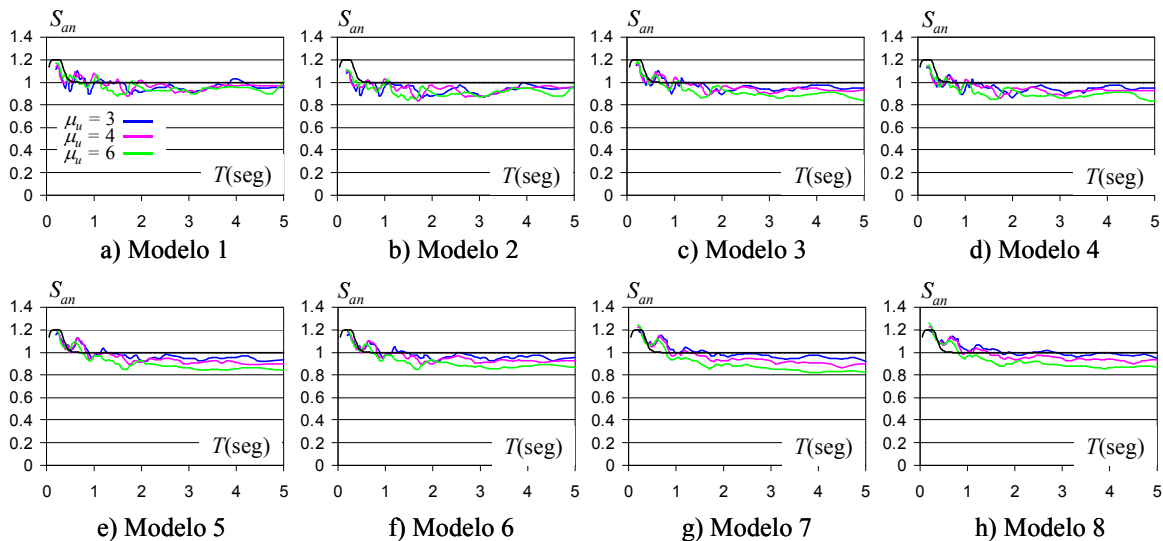


Figura 1.11. Espectros normalizados de resistencia para daño constante (colapso incipiente), suelo firme, 5% de amortiguamiento crítico

A pesar de que las Figuras 1.10. y 1.11. Fueron obtenidas con criterios diferentes, los resultados que resumen son muy similares.

Las Figuras 1.12. y 1.13. Muestran espectros normalizados de S1GL de pseudo-aceleración media para acelerogramas con periodo dominante de dos segundos y registrados en la Zona del Lago de Ciudad de México. Una vez más, los criterios de ductilidad máxima constante y de daño constante arrojan resultados similares.

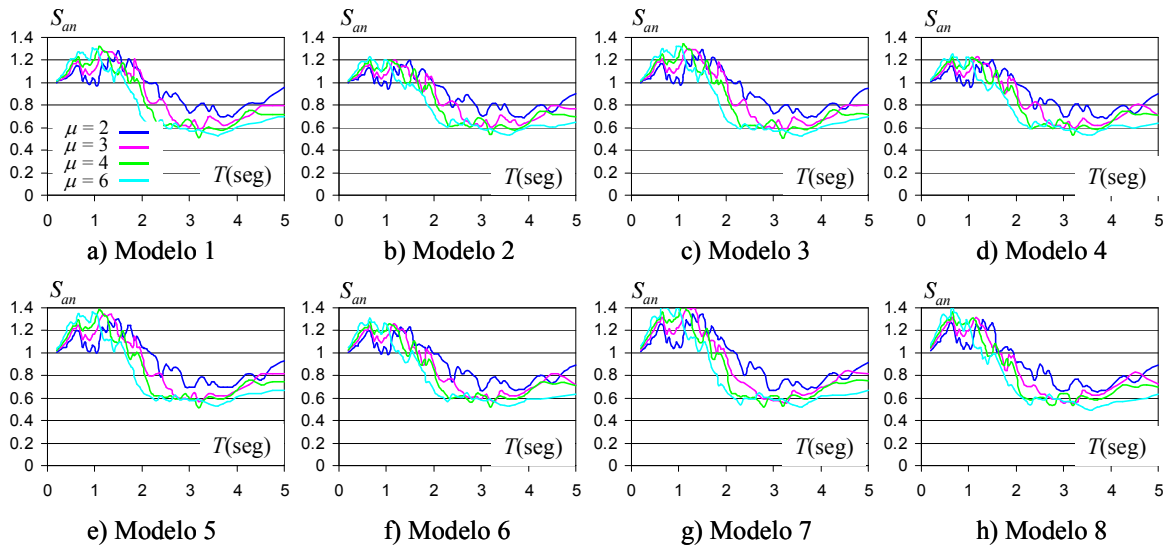


Figura 1.12. Espectros normalizados de resistencia para ductilidad máxima constante, Zona del Lago de la Ciudad de México, 5% de amortiguamiento crítico

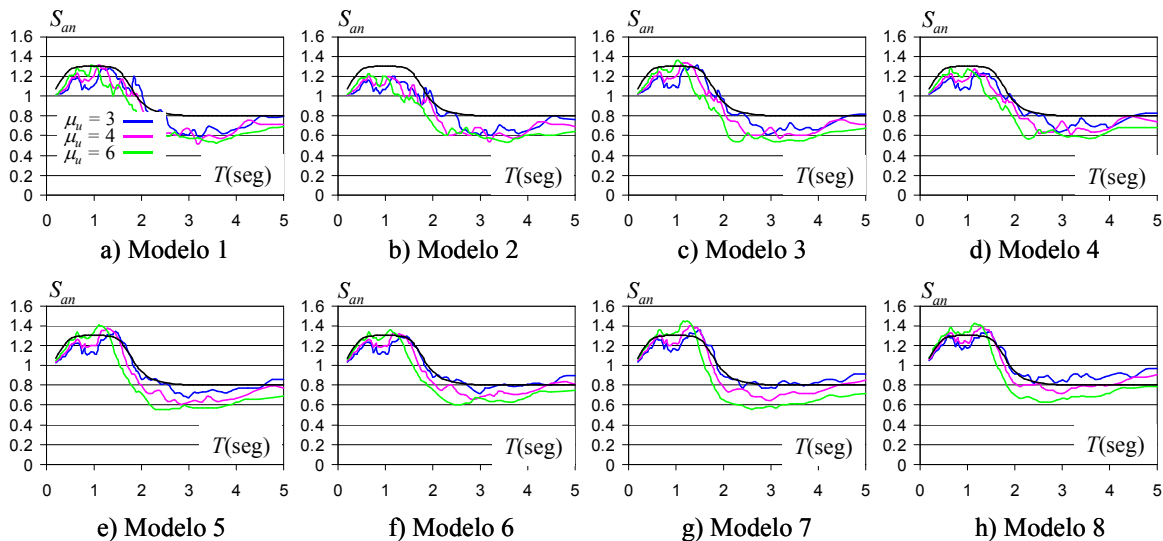


Figura 1.13. Espectros normalizados de resistencia para daño constante (colapso incipiente), Zona del Lago de la Ciudad de México, 5% de amortiguamiento crítico

De acuerdo a lo discutido anteriormente, es posible utilizar la Ecuación 1.18 para estimar el valor de  $S_{an}$  para un criterio de daño constante. Una segunda opción que Terán y Espinoza (2003) ofrecen para estimar el valor de  $S_{an}$  en la Zona del Lago de Ciudad de México es:

$$S_{an}(T) = \frac{1}{2 + 5 \left| \frac{T}{0.5T_g} - 1 \right|^5} + 0.8 \quad (1.19)$$

La Figura 1.13. Muestra con línea negra los valores de  $S_{an}$  obtenidos con la Ecuación 1.19 y los compara con los valores de  $S_{an}$  reales obtenidos para la Zona del Lago de Ciudad de México. Note de la Figura 1.13. la degradación del ciclo histerético no siempre resulta en un requerimiento mayor de resistencia lateral. En este sentido puede resultar o no conservador considerar dicho efecto durante el diseño sísmico.

## 1.6. CONTRIBUCIÓN DE ESTA TESIS

Esta tesis reúne los resultados arrojados por varios proyectos de investigación que estudiaron desde diferentes ángulos el diseño sísmico de estructuras de concreto reforzado en la Zona del Lago del D.F. En particular, se propone una metodología de diseño sísmico por desempeño que considere la fase de prediseño y de diseño local y que integre los siguientes aspectos:

1. El desempeño estructural y no estructural de la edificación.
2. Un enfoque dual, esto es, que considere el estado límite de servicio y el estado límite de seguridad.
3. Para el estado límite de seguridad, la fatiga de bajo número de ciclos a través de espectros de resistencia de ductilidad acumulada constante.
4. Para el estado límite de seguridad, el deterioro del ciclo histerético en las demandas de resistencia y desplazamiento laterales a través de la fórmula 1.19.

## 2. CONDICIONES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL Y NO ESTRUCTURAL

Ante un evento sísmico, las estructuras son vulnerables en general a tres tipos de daño: daño estructural, daño no estructural y daño en contenidos. Los dos primeros son causados principalmente por las distorsiones de entrepiso, mientras el tercero es propio de la aceleración y velocidad. En este capítulo se discute el uso de índices de distorsión como una forma de control de daño estructural y no estructural, además se discute la importancia que tiene el control de aceleración y velocidad como una medida para limitar de forma razonable el daño en contenidos.

### 2.1. CONCEPTO GENERAL

Una metodología derivada del enfoque de diseño por desempeño requiere considerar el daño estructural y no estructural, así como aquel que sufre el contenido de la estructura. En parte, los daños estructurales y no estructurales son producto de la distorsión excesiva de los diferentes entresijos. El daño en instalaciones y contenidos de una estructura tienden a relacionarse con las demandas máximas de velocidad y aceleración de entrepiso. En estructuras no convencionales (hospitales, plantas nucleares, plantas manufactureras de productos de alta tecnología, etc) se requiere un control muy estricto del daño que puedan sufrir los diferentes componentes y contenido de la estructura. Para ilustrar este punto, suponga el caso de una planta que manufactura partes de computadora. La producción generada en unos cuantos días puede sobrepasar fácilmente el costo de la estructura completa. Dentro de un contexto similar, el daño en elementos no estructurales puede ser bastante más costoso que el daño estructural. Por tanto, un control adecuado de desplazamiento, velocidad y aceleración es esencial para garantizar el desempeño adecuado del conjunto global de una estructura.

Además de lo discutido en el párrafo anterior, es necesario considerar que la estructura estará sujeta a excitaciones sísmicas de diferente intensidad, y que el control de la respuesta dinámica de la estructura requiere consideración explícita de este hecho. Esto es, debe establecerse explícitamente el control de la respuesta de la estructura para diferentes niveles de excitación sísmica.

### 2.2. CONTROL DE LA DISTORSIÓN DE ENTREPISO PARA EL CONTROL DEL DAÑO ESTRUCTURAL

La distorsión de un entrepiso (*IDI*) se define como el cociente de la diferencia de desplazamiento lateral de los dos niveles que lo delimitan y la altura de ese entrepiso. La Figura 2.1. ilustra este concepto para un marco plano.

Varias de las metodologías numéricas de diseño por desempeño han adoptado el control de desplazamiento lateral de las estructuras (en particular del desplazamiento de azotea) como un medio para controlar su daño estructural. Típicamente, se ha considerado necesario promover que los elementos estructurales exhiban daño muy leve (estado límite de servicio) para sismos frecuentes de baja intensidad y que sean capaces de acomodarse sin colapsar, aunque con daño severo (estado límite de seguridad), sismos raros de muy alta intensidad.

Con base en consideraciones como las discutidas en el párrafo anterior, es posible establecer umbrales de distorsión de entrepiso para los distintos niveles de excitación sísmica. Para ello, se requiere relacionar con información experimental y de campo, el nivel de daño en los elementos estructurales con el valor de la distorsión máxima de entrepiso. La Tabla 2.1, reportada por Reyes (1999), establece valores de distorsión para diferentes niveles de daño estructural en diferentes sistemas y materiales estructurales. Cabe mencionar que las distorsiones trabajadas por reyes fueron obtenidas de estudios realizados fuera de México, exceptuando mampostería.

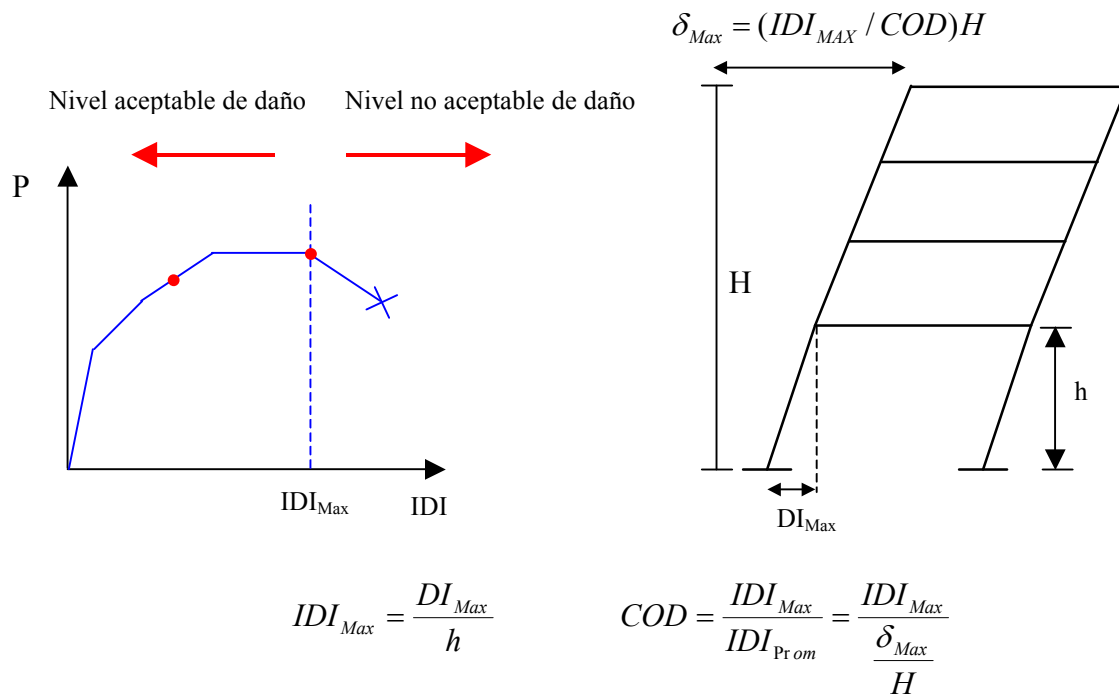


Figura 2.1. Uso de demanda IDI como un índice de respuesta para elementos no estructurales

### 2.3. CONTROL DE LA DISTORSIÓN DE ENTREPISO PARA EL CONTROL DEL DAÑO NO ESTRUCTURAL

Los elementos no estructurales (acabados, instalaciones, plafones, etc.) instalados en la estructura suelen ser de igual o mayor importancia que los elementos estructurales desde un punto de vista económico. Por ejemplo, el costo de los elementos no estructurales de una edificación oscila desde 60% del costo total de la estructura, para el caso de estructuras de ocupación estándar, hasta el 90% del costo total en el caso de estructuras altamente especializadas, como es el caso de un hospital. El costo económico del daño en elementos no estructurales ha sido un contribuyente especialmente importante a las pérdidas totales registradas en eventos sísmicos recientes, tales como Loma Prieta en 1989 (ocho mil millones de dólares) y Northridge en 1994 (20 mil millones de dólares en pérdidas). Debido a estas enormes pérdidas, la comunidad de ingeniería estructural de varios de los países afectados por esta problemática (tales como EE.UU. y Japón) ha invertido grandes esfuerzos en plantear el control del daño no estructural a través del control del desplazamiento lateral de las estructuras. Dentro de este

contexto, una labor importante ha sido el establecer umbrales de distorsión de entrepiso que garanticen un comportamiento no estructural adecuado. La Tabla 2.2 muestra umbrales de distorsión recopilados por Reyes (1999) para diferentes niveles de daño no estructural.

**Tabla 2.1. Distorsiones de entrepiso asociadas a diferentes niveles de desempeño estructural**

Sistema Estructural	<i>IDI</i> que inicia daño (Edo. Límite de Servicio)	<i>IDI</i> para daño total (Estado Límite de Seguridad)
Marcos de concreto con detallado sísmico	0.0050	0.0400
Marcos de concreto sin un buen detallado sísmico <sup>1</sup>	0.0073 <sup>2</sup>	0.0217
Losa plana	0.0080 para: $v_g \leq 0.88\sqrt{f'_c}(\text{psi})^3$ 0.0040 para: $v_g \geq 1.40\sqrt{f'_c}(\text{psi})^3$	0.012 si $v_u/v_o=0.45$
Muros de mampostería:		
De piezas macizas	0.001	0.0060
De piezas tipo panel	0.001	0.0060
De piezas huecas con refuerzos interior y confinadas por castillos y dalas	0.0007	0.0060
De piezas huecas con refuerzo interior sin confinar	0.0005	0.0030
De bloques de concreto confinados por castillos y dalas	0.0005	0.0050
De piezas huecas pegadas con mortero pobre o bien piezas silico-calcáreas	0.0003	0.0030
Muros de concreto	0.0015 para $h/b \geq 2.0$ 0.0010 para $h/b < 2.0$	Depende del nivel carga axial. Ver Fig. 3.2 y 3.3 de Reyes (1999)
Marcos de acero con detallado sísmico	0.005	0.0200
Marcos de acero sin un buen detallado sísmico <sup>1</sup>	0.0074 <sup>2</sup>	0.0298 <sup>2</sup>
Marcos de acero contra venteados con diagonales concéntricas	0.0050	No se determinó
Marcos de acero contra venteados con diagonales excéntricas	0.0040	No se determinó

<sup>1</sup> Se trata de estructuras con mayor flexibilidad que las estructuras detalladas sísmicamente

<sup>2</sup> Son distorsiones mayores respecto a los marcos detallados sísmicamente, debido a la mayor rigidez de las estructuras diseñadas contra sismo. Además, en el caso de las estructuras de acero, estas se construyeron con conexiones viga columna semi-rígidas.

<sup>3</sup>  $v_g$  es el esfuerzo cortante debido a carga gravitacional actuando en la sección crítica de la losa. Los valores de  $v_g$  que se presentan en la tabla corresponden a un nivel bajo y uno alto de carga axial, por lo que para encontrar la distorsión que inicia el daño correspondiente a valores intermedios de  $v_g$  se puede interpolar linealmente entre ambos valores.

**Tabla 2.2. Distorsiones de entrepiso asociadas a diferentes niveles de desempeño no estructural**

Elemento no Estructural	Distorsión de entrepiso que inicia el daño (Estado Limite de Servicio)	Distorsión de entrepiso para daño total (Estado Limite de Seguridad)
<b>Muros de mampostería:</b>		
De piezas macizas	0.002	0.007
De piezas tipo panal	0.002	0.007
Piezas huecas con refuerzo interior y confinadas por castillos y dalas	0.0017	0.007
De piezas huecas con refuerzo interior sin confinar	0.0015	0.004
De piezas de concreto confinadas con dalas y castillos	0.0015	0.006
Piezas huecas pegadas con mortero pobre y silico calcáreas	0.0013	0.004
<b>Muros de tabla-roca:</b>		
Con marco de lamina delgada	0.004	0.0080
Con marco de madera y tabla-roca clavada	0.002	0.0050
Con marco de madera y la tabla-roca clavada y pegada	0.003	0.0080
Fachadas de vidrio	0.025 <sup>1</sup>	0.0470 <sup>1</sup>
<b>Fachadas pre-coladas:</b>		
De desplazamiento horizontal	0.004	0.0160
De balanceo	>1.5 <sup>1</sup>	>2.0
Plafones	0.0080 <sup>2</sup>	0.0160 <sup>2</sup>

<sup>1</sup> Se considera detallado especial

<sup>2</sup> Los plafones considerados están formados por piezas ligeras montadas en canales de aluminio

#### 2.4. CONTROL DE DAÑO EN CONTENIDOS

Un desempeño adecuado de una edificación también implica controlar el daño en su contenido. Mientras que el control de la distorsión de entrepiso implica control en los niveles de daño estructural y no estructural, el control de daño en el contenido (mobiliario, maquinaria, instalaciones, inventario, etc.) de las edificaciones requiere el control de la aceleración y velocidad de entrepiso.

Las pérdidas en contenidos producidas por eventos sísmicos leves y moderados son un factor importante en los costos que deben cubrir las empresas de seguros (Rommel y Esteva 1997). El cálculo adecuado de las pérdidas por sismo en contenidos es de gran importancia en edificios y en particular en aquéllos que contienen partes costosas, como es el caso de hospitales, naves industriales, oficinas, almacenes y tiendas departamentales (Santa Cruz 2000).

La Figura 2.2. Ilustra el grado de vulnerabilidad de diferentes tipos de contenido de una tienda departamental (aparatos electrodomésticos, cristalería, muebles etc.) en función de la aceleración de piso (Huerta B, Miranda E, y Leonardo F, 2003). La figura tiene como objetivo



establecer una metodología que determine de manera aproximada las pérdidas en contenidos a partir de los movimientos sísmicos que se generan en el sitio, de acuerdo a las características del suelo. En términos generales, esto implica determinar de manera aproximada la respuesta de la estructura ante estos eventos, y en función del movimiento de cada piso definir el daño que puede sufrir el contenido. Los pasos que deben realizarse para aplicar esta metodología a tiendas departamentales son:

- Realizar visitas de inspección con la finalidad de determinar las características de estructuración, y la vulnerabilidad de los inmuebles y sus contenidos, así como su disposición dentro de la tienda (ubicación y características de estabilidad).
- Realizar mediciones de vibración ambiental del sitio y de la estructura para determinar el periodo del suelo y el periodo fundamental de vibrar de la estructura.
- Determinar el movimiento sísmico para cada una de las zonas donde se localizan los inmuebles mediante la utilización de acelerogramas propuestos que corresponden a sismos que puedan ocasionar daños a los contenidos.
- Con los acelerogramas y las características de la estructura obtener en forma aproximada la historia de aceleración en cada piso para determinar las sollicitaciones máximas a las que estará sujeta la estructura y los contenidos.
- Aplicar funciones de vulnerabilidad empíricas (obtenidas a través de pruebas experimentales) desarrolladas específicamente para los contenidos de estos edificios, las cuales relacionan la intensidad del movimiento en cada piso del edificio con el valor esperado de la pérdida en contenidos. Estas funciones dependen de las características geométricas y de fragilidad de los contenidos.
- Aplicar expresiones probabilistas para determinar la mayor pérdida probable.

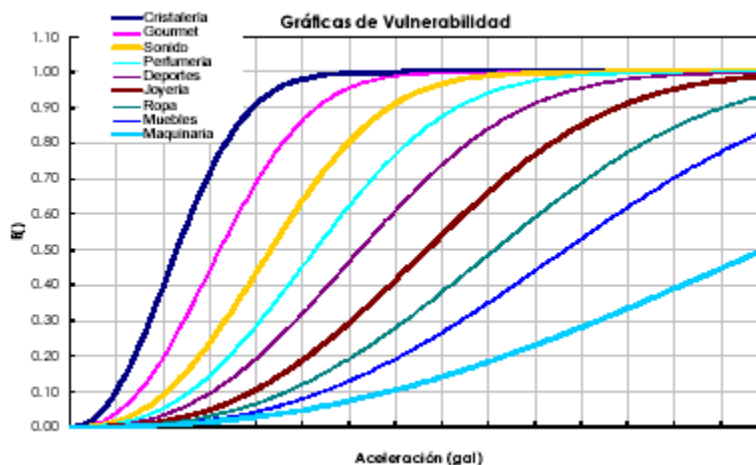


Figura 2.2. Relación entre la aceleración de piso y el valor esperado de daño en contenidos para las diferentes clasificaciones

## 2.5. OBSERVACIONES FINALES

En este capítulo se han identificado parámetros relevantes para plantear el control de daño en las estructuras sismorresistentes, sus elementos no estructurales y sus contenidos.

Cabe mencionar que a través del uso de sistemas estructurales tradicionales, como es el caso de marcos momento-resistentes de concreto reforzado, puede plantearse de manera explícita el control del desplazamiento lateral. De esta manera, es posible decir que este tipo de sistemas estructurales puede utilizarse para controlar los niveles de daño estructural y daño no estructural de las edificaciones. En algunos casos, los sistemas estructurales tradicionales no permiten controlar el daño en los contenidos, como claramente quedó ilustrado por el comportamiento de varios hospitales cercanos a la zona epicentral del sismo de Northridge de 1994. En estos casos, el control de daño en contenidos a través del control de las demandas de velocidad y aceleración requiere del uso de otro tipo de sistemas estructurales, como el aislamiento sísmico y la disipación pasiva de energía.

En esta tesis se considera explícitamente el control de daño estructural y no estructural a través del uso de marcos dúctiles de concreto reforzado. En este sentido, se plantea una metodología para control del desplazamiento lateral de la estructura. Dadas las características de los movimientos del terreno generados en la Zona del Lago de Ciudad de México, y de acuerdo a lo mencionado en el Capítulo 1 de esta tesis, la metodología no solo plantea el control del desplazamiento máximo, sino también de las demandas acumuladas de deformación plástica.

### 3. METODOLOGÍA PROPUESTA

Los reglamentos actuales de diseño sísmico en el mundo han incorporado gradualmente algunos conceptos de diseño sísmico por desempeño. México no ha sido la excepción, ya que el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal ha incorporado de manera paulatina conceptos importantes como lo son la transparencia del proceso de diseño y el control transparente de la deformación lateral de las estructuras sismorresistentes. Aunque estos avances pueden considerarse relevantes, la realidad es que todavía requieren hacerse cambios importantes a los requerimientos de diseño sísmico para lograr en cabalidad las metas generales del diseño por desempeño. Este capítulo discute una metodología de diseño por desempeño que aporta algunos de los elementos que deben incorporarse a la normatividad nacional para lograr un diseño sísmico racional de las estructuras dúctiles que se construyen en la Zona del Lago de Ciudad de México.

#### 3.1. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO

A través del Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (*NTCDS*), el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal ha incorporado avances importantes al proceso de diseño sísmico; específicamente:

1. Espectros de diseño que consideran las condiciones de sitio (efecto de periodo predominante del terreno  $T_s$ ) y que reflejan mejor las demandas sísmicas esperadas en las estructuras.
2. Consideración explícita de dos estados límite (servicio y seguridad).
3. Definición razonable de distorsiones permisibles de entrepiso según el nivel de daño aceptable para cada estado límite. La Tabla 3.1 resume los valores considerados en el Apéndice A para el estado límite de seguridad. Las distorsiones de entrepiso reflejan los resultados obtenidos en pruebas experimentales en diferentes países del mundo. Vale la pena mencionar que se debería revisar y quizás sea conveniente calibrar estos valores para las circunstancias nacionales.

Con base en lo discutido en los puntos anteriores, puede decirse que México ha dado un paso sólido en lo que se refiere a la actualización de su normatividad sismorresistente. Sin embargo, la racionalidad que se requiere en el diseño sísmico para lograr cabalmente los objetivos del diseño por desempeño demandan mayores cambios que los efectuados hasta el momento.

**Tabla 3.1. Distorsiones Permisibles de Entrepiso (Apéndice A, NTCDS)**

Sistema Estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado ( $Q = 3$ ó $4$ )	0.030
Marcos dúctiles de acero ( $Q = 3$ ó $4$ )	0.030
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada ( $Q = 1$ ó $2$ )	0.015
Losas planas sin muros o contravientos	0.015
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.020
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.015
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto ( $Q = 3$ )	0.015
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada ( $Q = 1$ ó $2$ )	0.010
Muros diafragma	0.006
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.005
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.002
Muros de carga de mampostería que no cumpla las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

## 3.2. METODOLOGÍA PROPUESTA

### 3.2.1. Diseño Sísmico

El diseño sísmico se plantea como un problema de demanda y capacidad conforme a lo siguiente:

$$\text{DEMANDAS SÍSMICAS} \leq \text{CAPACIDADES SÍSMICAS}$$

de

$$\frac{\text{Rigidez} \text{-----} \text{Rigidez}}{\text{Resistencia} \text{-----} \text{Resistencia}} \\ \text{Capacidad de deformación} \text{-----} \text{Capacidad de deformación}$$

Dentro de un contexto de diseño por desempeño, el adecuado planteamiento de la ecuación anterior, demanda de la consideración explícita, varios objetivos de diseño a través de empatar los niveles sísmicos de diseño que sean relevantes con sus respectivos criterios de desempeño (o Estados Límite). Esto puede hacerse, conforme a lo planteado por el Comité Visión 2000 (como se discutió en el capítulo 1 de este trabajo).

### 3.2.2. Uso de espectros de respuesta

Si los modos superiores de una estructura no contribuyen de manera importante a su respuesta dinámica, sus demandas de desplazamiento y energía pueden estimarse de manera razonable a partir de sistemas de un grado de libertad (Qi y Moehle 1991, Tso et al. 1993). Algunos investigadores han formulado procedimientos de prediseño global que usan espectros de diseño para plantear el control de daño. Recientemente Terán (2004) estudio la posibilidad de extender el concepto de análisis estático para tomar en cuenta el efecto de las demandas máxima y acumulada de deformación plástica; concluyó que dentro del contexto de un diseño por desempeño que considere explícitamente el efecto de fatiga de bajo número de ciclos, es posible utilizar espectros de respuesta para la concepción de marcos regulares y que, a través del uso del análisis estático, puede llevarse a cabo su prediseño global.

Es necesario reconocer que el uso de espectros de respuesta para concebir o prediseñar una estructura puede, en algunos casos, sobre-simplificar el diseño sísmico. Al respecto, es importante llevar a cabo una revisión detallada del desempeño sísmico del diseño preliminar de la estructura cuando se le sujeta a movimientos del terreno de diferente intensidad. De esta manera, será posible corregir cualquier deficiencia estructural que pueda haber resultado de una sobre-simplificación.

### 3.2.3. Planteamiento General

La metodología discutida en esta tesis, desarrollada para el diseño de estructuras de ocupación estándar, considera dos estados límites: servicio y seguridad de vida. Estos dos estados límite equivalen a los estados límite de ocupación inmediata y seguridad de vida, respectivamente, definidos por el Comité Visión 2000.

En el trabajo desarrollado en esta tesis no se contemplará explícitamente la Fase Conceptual del Diseño por Desempeño. En otras palabras, no se discutirán las consideraciones que deben hacerse para establecer los objetivos de diseño ni la determinación de las excitaciones sísmicas de diseño. Tampoco se contemplan las consideraciones hechas para determinar el sistema estructural de la edificación. De alguna manera, se considera que el ingeniero(a) ha resuelto la Fase Conceptual, y que ha decidido que el sistema estructural esta configurado con base en marcos dúctiles de concreto reforzado.

La metodología que aquí se propone se enmarca dentro de la Fase Numérica del Diseño por Desempeño y considera las siguientes dos etapas:

1. *Prediseño global.* Con la ayuda de espectros de respuesta, se determinan a nivel global las características mecánicas relevantes de la estructura de manera que su respuesta durante la excitación de diseño no exceda los límites de respuesta establecidos en función de los criterios de desempeño.
2. *Diseño local preliminar.* Una vez establecidas las características mecánicas a nivel global, se procede al diseño local de la estructura, donde se determinan, en función de dichas características, las dimensiones y detallado de los elementos estructurales.

Una vez que se establece la metodología, se aplica para el diseño preliminar de un edificio de 12 pisos. Finalmente, se sujeta el edificio a excitaciones sísmicas representativas de los niveles sísmicos de diseño considerados durante el diseño y se revisa la pertinencia de la metodología a través de evaluar el desempeño esperado de la estructura.

### Diseño preliminar

Un buen diseño preliminar de las estructuras sismorresistentes no solo conduce a una estructura con un desempeño aceptable, sino a una solución eficiente. Un diseño preliminar deficiente puede verse fácilmente reflejado en un diseño final limitado y muy lejano a una solución óptima. Por tanto, puede considerarse que el diseño preliminar de la estructura no solo impacta el desempeño esperado de la misma, sino además se refleja de manera importante en el aspecto económico del diseño. La Figura 3.1. Resume esquemáticamente los pasos planteados para la metodología que aquí se propone.

El primer paso de la metodología propuesta consiste en establecer, a través de los objetivos de diseño, una definición cualitativa del comportamiento deseado de la estructura (estados límite) para los diferentes niveles sísmicos de diseño. A estas alturas, los estados límite relevantes deben plantearse en términos de daño estructural y no estructural aceptable.

Entonces, a través de la información aportada por el diseño conceptual, se utiliza una serie de índices de daño para plantear el control de daño a través de establecerlos umbrales necesarios a la respuesta dinámica de la estructura. Mientras que el control del nivel de daño no estructural se plantea mediante la formalización de un umbral para el valor máximo de la distorsión de entrepiso ( $IDI_{max}$ ), el control del daño estructural se plantea a través de controlar las demandas máxima y acumulada de deformación plástica en los elementos estructurales, con el uso de un índice de daño estructural.

Como se muestra en la Figura 3.2., el valor del  $IDI_{max}$  puede ser usado para establecer el desplazamiento máximo de azotea  $\delta_{max}$  que la edificación puede alcanzar durante la excitación sísmica de diseño. Note que esto se plantea a través del concepto de coeficiente de distorsión  $COD$ , que cuantifica la relación existente entre la distorsión máxima de entrepiso y la distorsión promedio en la estructura. El valor del  $COD$  tiende a aumentar conforme se incrementan las demandas no lineales. En estructuras que exhiben demandas leves a moderadas de comportamiento plástico el valor de  $COD$  oscila entre 1.2 y 1.5, mientras que  $COD$  oscila entre 1.5 a 2 en edificios regulares que exhiben demandas importantes de comportamiento plástico (Terán 1996).

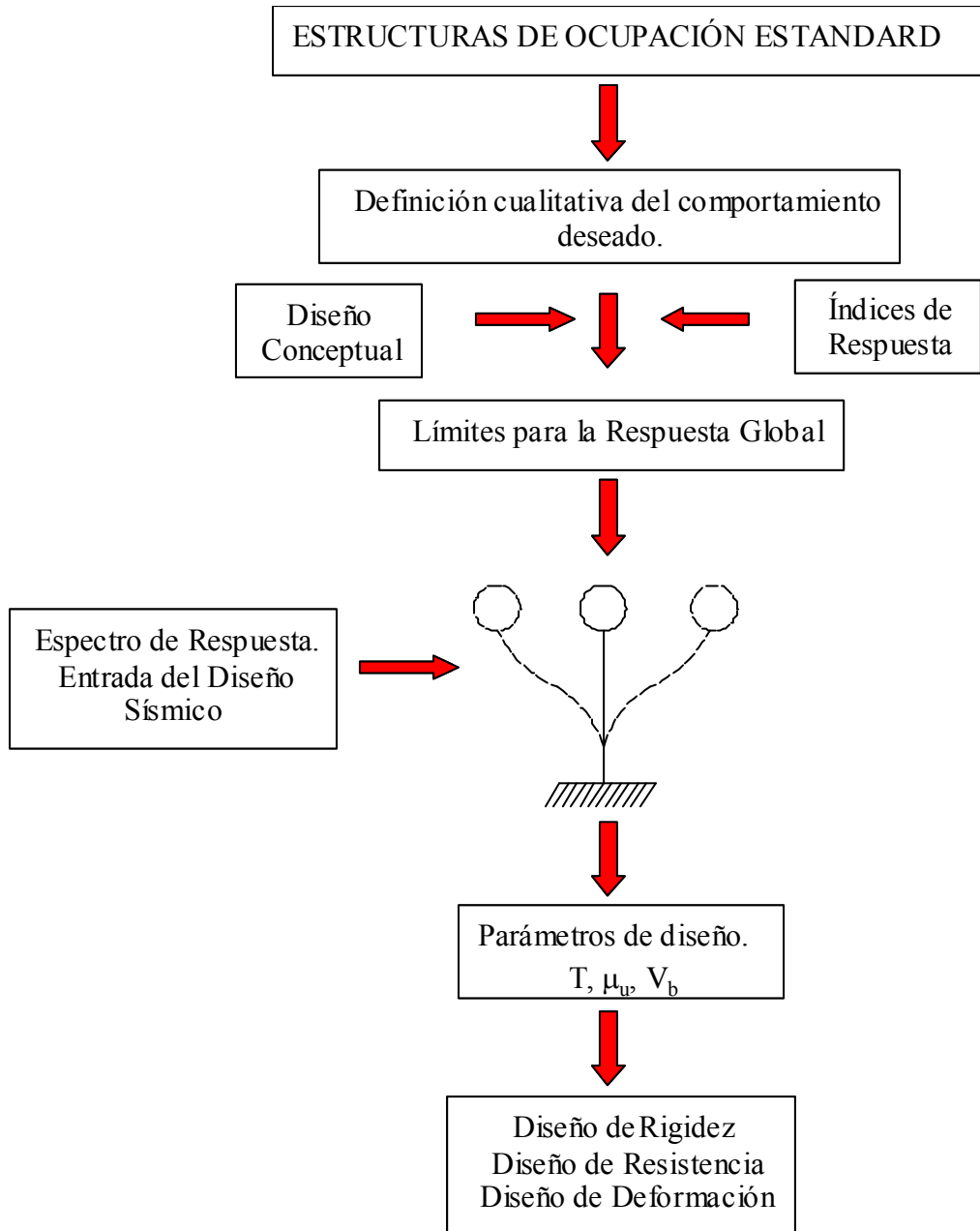


Figura 3.1. Metodología propuesta en Forma Cualitativa

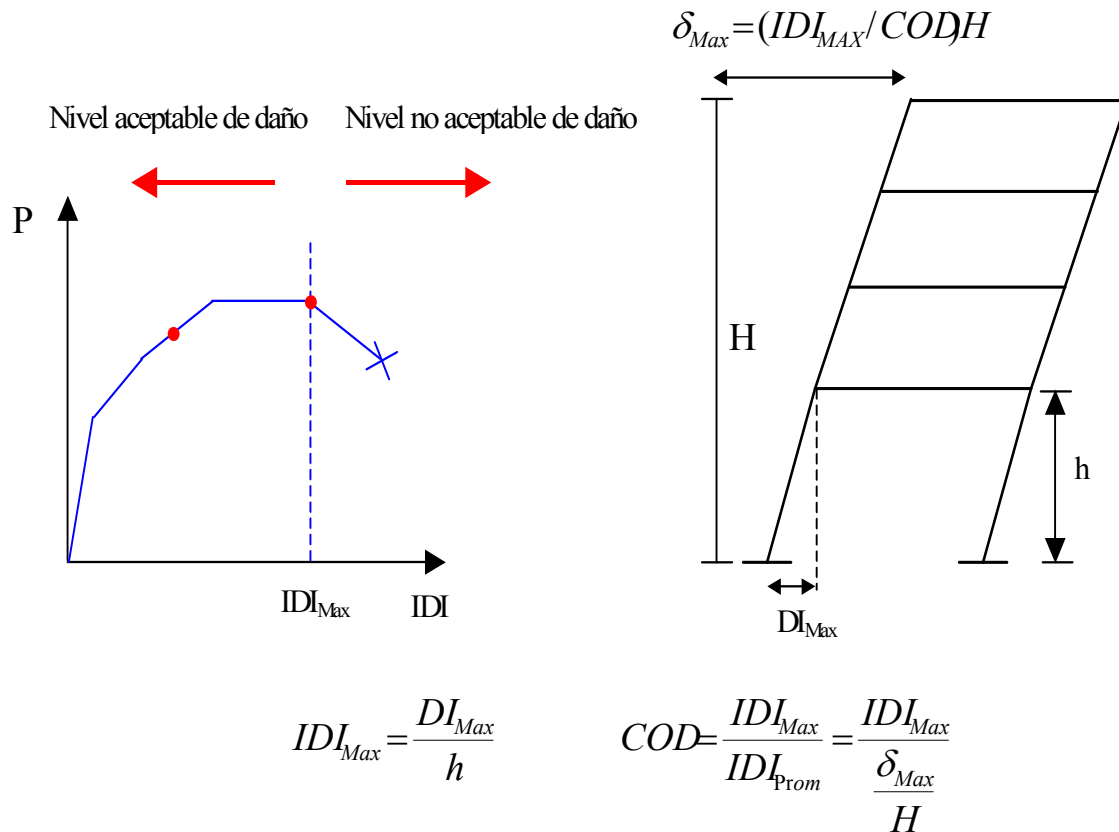


Figura 3.2. Uso de  $IDI_{max}$  para plantear el control de desplazamiento lateral de un marco

Dentro del contexto de la metodología propuesta, las características globales se establecen de tal manera que la respuesta dinámica de la estructura, establecida a partir del manejo transparente de espectros de respuesta, quede limitada dentro de los umbrales de respuesta establecidos con la ayuda de los índices de daño estructural y no estructural. Conforme a lo sugerido por la Figura 3.1., esto implica modelar la estructura a partir de un sistema de un grado de libertad (*SIGL*), o hablando con mayor precisión, aproximar la respuesta global de la estructura a través de la respuesta de un *SIGL*. Las características mecánicas globales estimadas a través de los espectros de respuesta, se denotan *parámetros de diseño*. La metodología propuesta maneja tres parámetros de diseño para contemplar tres características mecánicas de la estructura a nivel global: el cortante basal para la resistencia lateral, el periodo fundamental para la rigidez lateral, y la ductilidad última para la capacidad de deformación lateral. Una vez establecidos los valores de estos tres parámetros, se procede al diseño local de las capacidades de los elementos estructurales conforme a lo siguiente:

- *Periodo fundamental de traslación.* Con base en su valor se plantea el dimensionado de los elementos estructurales (rigidez local de diseño).
- *Cortante basal.* A través de técnicas tradicionales de análisis estructural, este parámetro permite definir a nivel local las demandas de resistencia de los elementos estructurales (resistencia local de diseño).



- *Capacidad de deformación última.* Aporta las bases para el detallado de los elementos estructurales. Es importante notar que este parámetro es una característica mecánica de la estructura cuyo valor se establece durante la etapa de diseño conceptual de la Fase Conceptual.

### Detalles de implantación

La Figura 3.3. Resume los detalles numéricos involucrados en la implantación práctica de la metodología propuesta en esta tesis para el diseño de estructuras de ocupación estándar. Se enfatiza que la metodología está orientada al diseño de edificaciones estructuradas con base en marcos dúctiles de concreto reforzado.

En cuanto a las definiciones cualitativas y cuantitativas de los estados límite, el de servicio implica pérdida apreciable de rigidez debido al agrietamiento de los elementos estructurales sin disminución alguna en las capacidades resistente y de deformación de la estructura. Para lograr esto, se considera necesario controlar el agrietamiento de los elementos según un estudio de campo realizado en Japón y presentado en el 13<sup>th</sup> congreso mundial de ingeniería sísmica por Nakano, Maeda, Kuramoto y Murakami (2004) estructurales a grietas menores a 1 mm, lo que implica que los elementos estructurales deben permanecer elásticos cuando se sujeta la estructura a los movimientos de terreno de servicio. En cuanto al aspecto no estructural del estado límite de servicio, se considera que la estructura no debe exhibir daño estructural para garantizar la operación completa de la estructura. Conforme a lo mostrado a la Figura 3.3. y consistente con el planteamiento del *Apéndice A* de las *NTCDS*, se sugiere lograr esto a través de controlar la distorsión máxima ( $IDI_{SER}$ ) dentro del umbral de 0.004.

En cuanto al estado límite de seguridad, la metodología se avoca a prevenir el colapso local de elementos no estructurales y estructurales, para así garantizar la seguridad de vida de los ocupantes de la edificación. En cuanto a los elementos no estructurales, y conforme a las sugerencias de Bertero (1997), se recomienda limitar la distorsión máxima dentro del umbral de 0.015. En cuanto al control del daño estructural, se considera controlar las demandas de deformación plástica en la estructura de tal manera que se evite la fatiga de bajo número de ciclos. Esto puede plantearse a través del uso de uno de los índices de daño discutidos en la Sección 1.4.1 de esta tesis. En particular, esta tesis considera el índice de Terán y Jirsa que establece:

$$\mu_u = \frac{(2-b)\alpha NE_{H\mu}}{2r} + 1 \quad (3.1)$$

donde  $\mu_u$  es la ductilidad última de la estructura que se establece en función del detallado durante el diseño conceptual,  $b$  es un parámetro que caracteriza la estabilidad del ciclo histerético de la estructura,  $NE_{H\mu}$  es la energía plástica normalizada que puede acomodar la estructura antes de exhibir fatiga de bajo número de ciclos,  $\alpha$  es un factor de toma en consideración la manera en que la estructura disipa la energía durante la excitación sísmica y  $r$  un factor que ayuda a cuantificar

la capacidad cíclica de deformación de la estructura (para una discusión mas detallada ver la Sección 1.4.1 de esta tesis).

Conforme a las sugerencias de Terán y Jirsa, para una estructura dúctil de concreto reforzado sujeta a excitaciones sísmicas de larga duración se tiene que  $b = 1.5$ ,  $\alpha = 1.0$  y  $r = 0.75$ , de tal manera que la Ecuación 3.1 resulta en:

$$NE_{\mu\mu} = 3(\mu_u - 1) \quad (3.2)$$

La Ecuación 3.2 establece el umbral para la energía plástica normalizada que puede acomodar la estructura antes de exhibir fatiga de bajo número de ciclos. Para un marco dúctil de concreto reforzado,  $\mu_u$  oscila entre 4 y 6, por lo que en esta tesis se considerará un valor de 5. Se recalca que  $\mu_u$  es el primer parámetro de diseño que se establece, y que su valor depende de la solución que el ingeniero(a) fija durante el diseño conceptual de la estructura.

Una vez establecidos los umbrales para la respuesta dinámica de la estructura se procede a determinar sus demás características mecánicas a nivel global. El segundo parámetro de diseño que se establece es el periodo fundamental máximo de la estructura conforme a lo ilustrado en la Figura 3.3. Este periodo se implanta a partir del valor máximo de desplazamiento de azotea ( $\delta$ ) permitido en la edificación, determinado a su vez en función del umbral de distorsión conforme a lo ilustrado en la Figura 3.2. y un espectro de desplazamiento. Como se muestra en esta figura, dentro de este contexto el valor de  $\delta$  debe corregirse para contemplar el efecto de varios grados de libertad a través de un parámetro  $\alpha_{VGL}$  que relaciona el desplazamiento de azotea de un marco regular con el desplazamiento de un *SIGL* (Teran 2004).

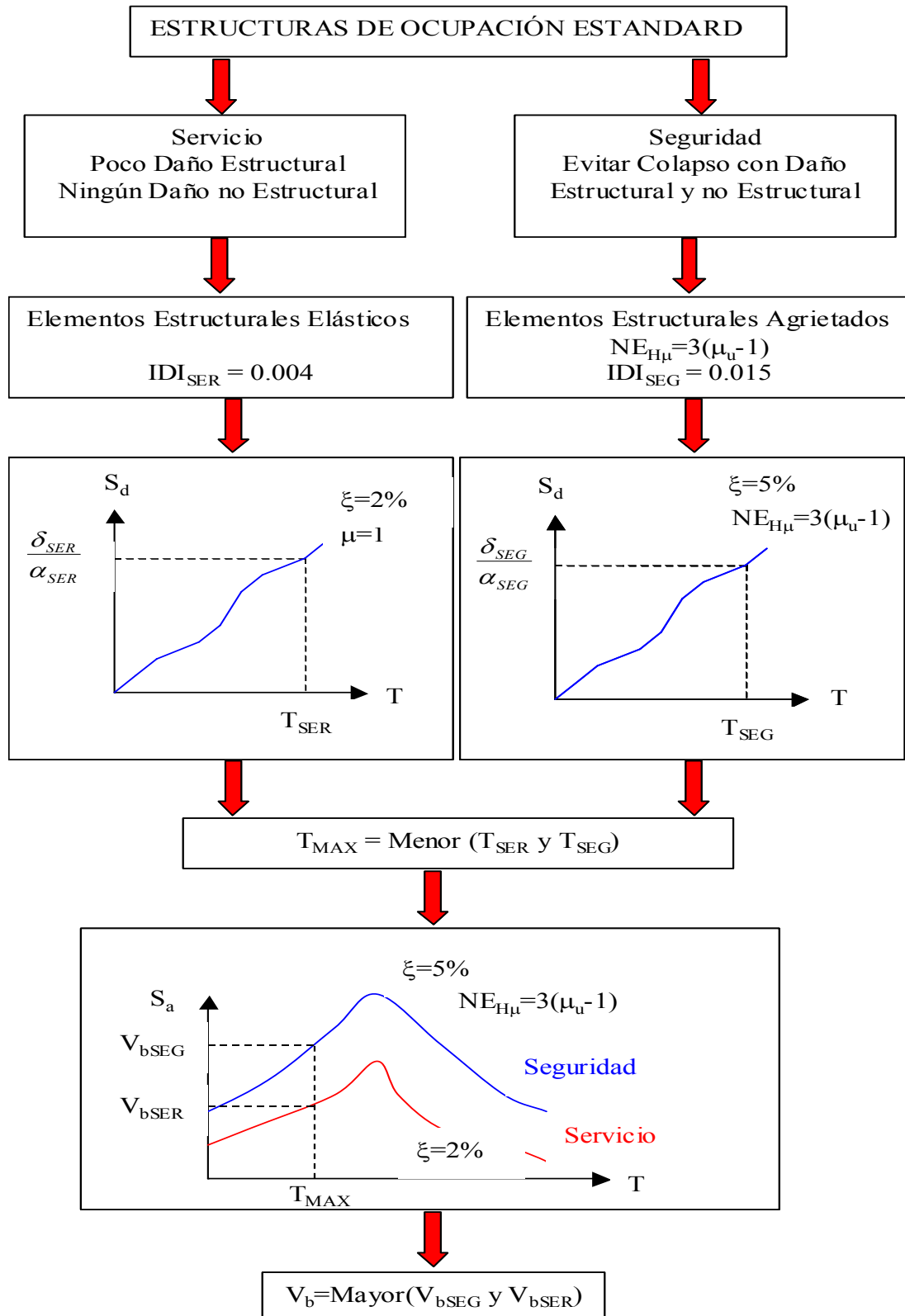


Figura 3.3. Metodología propuesta en forma cuantitativa

Conforme a lo planteado para el daño estructural aceptable para el estado límite de servicio, el espectro de desplazamientos de servicio contempla comportamiento elástico y un porcentaje de amortiguamiento ( $\xi$ ) crítico de 2%. Para el caso de servicio, se sugiere un valor de  $COD$  de 1.2 para un marco regular, y conforme a lo sugerido por Terán (2004), un factor de corrección  $\alpha_{VGL}$  de 1.4. En el caso del estado límite de seguridad, y de acuerdo a lo planteado para el daño estructural aceptable para este estado límite, se contempla un espectro de desplazamientos para ductilidad acumulada constante correspondiente a  $NE_{H\mu} = 3(\mu_u - 1)$  y  $\xi$  de 5%. Para el caso de seguridad, se sugiere un valor de  $COD$  que oscile entre 1.5 y 2.0 (para esta tesis se seleccionó un valor de 1.6) y, conforme a lo sugerido por Terán (2004), un factor de corrección  $\alpha_{VGL}$  de 1.2.

La Figura 3.3. Muestra que debe establecerse un valor de periodo máximo para cada estado límite:  $T_{SER}$  para servicio y  $T_{SEG}$  para seguridad, y que el valor del periodo máximo ( $T_{max}$ ) de diseño corresponde al menor de estos dos valores.

Una vez que se tiene el valor de  $T_{MAX}$  se está en condiciones de definir el tercer y último parámetro de diseño: el cortante basal. Conforme a lo mostrado en la Figura 3.3., esto es posible a través del uso de espectros de resistencia para los estados límite de servicio y seguridad que se establecen de manera consistente a lo especificado para los espectros de desplazamiento. Note que el cortante basal de diseño  $V_b$  es el mayor de los cortantes basales obtenidos para el estado límite de servicio ( $V_{bSER}$ ) y el estado límite de seguridad ( $V_{bSEG}$ ).

Una vez que se han determinado los tres parámetros de diseño relevantes dentro del contexto de la metodología propuesta, se procede termina el prediseño global y a realizar el diseño local preliminar.

El primer paso del diseño local preliminar es obtener las capacidades locales de rigidez a través de establecer las dimensiones de los elementos estructurales. Este proceso, esquematizado en la Figura 3.4. en resumen consiste en proponer dimensiones tentativas a los elementos estructurales hasta que el periodo fundamental de vibración de la edificación, determinado a través de un análisis de valores característicos estándar, sea igual o ligeramente menor que el valor de  $T_{max}$ . Para el caso de las estructuras de concreto reforzado, el modelo de la edificación usado durante este paso debe considerar el agrietamiento esperado en los elementos estructurales.

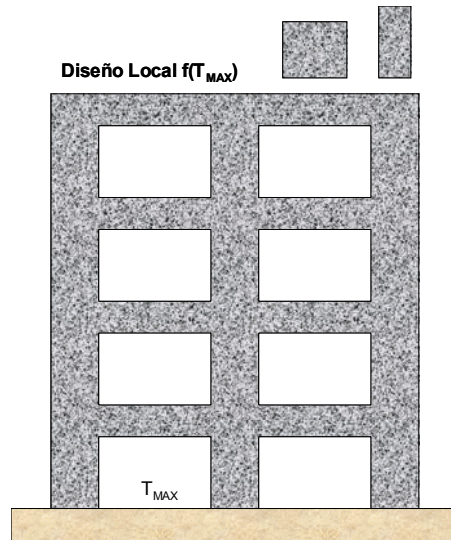


Figura 3.4. Determinación de la capacidad local de rigidez

Una vez que se definen las dimensiones de los elementos estructurales, se procede a establecer su capacidad local de resistencia. Al respecto, existen dos posibilidades. La primera consiste en crear, a partir del valor de  $V_b$ , las fuerzas laterales de diseño que después se utilizan para llevar a cabo un análisis estático de la estructura y determinar los elementos mecánicos de diseño de cada elemento estructural (Figura 3.5.). A partir de esto, se determina el acero de refuerzo de los elementos estructurales de concreto reforzado y los requerimientos de acero transversal debidos a corte. La segunda opción consiste en llevar a cabo un análisis dinámico modal con el espectro de pseudo-aceleración que corresponde al estado límite que rige el diseño por resistencia.

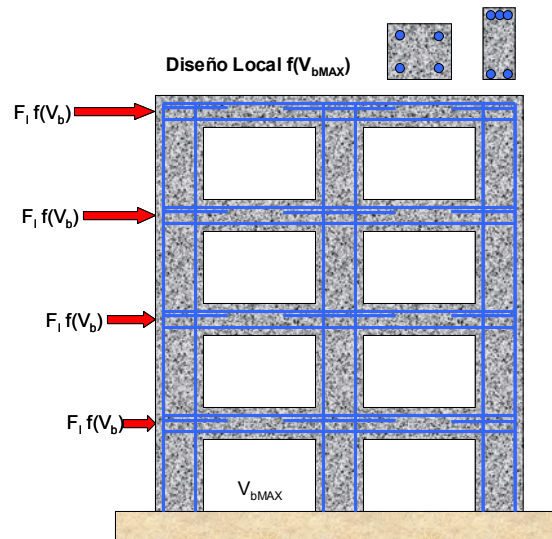


Figura 3.5. Determinación de la capacidad local de resistencia

El tercer y último paso del diseño local preliminar consiste en detallar los elementos estructurales para que tengan una capacidad de deformación local que sea consistente con el valor de  $\mu_u$  utilizado durante el diseño de la estructura. Se propone que este paso se lleve acorde a las especificaciones de los reglamentos actuales de diseño, considerando que un detallado no dúctil conforme a la normatividad corresponde a valores de  $\mu_u$  que probablemente oscilan entre 2 y 3, y que un detallado dúctil resulta en valores de  $\mu_u$  en un rango de 4 a 6. Con respecto a lo que muestra la Figura 3.6., el detallado a veces contempla también la buena distribución del acero longitudinal en el perímetro del elemento estructural de concreto reforzado, y un balance adecuado entre su acero positivo y negativo.

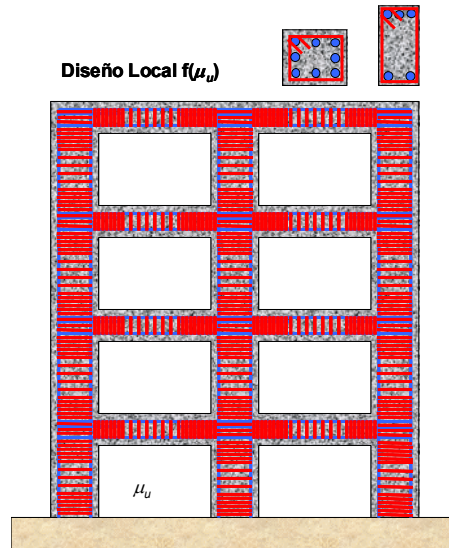


Figura 3.6. Determinación de la capacidad local de deformación.

### 3.3 CONSIDERACION DE LA SOBRRRESISTENCIA

En esta sección se muestra y discute los factores de sobrerresistencia usados en esta tesis. Dentro de los formatos actuales de diseño sísmico la resistencia lateral se obtiene a través de reducir el espectro elástico de resistencia en función de un factor de resistencia, dicho factor debe contemplar implícitamente las reducciones debido a la sobrerresistencia y comportamiento plástico. De acuerdo a lo discutido anteriormente es necesario que los códigos actuales de diseño sísmico consideren explícitamente este fenómeno conforme lo ilustra de manera esquemática la Figura 3.6.1., donde es posible notar que las estructuras desarrollan una resistencia lateral última mayor que para las que fueron diseñadas. Esta sobrerresistencia es desarrollada por diferentes causas (Paulay 1996): 1) Uso de factores de carga y resistencia durante el proceso de diseño; 2) La resistencia real de los materiales es mayor que las de diseño; 3) Las dimensiones y cuantías de acero reales de los elementos estructurales suelen ser mayores que las mínimas requeridas por resistencia lateral; 4) Endurecimiento por deformación del acero; 5) Sobre-diseño por cargas gravitacionales; 6) Contribución de la losa a la capacidad resistente de las vigas; 7) En caso de que los elementos estructurales que forman parte del mecanismo plástico no fluyan simultáneamente, la resistencia última de mecanismo suele ser mayor que la resistencia elástica de la estructura; y



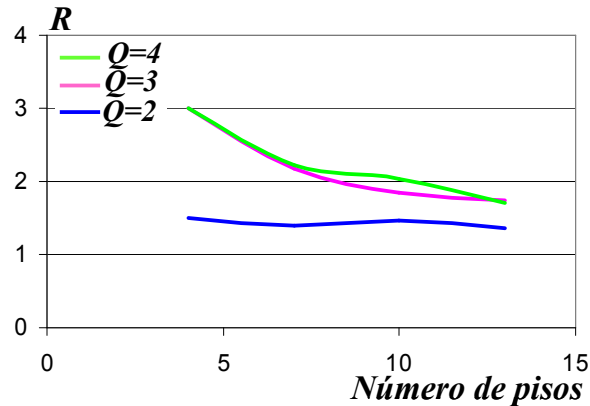


Figura 3.6.2. Sobrerresistencia obtenida para marcos diseñados por Castro (2002)

### 3.4. ESPECTROS DE DISEÑO

En esta sección se presentan los espectros de diseño establecidos para los estados límite de servicio y seguridad. Conforme a lo explicado anteriormente, los espectros de servicio se obtiene para comportamiento elástico y un  $\xi$  de 0.02, mientras que los espectros correspondientes al estado límite de seguridad corresponden a espectros de ductilidad acumulada constante para  $NE_{H\mu} = 3(\mu_u - 1) = 3(5 - 1) = 12$  y  $\xi$  de 0.05.

#### 3.4.1. Espectros de diseño para la metodología propuesta

Para la obtención de los espectros de diseño se establecieron dos grupos de acelerogramas registrados en la Zona del Lago del D.F. que se caracterizan por tener un periodo dominante de excitación ( $T_g$ ) de 2 seg. El grupo de acelerogramas correspondientes a la excitación sísmica de diseño para el estado de seguridad agrupa seis acelerogramas (ver Tabla 3.2), que incluyen el movimiento registrado durante 1985 en la dirección este-oeste de Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCTEO 1985). Todos los acelerogramas en este primer grupo se escalaron de tal manera que exhibieran una velocidad máxima del terreno igual a la de SCTEO 1985. En cuanto al estado límite de servicio se agruparon los 12 acelerogramas contenidos en la Tabla 3.3, dentro de los cuales se incluye el movimiento registrado durante 1989 en la dirección este-oeste de Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCTEO 1989). Todos los acelerogramas en este segundo grupo se escalaron de tal manera que exhibieran una velocidad máxima del terreno igual a  $\frac{1}{4}$  de la velocidad presentada durante el sismo de SCTEO 1985.



**Tabla 3.2. Característica de las excitaciones para el Estado Limite de Seguridad**

Nombre de identificación	Zona del registro	Fecha	AMT <sup>1</sup> (cm/seg <sup>2</sup> )	VMT <sup>2</sup> (cm/seg)	T <sub>g</sub> <sup>3</sup> (seg)
mx01	Alameda EO	04/25/89	45.83	15.103	2.1
mx03	Garibaldi EO	04/25/89	52.24	17.484	2.2
mx04	Tlahuac EO	09/19/85	117.63	34.575	2.1
mx06	Tlahuac NS	09/21/85	49.26	13.108	2.0
mx07	Tlahuac EO	09/21/85	51.47	15.098	1.9
mx08	SCT EO	09/19/85	167.26	61.074	2.0

1 Aceleración máxima del terreno

2 Velocidad máxima del terreno

3 Periodo de esquina (terreno)

**Tabla 3.3. Características de las excitaciones para el Estado Limite de Servicio**

Nombre de identificación	Zona del registro	Fecha	AMT <sup>1</sup> (cm/seg <sup>2</sup> )	VMT <sup>2</sup> (cm/seg)	T <sub>g</sub> <sup>3</sup> (seg)
S43	Garibaldi EO	10/12/94	13.9	5.38	2.1
S45	Garibaldi EO	14/09/95	30.5	9.73	2.0
S46	Garibaldi NS	14/09/95	26.0	8.04	2.1
S59	Liverpool EO	09/10/95	16.5	6.19	2.1
S77	Tlatelolco EO	10/12/94	14.9	4.58	2.1
S79	Tlatelolco EO	14/09/95	26.7	7.91	2.0
S89	Alameda EO	14/09/95	40.6	10.54	2.0
S119	C.U Juárez EO	10/12/94	14.8	4.47	1.9
S129	Cibeles EO	09/10/95	14.3	5.11	2.0
S131	Angares EO	14/09/95	29.6	9.50	1.6
S143	Tlatelolco NS	14/09/95	19.1	8.38	1.9
S140	SCT EO	25/04/89	40.0	19.45	2.0

1 Aceleración máxima del terreno

2 Velocidad máxima del terreno

3 Periodo de esquina (terreno)

Cabe mencionar que los espectros de diseño para servicio y seguridad corresponden a la media más una desviación estándar ( $\sigma$ ) de los espectros correspondientes a cada acelerograma dentro de los grupos que se establecieron. Las Figuras 3.7. y 3.8. Muestran los espectros de diseño de resistencia y desplazamiento, respectivamente, derivados de sistemas con comportamiento elasto-plástico perfecto para el estado límite de seguridad.

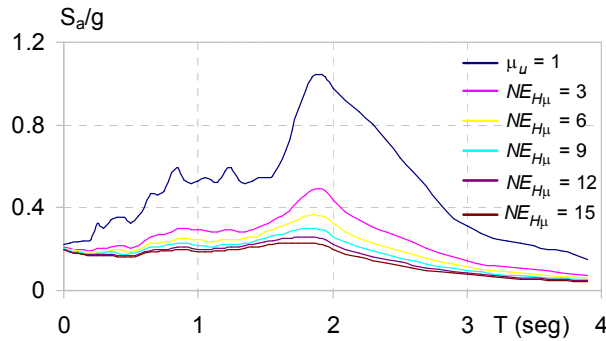


Figura 3.7. Espectro de diseño de pseudo-aceleración para el estado límite de seguridad, comportamiento elasto-plástico perfecto

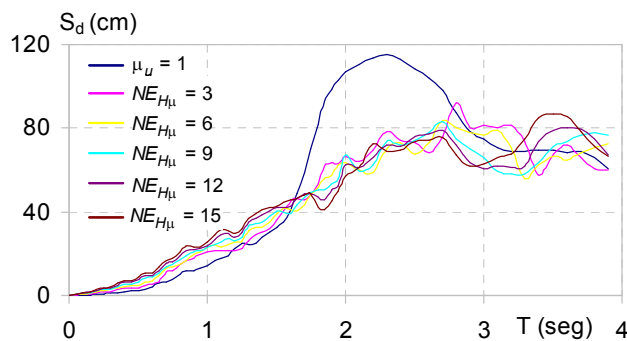


Figura 3.8. Espectro de diseño de desplazamiento para el estado límite de seguridad, comportamiento elasto-plástico perfecto

Conforme a lo discutido en detalle en el Capítulo 1 de esta tesis, la metodología propuesta hace consideración explícita de la degradación del ciclo histérico de las estructuras de concreto reforzado conforme a la propuesta de Espinoza y Terán (2003):

$$S_{an}(T) = \frac{1}{2 + 5 \left| \frac{T}{0.5T_g} - 1 \right|^5} + 0.8 \quad (3.2)$$

En particular, la consideración de la degradación del ciclo histérico consiste en modificar las ordenadas de los espectros no lineales ( $NE_{H\mu} > 0$ ) mostrados en las Figuras 3.7. y 3.8. al multiplicarlas, en función del valor de  $T$ , por el valor de  $S_{an}$  arrojado por la Ecuación 3.2. Las Figuras 3.9a. y 3.9b. Muestran los espectros de diseño de pseudo-aceleración sin y con degradación del ciclo histérico. La Figura 3.9b. Indica que estructuras con periodos menores que 1.2 segundos ( $NE_{H\mu} > 1$ ) demandan más resistencia debido a la degradación del ciclo histérico, mientras que para estructuras con periodos mayores de 2 segundos el fenómeno es inverso. Una consideración final que debe hacerse para establecer el espectro de pseudo-aceleración de diseño es que normalmente las estructuras poseen una sobre-resistencia con respecto a su resistencia lateral de diseño. Para el caso de marcos de concreto reforzado

diseñados en la Zona del Lago del D.F. se ha observado que su resistencia última puede llegar a ser 50% a 100% mayor respecto a su resistencia de diseño, es decir, la resistencia última es igual de 1.5 a 2 veces la resistencia de diseño (Gutiérrez 2002). En este estudio se considera un factor de sobre-resistencia de 1.5, de tal manera que los espectros de resistencia de diseño se obtienen al dividir entre 1.5 las ordenadas de los espectros mostrados en la Figura 3.9b. En la Figura 3.10. se muestra el espectro de pseudo-aceleración que resulta de dividir las ordenadas del espectro de la Figura 3.9b. Entre 1.5. En las Figuras 3.11a. y 3.11b. Se muestra el espectro de desplazamiento sin y con degradación del ciclo histérico obtenido de la misma manera que el espectro de pseudo-aceleración. En este contexto se puede notar en la Figura 3.11b. Que estructuras con periodos menores de 1.2 segundos ( $NE_{H\mu} > 0$ ) demandan más desplazamiento si se considera la degradación del ciclo histérico, mientras que estructuras con periodos mayores de 2 segundos la consideración de la degradación del ciclo histérico demanda desplazamientos menores que si no se considerara.

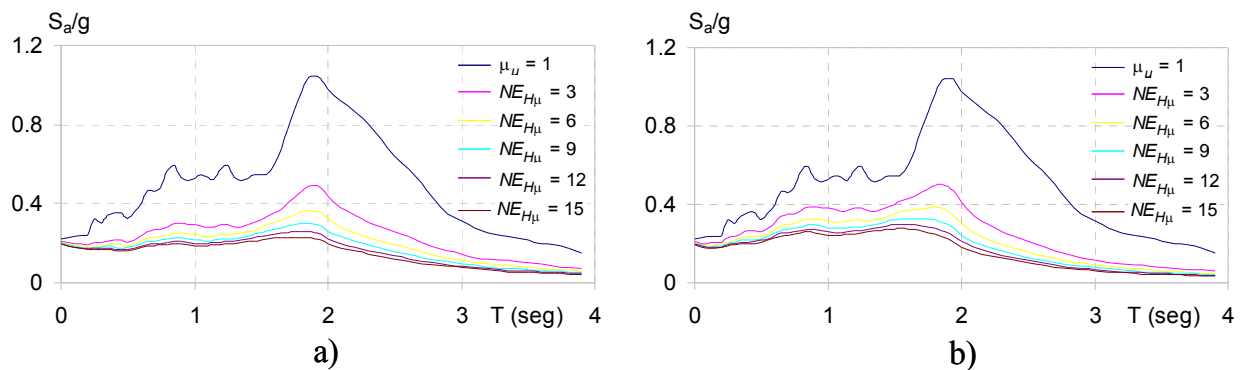


Figura 3.9. Comparación de espectro de diseño de pseudo-aceleración para el estado límite de seguridad, sin y con degradación del ciclo histérico

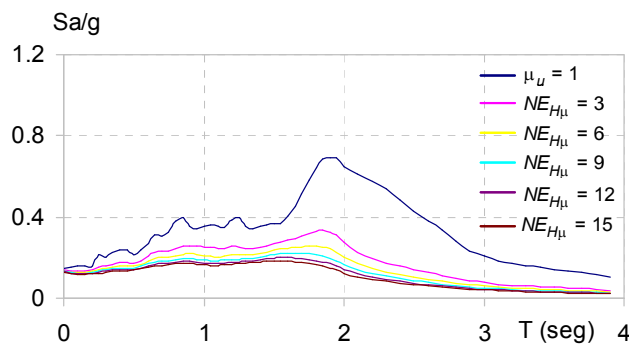


Figura 3.10. Espectro de pseudo-aceleración que considera degradación del ciclo histérico y sobre-resistencia para el estado límite de seguridad

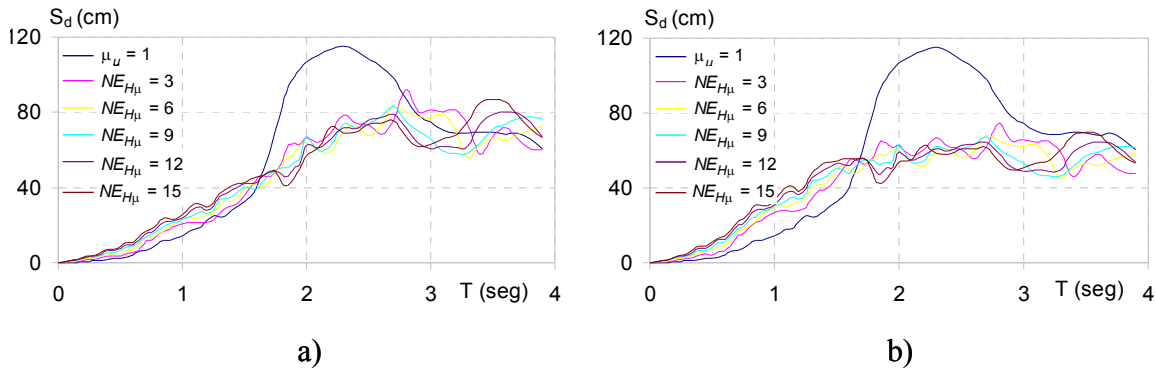


Figura 3.11. Espectro de diseño de desplazamiento con y sin degradación del ciclo histerético para el estado límite de seguridad

Los espectros de diseño para el estado límite de servicio se muestran en las Figuras 3.12. y 3.13. Estos se escalaron para alcanzar una velocidad de 15.6 cm/seg, que corresponde a  $\frac{1}{4}$  de la velocidad de SCTEO 85 (61.074 cm/seg). De igual manera que para los espectros de resistencia de seguridad, los espectros de servicio deben considerar una sobre-resistencia. Sin embargo, la sobre-resistencia para el estado límite de servicio esta referida a la resistencia de fluencia de la edificación y no a su resistencia última. En este sentido, el valor de sobre-resistencia de servicio debe referirse a la resistencia de fluencia y por tanto debe ser menor que el usado para el estado límite de seguridad que se establece respecto a la resistencia última de la edificación. En esta tesis se considera un factor de sobre-resistencia de 1.2 para el estado límite de servicio. Las Figuras 3.12a. y 3.12b. Muestran los espectros de resistencia para servicio sin y con consideración explícita, respectivamente, de la sobre-resistencia. Finalmente en la Figura 3.13. Se muestra el espectro de desplazamiento para el estado limite de servicio.

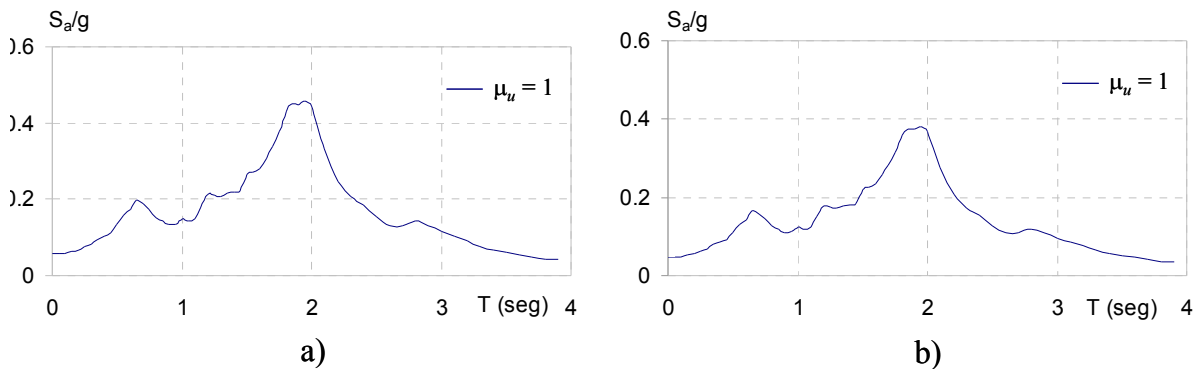


Figura 3.12. Espectro de diseño de pseudo-aceleración para el estado límite de servicio

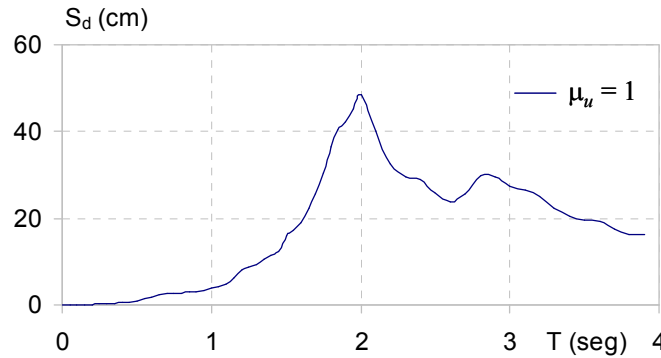
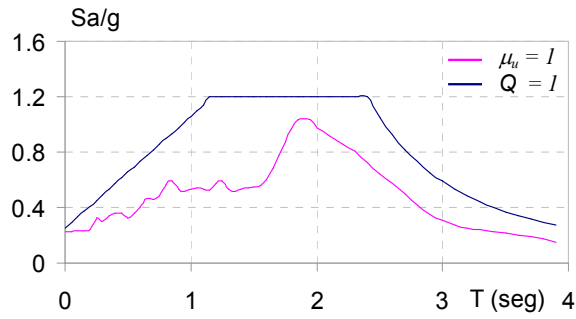


Figura 3.13. Espectro de diseño de desplazamiento para el estado límite de servicio

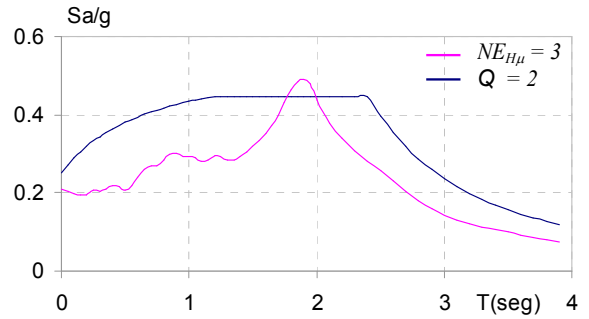
### 3.4.2. Comparación de espectros de diseño propuestos con los espectros definidos en el Apéndice A de las NTCDS

Anteriormente se comentó que a través de su *Apéndice A*, las *NTCDS* han incorporado avances importantes al proceso de diseño sísmico, dentro de los cuales puede mencionarse que los espectros de diseño reflejan mejor las demandas sísmicas esperadas en las estructuras. Sin embargo, el planteamiento que ha dado lugar a los espectros de diseño de resistencia del *Apéndice A* no ha considerado explícitamente la severidad de las demandas acumuladas de deformación plástica esperadas en las estructuras construidas en la Zona del Lago del D.F., ni el efecto de la degradación del ciclo histerético en estructuras de concreto reforzado. Para explorar las consecuencias de lo anterior, las Figuras 3.14. y 3.15. comparan espectros de resistencia de diseño establecidos conforme al *Apéndice A* para un periodo dominante del terreno de 2 segundos con los espectros de resistencia de diseño establecidos en esta tesis para el estado límite de seguridad. Vale la pena hacer notar que las comparaciones se han establecido sin considerar la sobre-resistencia de la estructura y que toman en cuenta la capacidad de deformación última de la misma, de tal manera que la Figura a) corresponde a estructuras que permanecen elásticas; la b) a estructuras no dúctiles con un  $\mu_u$  de 2 que se refleja en  $Q = 2$  y  $NE_{H\mu} = 3(\mu_u - 1) = 3(2 - 1) = 3$ ; la c) a estructuras semi-dúctiles con un  $\mu_u$  de 3 que se refleja en  $Q$  de 3 y  $NE_{H\mu}$  de 6.; y finalmente la d) a estructuras dúctiles con un  $\mu_u$  en un rango de 4 a 6 que se refleja en  $Q = 4$  y  $NE_{H\mu}$  que oscila entre 9 y 15.

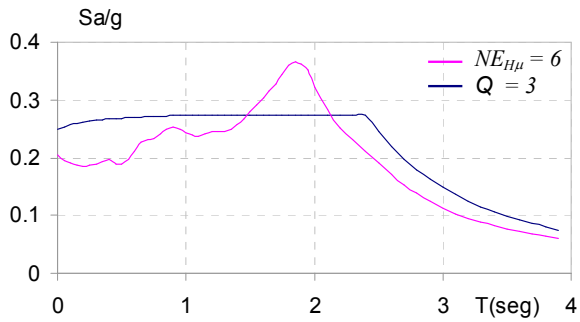
Las Figuras 3.14. y 3.15. Sugieren que conforme se incrementa la capacidad de deformación última de las estructuras sismorresistentes, los espectros definidos en el *Apéndice A* tienden a subestimar la resistencia de diseño para estructuras con periodo fundamental de vibración cercano al periodo dominante del terreno. Note que esta tendencia tiende a exacerbarse cuando se toma la degradación del ciclo histerético de la estructura, particularmente para estructuras que poseen un periodo fundamental de vibración menor al periodo del terreno.



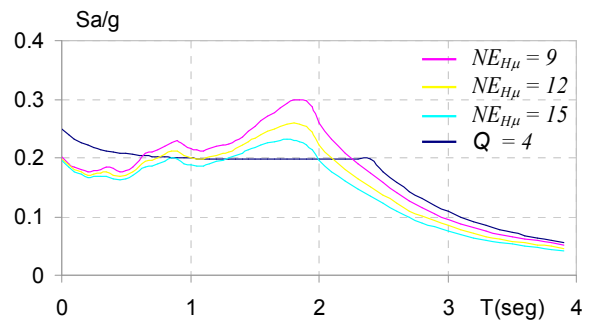
a) Elástico



b) Estructuras no-dúctiles

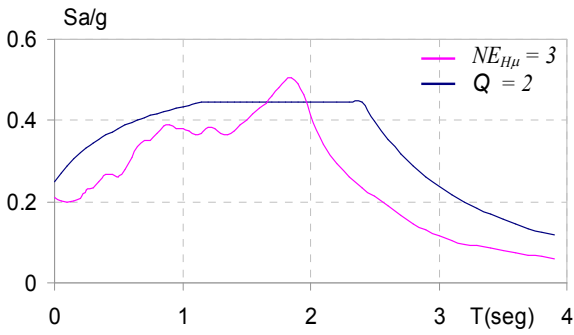


c) Estructuras semi-dúctiles

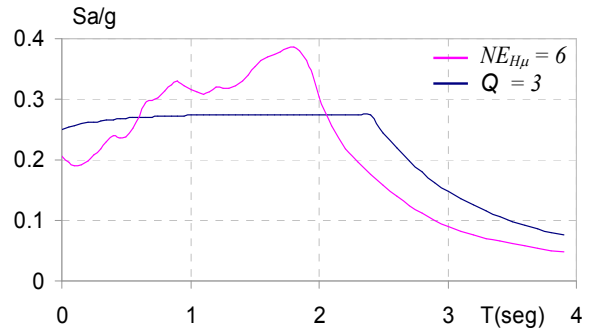


d) Estructuras dúctiles

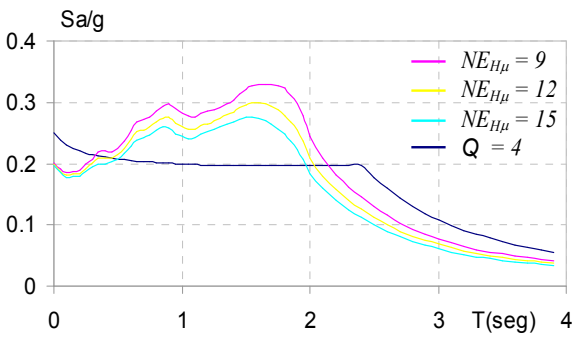
Figura 3.14. Comparación de espectros de diseño NTC – Apéndice A vs metodología propuesta, comportamiento elasto-plástico perfecto



a) Estructuras no-dúctiles



b) Estructuras semi-dúctiles



c) Estructuras dúctiles

Figura 3.15. Comparación de espectros de diseño NTC – Apéndice A vs. metodología propuesta, degradación del ciclo histérico.

#### 4. DISEÑO DEL EDIFICIO

Para que los formatos de diseño por desempeño puedan ser incorporados a los Reglamentos actuales, es necesario que éstos se presenten de manera sencilla y transparente, además que puedan usar herramientas convencionales como las que se usan en la actualidad por la comunidad de la ingeniería estructural. En este capítulo se presenta el diseño de un edificio con la metodología propuesta, posteriormente se evalúa su desempeño y se compara su respuesta con índices establecidos en esta tesis.

##### 4.1. GEOMETRÍA

La Figura 4.1. muestra la planta y elevación del edificio considerado para los estudios reportados en esta tesis. El edificio es regular (simétrico) en cuanto a masa, resistencia y rigidez; tiene una planta definida por tres crujeías de 7 m de claro en cada una de las dos direcciones principales; y cuenta con doce pisos con altura de entrepiso de 4 m, excepto para la planta baja que exhibe una altura de 5 m. Debido a que el edificio exhibe las mismas características en sus dos direcciones principales de diseño, el diseño se llevo a cabo considerando una sola dirección. Los cuatro marcos que forman el edificio se diseñaron para la misma resistencia lateral y rigidez lateral. Las resistencias nominales de los materiales son  $f'_c$  de  $250 \text{ kg/cm}^2$  para el concreto y  $f_y$  de  $4200 \text{ kg/cm}^2$  para el acero de refuerzo.

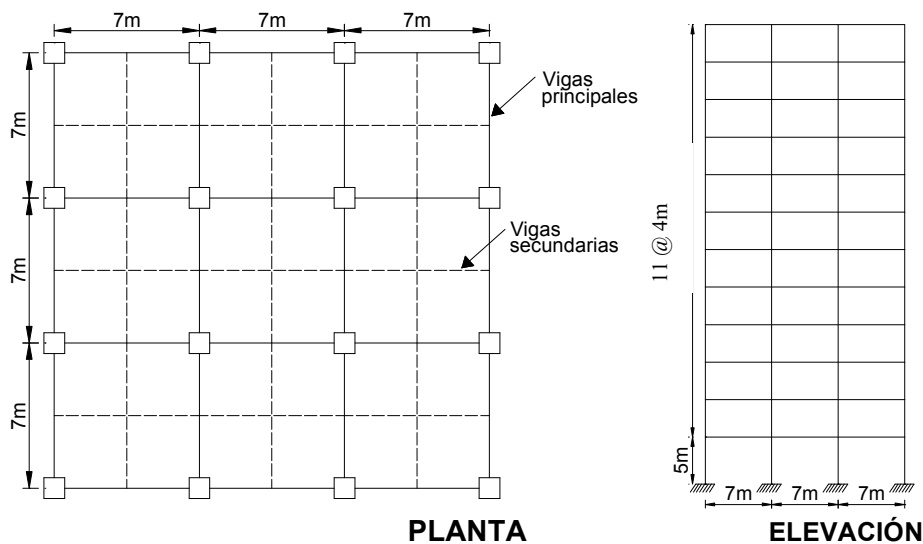


Figura 4.1. Planta y elevación del edificio



## 4.2. CARGAS GRAVITACIONALES

A continuación se resumen las consideraciones hechas para establecer las cargas utilizadas durante el diseño de la estructura.

### Nivel de entrepiso

La carga muerta del sistema de piso consideró el peso de una losa maciza de 12 cm de espesor y otros elementos conforme a lo siguiente:

Peso losa.....	0.264 Ton/m <sup>2</sup>
Peso de loseta.....	0.035 Ton/m <sup>2</sup>
Peso de cancelería.....	0.020 Ton/m <sup>2</sup>
Peso muros divisorios.....	0.030 Ton/m <sup>2</sup>
Peso falso plafón.....	<u>0.040 Ton/m<sup>2</sup></u>
Peso total carga muerta.....	0.389 Ton/m <sup>2</sup>

En cuanto a las cargas vivas, se consideran las recomendaciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal para estructuras comunes (oficinas, comercios etc):

Para Sismo.....	0.18 T/m <sup>2</sup>
Para Carga Gravitacional.....	0.25 T/m <sup>2</sup>

### Nivel de azotea

La carga muerta de azotea consideró el peso de una losa maciza de 12 cm de espesor y otros elementos conforme a lo siguiente:

Peso losa.....	0.264 T/m <sup>2</sup>
Peso enladrillado.....	<u>0.080 T/m<sup>2</sup></u>
Peso total carga muerta.....	0.344 T/m <sup>2</sup>

En cuanto a la carga viva:

Para Sismo.....	0.07 T/m <sup>2</sup>
Para Carga Gravitacional.....	0.10 T/m <sup>2</sup>

## 4.3. APLICACIÓN PRÁCTICA DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA

El diseño preliminar requiere de la formulación de los Objetivos de Diseño. Para el caso de la metodología introducida en esta tesis, se consideran explícitamente los estados límite de servicio y seguridad. La cuantificación de los estados límite a partir de índices de daño se ha comentado y establecido en detalle en el Capítulo 3 de esta tesis.

Además, el diseño preliminar de la estructura requiere de la definición y caracterización numérica de las excitaciones sísmicas de diseño. Esto también se ha discutido y establecido en detalle en el Capítulo 3. La Figuras 4.2. y 4.3. muestran los espectros de diseño de resistencia y desplazamiento, respectivamente, para los estados límite de seguridad y servicio.

Finalmente, el diseño preliminar requiere de un Diseño Conceptual de la estructura. Conforme a los alcances de esta tesis, se considera que el Diseño Conceptual establece que se utilizarán marcos dúctiles de concreto reforzado para estructurar la edificación.

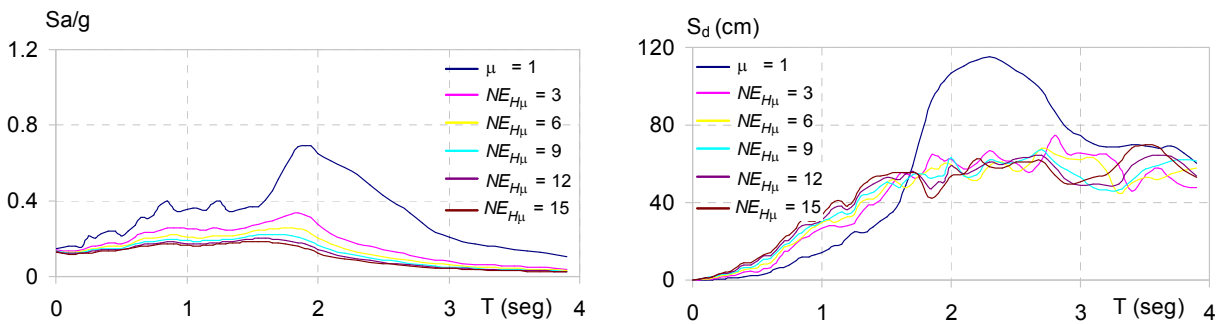


Figura 4.2. Espectros de resistencia y desplazamiento para el estado limite de seguridad

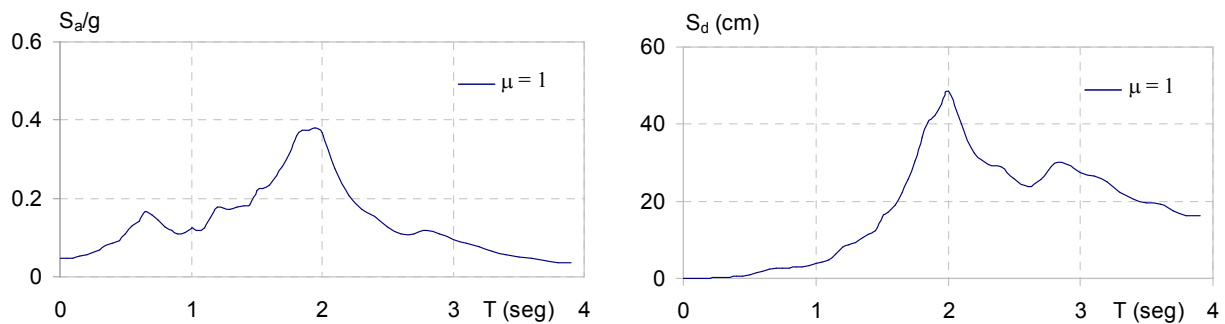


Figura 4.3. Espectros de resistencia y desplazamiento para el estado limite de servicio

#### 4.3.1. Prediseño global

Como se discutió con anterioridad, el prediseño global es posible a partir de estimar algunos parámetros que se establecen una vez que se resuelve la etapa de Diseño Conceptual. En particular, una vez fijado el sistema estructural por utilizarse, se requiere establecer valores preliminares de:  $\mu_u$ , que permite el uso del índice de daño utilizado para establecer el control del daño estructural; y de  $COD$ , que permite controlar el daño no estructural a través de implantar un valor máximo para la distorsión en la edificación ( $IDI_{max}$ ).

Para el edificio en estudio, se consideran los siguientes valores para una edificación estructurada con base en marcos dúctiles de concreto reforzado:  $\mu_u$  de 5 y valores de  $COD$  de 1.2 y 1.6 para los estados límite de servicio y seguridad, respectivamente. Con base en los valores de

$COD$  considerados, es posible definir el desplazamiento máximo de azotea para cada estado límite conforme a lo siguiente:

$$\delta_{SEG} = \frac{IDI_{SEG}H}{COD_{SEG}} = \frac{0.015 \times 49}{1.6} = 0.459m = 46cm \quad (4.1)$$

$$\delta_{SER} = \frac{IDI_{SER}H}{COD_{SER}} = \frac{0.004 \times 49}{1.2} = 0.163m = 16.3cm \quad (4.2)$$

A partir de los desplazamientos máximos de azotea, es posible establecer para cada estado límite el valor del periodo fundamental de vibración de la estructura. Conforme a lo discutido en el Capítulo 3, esto requiere corregir el desplazamiento de azotea por un factor  $\alpha_{VGL}$  que depende de la demanda máxima de deformación plástica. Conforme a lo sugerido por Terán (2004), se consideran valores de  $\alpha_{VGL}$  de 1.2 y 1.4, respectivamente, para los estados límite de servicio y seguridad.

$$\delta_{SEG} = \frac{46}{1.2} = 38.33cm \quad (4.3)$$

$$\delta_{SER} = \frac{16.3}{1.4} = 11.66cm \quad (4.4)$$

Las Figuras 4.4. y 4.5. muestran, respectivamente, la determinación del periodo máximo permisible para los estados límite de servicio y seguridad. Para servicio se obtiene un periodo de 1.4 segundos, mientras que a seguridad corresponde un valor de 1.25 segundos.

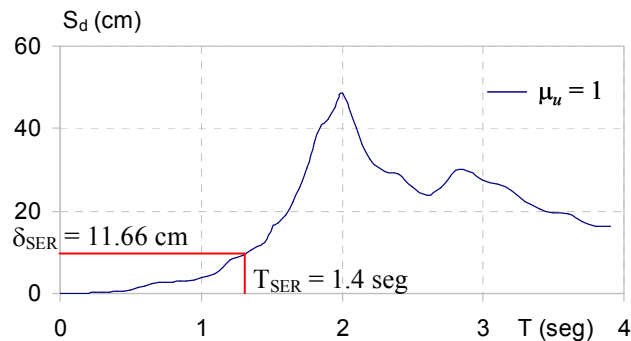


Figura 4.4. Determinación del periodo máximo para el estado límite de servicio

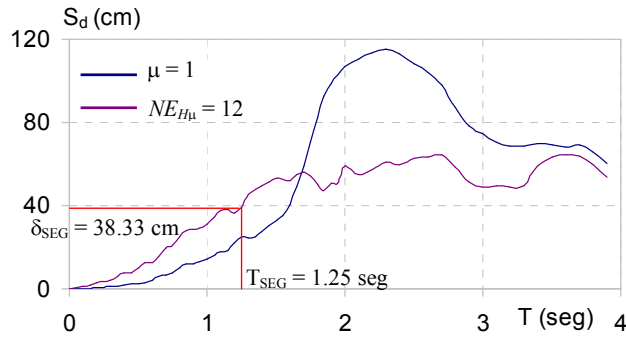


Figura 4.5. Determinación del periodo máximo para el estado límite de seguridad

La condición crítica para el diseño de la rigidez de la estructura corresponde al menor valor de los periodos establecidos para ambos estado límite:

$$T_{max} = Menor(T_{SER} y T_{SEG}) = 1.25 seg \tag{4.5}$$

Conforme a lo mostrado en las Figura 4.6. y 4.7., con el valor del periodo de diseño ( $T_{max} = 1.25 seg$ ), se establece el cortante basal de diseño con la ayuda de los espectros de resistencia para los dos estados límite bajo consideración.

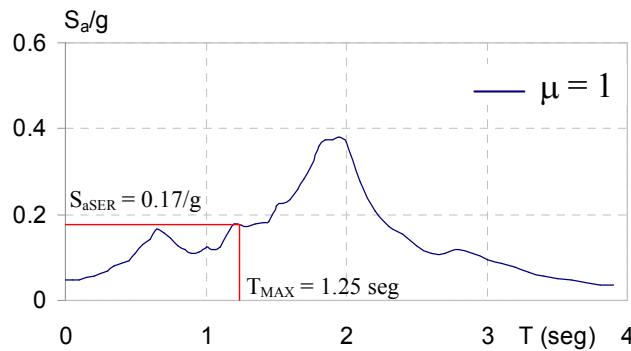


Figura 4.6. Determinación del cortante basal para el estado límite de servicio

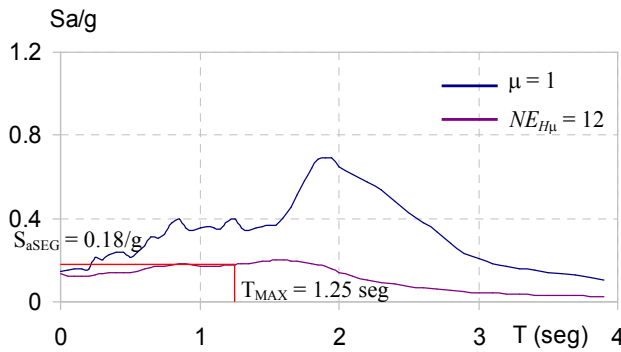


Figura 4.7. Determinación del cortante basal para el estado límite de seguridad

La aplicación de la metodología propuesta resulta en los siguientes cortantes basales:

$$S_{aSER} = 0.17/g \quad (4.6)$$

$$S_{aSEG} = 0.18/g \quad (4.7)$$

Conforme a la metodología propuesta, el cortante basal de diseño corresponde al mayor de los obtenidos para los dos estados límite bajo consideración:

$$V_b = \text{Mayor}(V_{bSEG} \text{ y } V_{bSER}) = \frac{0.18}{g} \quad (4.8)$$

Una vez que se establecen los valores de los tres parámetros de diseño bajo consideración ( $\mu_u = 5$ ,  $T_{max} = 1.25 \text{ seg}$  y  $V_b = 0.18/g$ ) se procede al diseño local preliminar.

### 4.3.2. Diseño Local Preliminar

#### Diseño de Rigidez

Conforme a la metodología propuesta, el primer paso del diseño local preliminar es el dimensionado de los elementos estructurales en función del valor de  $T_{max}$ . Para el caso del edificio de 12 pisos, se realizó una serie de análisis de valores característicos con el Sap2000 para establecer las dimensiones de los elementos estructurales. Dada la importancia de la contribución de la losa en la rigidez a flexión de las vigas, se consideró, conforme a las recomendaciones de French y Moehle (1991), un ancho de losa de 175 cm tributario a las vigas, correspondiente a un marco central del edificio. Las consideraciones hechas alrededor de esto se muestran en la Figura 4.8.

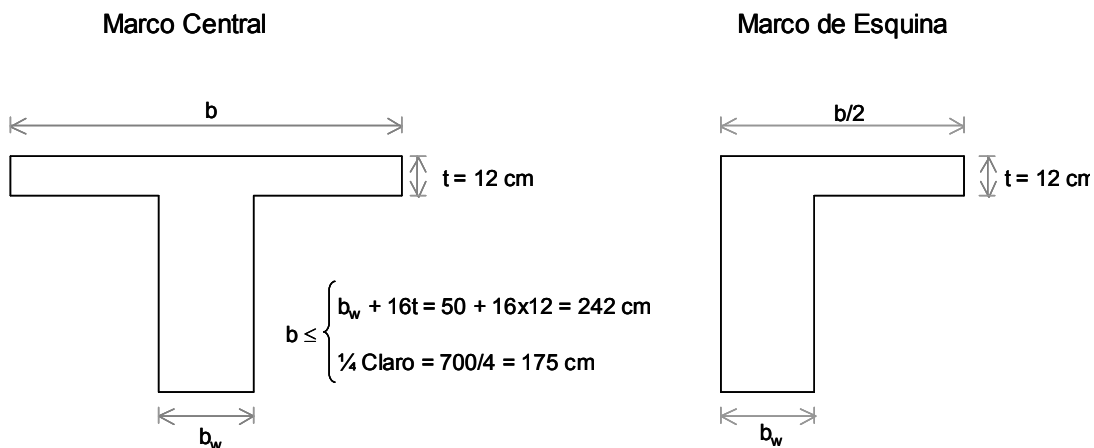


Figura 4.8. Ancho tributario de losa para determinar la rigidez a flexión de las vigas

El agrietamiento de los elementos estructurales de concreto reforzado se consideró de acuerdo a las recomendaciones del FEMA 273, resumidas en la Tabla 4.1a. Conforme a ellas, el momento de inercia de las vigas se tomo como el 50 % de la inercia gruesa ( $I_{vig} = 0.5I_g$ ), y el de las columnas como 70 % de su inercia gruesa ( $I_{col} = 0.7I_g$ ). Además en la Tabla 4.1b se muestran factores de reducción del código de Nueva Zelanda para el agrietamiento de los elementos estructurales, donde se observa que son similares a los recomendados por FEMA 273.

**Tabla 4.1a. Factores de reducción de rigidez de acuerdo al FEMA 273**

Componente	Rigidez a flexión	Rigidez a cortante	Rigidez axial
Vigas-no presforzadas	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	----
Vigas-presforzadas	$E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	----
Columnas en compresión	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	$E_cA_g$
Columnas en tensión	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	$E_sA_g$
Muros – no agrietados (por inspección)	$0.8E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	$E_cA_g$
Muros – agrietados	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	$E_cA_g$
Losa plana – no presforzada	Vea sección 6.5.4.2	$0.4E_cA_g$	----
Losa plana - presforzada	Vea sección 6.5.4.2	$0.4E_cA_g$	----

*Nota:*  $I_g$  para vigas-T puede ser tomada con un par de valores de  $I_g$  del alma, o puede estar basado en el ancho efectivo como se define en la sección 6.4.1.3 del FEMA 273. Para rigidez a cortante, la cantidad  $0.4E_c$  ha sido usada para representar el módulo de cortante  $G$ .

Tabla 4.1b. Factores de reducción de rigidez (Nueva Zelanda)

Tipo de Miembro	Estado Límite Último	Estado Límite de Servicio		
		$\mu_{\Delta} = 1.25$	$\mu_{\Delta} = 3$	$\mu_{\Delta} = 6$
1. Vigas				
a) Vigas rectangulares	0.40 $I_g$	$I_g$	0.70 $I_g$	0.40 $I_g$
b) Vigas T, L	0.35 $I_g$	$I_g$	0.60 $I_g$	0.35 $I_g$
2. Columnas				
a) $P_u/f'cA_g > 0.5$	0.80 $I_g$	$I_g$	0.90 $I_g$	0.80 $I_g$
b) $P_u/f'cA_g = 0.2$	0.60 $I_g$	$I_g$	0.80 $I_g$	0.60 $I_g$
c) $P_u/f'cA_g = -0.05$	0.40 $I_g$	$I_g$	0.70 $I_g$	0.40 $I_g$
3. Muros				
a) $P_u/f'cA_g = 0.2$	0.45 $I_g$ , 0.80 $A_g$	$I_g$ , $A_g$	0.70 $I_g$ , 0.90 $A_g$	0.45 $I_g$ , 0.80 $A_g$
b) $P_u/f'cA_g = 0.0$	0.25 $I_g$ , 0.50 $A_g$	$I_g$ , $A_g$	0.50 $I_g$ , 0.75 $A_g$	0.25 $I_g$ , 0.50 $A_g$
c) $P_u/f'cA_g = -0.1$	0.15 $I_g$ , 0.30 $A_g$	$I_g$ , $A_g$	0.40 $I_g$ , 0.65 $A_g$	0.15 $I_g$ , 0.50 $A_g$
4. Vigas acopladas				
	$\frac{0.40 I_g}{1.7 + 2.7 \left(\frac{h}{L}\right)^2}$	$\frac{I_g}{1.7 + 1.3 \left(\frac{h}{L}\right)^2}$	$\frac{0.70 I_g}{1.7 + 2.7 \left(\frac{h}{L}\right)^2}$	$\frac{0.40 I_g}{1.7 + 2.7 \left(\frac{h}{L}\right)^2}$
a) Diagonalmente reforzadas				
b) Reforzadas convencionalmente	$\frac{0.40 I_g}{1 + 8 \left(\frac{h}{L}\right)^2}$	$\frac{I_g}{1 + 5 \left(\frac{h}{L}\right)^2}$	$\frac{0.70 I_g}{1 + 8 \left(\frac{h}{L}\right)^2}$	$\frac{0.40 I_g}{1 + 8 \left(\frac{h}{L}\right)^2}$

Después de varias iteraciones, se establecieron las dimensiones resumidas en la Tabla 4.2. Note que el proceso de dimensionado ha considerado el uso de secciones tipo para simplificar el procedimiento constructivo del edificio. Esto es particularmente cierto para las columnas, cuyo dimensionado se resolvió con una sola sección para todas las columnas del edificio.

Tabla 4.2. Dimensiones de los elementos estructurales

Nivel de Piso	Viga (cm)	Columna (cm)
1, 2 y 3	50 x 120	90 x 90
4, 5 y 6	40 x 120	90 x 90
7, 8 y 9	40 x 110	90 x 90
10, 11 y 12	40 x 100	90 x 90

Vale la pena mencionar que durante el procedimiento iterativo establecido para determinar las dimensiones de los elementos estructurales, se ajustaron las masas de entrepiso en función de las secciones propuestas para los elementos estructurales. Además, dado que los cuatro marcos se diseñan para tener la misma rigidez lateral, se ha considerado que una cuarta parte de la masa reactiva del edificio es tributaria, desde un punto de vista de cargas laterales, para el diseño sísmico de cada marco. Esto resulta en que cada marco tiene asociado un peso de 1550 ton. La Tabla 4.3 resume el cálculo de las masas de entrepiso tributarias a cada marco.

**Tabla 4.3. Masa reactiva de entrepiso para cada marco**

Nivel de Entrepiso	CM + CV ( $T.s^2/m$ )	Masa de elementos estructurales ( $T.s^2/m$ )	Masa total ( $T.s^2/m$ )
1, 2 y 3	6.18	8.08	14.26
4, 5 y 6	6.18	7.20	13.38
7, 8 y 9	6.18	6.80	13.05
10 y 11	6.18	6.54	12.72
12	4.50	6.54	11.04

Las dimensiones y masas resumidas en las Tablas 4.2 y 4.3 resultaron en un periodo fundamental de vibración del edificio de 1.24 seg, que es ligeramente menor que el valor requerido para  $T_{MAX}$  (1.25 seg). La Figura 4.9. muestra el modelo del edificio para el SAP2000, y el periodo fundamental de vibración que este programa arroja cuando se considera la inercia agrietada de los elementos estructurales.

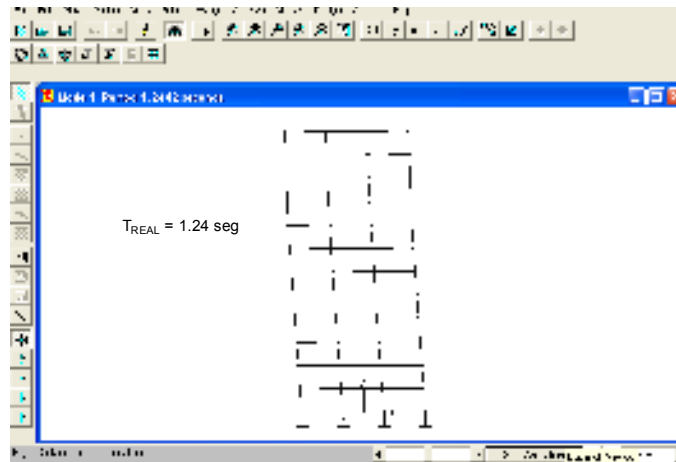


Figura 4.9. Modelo del edificio para plantear el análisis de valores característicos

El segundo y tercer pasos del diseño local preliminar consisten en el diseño de la capacidad local de resistencia y el detallado, respectivamente, de los elementos estructurales. Estos pasos se llevaron a cabo conforme a los requerimientos de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto (NTCDEC) de la versión más reciente del Reglamento de Construcciones del D.F.

### Diseño de Resistencia

El análisis estructural del edificio para el diseño de resistencia se llevó a cabo mediante un análisis modal espectral con el programa SAP2000. Para ello se utilizó el espectro de resistencia de diseño correspondiente al estado límite de seguridad (Figura 4.2b.). Para el diseño de resistencia se consideraron dos condiciones de carga:  $1.4(CM + CV)$  y  $1.1(CM + CV + Sismo)$ .



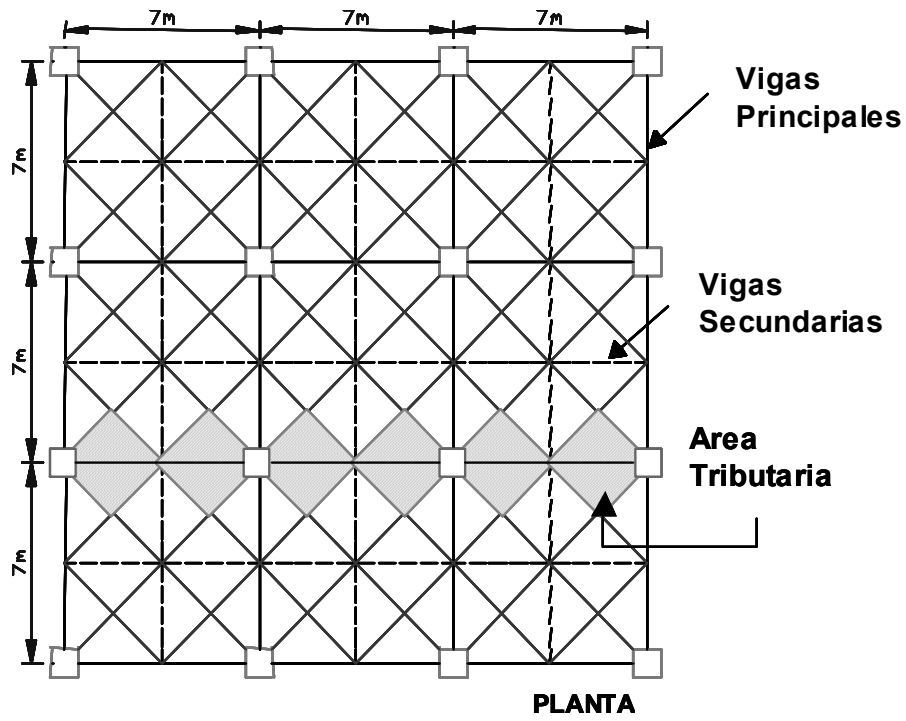


Figura 4.10. Esquema de distribución de áreas tributarias

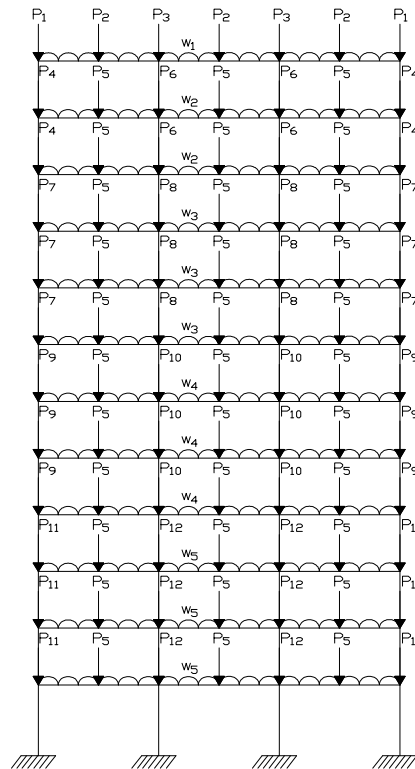


Figura 4.11. *CM* y *CV* asignada a los marcos centrales

La Figura 4.10. muestra de manera esquemática la distribución de áreas tributarias utilizada para asignar carga gravitacional a cada marco. La Figura 4.11. muestra el modelo esquemático de un marco central con las cargas gravitacionales que se le asignaron conforme a los valores resumidos en la Tabla 4.4.

Planteadas las condiciones de carga, el valor de las cargas gravitacionales, y el espectro de diseño de resistencia, se procedió a realizar el análisis estructural de uno de los marcos centrales del edificio con el programa *SAP2000*. La Figura 4.12. muestra los momentos de diseño de las vigas del marco central, que para el edificio de 12 pisos resultaron en su mayoría de la condición de carga: *CM+CV+Sismo*. La figura solo presenta los momentos de diseño en los extremos de las vigas de cada tercer piso.

**Tabla 4.4. Valores no factorizados de carga gravitacional para un marco central**

<i>Carga</i>	<i>CM + CV</i>	<i>CM + CV + Sismo</i>
$w_1$	2.55 T/m	2.43 T/m
$w_2$	3.33 T/m	3.05 T/m
$w_3$	3.42 T/m	3.14 T/m
$w_4$	3.50 T/m	3.23 T/m
$w_5$	3.74 T/m	3.46 T/m
$P_1$	13.25 T	12.70 T
$P_2$	18.60 T	17.50 T
$P_3$	21.80 T	20.70 T
$P_4$	24.00 T	22.70 T
$P_5$	25.80 T	23.20 T
$P_6$	36.10 T	33.50 T
$P_7$	24.50 T	23.20 T
$P_8$	36.60 T	34.10 T
$P_9$	25.00 T	23.70 T
$P_{10}$	37.20 T	34.60 T
$P_{11}$	26.90 T	25.60 T
$P_{12}$	38.60 T	36.00 T

$M^- = 104 \text{ T-m}$ $M^+ = 5 \text{ T-m}$	$M^- = 57 \text{ T-m}$ $M^+ = 28 \text{ T-m}$	$M^- = 92 \text{ T-m}$ $M^+ = 23 \text{ T-m}$	
$M^- = 162 \text{ T-m}$ $M^+ = 48 \text{ T-m}$	$M^- = 107 \text{ T-m}$ $M^+ = 82 \text{ T-m}$	$M^- = 144 \text{ T-m}$ $M^+ = 68 \text{ T-m}$	
$M^- = 202 \text{ T-m}$ $M^+ = 98 \text{ T-m}$	$M^- = 151 \text{ T-m}$ $M^+ = 115 \text{ T-m}$	$M^- = 178 \text{ T-m}$ $M^+ = 108 \text{ T-m}$	
$M^- = 220 \text{ T-m}$ $M^+ = 148 \text{ T-m}$	$M^- = 193 \text{ T-m}$ $M^+ = 126 \text{ T-m}$	$M^- = 186 \text{ T-m}$ $M^+ = 111 \text{ T-m}$	
a	b	b	a

Figura 4.12. Momentos de diseño en extremos de las vigas

El diseño de la losa se llevó a cabo conforme a las cargas gravitacionales presentes en el edificio y los requerimientos de las *NTCDEC*. La Figura 4.13. muestra un croquis del armado de la losa. La consideración del acero de la losa en el diseño de las vigas es relevante debido a dos cosas: a) evitar fallas por corte en las vigas y b) promover un mecanismo viga débil-columna fuerte. Tanto a tensión como a compresión, el ancho tributario de losa que debe considerarse para estimar la rigidez y resistencia de las vigas del marco central es el mostrado en la Figura 4.8. En caso del momento negativo resistente de las vigas, las barras de la losa que se encuentren comprendidas en el ancho efectivo de la losa deben considerarse para estimar la capacidad a flexión de la viga. En el caso del edificio de doce pisos, hay 10 barras del # 3 en esta porción de losa.

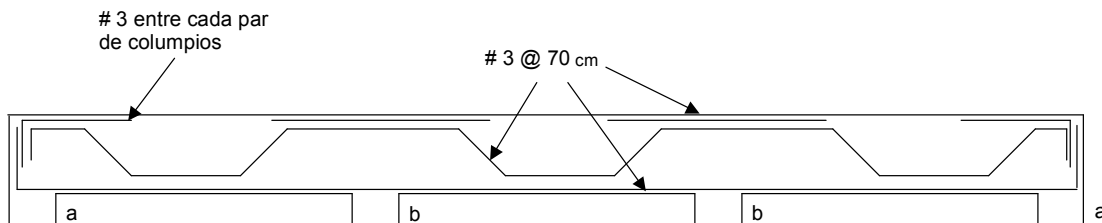


Figura 4.13. Croquis de armado de losa del edificio de 12 niveles

El diseño de las vigas del marco en consideración se planteó de acuerdo a los requerimientos de las *NTCDEC*. La Tabla 4.5 resume el acero longitudinal negativo y positivo en los extremos de las vigas, y las capacidades a flexión de las vigas obtenidas a partir de las ecuaciones de las *NTCDEC* y las propiedades de diseño de los materiales estructurales. Cabe mencionar que los valores de resistencia resumidos en la tabla consideran la contribución del acero longitudinal de las vigas y del acero de la losa.

**Tabla 4.5. Propiedades estructurales de la vigas del marco central**

Nivel de Piso	Apoyo "a"		Apoyo "b"	
	M <sup>-</sup> (T.m)	M <sup>+</sup> (T.m)	M <sup>-</sup> (T.m)	M <sup>+</sup> (T.m)
1, 2 y 3	7 # 10	5 # 10	6 # 10	4 # 10
	235.3	157.42	209.6	128.26
4, 5 y 6	6 # 10	5 # 8	5 # 10	6 # 8
	202.47	102.6	178	121.31
7, 8 y 9	5 # 10	5 # 8	5 # 10	5 # 8
	162	93	162	93
10, 11 y 12	5 # 8	3 # 8	5 # 8	3 # 8
	104.18	52	104.18	52

Para fines de ilustración, se describe el cálculo del acero longitudinal del tipo de viga que corresponde a los niveles 1, 2 y 3. La Figura 4.14. muestra un croquis con los momentos de diseño:

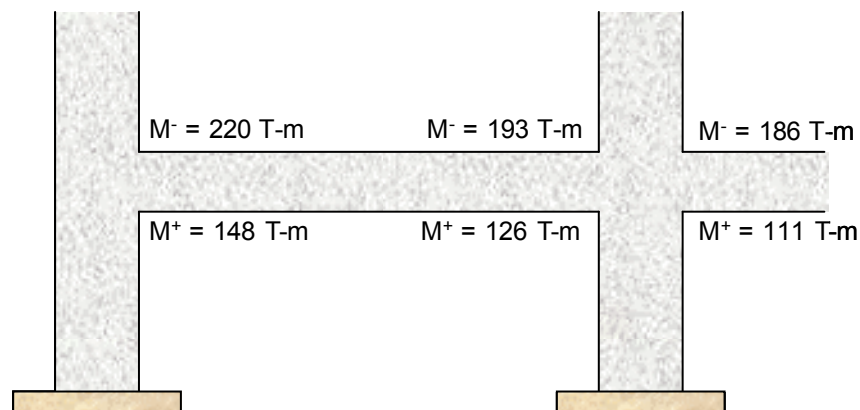


Figura 4.14. Momentos de diseño para viga de los niveles 1, 2 y 3

La viga se consideró como rectangular y simplemente armada para establecer su acero longitudinal positivo y negativo. El acero de la losa que se considera participa en la resistencia de la viga son 10 barras del # 3, que aportan un área  $A_{losa}$  de  $7.12 \text{ cm}^2$ . En la Figura 4.15. se muestra la sección rectangular de la viga, así como las resistencias de diseño de los materiales. Cabe mencionar que el acero de la losa tiene mucho mayor impacto en la resistencia a flexión negativa que en la positiva.

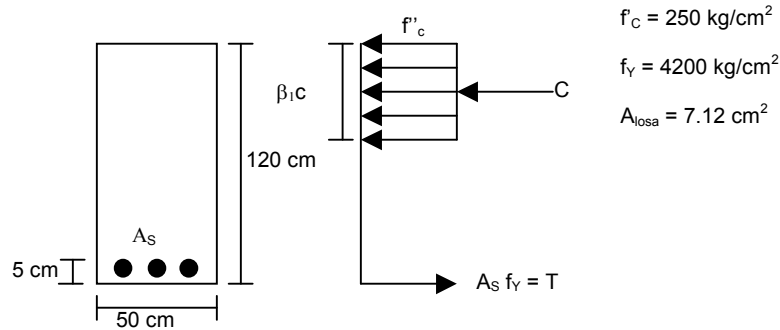


Figura 4.15. Consideraciones de diseño para viga de los niveles 1, 2 y 3

El diseño de la viga contemplo la revisión de los siguientes requisitos geométricos (NTCDEC-Marcos Dúctiles -Sec 7.2.1:

- $\frac{L_n}{d} = \left( \frac{700 - 90}{115} \right) = 5.3 > 4 \Rightarrow ok$
- $\frac{L_n}{b} = \left( \frac{700 - 90}{50} \right) = 12.2 < 30 \Rightarrow ok$
- $\frac{h}{b} = \frac{120}{50} = 2.4 < 3 \Rightarrow ok$
- $b > 25cm \Leftrightarrow (50cm > 25cm) \Leftrightarrow y \Rightarrow b < Ancho_{COL} \Leftrightarrow (50cm < 90cm) \Rightarrow ok$
- No existe excentricidad en conexión  $\Rightarrow ok$

A continuación se ilustra el procedimiento planteado para obtener el acero negativo en el apoyo “b”. Note que el acero que aporta la porción de la losa que es tributaria a la viga se considero como parte del acero negativo de diseño.

$$M_U = 193 \text{ Ton-m}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

De acuerdo a la Figura 4.15. y las NTCDEC:

$$\beta_1 c (170 \times 50) = A_s f_y = 4200 A_s$$

$$\beta_1 c = 0.49 A_s$$

$$M_U < F_R M_n = 0.9 A_s f_y (d - \beta_1 c/2)$$

$$19300000 = 3780 A_s (115 - 0.247 A_s) \quad A_s = 49.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero longitudinal requerido} = A_s - A_{\text{losa}} = 49.7 - 7.12 = 42.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } 6 \# 10 \quad A_{\text{long}} = 7.12 + 47.5 = 54.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Momento Resistente Negativo: } M^r (A_s = A_{\text{long}} + A_{\text{losa}}) = 209.6 \text{ Ton-m}$$

Revisión de la cuantía de acero

$$\rho_{\text{Min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{F_y} = 0.0026$$

$$\rho_{\text{Max}} = 0.0025$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{54.62}{50 \times 115} = 0.0094 \Leftrightarrow \text{ok}$$

La Figura 4.16. esquematiza el armado longitudinal de las vigas de los niveles 1, 2 y 3. El refuerzo positivo en los extremos de las vigas y el acero longitudinal en el centro del claro satisfacen los requisitos de marcos dúctiles de las NTCDEC.

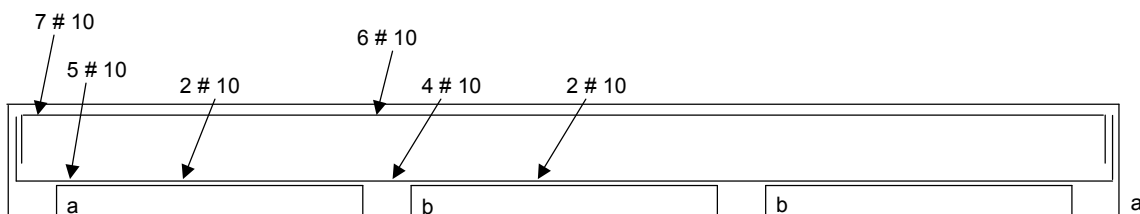


Figura 4.16. Armado longitudinal de las vigas de los niveles 1, 2 y 3

Una vez establecido el armado de las vigas, se diseña la capacidad a flexión de las columnas de acuerdo a los requerimientos de marcos dúctiles de las *NTCDEC*. A continuación se ilustra el procedimiento. Las resistencias a flexión de las columnas que llegan a un nodo deben satisfacer la siguiente condición (Marcos Dúctiles *NTCDEC*-Sec 7.3.2):

$$\sum M_e \geq 1.5 \sum M_g$$

donde:  $\sum M_e$  es la suma al paño del nudo de los momentos resistentes de las columnas calculados con un factor de resistencia de uno; y  $\sum M_g$  es la suma al paño del nudo de los momentos resistentes de las vigas calculados con factor de resistencia de uno. Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La condición debe cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo.

La Figura 4.17. ilustra el cálculo de los momentos de diseño de las columnas a partir del momento resistente de las vigas, donde  $F_R$  es el factor de reducción de resistencia para pasar del momento de diseño a momento real. Las condiciones para el diseño de las columnas están dadas por:

$$2M_{COL} = 1.5 \left( \frac{M_{RVIGA}^-}{F_R} \right)$$

$$M_{COL} = \frac{1.5}{2} \left( \frac{235.3}{0.9} \right) = 196 \text{Ton} - \text{m}$$

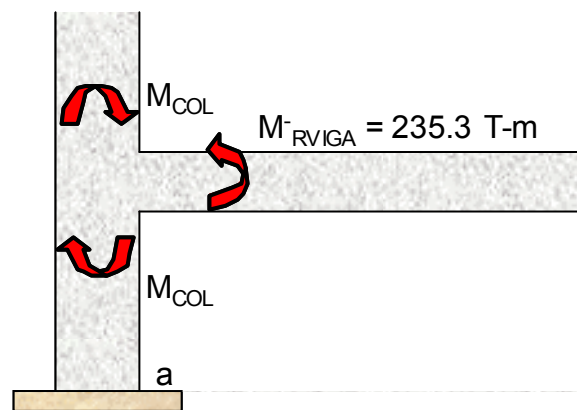


Figura 4.17. Esquema de cálculo de momentos de diseño en columnas

La Figura 4.18. muestra los valores de momento y carga axial de diseño calculados con base en lo planteado anteriormente. Al igual que para las vigas, el diseño del acero de las columnas se estandariza de tal manera que sólo cambia cada tres niveles. Se diseñaron para cada tres entresijos una columna de esquina y una columna central. Mientras que las cargas axiales de diseño mostradas en la Figura 4.18. corresponden a las calculadas con el *SAP2000* para la

condición de carga que contempla sismo, los momentos de diseño corresponden a los calculados a partir de la resistencia a flexión esperada en las vigas. Vale la pena mencionar que no se consideró el factor de 1.7 especificado en los requisitos de diseño de marcos dúctiles de las NTCDEC para amplificar la porción sísmica de la carga axial de diseño.

$M_U = 86.8 \text{ T.m}$	$M_U = 130.1 \text{ T.m}$	
$P_U = 173 \text{ T}$	$P_U = 227 \text{ T}$	
$M_U = 135 \text{ T.m}$	$M_U = 212 \text{ T.m}$	
$P_U = 418 \text{ T}$	$P_U = 477 \text{ T}$	
$M_U = 168.7 \text{ T.m}$	$M_U = 249.4 \text{ T.m}$	
$P_U = 700 \text{ T}$	$P_U = 729 \text{ T}$	
$M_U = 196 \text{ T.m}$	$M_U = 281.5 \text{ T.m}$	
$P_U = 1009 \text{ T}$	$P_U = 998 \text{ T}$	
<u>a</u>	<u>b</u>	<u>b</u> <u>a</u>

Figura 4.18. Momentos y cargas axiales de diseño para columnas

El diseño de las columnas contempló la revisión de los siguientes requisitos geométricos (NTCDEC-Sec 7.3.1):

- $h_{\min} = 90 > 30\text{cm} \Leftrightarrow ok$
- $A_{COL} = 90 \times 90 = 8100\text{cm}^2 > \frac{P_u}{0.5f'_c} = \frac{1009000}{0.5 \times 250} = 8072\text{cm}^2 \Leftrightarrow ok$
- $\frac{H_{\max}}{H_{\min}} = \frac{90}{90} = 1 > 0.4 \Leftrightarrow ok$
- $\frac{H_{\text{libre}}}{H_{\text{col}}} = \frac{280}{90} = 3.11 < 15 \Leftrightarrow ok$



El suministro de acero longitudinal en columnas se realizó a partir de diagramas de interacción establecidos de acuerdo a las *NTCDEC* ( $F_R = 0.8$ ). Las Figuras 4.19. a 4.22. muestran diagramas de interacción para las diferentes columnas que se diseñaron. La Tabla 4.6 resume el acero longitudinal de las mismas. El hecho de que varias columnas posean el mismo armado se debe a los requisitos de acero mínimo establecidos en las *NTCDEC*.

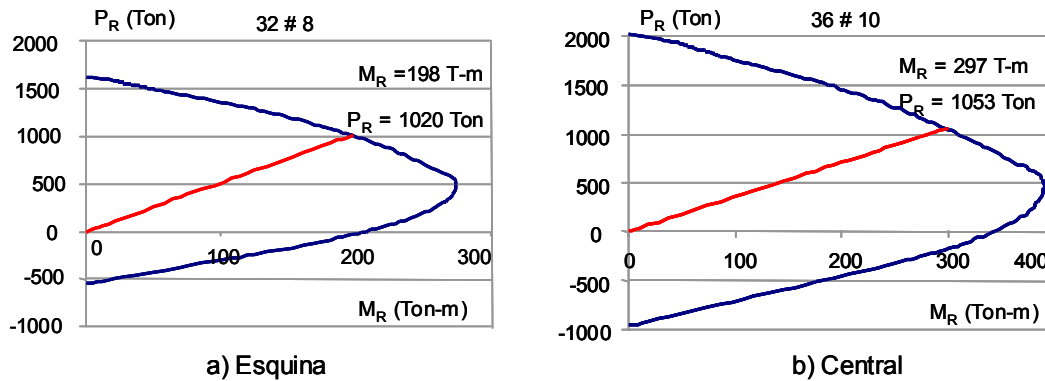


Figura 4.19. Diagrama de interacción para columnas de los niveles 1, 2 y 3

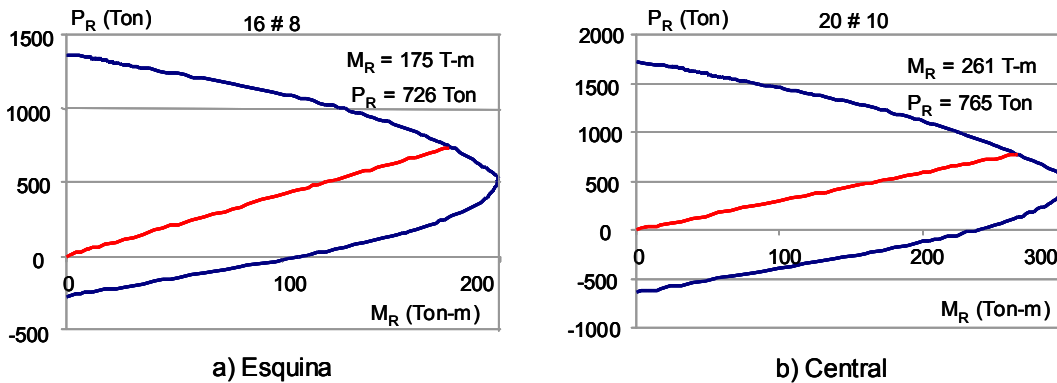


Figura 4.20. Diagrama de interacción para columnas de los niveles 4, 5 y 6

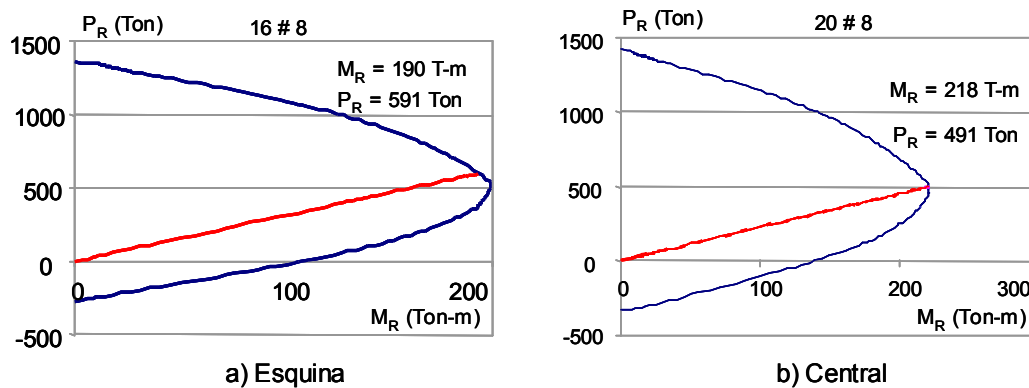


Figura 4.21. Diagrama de interacción para columnas de los niveles 7, 8 y 9

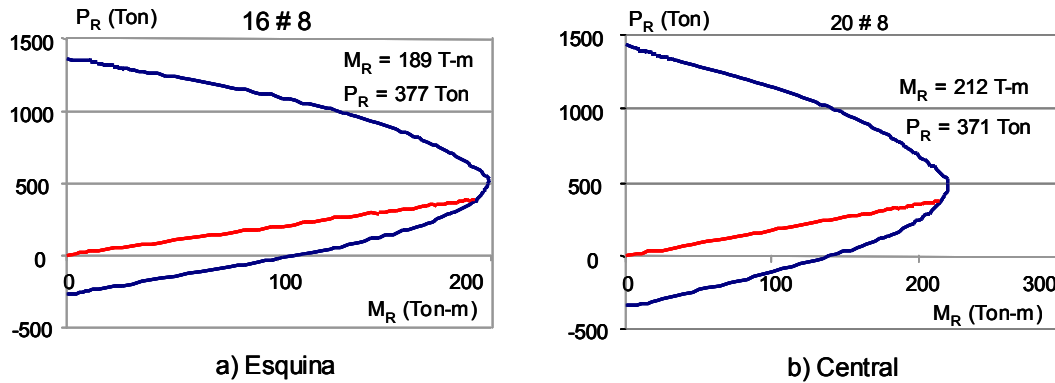


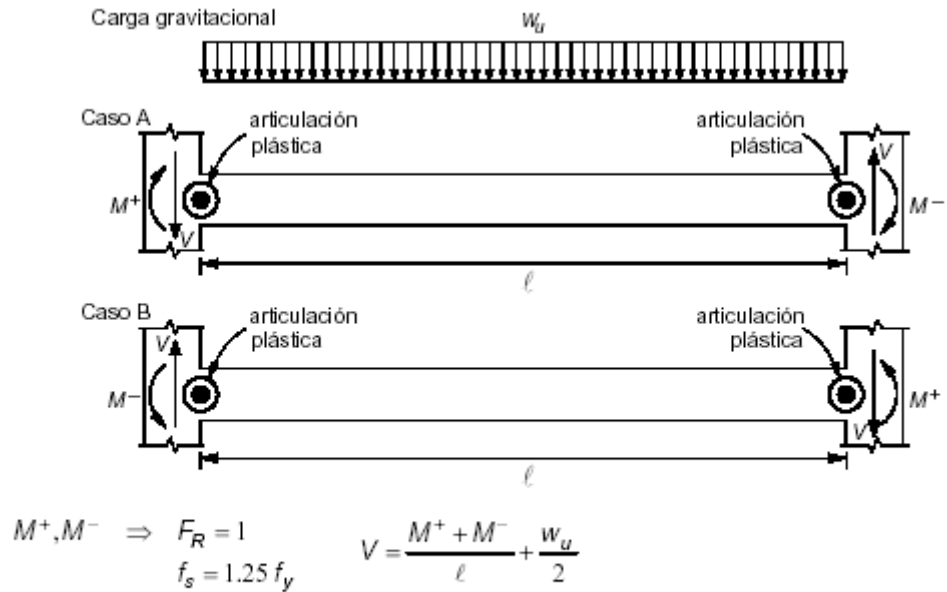
Figura 4.22. Diagrama de interacción para columnas de los niveles 10, 11 y 12

**Tabla 4.6. Cantidades de acero longitudinal en columnas**

Nivel de Piso	Columna de Esquina	Columna Central
1, 2 y 3	32 # 8	36 # 10
4, 5 y 6	16 # 8	20 # 10
7, 8 y 9	16 # 8	20 # 8
10, 11 y 12	16 # 8	20 # 8

Además de otorgar resistencia a cortante a los elementos estructurales, el detallado adecuado de los estribos es muy relevante para permitir que los elementos estructurales de concreto entren de manera estable a su rango de comportamiento plástico (Gosain et al. 1977, Wight et 1980, Bertero y Popov 1977). En esta sección se ilustra primero como se obtiene la fuerza cortante de diseño de una viga y su detallado por confinamiento y resistencia en zonas de articulación plástica de acuerdo a las *NTCDEC*.

Los elementos que trabajan principalmente a flexión se detallan para que no exhiban degradación excesiva a corte antes de que puedan alcanzar su capacidad de diseño de flexión en sus extremos. Para ello, la fuerza cortante de diseño de una viga se establece a partir del equilibrio del elemento estructural cuando este alcanza su capacidad esperada a flexión en sus extremos (Figura 4.23). Estos momentos representan una aproximación de la resistencia esperada a flexión, y son valuados con las propiedades esperadas de los materiales estructurales (se utiliza  $1.25 f_y$  en lugar de  $f_y$ ) y un factor de resistencia de uno. A lo largo del elemento actúan las cargas gravitacionales multiplicadas por el factor de carga correspondiente.



El sentido de la fuerza cortante V depende de la magnitud relativa de la fuerza cortante producida por la carga gravitacional de diseño  $W_u$  y de aquélla que equilibra a los momentos que aproximan la resistencia a flexión.

Figura 4.23. Determinación de la fuerza cortante de diseño en vigas

La Figura 4.24. muestra el diseño por corte para la viga de los niveles 1, 2 y 3 (NTCDEC-Sec 7.2.4.1).

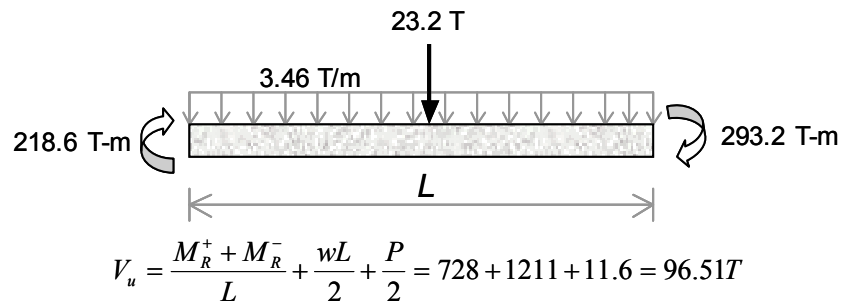


Figura 4.24. Cortante de diseño para vigas en niveles 1, 2 y 3

Usando 2 estribos # 3 + 1 grapa # 3  $A_{sv} = 5 \times 0.71 = 3.55 \text{ cm}^2$

De la Figura 4.24.,  $V_U = 96.51 \text{ Ton}$

La separación de estribos es:

$$s = \frac{F_R A_V F_Y d}{V_U} = \frac{0.8 \times 3.55 \times 4200 \times 115}{96510} = 14 \text{ cm}$$

En cuanto a los requisitos de confinamiento para el acero transversal de las vigas, las (NTCDEC-Sec 7.2.3) requiere que a separación  $s$  sea menor que:

- $\frac{d_{\text{viga}}}{4} = \frac{115}{4} = 28.75 \text{ cm}$
- $8d_b = 8 \times 3.175 = 25.4 \text{ cm}$
- $24d_{bEst} = 24 \times 0.9525 = 22.86 \text{ cm}$
- 30 cm

Conforme a los requisitos de separación anteriores, se propone utilizar 2 estribos # 3 + 1 grapa # 3 @ 12.5 cm. La Figura 4.25. muestra el detallado de las vigas del marco central del edificio de 12 pisos.

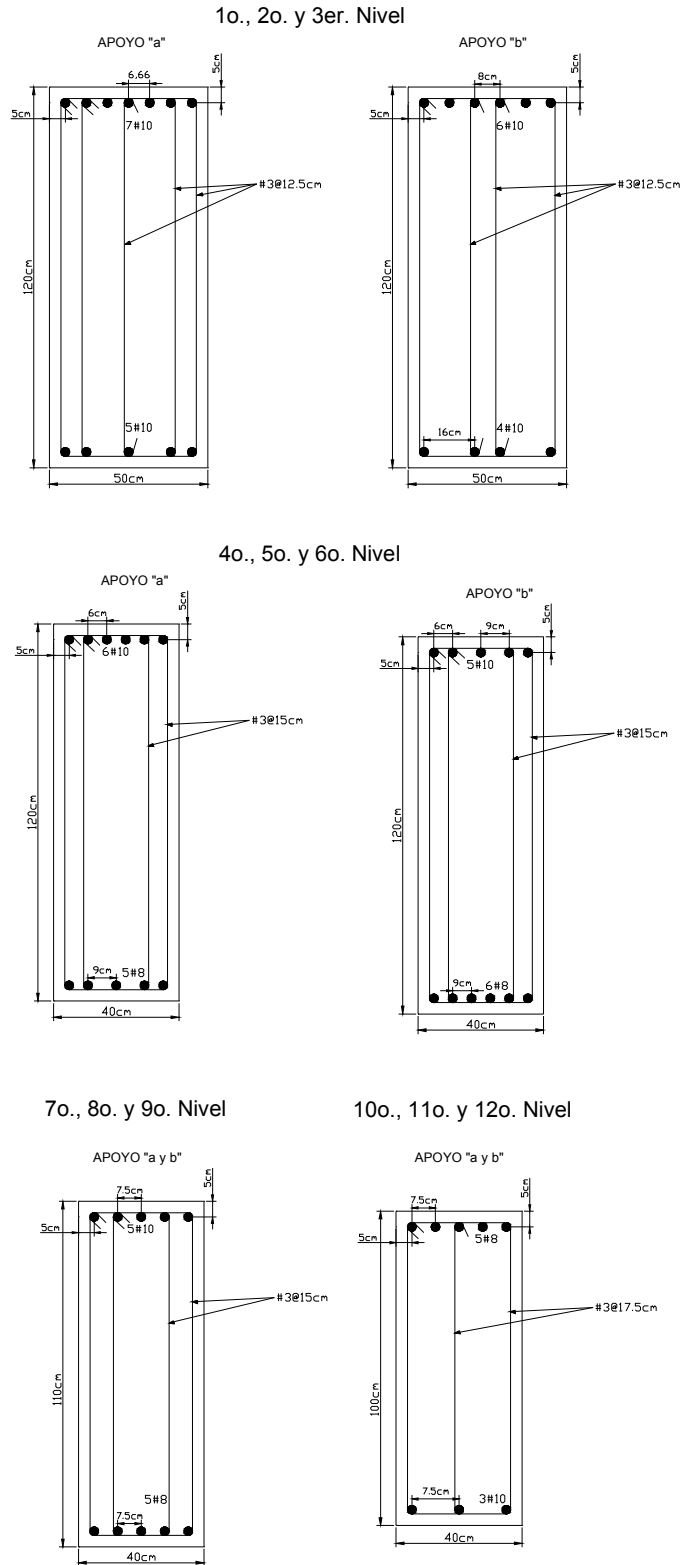


Figura 4.25. Detallado de estribos en los extremos de las vigas

De manera similar a lo planteado en vigas, la resistencia a corte en columnas debe establecerse en función de su capacidad esperada a flexión (NTCDEC-Sec 7.3.5). Los momentos en los extremos de las columnas se estiman a partir de las propiedades esperadas de los materiales estructurales (se utiliza  $1.25 f_y$  en lugar de  $f_y$ ) y un factor de resistencia de uno. A continuación se ilustra, con la ayuda de la Figura 4.26., el diseño a corte del refuerzo transversal de la columna (de borde) de los niveles 1, 2 y 3.

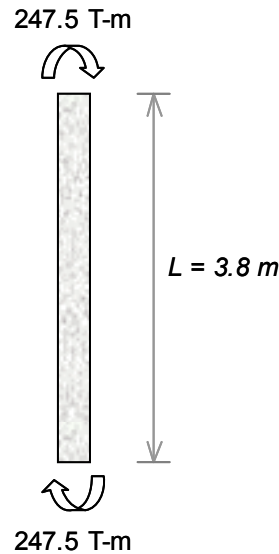


Figura 4.26. Momentos esperados en columna (de borde) de los niveles 1, 2 y 3

$$V_u = \frac{M_s + M_i}{L} = \frac{247.5 \times 2}{3.8} = 130.26 \text{ Ton} \leq 2F_r b d \sqrt{f_c^*} = 2 \times 90 \times 85 \sqrt{200} = 216.37 \text{ Ton} \leftrightarrow \text{Ok}$$

Se proponen 2 estribos mas 2 grapas del # 4, lo que resulta en  $A_v = 6 \times 1.26 = 7.56 \text{ cm}^2$

Además de lo anterior, las *NTCDEC-Sec 7.3.4* requieren que el refuerzo transversal de las columnas satisfaga los siguientes requisitos:

$$s \leq \begin{cases} a) \frac{850}{\sqrt{F_y} d_{\text{barra\_long}}} \Leftrightarrow 850 / \sqrt{4200} \times 2.50 = 33.31 \text{ cm} \\ b) 48 d_{\text{barra\_Est}} \Leftrightarrow 48 \times 1.27 = 60.96 \text{ cm} \\ c) \frac{h}{2} \Leftrightarrow \frac{90}{2} = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

donde  $s$  es la separación mínima de estribos.

$$L_o \geq \begin{cases} h_{\max} \Leftrightarrow 90cm \\ \frac{H_{Libre}}{6} \Leftrightarrow \frac{380}{6} = 63.3cm \\ \Leftrightarrow 60cm \end{cases}$$

donde  $L_o$  es la longitud considerada de articulación plástica.

$$S \leq \begin{cases} \frac{H_{\min}}{4} \Leftrightarrow \frac{90}{4} = 22.5cm \\ 6d_{bar\_long\_mas\_gruesa} \Leftrightarrow 6 \times 2.54 = 15.24cm \\ \Leftrightarrow 15cm \leftrightarrow Rige \end{cases}$$

donde S es la separación mínima de estribos.

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.3 \left( \frac{A_g^2}{A_c^2} - 1 \right) \frac{f'_c S b_c}{F_y h} \Leftrightarrow 0.3 \left( \frac{90^2}{82.54^2} - 1 \right) \frac{250}{4200} \times 15 \times 82.54 = 4.17cm \\ \frac{0.09 f'_c S b_c}{F_y h} \Leftrightarrow \frac{0.09 \times 250 \times 15 \times 82.54}{4200} = 6.63cm^2 \leq 7.56cm^2 \leftrightarrow Ok \end{cases}$$

donde  $A_{sh}$  es el área mínima de refuerzo transversal.

$$\frac{F_R A_v F_y d}{S} = \frac{0.8 \times 7.56 \times 4200 \times 85}{15} = 143.9Ton > 130.26Ton \leftrightarrow Ok$$

Las Figuras 4.27. a 4.29. muestran el detallado del acero transversal de las columnas del marco central del edificio de 12 pisos. Las figuras resumen la cantidad y separación de estribos.

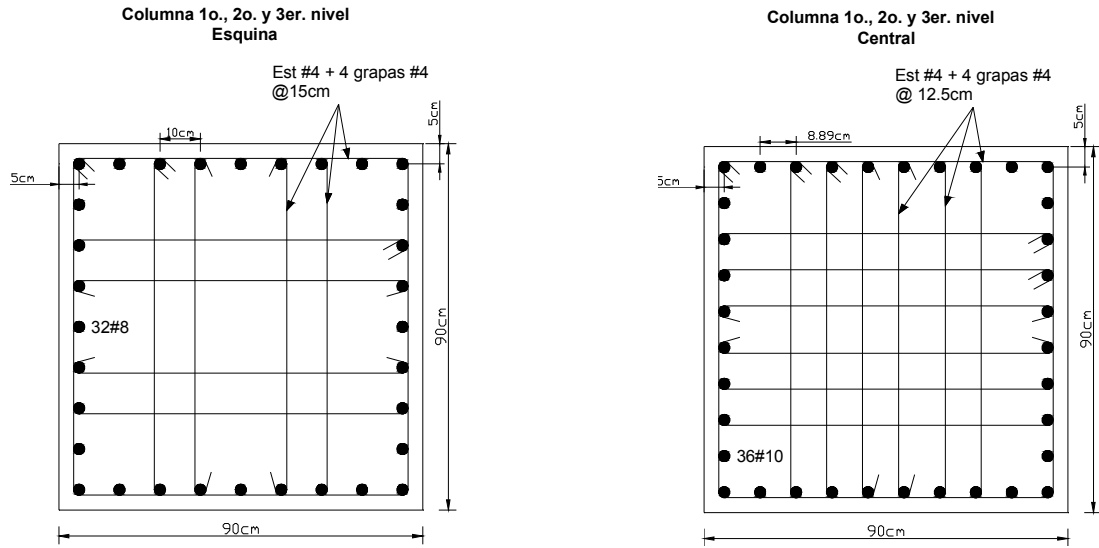


Figura 4.27. Detallado de estribos en los extremos de las columnas, niveles 1, 2 y 3

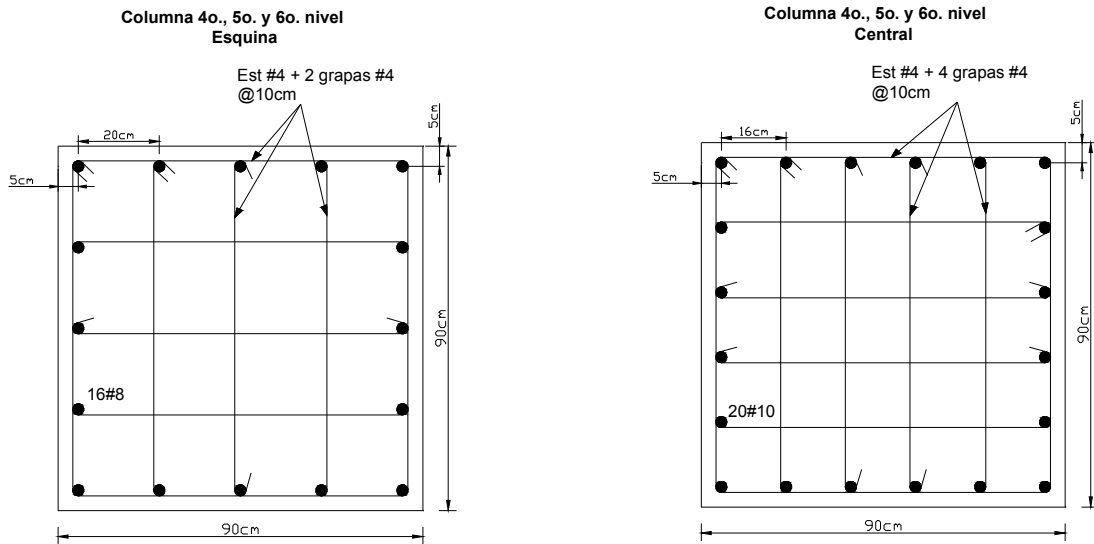


Figura 4.28. Detallado de estribos en los extremos de las columnas, niveles 4, 5 y 6



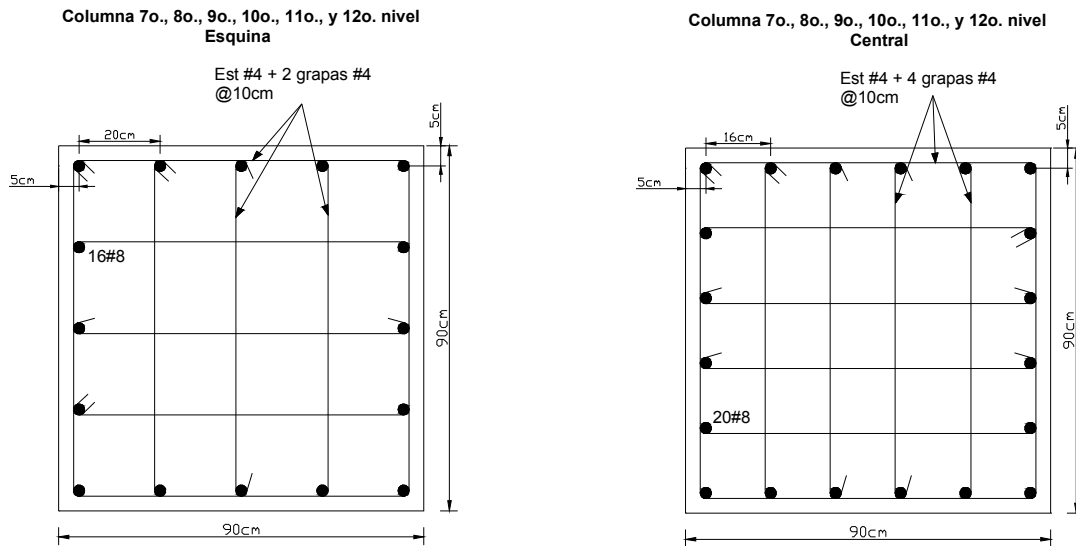


Figura 4.29. Detallado de estribos en los extremos de las columnas, niveles 7 a 12

#### 4.4. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL EDIFICIO DE DOCE PISOS

Una vez concluido el diseño preliminar del edificio de doce pisos, se determinaron sus características mecánicas a partir de un modelo analítico del edificio. En resumen, se estableció un modelo bidimensional del marco central del edificio, el cual se supone representativo de todo el edificio. Se hizo un intento por capturar la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de los elementos estructurales de concreto reforzado a través del uso de herramientas analíticas modernas. Se contempló explícitamente el nivel esperado de agrietamiento en las vigas y columnas, así como el efecto que la losa tiene en la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de las vigas. En resumen, se utilizaron modelos analíticos bien conocidos para establecer las curvas de esfuerzo-deformación para el concreto confinado y no confinado, así como para el acero. A partir de estas curvas y de suponer que una sección plana permanece plana después de la flexión, se establecieron las curvas momento-curvatura en ambos extremos de los elementos estructurales de concreto reforzado. Luego se establecieron idealizaciones bilineales de estas curvas por medio de definir curvaturas de fluencia y última. La resistencia, rigidez y capacidad de deformación de los elementos estructurales se establecieron directamente de estas curvas idealizadas. La porción de la losa que interactúa, tanto en tensión como compresión, con las vigas se definió a partir de las recomendaciones de Pantazopoulou y French (2001) para una distorsión de 2%. Una discusión detallada de las consideraciones utilizadas para modelar los elementos estructurales puede encontrarse en Terán y Bertero (1993). Cabe mencionar que las propiedades del acero del refuerzo longitudinal se establecieron conforme a lo reportado por Rodríguez y Botero (1995).

Las columnas del primer piso se modelaron como empotradas en su base, y se consideró tanto el endurecimiento por deformación en las vigas como los efectos de segundo orden derivados de la carga gravitacional. Se utilizó amortiguamiento viscoso a través de una matriz de amortiguamiento de Rayleigh, con 5% de amortiguamiento crítico para los dos primeros modos.

La Tabla 4.7 resume las propiedades estructurales de las vigas del marco central. Las unidades de rotación son radianes y las de curvatura 1/m. Para obtener la inercia del elemento estructural se promediaron las inercias agrietadas positiva y negativa estimadas en los extremos de los elementos. Además en la Figura 4.30. se muestran de manera esquemática los puntos del diagrama de interacción de las columnas del edificio, finalmente en la Tabla 4.8 se presentan los valores de resistencia de dichos puntos. Cabe mencionar que estas propiedades de los elementos estructurales fueron obtenidos con las resistencia reales de los materiales, además de no considerar factores de reducción de resistencia.

**Tabla 4.7. Propiedades estructurales de las vigas**

Nivel de Piso	Apoyo "a"		Apoyo "b"	
	$M^-$ (Ton-m)	$M^+$ (Ton-m)	$M^-$ (Ton-m)	$M^+$ (Ton-m)
1, 2 y 3	$M_y = 319.40$ $\theta = 0.028$ $End^- = 0.021$ $\phi_v^- = 0.00312$ $\phi_u^- = 0.05061$ $I_e/I_g = 0.488$	$M_y = 192.90$ $\theta^+ = 0.066$ $End^+ = 0.014$ $\phi_v^+ = 0.00243$ $\phi_u^+ = 0.11302$	$M_y = 283.70$ $\theta = 0.026$ $End^- = 0.020$ $\phi_v^- = 0.00307$ $\phi_u^- = 0.04625$ $I_e/I_g = 0.426$	$M_y = 154.80$ $\theta^+ = 0.066$ $End^+ = 0.013$ $\phi_v^+ = 0.00238$ $\phi_u^+ = 0.11275$
4, 5 y 6	$M_y = 274.60$ $\theta = 0.021$ $End^- = 0.016$ $\phi_v^- = 0.00323$ $\phi_u^- = 0.03788$ $I_e/I_g = 0.444$	$M_y = 124.80$ $\theta^+ = 0.066$ $End^+ = 0.013$ $\phi_v^+ = 0.00233$ $\phi_u^+ = 0.11187$	$M_y = 241.90$ $\theta = 0.026$ $End^- = 0.020$ $\phi_v^- = 0.00308$ $\phi_u^- = 0.04674$ $I_e/I_g = 0.452$	$M_y = 149.50$ $\theta^+ = 0.066$ $End^+ = 0.013$ $\phi_v^+ = 0.00237$ $\phi_u^+ = 0.11246$
7, 8 y 9	$M_y = 218.30$ $\theta = 0.023$ $End^- = 0.018$ $\phi_v^- = 0.00348$ $\phi_u^- = 0.04495$ $I_e/I_g = 0.436$	$M_y = 113.20$ $\theta^+ = 0.067$ $End^+ = 0.013$ $\phi_v^+ = 0.00258$ $\phi_u^+ = 0.12394$	$M_y = 218.30$ $\theta = 0.023$ $End^- = 0.018$ $\phi_v^- = 0.00348$ $\phi_u^- = 0.04495$ $I_e/I_g = 0.436$	$M_y = 113.20$ $\theta^+ = 0.067$ $End^+ = 0.013$ $\phi_v^+ = 0.00258$ $\phi_u^+ = 0.12394$
10, 11 y 12	$M_y = 137.9$ $\theta = 0.020$ $End^- = 0.018$ $\phi_v^- = 0.00368$ $\phi_u^- = 0.04431$ $I_e/I_g = 0.333$	$M_y = 61.70$ $\theta^+ = 0.067$ $End^+ = 0.012$ $\phi_v^+ = 0.00278$ $\phi_u^+ = 0.13716$	$M_y = 137.9$ $\theta = 0.020$ $End^- = 0.018$ $\phi_v^- = 0.00368$ $\phi_u^- = 0.04431$ $I_e/I_g = 0.333$	$M_y = 61.70$ $\theta^+ = 0.067$ $End^+ = 0.012$ $\phi_v^+ = 0.00278$ $\phi_u^+ = 0.13716$

$M_y$  momento de fluencia

$\theta^+$  y  $\theta$  rotación de fluencia positiva y negativa

$End^+$  y  $End^-$  endurecimiento por deformación positivo y negativo

$\phi_s^+$   $\phi_s^-$  curvatura de fluencia positiva y negativa  
 $\phi_u^+$   $\phi_u^-$  curvatura ultima positiva y negativa  
 $I_e/I_g$  momento de inercia agrietada

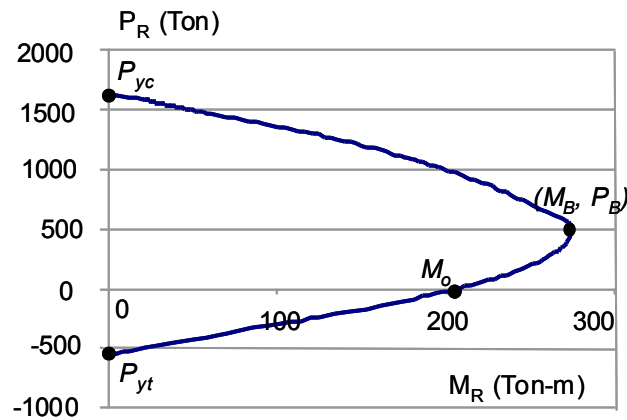


Figura 4.30. Resistencia de columnas de manera esquemática

Tabla 4.8. Resistencias reales de las columnas del edificio en estudio

Columna	$P_{yt}$ (Ton)	$M_o$ (Ton-m)	$(M_B, P_B)$ (Ton-m, Ton)	$P_{yc}$ (Ton)
1, 2 y 3 Borde	742	286	(372, 719)	2212
1, 2 y 3 Central	1304	467	(528, 691)	2752
4, 5 y 6 Borde	370	145	(268, 750)	1855
4, 5 y 6 Central	869	325	(408, 723)	2334
7, 8 y 9 Borde	370	145	(268, 750)	1855
7, 8 y 9 Central	463	189	(296, 668)	1945
10, 11 y 12 Borde	370	145	(268, 750)	1855
10, 11 y 12 Central	463	189	(296, 668)	1945

$P_{yt}$  Resistencia de la columna a tensión pura

$P_{yc}$  Resistencia de la columna a compresión pura

$M_o$  Resistencia de la columna a flexión pura

$(M_B, P_B)$  Falla balanceada

Una herramienta útil para evaluar las características mecánicas globales de una estructura es un análisis estático bajo deformación lateral monótonamente creciente (pushover). Este tipo de análisis consiste en aplicar una serie de cargas laterales con valor relativo constante al edificio, hasta alcanzar la capacidad última de deformación del edificio. En esta tesis se utilizó un patrón de carga proporcional a las fuerzas laterales de diseño derivadas de un análisis dinámico modal.

El análisis pushover se llevo a cabo con los programas *DRAIN 2DX* (Prakash, V., Powel, G.H., y Campbell, S., 1993) y *RUAUMOKO* (Athol, J. Carr, 2003). La Figura 4.31a. muestra las curva desplazamiento de azotea contra cortante basal del marco central del edificio de 12 niveles obtenida a partir del *DRAIN 2DX*.

De acuerdo al programa *DRAIN 2DX*, el marco es capaz de desarrollar un cortante último de 390 toneladas. El cortante basal objetivo o de diseño fue 420 toneladas, de tal manera que el procedimiento de prediseño local seguido en esta tesis resulta en un ligero sub-diseño de la resistencia. En particular, se consideró durante el diseño un factor de sobre-resistencia de 1.5, mientras que el factor de sobre-resistencia estimado a partir de los resultados del pushover es:

$$F_{SR} = \frac{V_{bREAL}}{V_{DISEÑO}} = \frac{390ton}{0.1822(1550)ton} = 1.38. \text{ Después de revisar el procedimiento de prediseño local,}$$

se considera que la razón principal de este ligero sub-diseño es consecuencia de la forma en que se diseñó el acero negativo de las vigas. En particular, durante el diseño de este acero se consideró, como parte del acero negativo, el acero que contribuye la losa a la capacidad a flexión negativa de la viga, lo que resultó en una cantidad menor de acero longitudinal de la que normalmente se asignaría a un marco con las características del que aquí se estudia. Conforme se puede concluir a partir de las Figuras 4.31a. y 4.31b. los resultados obtenidos con el *DRAIN 2DX* y el *RUAUMOKO* son muy parecidos entre si.

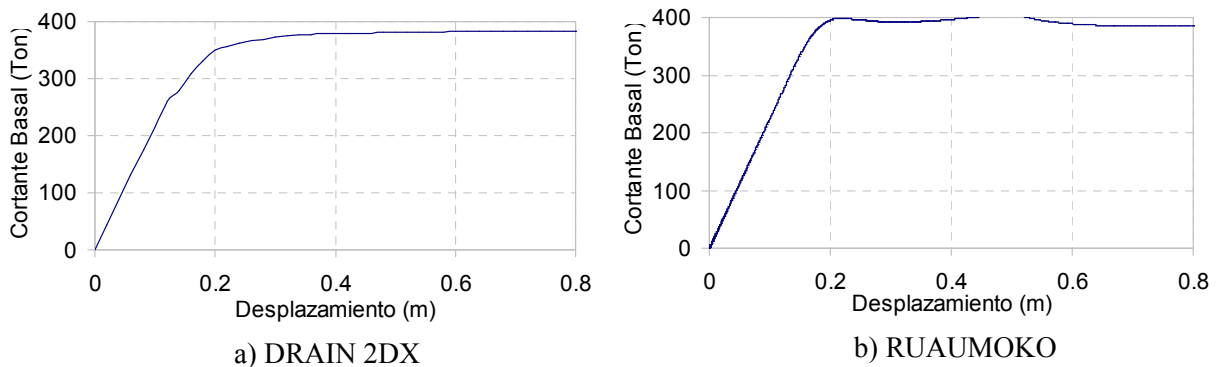


Figura 4.31. Curvas Cortante Basal vs. Desplazamiento de Azotea Derivadas de Análisis Tipo Pushover

En cuanto a la capacidad de deformación última global del marco, se determinó su ductilidad última global con base en los resultados obtenidos del programa *DRAIN 2DX*. La Figura 4.32a. muestra la idealización bilineal de la curva cortante basal contra desplazamiento de azotea utilizada con este fin. Mientras que el desplazamiento de fluencia global se define como el desplazamiento que delimita la zona elástica y plástica de la curva bilineal, el desplazamiento último global se define como aquel en el que se agota la capacidad de deformación rotacional de por lo menos una tercera parte de las vigas del entrepiso más crítico. Conforme a lo anterior, la

ductilidad última global esperada en el marco es:  $\mu_u = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0.80}{0.17} = 4.7$ . Este valor es muy

cercano al valor de 5 considerado durante el prediseño global del marco, lo que implica que el detallado especificado por las *NTCDEC* para marcos dúctiles resulta en edificios que exhiben ductilidades globales dentro del rango esperado (4 a 6) para marcos con buen detallado sísmico.

En la Figura 4.32b. es posible observar la evolución del *COD* del marco de 12 pisos en función de un incremento en su desplazamiento de azotea. Puede concluirse que los valores de *COD* utilizados durante la etapa de *prediseño global* son consistentes con los mostrados en la Figura 4.32b.

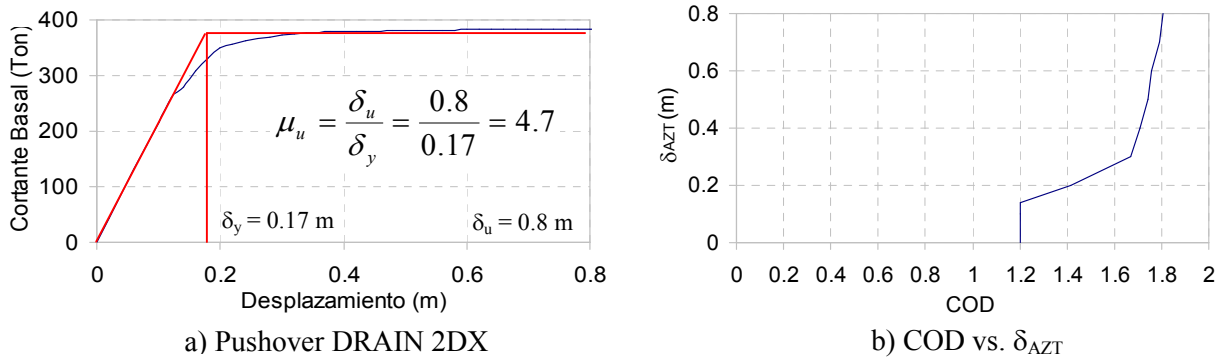


Figura 4.32. Comportamiento del edificio de 12 pisos en función de su desplazamiento de azotea

En la Figura 4.33a. es posible observar el edificio con comportamiento lineal para desplazamientos de azotea menores de 20 cm, lo cual indica que el punto de fluencia (17 cm) mostrado en la Figura 4.32a. tiene sentido (comportamiento lineal), por otra parte para desplazamientos de azotea mayores de 20 cm se nota en la Figura 4.33. que la estructura entra al rango no lineal de comportamiento, que es de esperarse de acuerdo a los objetivos de diseño. Además en la Figura 4.33b. se pueden observar distorsiones constantes en casi toda la altura del edificio, para valores de distorsión menores de 0.005 lo cual indica que el valor propuesto para el control de la distorsión del Estado Limite de Servicio (0.004) da resultados adecuados en mantener el edificio lineal. En ese mismo sentido para valores de distorsión mayores de 0.005 el edificio entra al rango no lineal, observándose la concentración de distorsión en los pisos inferiores del edificio.

Otro aspecto por considerarse a partir de los resultados derivados de un análisis tipo pushover es el mecanismo plástico que desarrolla la edificación. En particular, resulta de interés revisar que se forme el mecanismo viga débil - columna fuerte. Las Figuras 4.34a. y 4.34b. muestran el mecanismo plástico predicho por DRAIN 2DX y RUAUMOKO, respectivamente. Conforme a lo planteado durante la etapa conceptual del diseño, el marco concentra la gran mayoría de sus articulaciones plásticas en los extremos de las vigas, y es de enfatizar la similitud de los patrones de articulaciones plásticas derivadas de los dos programas. La Figura 4.35. resume la evolución del patrón de articulaciones plásticas conforme se incrementa el desplazamiento de azotea. En cuanto a la rigidez el periodo de diseño  $T_{DIS} = 1.25$  seg, mientras el arrojado por *DRAIN 2DX* y *RUAUMOCO* durante el estudio es aproximadamente de  $T_{RES} = 1.30$  seg, que representa un ligero sub-diseño debido a la consideración detallada de el agrietamientos de los elementos estructurales, sin embargo es razonable dentro de un prediseño.

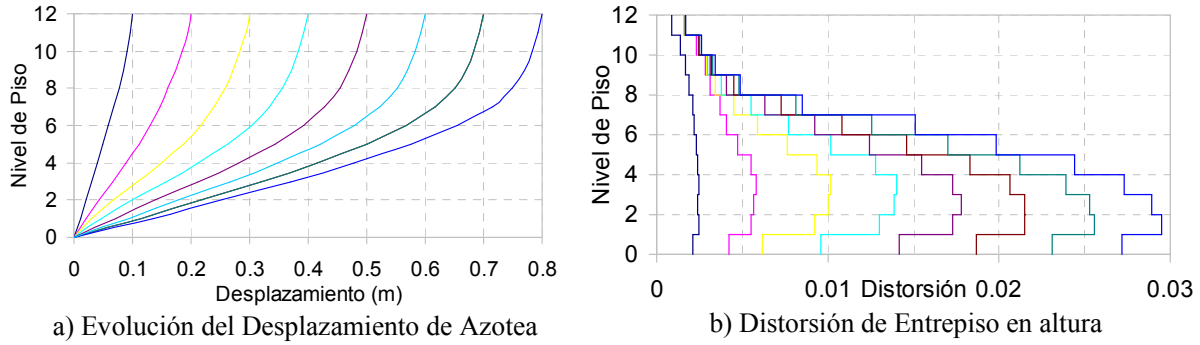


Figura 4.33. Desplazamientos de Azotea y Distorsiones de Entrepiso del pushover de DRAIN 2DX

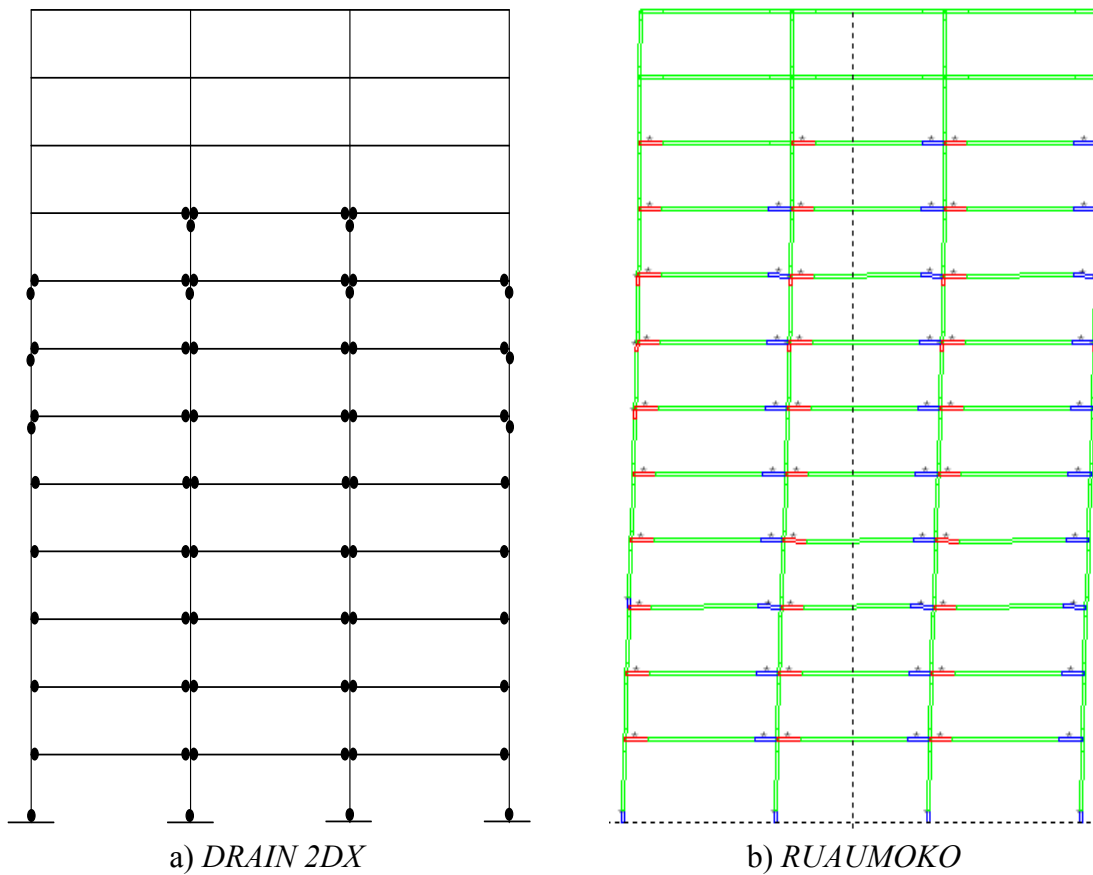


Figura 4.34. Articulaciones plásticas en el marco de 12 pisos

De acuerdo a los resultados presentados en esta sección, puede considerarse exitosa la aplicación de la metodología de prediseño local propuesta en esta tesis al marco de 12 pisos. En particular, el marco diseñado conforme a la metodología exhibe características mecánicas globales muy cercanas a los valores de diseño considerados para ellas (valores de los parámetros de diseño) como se muestra en la Tabla 4.9.

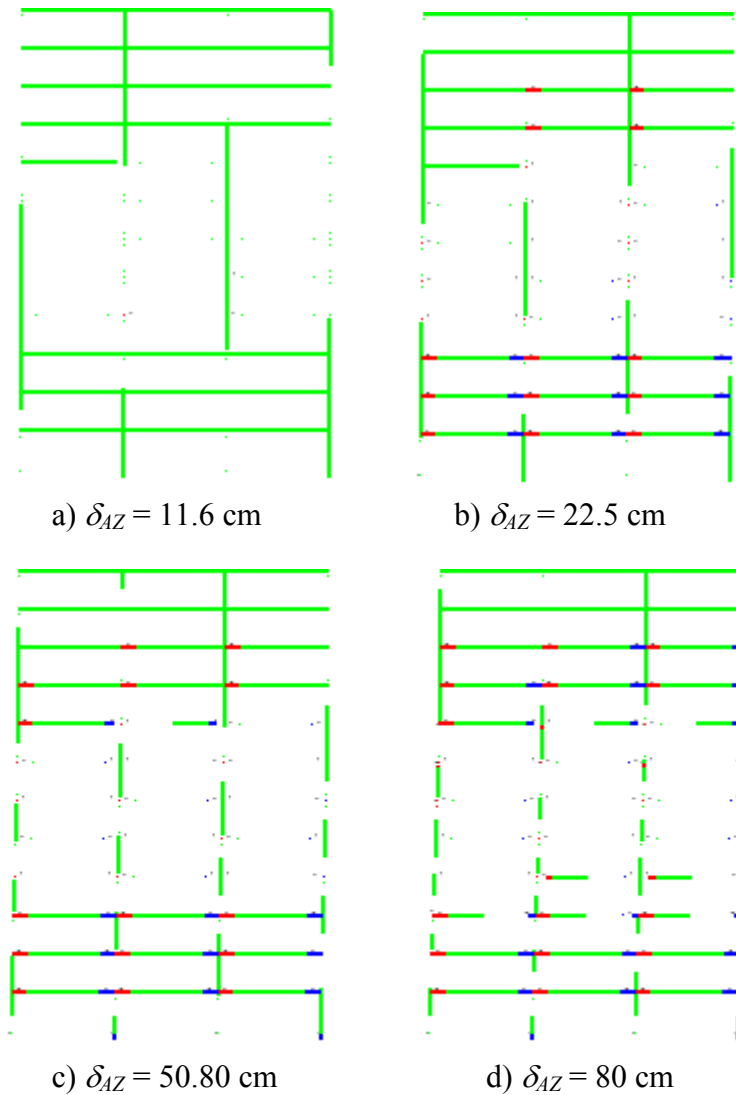


Figura 4.35. Evolución de articulaciones plásticas en función del desplazamiento de azotea

**Tabla 4.9. Características mecánicas globales del marco de doce pisos contra valores de diseño**

Característica Mecánica	Parámetro de Diseño	Valor derivado de análisis pushover
Rigidez	$T_{max} = 1.25 \text{ seg}$	$T_{max} = 1.3 \text{ seg}$
Resistencia	$V_b = 420 \text{ Ton}$	$V_b = 390 \text{ Ton}$
Capacidad de deformación	$\mu_u = 5$	$\mu_u = 4.7$
Mecanismo	Viga débil-columna fuerte	Viga débil-columna fuerte

## 4.5. DESEMPEÑO SÍSMICO

Una vez establecidas las características mecánicas globales del marco y la pertinencia de la metodología propuesta para el prediseño local, es necesario revisar el desempeño sísmico del marco conforme a sus objetivos de diseño.

### 4.5.1. Estado límite de servicio

La cuantificación de los objetivos de diseño del marco de doce pisos se resume en la Figura 3.3. Mientras que el control del daño no estructural se plantea a partir de controlar la distorsión máxima de entrepiso dentro del umbral de 0.004, el control del daño estructural se garantiza a través de mantener a los elementos estructurales dentro de su rango elástico de comportamiento.

Para evaluar el desempeño del marco de 12 pisos para el estado límite de servicio, se sometió al modelo del *DRAIN 2DX* a la familia de acelerogramas utilizada para establecer los espectros de diseño para este estado límite. Cabe mencionar que se considero comportamiento elasto-plástico del material. La Figura 4.36. muestra los valores de distorsión máxima para cada acelerograma, y compara la media y la media mas una desviación estándar de la distorsión máxima con su correspondiente valor de diseño. El diseño puede considerarse exitoso si la media mas una desviación estándar de la respuesta máxima no excede su umbral de diseño. Note que la mayoría de los valores de distorsión máxima están por debajo de la distorsión de diseño, y que la media y la media mas una desviación estándar no exceden el umbral de diseño. De acuerdo a esto, puede concluirse que el desempeño no estructural del marco satisface los requerimientos impuestos por los objetivos de diseño. La Tabla 4.10 resume la ubicación (entrepiso) donde se presentó la distorsión máxima para cada evento sísmico. La distorsión máxima tiende a presentarse en el piso dos del marco.

En cuanto al desempeño estructural, los elementos estructurales permanecieron elásticos durante todos los acelerogramas considerados en el estudio. A partir de esto, puede concluirse que el marco satisface adecuadamente las condiciones de desempeño estructural impuestas por los objetivos de diseño.

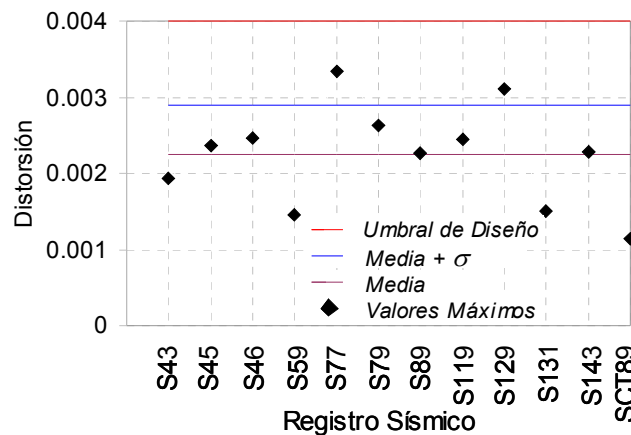


Figura 4.36. Distorsiones máximas para el estado límite de servicio



**Tabla 4.10. Entrepiso donde se presenta la distorsión máxima, estado límite de servicio**

Acelerograma	Nivel de Entrepiso
S43	2
S45	2
S46	2
S59	2
S77	5
S79	4
S89	2
S119	2
S129	2
S131	2
S143	2
SCT89	2

#### 4.5.2. Estado límite de seguridad

La cuantificación de los objetivos de diseño del marco de 12 pisos se resume en la Figura 3.3. Mientras que el control del daño no estructural se plantea a partir de controlar la distorsión máxima de entrepiso dentro del umbral de 0.015, el control del daño estructural se establece a partir de controlar las demandas locales de comportamiento plástico de tal manera que el índice de daño ( $DMI_{PA}$ ) no exceda el valor de uno.

Para evaluar el desempeño del marco de doce pisos para el estado límite de seguridad, se sometió al modelo del *DRAIN 2DX* a la familia de acelerogramas utilizada para establecer los espectros de diseño para este estado límite. Con este propósito se utilizó una versión modificada del *DRAIN 2DX* (Ascheim 2005) que contempla la degradación del ciclo histéretico de los elementos estructurales a través del modelo de Takeda (1970).

La Figura 4.37. muestra los valores de distorsión máxima para cada acelerograma, y compara la media y la media más una desviación estándar de la distorsión máxima con su correspondiente valor de diseño. Dado que todos los valores de distorsión máxima están por debajo de la distorsión de diseño, la media y la media más una desviación estándar no exceden el umbral de diseño. De acuerdo a esto, puede concluirse que el desempeño no estructural del marco satisface los requerimientos impuestos por los objetivos de diseño. La Tabla 4.10 resume la ubicación (entrepiso) donde se presentó la distorsión máxima para cada evento sísmico. La distorsión máxima tiende a presentarse en el piso dos del marco.

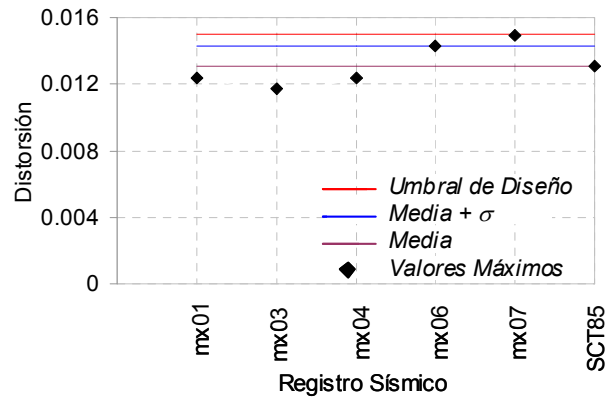


Figura 4.37. Distorsiones máximas para el estado límite de seguridad

**Tabla 4.11. Entrepiso donde se presenta la distorsión máxima, estado límite de seguridad**

Acelerograma	Nivel de Entrepiso
MX01	3
MX03	2
MX04	2
MX06	2
MX07	2
SCT85	2

La Figura 4.38. muestra las envolventes de distorsión para los diferentes acelerogramas. Se observa una clara tendencia a que el marco acumule mayores demandas de distorsión en los pisos inferiores. Además en esta figura se puede observar que los sismos que más dañan al edificio son los correspondientes al mx06 y mx07, mientras que el sismo que arroja las distorsiones menores es el mx03. El incremento considerable de distorsión del nivel uno al nivel dos puede ser debido a dos observaciones: 1) las diferentes alturas de entrepiso y 2) el tipo de apoyo del edificio.

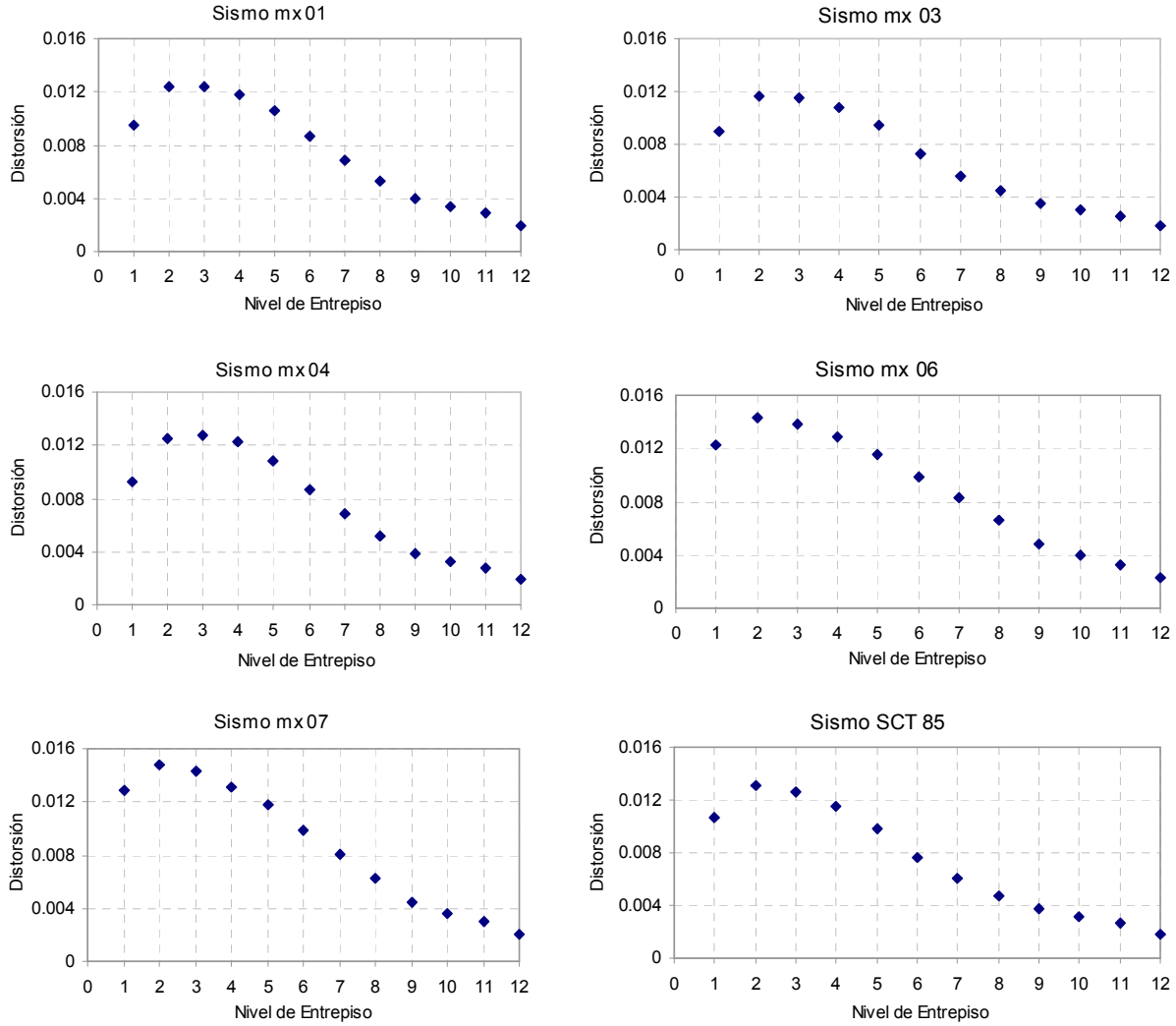


Figura 4.38. Envolventes de distorsión para cada evento sísmico

El daño a nivel local (a nivel elemento) se evalúa en los extremos de las vigas, donde se supone se concentran las mayores demandas de comportamiento plástico. La estimación del daño mencionado se realizó a través de una versión modificada del índice de Park y Ang (1985):

$$DMI_{PA} = \max\left(\frac{\phi_{max}^+}{\phi_u^+}, \frac{\phi_{max}^-}{\phi_u^-}\right) + \beta\left(\frac{E_H^+}{M_y^+ \phi_u^+} + \frac{E_H^-}{M_y^- \phi_u^-}\right) \quad (4.9)$$

donde  $\phi_u$  es la capacidad última de curvatura del elemento,  $\phi_{max}$  es la curvatura máxima demandada por la excitación sísmica,  $E_H$  es la energía plástica disipada por la articulación plástica y  $M_y$  es el momento de fluencia. El signo utilizado como superíndice (positivo o negativo) denota el sentido en el que actúa el momento flexionante. Se utilizó  $\beta$  de 0.15, valor que caracteriza la estabilidad del ciclo histerético de elementos con muy buen detallado sísmico.

Se plantearon dos enfoques para establecer el nivel de daño estructural en las vigas del marco. El primer enfoque se basa en estimar el valor  $DMI_{PA}$  en los dos extremos del elemento, y asignarle a este el mayor de estos dos valores. El segundo enfoque consiste en asignarle al elemento el valor promedio de los valores de  $DMI_{PA}$  en sus extremos.

Las Tablas 4.12 a 4.17 resumen, para cada entrepiso del edificio, los valores promedio en las vigas de  $\phi_{max}^+$ ,  $\phi_{Max}$ , y de  $DMI_{PA}$  derivado partir del primer enfoque. Además, la Tabla 4.18 presenta la media y la media mas una desviación estándar de estas cantidades. Note que el mayor daño tiende a presentarse en los primeros niveles del edificio, en particular en el nivel dos. La media del daño en el entrepiso crítico es de 0.62, mientras que la media mas una desviación estándar exhibe un valor de 0.75. Dado que el último valor está por debajo del umbral definido por un valor de uno, puede considerarse que el marco satisface adecuadamente las condiciones de desempeño estructural impuestas por los objetivos de diseño.

**Tabla 4.12. Daño estructural**

Sismo mx 01			
Nivel	$\phi_{Max}^+$	$\phi_{Max}$	$DMI_{PA}$
1	0.0228	0.0037	0.6143
2	0.0249	0.0041	0.7200
3	0.0239	0.0038	0.6810
4	0.0226	0.0030	0.5350
5	0.0178	0.0023	0.3923
6	0.0116	0.0021	0.2313
7	0.0073	0.0023	0.1217
8	0.0031	0.0022	0.0540
9	0.0023	0.0018	0.0453
10	0.0024	0.0018	0.0477
11	0.0016	0.0013	0.0357
12	0.0008	0.0007	0.0213

**Tabla 4.13. Daño estructural**

Sismo mx 03			
Nivel	$\phi_{Max}^+$	$\phi_{Max}$	$DMI_{PA}$
1	0.0227	0.0040	0.4500
2	0.0234	0.0041	0.4903
3	0.0215	0.0036	0.4383
4	0.0197	0.0028	0.3360
5	0.0148	0.0023	0.2277
6	0.0087	0.0022	0.1180
7	0.0050	0.0023	0.0620
8	0.0027	0.0021	0.0507
9	0.0021	0.0017	0.0420
10	0.0021	0.0017	0.0440
11	0.0014	0.0012	0.0333
12	0.0007	0.0006	0.0200

**Tabla 4.14. Daño estructural**

Sismo mx 04			
Nivel	$\phi^+_{Max}$	$\phi^-_{Max}$	$DMI_{PA}$
1	0.0254	0.0039	0.4067
2	0.0276	0.0042	0.4643
3	0.0261	0.0039	0.4360
4	0.0242	0.0027	0.3517
5	0.0178	0.0023	0.2573
6	0.0105	0.0022	0.1553
7	0.0062	0.0024	0.0830
8	0.0030	0.0022	0.0527
9	0.0022	0.0018	0.0443
10	0.0023	0.0018	0.0470
11	0.0015	0.0013	0.0360
12	0.0008	0.0007	0.0213

**Tabla 4.15. Daño estructural**

Sismo mx 06			
Nivel	$\phi^+_{Max}$	$\phi^-_{Max}$	$DMI_{PA}$
1	0.0278	0.0059	0.6450
2	0.0278	0.0060	0.7020
3	0.0257	0.0051	0.6553
4	0.0240	0.0043	0.5267
5	0.0198	0.0034	0.4053
6	0.0147	0.0025	0.2780
7	0.0110	0.0025	0.1857
8	0.0051	0.0023	0.0813
9	0.0026	0.0020	0.0503
10	0.0027	0.0020	0.0527
11	0.0018	0.0014	0.0397
12	0.0009	0.0008	0.0240

**Tabla 4.16. Daño estructural**

Sismo mx 07			
Nivel	$\phi^+_{Max}$	$\phi^-_{Max}$	$DMI_{PA}$
1	0.0278	0.0052	0.7240
2	0.0286	0.0055	0.7863
3	0.0268	0.0048	0.7220
4	0.0249	0.0039	0.5613
5	0.0203	0.0030	0.4137
6	0.0148	0.0023	0.2657
7	0.0106	0.0024	0.1583
8	0.0045	0.0024	0.0630
9	0.0024	0.0020	0.0487
10	0.0025	0.0019	0.0497
11	0.0017	0.0014	0.0377
12	0.0009	0.0008	0.0230

**Tabla 4.17. Daño estructural**

Sismo SCT 85			
Nivel	$\phi^+_{Max}$	$\phi^-_{Max}$	$DMI_{PA}$
1	0.0266	0.0044	0.5513
2	0.0271	0.0045	0.5927
3	0.0246	0.0039	0.5277
4	0.0221	0.0029	0.3970
5	0.0165	0.0022	0.2693
6	0.0102	0.0022	0.1470
7	0.0061	0.0023	0.0773
8	0.0027	0.0022	0.0523
9	0.0021	0.0017	0.0430
10	0.0021	0.0017	0.0450
11	0.0014	0.0012	0.0333
12	0.0007	0.0006	0.0200

**Tabla 4.18. Valores de daño para el estado límite de seguridad (primer enfoque)**

Nivel	$\phi^+_{Max X}$	$\phi_{Max X}$	$DMI_{PA X}$	$\phi^+_{Max \sigma}$	$\phi_{Max \sigma}$	$DMI_{PA \sigma}$	$\phi^+_{Max X+\sigma}$	$\phi_{Max X+\sigma}$	$DMI_{PA X+\sigma}$
1	0.02550	0.00452	0.56522	0.00233	0.00082	0.12567	0.02783	0.00534	0.69089
2	0.02658	0.00473	0.62594	0.00230	0.00079	0.13170	0.02889	0.00552	0.75764
3	0.02478	0.00419	0.57672	0.00236	0.00062	0.12489	0.02714	0.00481	0.70161
4	0.02291	0.00327	0.45128	0.00229	0.00067	0.10064	0.02520	0.00394	0.55192
5	0.01783	0.00259	0.32761	0.00240	0.00049	0.08630	0.02023	0.00308	0.41391
6	0.01175	0.00226	0.19922	0.00280	0.00014	0.07256	0.01455	0.00240	0.27179
7	0.00770	0.00236	0.11467	0.00275	0.00005	0.05348	0.01045	0.00241	0.16814
8	0.00352	0.00222	0.05900	0.00108	0.00012	0.01214	0.00460	0.00234	0.07114
9	0.00228	0.00184	0.04561	0.00019	0.00015	0.00359	0.00247	0.00198	0.04920
10	0.00235	0.00181	0.04767	0.00024	0.00014	0.00350	0.00259	0.00196	0.05117
11	0.00154	0.00129	0.03594	0.00018	0.00012	0.00270	0.00171	0.00141	0.03864
12	0.00080	0.00071	0.02161	0.00011	0.00007	0.00174	0.00090	0.00078	0.02335

Mientras que las Tablas 4.19 a 4.24 muestran el nivel de daño estructural de entrepiso derivado del segundo enfoque, la Tabla 4.25 resume la media y la media más una desviación estándar de  $\phi^+_{Max}$ ,  $\phi_{Max}$  y  $DMI_{PA}$ . Se observa que el valor de daño estimado con este segundo enfoque es alrededor de 25 % menor que el establecido a partir del primer enfoque.

**Tabla 4.19. Daño estructural**

Sismo mx 01			
Nivel	$\phi^+_{Max}$	$\phi_{Max}$	$DMI_{PA}$
1	0.0228	0.0037	0.4917
2	0.0249	0.0041	0.5763
3	0.0239	0.0038	0.5457
4	0.0226	0.0030	0.5197
5	0.0178	0.0023	0.3707
6	0.0116	0.0021	0.2067
7	0.0073	0.0023	0.1017
8	0.0031	0.0022	0.0507
9	0.0023	0.0018	0.0407
10	0.0024	0.0018	0.0417
11	0.0016	0.0013	0.0297
12	0.0008	0.0007	0.0170

**Tabla 4.20. Daño estructural**

Sismo mx 03			
Nivel	$\phi^+_{Max}$	$\phi_{Max}$	$DMI_{PA}$
1	0.0227	0.0040	0.3703
2	0.0234	0.0041	0.3990
3	0.0215	0.0036	0.3543
4	0.0197	0.0028	0.3187
5	0.0148	0.0023	0.2147
6	0.0087	0.0022	0.1097
7	0.0050	0.0023	0.0600
8	0.0027	0.0021	0.0463
9	0.0021	0.0017	0.0367
10	0.0021	0.0017	0.0380
11	0.0014	0.0012	0.0267
12	0.0007	0.0006	0.0153

**Tabla 4.21. Daño estructural**

Sismo mx 04			
Nivel	$\phi^+_{Max}$	$\phi^-_{Max}$	$DMI_{PA}$
1	0.0254	0.0039	0.3483
2	0.0276	0.0042	0.3940
3	0.0261	0.0039	0.3687
4	0.0242	0.0027	0.3383
5	0.0178	0.0023	0.2330
6	0.0105	0.0022	0.1250
7	0.0062	0.0024	0.0703
8	0.0030	0.0022	0.0487
9	0.0022	0.0018	0.0397
10	0.0023	0.0018	0.0413
11	0.0015	0.0013	0.0293
12	0.0008	0.0007	0.0167

**Tabla 4.22. Daño estructural**

Sismo mx 06			
Nivel	$\phi^+_{Max}$	$\phi^-_{Max}$	$DMI_{PA}$
1	0.0278	0.0059	0.5157
2	0.0278	0.0060	0.5577
3	0.0257	0.0051	0.5167
4	0.0240	0.0043	0.4950
5	0.0198	0.0034	0.3747
6	0.0147	0.0025	0.2447
7	0.0110	0.0025	0.1493
8	0.0051	0.0023	0.0700
9	0.0026	0.0020	0.0447
10	0.0027	0.0020	0.0463
11	0.0018	0.0014	0.0330
12	0.0009	0.0008	0.0190

**Tabla 4.23. Daño estructural**

Sismo mx 07			
Nivel	$\phi^+_{Max}$	$\phi^-_{Max}$	$DMI_{PA}$
1	0.0278	0.0052	0.5660
2	0.0286	0.0055	0.6200
3	0.0268	0.0048	0.5683
4	0.0249	0.0039	0.5310
5	0.0203	0.0030	0.3857
6	0.0148	0.0023	0.2370
7	0.0106	0.0024	0.1333
8	0.0045	0.0024	0.0597
9	0.0024	0.0020	0.0430
10	0.0025	0.0019	0.0433
11	0.0017	0.0014	0.0317
12	0.0009	0.0008	0.0180

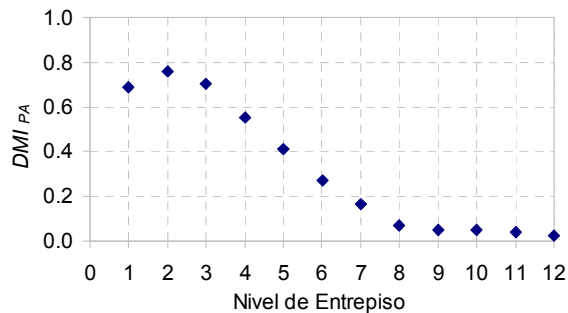
**Tabla 4.24. Daño estructural**

Sismo SCT 85			
Nivel	$\phi^+_{Max}$	$\phi^-_{Max}$	$DMI_{PA}$
1	0.0266	0.0044	0.4480
2	0.0271	0.0045	0.4793
3	0.0246	0.0039	0.4273
4	0.0221	0.0029	0.3790
5	0.0165	0.0022	0.2577
6	0.0102	0.0022	0.1383
7	0.0061	0.0023	0.0703
8	0.0027	0.0022	0.0477
9	0.0021	0.0017	0.0383
10	0.0021	0.0017	0.0383
11	0.0014	0.0012	0.0270
12	0.0007	0.0006	0.0157

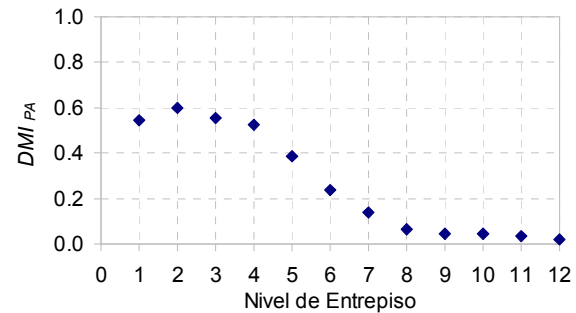
**Tabla 4.25. Valores de daño para el estado límite de seguridad (segundo enfoque)**

Nivel	$\phi^+_{Max X}$	$\phi_{Max X}$	$DMI_{PA X}$	$\phi^+_{Max \sigma}$	$\phi_{Max \sigma}$	$DMI_{PA \sigma}$	$\phi^+_{Max X+\sigma}$	$\phi_{Max X+\sigma}$	$DMI_{PA X+\sigma}$
1	0.02550	0.00452	0.45667	0.00233	0.00082	0.08911	0.02783	0.00534	0.54577
2	0.02658	0.00473	0.50439	0.00230	0.00079	0.09591	0.02889	0.00552	0.60030
3	0.02478	0.00419	0.46350	0.00236	0.00062	0.09149	0.02714	0.00481	0.55499
4	0.02291	0.00327	0.43028	0.00229	0.00067	0.09338	0.02520	0.00394	0.52366
5	0.01783	0.00259	0.30606	0.00240	0.00049	0.07921	0.02023	0.00308	0.38527
6	0.01175	0.00226	0.17689	0.00280	0.00014	0.06302	0.01455	0.00240	0.23991
7	0.00770	0.00236	0.09750	0.00275	0.00005	0.03992	0.01045	0.00241	0.13742
8	0.00352	0.00222	0.05383	0.00108	0.00012	0.00969	0.00460	0.00234	0.06352
9	0.00228	0.00184	0.04050	0.00019	0.00015	0.00334	0.00247	0.00198	0.04384
10	0.00235	0.00181	0.04150	0.00024	0.00014	0.00344	0.00259	0.00196	0.04494
11	0.00154	0.00129	0.02956	0.00018	0.00012	0.00276	0.00171	0.00141	0.03232
12	0.00080	0.00071	0.01694	0.00011	0.00007	0.00153	0.00090	0.00078	0.01848

La Figura 4.39. muestra la variación de la media mas una desviación estándar del daño de entrepiso en altura. Puede observarse que el daño tiende a concentrarse en la mitad inferior del marco.



a) Enfoque 1



b) Enfoque 2

Figura 4.39. Distribución de daño en altura, estado límite de seguridad

Los resultados obtenidos durante la evaluación del desempeño del marco indican que los elementos estructurales mas dañados son las vigas extremo del segundo nivel. La Figura 4.40. resalta estas vigas. La Figura 4.41. muestra la historia de histéresis para el extremo mas dañado de la viga mas dañada del marco. Las curvas de histéresis reflejan claramente la degradación de rigidez conforme se incrementa la magnitud y el número de ciclos de comportamiento plástico. Puede observarse, a través de comparar las capacidades resumidas para la viga en la Tabla 4.7 y las demandas máximas de curvatura observadas en la Figura 4.41., que el resultado final del diseño del marco ha sido limitar las demandas máximas de deformación plástica dentro de



valores que corresponden aproximadamente a la mitad de las capacidades últimas de deformación de la viga.

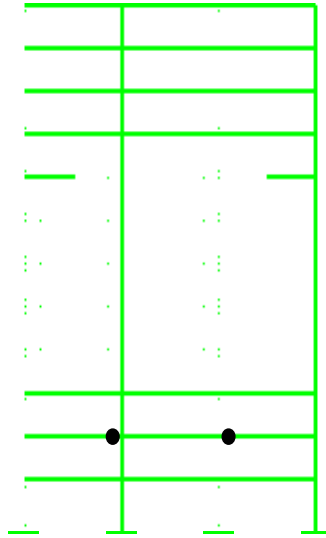
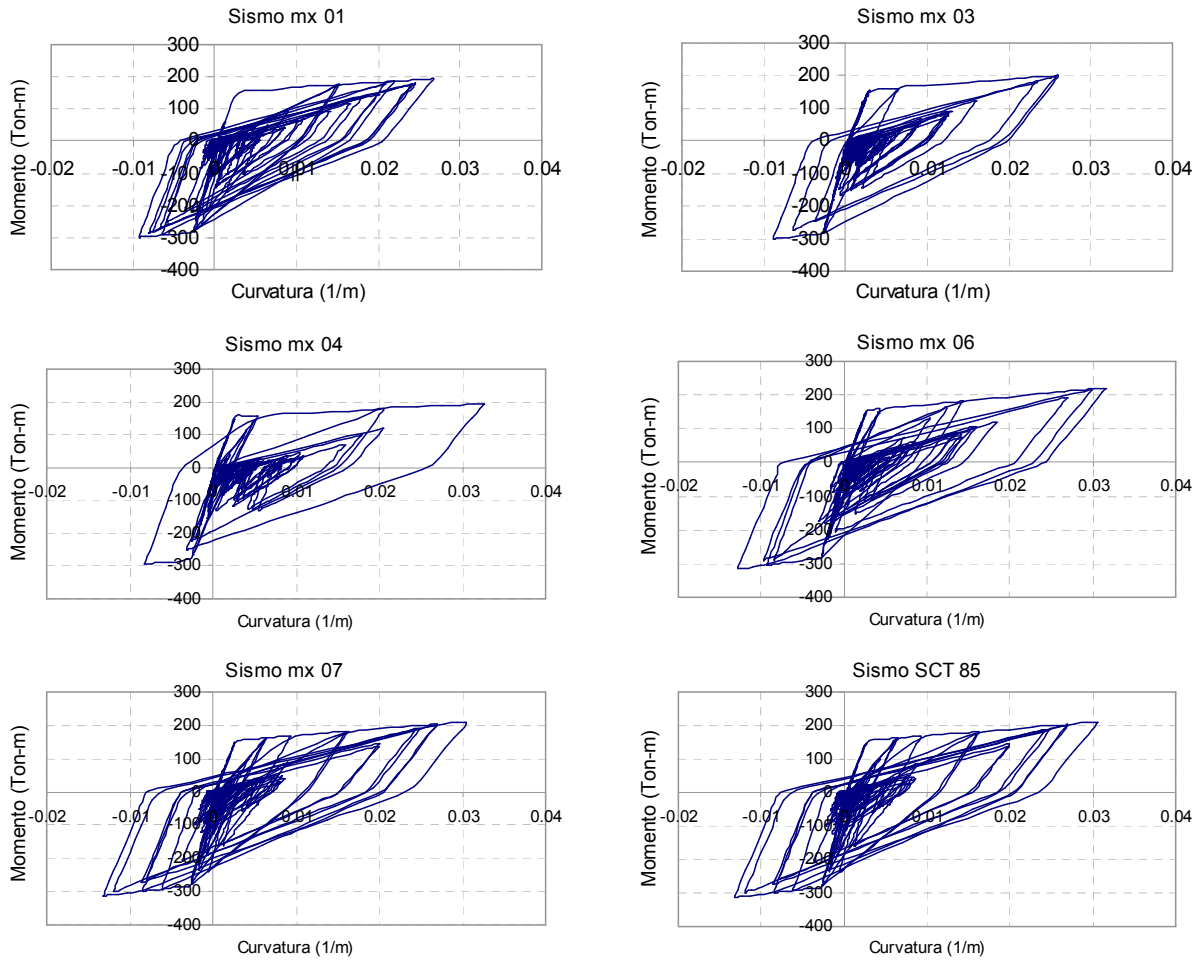


Figura 4.40. Ubicación de los puntos de mayor daño en el marco

Finalmente y a manera de contraste, se presenta en la Figura 4.42. la historia de histéresis para la viga central del piso 11 ante uno de los acelerogramas considerados en el estudio. Note el bajo nivel de demandas plásticas. El comportamiento ilustrado es característico de las demás vigas de los pisos superiores.



4.41. Historia de histéresis en el extremo mas dañado del marco, piso 2

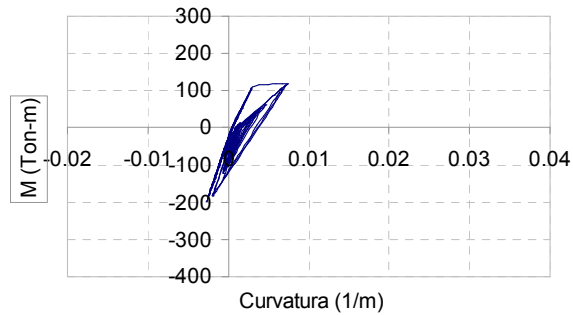


Figura 4.42. Historia de histéresis para viga ubicada en el piso 11

## 5. CONCLUSIONES

En este capítulo se discute los resultados finales de esta tesis y su importancia de incorporarlos a los reglamentos actuales de diseño sísmico, además de las posibles líneas de investigación posteriores.

### 5.1 Observaciones Preliminares

Tanto en México como en otros países, el enfoque de diseño por desempeño ha cobrado cierta importancia a partir de las grandes pérdidas económicas observadas durante eventos sísmicos recientes de moderada y alta intensidad.

Una primera aproximación al problema debe tener en cuenta que el diseño sísmico de una estructura de ocupación estándar debe contemplar más de un estado límite durante su diseño. Esto implica por el momento el planteamiento de metodologías duales de diseño sísmico, esto es, metodologías que contemplen explícitamente por lo menos dos estados límite: servicio y seguridad.

La Zona del Lago de la Ciudad México, además de ser una zona altamente sísmica, presenta particularidades que se reflejan en demandas acumuladas de deformación plástica normalmente severas para estructuras cuyo periodo fundamental de vibración coincide con el periodo del terreno. Esto puede llevar a que las propiedades estructurales de las estructuras de concreto reforzado se deterioren en exceso y resulten en fallas a niveles de deformación significativamente menores que la capacidad última de deformación de la estructura. Dentro de este contexto es importante que las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del D.F. contemplen explícitamente la posibilidad de ocurrencia de la fatiga de bajo número de ciclos y la degradación del ciclo histerético de los elementos estructurales.

### 5.2. Conclusiones

La metodología propuesta en esta tesis ha sido aplicada exitosamente al diseño por desempeño de un edificio de doce pisos estructurado con base en marcos dúctiles de concreto reforzado. El desempeño sísmico esperado del edificio de 12 pisos refleja adecuadamente el planteamiento hecho por sus objetivos de diseño. En particular, la distorsión de entrepiso máxima en el edificio se logró controlar, a través de la aplicación de la metodología de diseño propuesta, dentro de los umbrales establecidos de acuerdo al desempeño no estructural deseado. En cuanto al desempeño estructural, la metodología de diseño propuesta ha resultado en marcos dúctiles que son capaces de controlar sus demandas máxima y acumulada de deformación plástica de acuerdo al desempeño estructural deseado.

La metodología propuesta ha logrado incorporar exitosamente las demandas acumuladas de deformación plástica a través del uso de espectros de ductilidad acumulada constante. La modificación que se ha planteado para dichos espectros, para que contemplen explícitamente la degradación del ciclo histerético, ha resultado en un diseño sísmico satisfactorio. En cuanto al

detallado de los elementos estructurales, puede decirse que el uso de los requerimientos de detallado de marcos dúctiles incluidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal ha dado lugar a una capacidad de deformación última satisfactoria.

Una metodología sencilla como la introducida en esta tesis puede ser la base para incorporar a la normatividad sísmica mexicana conceptos de diseño por desempeño. Los resultados obtenidos por este estudio dan expectativas para que los reglamentos actuales de diseño sísmico den lugar a diseños más confiables a través de modificar ligeramente su formato.

La metodología propuesta en esta tesis tiene varias limitaciones. En particular, es necesario ampliar el alcance de la metodología a través de trabajos posteriores que contemplen aspectos tales como los efectos de interacción suelo-estructura, diseño en contenidos etc. Además, es necesario extender el alcance de la metodología de tal manera que considere otros materiales y sistemas estructurales, así como una posible adaptación al método para poder evaluar las estructuras irregulares existentes, mas no adaptarlo para estructuras nuevas irregulares que nos lleven a seguir creando grandes incertidumbres y peligros sísmicos en esta ciudad, tan invadida por este tipo de estructuras. Aparte de extender el alcance de la metodología propuesta, se requiere de trabajo integrado en los ámbitos experimental, de campo y analítico para calibrar herramientas, tal como los índices de daño, que hagan posible su aplicación práctica. Finalmente, es necesario mencionar que la educación en ingeniería sísmica debe enfocarse a la preparación de nuevas generaciones de ingenieros que tengan un conocimiento teórico sólido del diseño sísmico basado en el control de la respuesta dinámica. Todo lo anterior solo será posible si logran integrarse las inquietudes y esfuerzos de ingenieros de la práctica, académicos e investigadores.

**REFERENCIAS**

Athol, J. Carr, (2003), "RUAUMOKO Base program description and user guide", University of Canterbury.

Ávila, E. y Terán-Gilmore, A. (2000) "Efecto de la historia de disipación de energía en el desempeño estructural", Memorias de XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural (CD).

Bertero, V.V. y Popov, E.P. (1977), "Seismic behavior of ductile moment-resisting reinforced concrete frames", Reinforced Concrete Structures in Seismic Zone, ACI SP-53, Detroit, U.S., 247-291.

Burbano R. y Esteva L. (1997), "Tasas de daño por sismos en contenidos de edificios", Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz-México, pp 1277-1285.

Castro, G. (2002), "Estudio de sobrerresistencia en estructuras", Proyectos Terminales de Ingeniería Civil I y II, Universidad Autónoma Metropolitana.

Cosenza, E. y Manfredi, G., 1996, "Seismic design based on low cycle fatigue criteria", Memorias del XI Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica Acapulco México (CD). Artículo No. 1141.

Darwin, D. y Nmai, C.K., (1985), "Energy dissipation in RC beams under cyclic loading", ASCE Journal of Structural Engineering, 112(8), 1829-1846.

Federal Emergency Management Agency, (1997), FEMA 273, "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings".

French C. W y J. P Moehle (1991), "Effect of floor slabs on behavior of slab-beam-column connection", American Concrete Institute SP-123, 225-258.

Gosain, N.K., Brown, R.H. y Jirsa, J.O., (1977), Shear requirements for load reversals on RC members, ASCE Journal of Structural Engineering, 103(ST7), 1461-1476.

Gutiérrez, C. B., (2002), " Estudio de sobrerresistencia en estructuras", Tesis de Licenciatura, Universidad Autónoma Metropolitana.

Huerta, G., Leonardo, V. y Miranda M.(2003) "Resultados de la estimación de pérdidas por sismo en contenidos de algunas tiendas departamentales", Memorias XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, León, (CDROM).

Nakano, Y., Maeda, M., Kuramoto, H. y Murakami, M (2004) "Guideline for post-earthquake damage evaluation and rehabilitation of rc buildings in Japan", 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B. C., Canada, Artículo No. 124

"Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", (2004), Diario Oficial del Gobierno de Distrito Federal.

"Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto", (2004), Diario Oficial del Gobierno de Distrito Federal.

Pantazopoulou, S. J. y French, C. W., (2001). "Slab participation in practical earthquake design of reinforced concrete frames", ACI Struct. J. 98 (4), 479-489.

## REFERENCIAS

---

- Paulay, T., (1996), "Seismic design of concrete structures the present need of societies", Memorias del XII Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, México, CDROM
- Park, Y. J. y Ang, A. H., (1985), "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", ASCE Journal of Structural Engineering, 111(4), 722-739.
- Powell, G.H. y Allahabadi, R., (1987), "Seismic damage prediction by deterministic methods: concepts and procedures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 16, 719-734.
- Prakash, V., Powel, G.H. y Campbell, S., (1993), "DRAIN-2DX Base program description and user guide", Reporte UCB/SEMM-93/17, Universidad de California en Berkeley.
- Prakash, V., Powel, G.H. y Campbell, S., (1993), "DRAIN-2DX, "Adaptación de un elemento nuevo por el profesor M. Aschheim, 2005", Universidad de Illinois at Urban-Champaign, (<http://nisee.berkeley.edu/software/drain2dx/>).
- Qi, X. y Moehle, J.P., (1991) "Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes", Reporte UCB/EERC-91/02, Department of Civil Engineering, Universidad de California en Berkeley.
- Santa Cruz S, M. Ordaz y Guerrero R, (2000) "Estimación de perdidas en contenidos ubicados dentro de naves industriales debido a sismos", XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, León-México.
- SAP2000, "Static and dynamic finite element analysis of structures non linear Versión 7.12", COMPUTERS and STRUCTURES, INC. Universidad de Berkeley, California USA.
- Reyes, C (1999), "El estado limite de servicio en el diseño sísmico de edificios", Tesis Doctoral, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Rodríguez, M. E., y Botero, P. J., (1995), "Comportamiento sísmico de estructuras considerando propiedades mecánicas de acero de refuerzo mexicano", Revista de Ingeniería Sísmica , No.49, 39-50.
- SEAOC (1995), "Performance based seismic engineering of buildings", Vision (2000) Committee.
- Scribner, C.F. y Wight, J.K., (1980), "Strength decay in R/C beams under load reversals", ASCE Journal of Structural Engineering, 106(ST4), 861-876.
- Silva-Olivera, H. y López-Bátiz, O., (2001), "Estudio experimental sobre índices de daño en estructuras de concreto reforzado sujetas a cargas laterales", Memorias de XIII Congreso Nacional Mexicano de Ingeniería Sísmica (CD).
- Takeda, T., Sozen, M. A. y Nielsen, N., (1970), "Reinforced concrete response to simulated earthquakes", Journal of Structural División, ASCE, Vol. 96 (ST12).
- Terán-Gilmore A. y Bertero V.V, (1993), "Seismic performance of a 30-story building located on soft soil and designed according to UBC 1991", Reporte No. UCB/EERC-93/04, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California en Berkeley, EE.UU.
- Terán-Gilmore, A., (1996), "Performance-based earthquake-resistant design of framed buildings using energy concepts", Tesis Doctoral, Universidad de California en Berkeley.

## REFERENCIAS

---

Terán-Gilmore, A., (1998), "A parametric approach to performance-based numerical seismic design", *Earthquake Spectra*, Vol. 14 No 3, 501-520.

Terán-Gilmore, A., (2001), "Consideraciones de uso de la energía plástica en el diseño sísmico", *Revista de Ingeniería Sísmica* No. 65 81-110.

Terán-Gilmore, A y Jirsa, J.O. (2003), "Un modelo simple para predecir la ocurrencia de fatiga de bajo numero de ciclos", *Memorias XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica* (CD). Artículo IV-06.

Terán-Gilmore A y M Espinoza-Johnson (2003), "Resistencia de diseño para sistemas simples que exhiben degradación de rigidez y resistencia", *Memorias XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, León, (CDROM).

Terán-Gilmore, A y Bahena Arredondo, N. (2004), "Factores de reducción de resistencia para espectros de ductilidad acumulada constante", *Memorias XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Acapulco (CD).

Terán-Gilmore, A., (2004), "On the use of spectra to establish damage control in regular frames during global predesign", *Earthquake Spectra*, 20(3), pp, 1-26.

Terán-Gilmore, A y Jirsa, J.O. (2004), "Uso de espectros de ductilidad acumulada constante para un diseño sísmico que contemple el efecto de la fatiga de bajo número de ciclos", *Memorias XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Acapulco (CD).

Tso, W.K., Zhu, T.J. and Heidebrecht, A.C., (1993), "Seismic energy demands on reinforced concrete moment-resisting frames", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 22, 533-545.

APÉNDICE A (NOMENCLATURA)

1.  $A_{COL}$  = área de columna
2.  $A_g$  = área gruesa
3.  $A_{long}$  = área de acero longitudinal
4.  $A_{losa}$  = área de acero correspondiente de la losa
5.  $AMT$  = aceleración máxima del terreno
6.  $A_S$  = área de acero a flexión
7.  $A_{sv}$  = área de acero transversal
8.  $A_w$  = área de cortante
9.  $b$  = parámetro estructural que caracteriza la estabilidad del ciclo histerético
10.  $b_w$  = ancho del alma de la viga  $T$
11.  $CM$  = carga muerta
12.  $COD$  = coeficiente de distorsión
13.  $COD_{SER}$  = coeficiente de distorsión correspondiente al Estado Limite de Servicio
14.  $CV$  = carga viva
15.  $DMI_{MH}^S$  = índice de daño de Terán y Jirsa
16.  $d$  = peralte efectivo
17.  $D.F.$  = Distrito Federal
18.  $d_b$  = diámetro de la barra longitudinal
19.  $d_{bar\ long}$  = diámetro de la barra longitudinal
20.  $d_{bEst}$  = diámetro de la barra del estribo
21.  $DMI_{MH}$  = índice de daño de Miner (teoría de acumulación lineal de daño)
22.  $DMI_{PA}$  = índice de daño de Park y Ang
23.  $E$  = modulo de elasticidad
24.  $E_H$  = es la energía plástica disipada
25.  $E_{H\Box}$  = energía plástica disipada por una estructura durante un evento sísmico
26.  $End^+$  y  $End^-$  = endurecimiento por deformación positivo y negativo
27.  $f'_c$  = resistencia a compresión del concreto
28.  $F_R$  = factor de reducción
29.  $f_s$  = esfuerzo real de fluencia del acero de refuerzo correspondiente a  $1.25F_y$
30.  $F_{SR}$  = factor de sobrerresistencia
31.  $F_y$  = resistencia de fluencia
32.  $G$  = módulo de cortante
33.  $H$  = altura total del edificio
34.  $h$  = peralte total
35.  $H_{libre}$  = altura libre de entrepiso
36.  $H_{may}$  = lado mayor de la sección de columna
37.  $H_{min}$  = lado menor de la sección de columna
38.  $I_{col}$  = momento de inercia de la columna
39.  $IDI$  = distorsión de un entrepiso
40.  $IDI_{max}$  = distorsión máxima de entrepiso
41.  $IDI_{SEG}$  = distorsión limite para el Estado Limite de Seguridad
42.  $IDI_{SER}$  = distorsión limite para el Estado Limite de Servicio
43.  $I_e/I_g$  = momento de inercia agrietada



44. $I_g$	= momento de inercia grueso
45. $I_{vig}$	= momento de inercia de la viga
46. $L_n$	= longitud de la viga
47. $L_o$	= longitud considerada de articulación plástica
48. $(M_B, P_B)$	= momento y carga axial de falla balanceada
49. $M^-$	= momento negativo
50. $M^+$	= momento positivo
51. $M_{col}$	= momento en la columna
52. $M_i$	= momento inferior
53. $M_n$	= momento nominal
54. $M_o$	= resistencia de la columna a flexión pura
55. $M_R$	= momento resistente
56. $M_{RVIGA}$	= momento resistente negativo en la viga
57. $M_s$	= momento superior
58. $M_u$	= momento de diseño
59. $M_u$	= momento ultimo
60. $M_y$	= momento de fluencia
61. $\Sigma M_e$	= es la suma al paño del nudo de los momentos resistentes de las columnas
62. $\Sigma M_g$	= es la suma al paño del nudo de los momentos resistentes de las vigas
63. $N_{ciclos}$	= numero total de medios ciclos (o excursiones) de comportamiento plástico
64. $N_{dif}$	= numero de intervalos en los que se clasifican todas las excursiones plásticas en función de su amplitud
65. $NE_{Hu}$	= energía plástica normalizada
66. $N_{exc}$	= numero total de excursiones plásticas
67. $n_i$	= numero de excursiones plásticas con amplitud $\square_{pi}$
68. $N_i$	= numero de excursiones plásticas que el sistema puede acomodar antes de fallar por fatiga
69. <i>NTCDEC</i>	= Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concretos
70. <i>NTCDS</i>	= normas técnicas complementarias del Distrito Federal
71. $P_R$	= carga axial resistente
72. $P_u$	= carga axial de diseño
73. $P_{yc}$	= resistencia de la columna a compresión pura
74. $P_{yt}$	= resistencia de la columna a tensión pura
75. $Q$	= coeficiente de ductilidad de acuerdo a las <i>NTCDS</i>
76. $r$	= es un factor de reducción menor que la unidad
77. $S_a^{DEG}(T, \mu)$	= corresponde a la resistencia (pseudo-aceleración) de diseño para un sistema con comportamiento degradante
78. $S_a^{EPP}(T, \mu)$	= resistencia correspondiente derivada de un espectro con comportamiento elasto-plástico perfecto
79. $S$	= separación de estribos
80. <i>SIGL</i>	= sistema de un grado de libertad
81. $S_a$	= pseudo-aceleración

82. $S_{an}$	= factor de corrección que caracteriza el efecto del comportamiento hysterético en la obtención de la resistencia lateral
83. $S_{aSEG}$	= ordenada de pseudo-aceleración para el Estado Limite de Seguridad
84. $S_{aSER}$	= ordenada de pseudo-aceleración para el Estado Limite de Servicio
85. $S_d$	= ordenada del espectro de desplazamiento
86. $t$	= peralte de la losa
87. $T$	= periodo fundamental de vibración
88. $T_{DIS}$	= periodo de diseño
89. $T_g$	= periodo fundamental de la excitación sísmica
90. $T_{Max}$	= periodo máximo seleccionado
91. $T_{RES}$	= periodo obtenido
92. $T_{SEg}$	= periodo correspondiente al Estado Limite de Seguridad
93. $T_{SER}$	= periodo correspondiente al Estado Limite de Servicio
94. $V_b$	= cortante basal
95. $V_{bREAL}$	= cortante real de diseño
96. $V_{bSEG}$	= cortante basal correspondiente al Estado limite de Seguridad
97. $V_{bSER}$	= cortante basal correspondiente al Estado limite de Servicio
98. $V_{DISEÑO}$	= cortante de diseño
99. $V_g$	= esfuerzo cortante debido a carga gravitacional
100. $VMT$	= velocidad máxima del terreno
101. $V_u$	= cortante ultimo de diseño
102. $W$	= peso reactivo de la estructura
103. $w_u$	= fuerza lineal de diseño
104. $\alpha$	= coeficiente que tome en cuenta el contenido de energía de la excitación sísmica
105. $\alpha_{VGL}$	= parámetro que relaciona el desplazamiento de azotea de un marco regular con el desplazamiento de un <i>SIGL</i>
106. $\beta$	= parámetro estructural que caracteriza la estabilidad de su ciclo hysterético
107. $\beta_{IC}$	= profundidad del bloque equivalente
108. $\delta_{AZ}$	= desplazamiento de azotea
109. $\delta_{max}$	= desplazamiento máximo de azotea
110. $\delta_{pi}$	= desplazamiento plástico correspondiente a la i-esima excursión
111. $\delta_{SEG}$	= desplazamiento de azotea correspondiente al Estado Limite de Seguridad
112. $\delta_{SER}$	= desplazamiento de azotea correspondiente al Estado Limite de Servicio
113. $\delta_u$	= desplazamiento ultimo
114. $\delta_{ucp}$	= desplazamiento cíclico plástico ultimo
115. $\delta_y$	= desplazamiento de fluencia
116. $\delta_i$	= desplazamiento cíclico, i
117. $\delta_{pi}$	= amplitud
118. $\mu$	= ductilidad
119. $\mu_{max}$	= ductilidad máxima demandada
120. $\mu_{pi}$	= demanda de ductilidad que corresponde al i-ésimo medio ciclo
121. $\mu_u$	= ductilidad ultima

- 122.  $\mu_{ucp}$  = ductilidad cíclica plástica ultima
- 123.  $\mu_i$  = ductilidad cíclica, i
- 124.  $\theta^+$  y  $\theta^-$  = rotación de fluencia positiva y negativa
- 125.  $\phi_u^+$   $\phi_u^-$  = curvatura ultima positiva y negativa
- 126.  $\phi_y^+$   $\phi_y^-$  = curvatura de fluencia positiva y negativa
- 127.  $\sigma$  = desviación estándar
- 128.  $\rho$  = cuantía de acero
- 129.  $\rho_{max}$  = cuantía de acero máxima
- 130.  $\rho_{min}$  = cuantía de acero mínima
- 131.  $\xi$  = coeficiente de amortiguamiento
- 132.  $\xi_g$  = parámetro que denota el contenido de frecuencias del evento sísmico