



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO**

---

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES  
ACATLÁN**



**MÉTODO SIMPLIFICADO PARA DISEÑO SÍSMICO DE  
EDIFICIOS DE CONCRETO BASADO EN DESEMPEÑO**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

**LUIS FELIPE VALLEJO SANCHEZ**

ASESOR:

**DR. DARÍO RIVERA VARGAS**

**JUNIO 2018**

Santa Cruz Acatlán, Naucalpan, Estado de México



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



*A mis padres, a mi asesor y a mis sinodales, a cada uno de  
ustedes mi mayor gratitud por el tiempo y apoyo brindado  
durante la realización de este trabajo*

# ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	5
-------------------	---

## Capítulo 1

DAÑOS EN EDIFICIOS DE CONCRETO POR SISMOS.....	7
1.1. Daño en elementos estructurales.....	8
1.2. Daño en elementos no estructurales y contenidos .....	13
1.3. Causas de los daños.....	14

## Capítulo 2

DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO .....	22
2.1 Filosofía de diseño sísmico basado en desempeño .....	22
2.1.1 Generalidades .....	22
2.1.2 Niveles de desempeño.....	23
2.1.3 Niveles de amenaza sísmica .....	25
2.1.4 Objetivos de desempeño.....	25
2.1.5 Ventajas del diseño sísmico basado en desempeño.....	27
2.2. Diseño sísmico basado en desplazamiento.....	27
2.2.1 Métodos de diseño sísmico basado en desplazamientos .....	29
2.2.2 Avances del diseño sísmico basado en desplazamientos en México .....	40

## Capítulo 3

MÉTODOS SIMPLIFICADOS PARA EVALUAR DEMANDAS SÍSMICAS DE DESPLAZAMIENTO LATERAL Y CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO LATERAL .....	46
3.1 Métodos para evaluar demandas sísmicas de desplazamiento.....	46
3.1.1 Método de los coeficientes ( <i>FEMA-273, 1997</i> ) .....	48
3.1.2 Miranda ( <i>1999</i> ) .....	48
3.1.3 Miranda y Reyes ( <i>2002</i> ) .....	49
3.1.4 Godho ( <i>2014</i> ).....	50
3.2 Métodos para estimar la capacidad de desplazamiento de estructuras .....	52

3.2.1 Priestley (1998) .....	53
3.2.2 Rivera (2005).....	53
3.2.3 Rivera, González y Godho (2017) .....	56
<b>Capítulo 4</b>	
<b>PROPUESTA DE MÉTODO SIMPLIFICADO DE DISEÑO SÍSMICO .....</b>	<b>60</b>
4.1 Aspectos básicos del método propuesto.....	60
4.2. Aspectos del RCDF (2004).....	60
4.2.1. Estados límite de diseño .....	60
4.2.2 Espectros de diseño de desplazamientos para la Ciudad de México .....	61
4.3 Demandas sísmicas de desplazamiento.....	66
4.4 Capacidad de desplazamiento lateral.....	68
4.5 Descripción del procedimiento .....	69
4.6 Limitaciones.....	74
<b>Capítulo 5</b>	
<b>EJEMPLO DE APLICACIÓN.....</b>	<b>75</b>
5.1 Descripción de la estructura.....	75
5.1.1 Diseño sísmico basado en conceptos de desplazamiento .....	77
5.1.2 Diseño sísmico basado en fuerzas (RCDF, 2004).....	83
5.1.3 Análisis de resultados.....	88
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>90</b>
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>92</b>

# INTRODUCCIÓN

---

En vista del gran riesgo que representan los sismos tanto para la seguridad de la infraestructura como de posibles pérdidas económicas de una sociedad, una responsabilidad constante para los ingenieros civiles especializados en diseño estructural es que los edificios tengan la capacidad de comportarse adecuadamente ante los distintos sismos que puedan presentarse durante su ciclo de vida. Por ejemplo, para edificios de uso común, no basta con evitar el colapso, particularmente ante sismos de gran intensidad con baja probabilidad de ocurrencia, sino que a la vez se busca minimizar y limitar los daños que éstos presenten ante aquellos sismos más frecuentes de menor intensidad.

Así, la mayoría de los reglamentos modernos de diseño sísmico incluyen en sus lineamientos criterios de desempeño que las estructuras deben satisfacer, principalmente en términos de distorsiones permisibles. Tal es el caso de la Ciudad de México, cuyo Reglamento de Construcción (RCDF, 2004) establece dos niveles de desempeño o estados límite de diseño para los edificios: (1) presentar daño ligero ante sismos de baja intensidad de frecuente ocurrencia (estado límite de servicio) y (2) evitar el colapso ante sismos de gran intensidad con menor probabilidad de ocurrencia (estado límite de falla).

Sin embargo, a pesar de que se exija el cumplimiento de estos niveles de desempeño, en la mayoría de los códigos de diseño sísmico (entre ellos el RCDF, 2004) no se establecen procedimientos explícitos para el control del daño, como el que se puede lograr utilizando métodos de diseño basados en desplazamientos. En cambio se cuenta con métodos de diseño basados en resistencia, cuyos criterios están pensados para prevenir la falla de la estructura principalmente, dando mayor peso a proveer de la resistencia necesaria a los elementos que componen la estructura, y realizando evaluaciones indirectas del desempeño.

Es por esto, que en las últimas décadas ha adquirido mayor importancia el diseño sísmico basado en desempeño, el cual permite realizar diseños más racionales y transparentes, que atiendan de manera explícita los múltiples objetivos de diseño planteados durante un proyecto.

Existen dos enfoques de diseño sísmico basado en desempeño que se han desarrollado ampliamente en los últimos años: (1) los basados en desplazamientos y (2) los basados en conceptos energéticos. De estos dos, destacan los basados en desplazamientos, principalmente por las aportaciones de autores como Freeman (1978), Moehle (1992), Priestley (2007), entre otros.

El problema principal que surge al intentar implementar este enfoque en la práctica cotidiana del diseño estructural es que involucra conceptos con mayor grado de complejidad, tal como análisis de sistemas inelásticos, y muchos ingenieros en la práctica pueden no estar familiarizados con este tipo de conceptos.

Sin lugar a duda, representa un reto incorporar el diseño sísmico basado en desplazamientos en los reglamentos de diseño, debido a que en éstos se busca en la medida de lo posible obtener un equilibrio entre simplicidad y precisión a fin de tener un enfoque práctico en su aplicación.

Con base en lo anterior, el objetivo de esta investigación radica en proponer un método simplificado de diseño sísmico para estructuras de concreto reforzado basado en conceptos de desplazamientos, que además rescate algunos aspectos del RCDF (2004), con miras de buscar un enfoque práctico haciendo uso de dicho Reglamento.

El alcance de este trabajo se limita a edificios regulares en planta y elevación a base de marcos de concreto reforzado localizados en la Ciudad de México. El trabajo se limita además a las especificaciones del RCDF (2004) debido a que se inició antes de que ocurrieran los sismos de septiembre de 2017.

El presente trabajo consta de cinco capítulos los cuales se describen a continuación.

En el primer capítulo se presentan los daños comunes que producen los sismos en estructuras de concreto reforzado, así como las posibles causas y criterios erróneos que favorecen la aparición de daño. Se reflexiona sobre la importancia del diseño sísmico de edificios.

En el segundo capítulo se describen los conceptos fundamentales de la filosofía de diseño sísmico basado en desempeño. Además, se hace especial énfasis en el enfoque basado en desplazamientos, el cual es la base del presente trabajo de investigación.

En el tercer capítulo presentan algunos de los métodos simplificados disponibles en la literatura actual para la evaluación de las demandas sísmicas de desplazamiento y para estimar la capacidad de deformación de los edificios. Se analizan sus ventajas y desventajas.

En el capítulo cuarto se desarrolla la propuesta simplificada para diseño sísmico de edificios de concreto reforzado. Aquí se conjuntan los métodos simplificados más convenientes del capítulo tercero con algunos aspectos del RCDF (2004). Así mismo, se describe el procedimiento planteado.

En el capítulo quinto se desarrolla un ejemplo de aplicación para ilustrar el procedimiento propuesto, y se comparan los resultados de la metodología planteada con los obtenidos mediante el método tradicional basado en resistencia del RCDF (2004) y sus NTC complementarias, para valorar sus ventajas. Se realiza únicamente la comparación de las secciones finales y la cantidad de refuerzo obtenida con ambos métodos.

Finalmente, se presentan las conclusiones y recomendaciones del presente trabajo de investigación.

## Capítulo 1.

# DAÑOS EN EDIFICIOS DE CONCRETO POR SISMOS

---

En décadas recientes han ocurrido diversos eventos sísmicos de gran intensidad que han llamado la atención de los investigadores y especialistas del medio de la ingeniería estructural, debido a las consecuencias de dichos eventos ocasionadas por el mal comportamiento de los edificios, expresadas en grandes pérdidas materiales, económicas y en algunos casos, de vidas humanas. Como ejemplos de estos eventos están los casos de México (1985), Loma Prieta (1989), Northridge (1994), Kobe (1995), Sichuan (2008), Haití (2010), Chile (2010), Turquía (2011), Japón (2011), Emilia (2014) y México (2017), por mencionar algunos de los más relevantes.

La principal razón por la cual muchos edificios de concreto reforzado tuvieron un comportamiento inaceptable durante el sismo de México 1985 es que éstos habían sido diseñados y construidos antes de la década de 1970, por lo que poseían deficiencias significativas en su configuración estructural y en el detallado de sus elementos estructurales, principalmente porque no existían lineamientos para diseño sísmico de estructuras. Estas deficiencias provocaron que los edificios presentaran daños severos o incluso el colapso en algunos casos (Figuras 1.1 y 1.2). A partir de ese momento, y paulatinamente, se han tratado de mejorar los códigos de diseño sísmico con la finalidad de lograr un mejor comportamiento de los edificios de concreto reforzado ante sismos de gran intensidad.



Figura 1.1. Daños severos en edificios de concreto durante el sismo de México 1985 (Soto, 2008)



Figura 1.2. Daño en edificio durante el sismo de México 1985 (Bazán y Meli, 2001)

## 1.1. Daño en elementos estructurales

De acuerdo con Rosenblueth y Meli (1986), durante los sismos de 1985, los edificios que presentaron daños severos y los que terminaron en condición de colapso parcial o total, fueron en mayor porcentaje aquellos cuyo sistema estructural era a base de marcos de concreto reforzado y aquellos diseñados con sistemas de losas planas, principalmente los que tenían losas reticulares. En general, fueron pocos los edificios de mampostería que llegaron a la condición de daño severo o colapso, ya que tuvieron un comportamiento relativamente satisfactorio resultado de una elevada rigidez lateral y a que este tipo de edificios no eran relativamente altos (menores de cinco niveles). Los edificios más altos sufrieron mayor daño al tener periodos de vibración cercanos a los periodos dominantes del suelo, lo que provocó que incrementarían su respuesta dinámica, reflejándose a su vez en daños más severos.

A continuación se describen los daños más comunes observados en los elementos estructurales (columnas, vigas, losas, conexiones o uniones, muros) de edificios de concreto reforzado por efectos sísmicos. La mayor parte de estas observaciones fueron obtenidas durante sismo de México 1985 (Aguilar *et al.*, 1996). En algunos puntos se anexan algunas figuras de otros eventos sísmicos que produjeron daños similares, para complementar las descripciones.

### ▪ Daño en vigas

El daño en vigas se caracterizó por la aparición de agrietamientos diagonales, con mayor frecuencia cerca de las uniones viga – columna. En algunos casos, se observaron grietas que se intersectaban en forma cruzada, las cuales fueron producidas por la inversión de esfuerzos causada por la carga cíclica. Se observaron además casos de desprendimiento del concreto en las caras superior e inferior de las vigas, como resultado de deformaciones excesivas por flexión y por la inversión de esfuerzos (Figuras 1.3 y 1.4).



Figura 1.3. Daño en traves de concreto reforzado (Armendáriz, 2015)



Figura 1.4. Agrietamientos diagonales en los extremos de la viga (Mieles Bravo, 2016)

#### ▪ Daño en columnas

Se observó agrietamiento diagonal en gran cantidad de columnas debido a fuerzas cortantes (Figura 1.5). Al igual que en las vigas, las grietas siguieron patrones cruzados debido a las deformaciones producidas por carga cíclica. El gran número de ciclos de deformaciones inelásticas además produjo un severo deterioro del concreto.

Algunas columnas sufrieron pérdida de su capacidad de carga vertical, como resultado de detallados inadecuados de sus secciones. Los códigos de diseño permitían acomodar las barras longitudinales en paquetes en las esquinas de la sección, y la distancia entre estribos era muy amplia, lo que proveía un confinamiento pobre, de modo que cuando las columnas fueron sujetas a carga cíclica el concreto comenzó a desprenderse en las esquinas y las barras longitudinales se pandearon, tal como se aprecia en las figuras 1.6, 1.7 y 1.8.



Figura 1.5. Falla por fuerza cortante en columna de planta baja (Northridge, 1994)



Figura 1.6. Falla de columna por deficiente armado de la sección (México 1985) (Bazán y Meli, 2001)



Figura 1.7. Confinamiento inadecuado del concreto por gran espaciado de estribos, además no se cerraron a 135° (Baran *et. al*, 2014)



Figura 1.8. Detallado sísmico deficiente en unión viga – columna (Manfredi *et. al.*, 2014)

#### ▪ Daño en losas

Los casos más comunes de daño en losas han sido observados en sistemas con losas planas.

En los edificios con este sistema estructural (en los que la losa se apoya directamente sobre las columnas) el tipo de falla más común fue por punzonamiento de la losa en las conexiones

losa – columna. Esto se debe a que durante el sismo, los esfuerzos cortantes en la losa alrededor de la columna fueron muy elevados, lo que ocasionó el colapso del piso, mientras que las columnas permanecieron en pie (Figuras 1.9 y 1.10)

En muchos casos, se desarrollan grietas por tensión diagonal alrededor de las zonas de apoyo de la losa, que indicaban la posible falla por punzonamiento. En losas reticulares fue común la aparición de grietas por cortante en las nervaduras.

En los casos en que ocurrieron fallas por punzonamiento, el desplome de las losas de pisos superiores provocó el colapso total de la estructura (Figura 1.11).



Figura 1.9. Falla por punzonamiento de la losa en un edificio estructurado a base de losas planas (Bazán y Meli, 2001)



Figura 1.10. Falla por punzonamiento de la losa (Munchener Ruckversicherungs, 1986)



Figura 1.11. Colapso por punzonamiento de la losa (CENAPRED, 2017)

- **Daño en las uniones viga – columna**

Se han observado casos de agrietamiento y desprendimiento del recubrimiento en las uniones viga – columna por falta de refuerzo transversal. También pueden ocurrir fallas por anclaje insuficiente del refuerzo de las columnas en sus conexiones con las vigas o el sistema de piso (Figuras 1.12 y 1.13)



Figura 1.12. Desprendimiento del concreto por falta de refuerzo transversal en la unión viga – columna



Figura 1.13. Falla en unión por escasez de anclaje en la conexión de la columna con el sistema de piso (México 1985) (Bazán y Meli, 2001)

- **Daño en muros de concreto**

En muros de carga, es usual que aparezcan grietas diagonales cruzadas debido a exceso de carga en ambos sentidos. También puede ocurrir desprendimiento del concreto en la base de muros, particularmente al final del muro (Figuras 1.14 y 1.15).



Figura 1.14. Agrietamiento diagonal en muros de cortante



Figura 1.15. Falla por cortante en muro de cortante (Turquía, 2003)

## 1.2. Daño en elementos no estructurales y contenidos

El daño en elementos no estructurales generalmente se atribuye a una deficiente unión con la estructura, o por falta de rigidez en los puntos de liga.

Los daños no estructurales más comunes son:

- Aplastamiento de las uniones entre la estructura y los muros divisorios
- Agrietamientos de los elementos divisorios (generalmente, muros de mampostería)
- Rotura de vidrios
- Desprendimiento de recubrimientos, aplanados y elementos de fachada
- Desprendimiento de plafones y lámparas (Figuras 1.16 y 1.17)
- Daño a instalaciones diversas, tal como instalaciones eléctricas, hidráulicas, sanitarias, aire acondicionado, etc.

Algunos contenidos de las estructuras son susceptibles al movimiento de la estructura producida por los sismo. Evitar el daño de los contenidos de la estructura adquiere mayor relevancia en algunas estructuras esenciales, por ejemplo, en el equipo de los hospitales. (Figuras 1.18)



Figura 1.16. Daño en instalaciones



Figura 1.17. Daño no estructural (Chiapas, 2017)



Figura 1.18. Daño en contenidos en hospital

### 1.3. Causas de los daños

Los daños producidos en elementos estructurales, no estructurales y contenidos descritos pueden presentarse por diversos factores que se comentan a continuación.

- Pobre calidad del concreto

Un control de calidad deficiente de los agregados puede provocar una rápida degradación de resistencia y de rigidez de los elementos estructurales de concreto reforzado, especialmente bajo repeticiones de cargas cíclicas alternas.

También se han observado casos, en donde, se usaron agregados con dimensiones mayores a las especificadas o las relaciones de agua – cemento fueron inadecuadas. Cuando estas características fueron combinadas con una compactación insuficiente y/o colocación inadecuada del refuerzo, se produjeron daños graves en el concreto de los elementos estructurales, provocando desprendimiento del concreto y dejando las barras longitudinales y los estribos expuestos.

- Deficiencias en el detallado del refuerzo

El detallado del refuerzo es vital para que los elementos de concreto reforzado se comporten tal como fueron diseñados. Los errores comunes relacionados con este problema son principalmente, refuerzo longitudinal discontinuo, muy poco espaciado o inadecuadamente colocado; longitudes de empalme en las uniones insuficientes; refuerzos de confinamiento colocados a gran separación, y con dobleces en los extremos no adecuados (muchos códigos de construcción recomiendan como adecuado dobleces a  $135^\circ$ ); y uniones de viga – columnas sin refuerzo de confinamiento.

Durante un sismo, se inducen fuerzas de inercia laterales en la estructura. Estas cargas incrementan las fuerzas cortantes en los elementos estructurales, es por eso, que el diseño de estos elementos por cortante es una parte esencial, especialmente para el caso columnas. El espaciamiento amplio de los estribos en las columnas puede provocar el pandeo de las barras longitudinales de la columna. Además, bajo efectos de momentos invertidos inducidos por sismo, si los estribos no tienen un ángulo de doblez adecuado en sus extremos, estos tienden a abrirse y el efecto confinante sobre el núcleo de concreto disminuye, lo que a su vez provoca el aplastamiento del concreto en toda la sección transversal.

Actualmente, los códigos de diseño presentan mejores indicaciones en cuanto a las características del refuerzo longitudinal y en cuanto a porcentajes y separaciones mínimas del acero transversal por cortante, sin embargo, durante muchos años, principalmente, antes de 1970, esto fue un grave problema. En la práctica se acomodaban las barras de acero longitudinal en paquetes con gran separación entre sí y con estribos muy separados, provocando este tipo de problemas.

- Falla en columnas antes que en vigas

La mayoría de casos significativos de colapsos en edificios de concreto reforzado durante sismos de gran intensidad ha sido atribuido a fallas en las columnas antes que en vigas, lo que produjo inestabilidad en gran cantidad edificios (Figura 1.19). Actualmente, uno de los objetivos principales de los códigos de diseño sísmico es buscar un mecanismo de falla denominado “*columna fuerte – viga débil*”, de forma que, bajo el efecto de las fuerzas sísmicas se formen articulaciones plásticas primero en las vigas, y al final en las columnas. Esto permite mantener la estabilidad del edificio aun cuando ya se hayan formado algunas articulaciones plásticas en varias vigas del edificio.



Figura 1.19. Colapso total de un edificio como resultado de sistema estructural “vigas fuertes – columnas débiles”

- Golpeteo entre edificios adyacentes

Cada edificio tiene una distinta manera de vibrar durante un sismo, y si no existe una separación adecuada entre edificios adyacentes, estos pueden llegar a golpearse durante su respuesta dinámica, produciendo daños severos en las áreas, en donde, se produce el golpeteo.

El daño producido por golpeteo se puede agravar cuando los niveles de la losa de dos edificios adyacentes no coinciden, ya que las losas pueden llegar a golpear las partes intermedias de las columnas del otro edificio (Figura 1.20).

Muchos códigos de diseño actuales ponen limitaciones en cuanto a separación de edificios adyacentes, sin embargo estas limitaciones en ocasiones pueden resultar insuficientes principalmente por la intensidad del movimiento del terreno y por las grandes deformaciones inelásticas que algunos edificios pueden alcanzar.



Figura 1.20. Daño por golpeteo entre estructuras adyacentes (El daño se agrava cuando no coinciden en altura) (México, 1985)

- Problemas ocasionados por la configuración de muros

En algunos edificios de múltiples niveles se suelen utilizar muros de mampostería como elementos no estructurales. En algunos casos se colocan estos muros de relleno tratándolos meramente como elementos divisorios sin considerar su contribución a la resistencia global ante cargas laterales de la estructura, y en algunos otros casos se colocan estos muros con la finalidad de que contribuyan al desempeño global de la estructura, por lo que son reforzados adecuadamente para tal propósito. De experiencias obtenidas de sismos intensos se ha observado que la presencia de estos muros en ocasiones puede ser benéfica y ha contribuido a evitar colapsos, sin embargo existen otros casos en los que la presencia de este tipo de muros ha sido causante de ciertas problemáticas que producen daño en los edificios.

Se han identificado los siguientes problemas:

- *Diseños asimétricos.*

La asimetría de la planta puede producir daño por efectos de torsión. La torsión en un edificio se produce por la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez (Figura 1.21). Para que no existan efectos por torsión ambos centros geométricos deben coincidir. En caso de que no coincidan, el edificio rotará alrededor del centro de rigidez, y mientras mayor sea esta excentricidad, más severos serán los daños producidos por torsión.

Este tipo de problema se presenta con mayor frecuencia en edificios desplantados de en las esquinas. En algunos casos observados, estos edificios de esquina comúnmente tenían muros de mampostería en dos direcciones perpendiculares y grandes fachadas en los lados

colindantes con las calles. Esto ocasionó que los edificios experimentaran efectos de torsión severos (Figura 1.22).

Para disminuir los efectos producidos por la torsión en edificios de varios niveles se recomienda distribuir muros de cortante lo más simétricamente posible, y colocarlos en ambas direcciones o ejes del entrepiso.

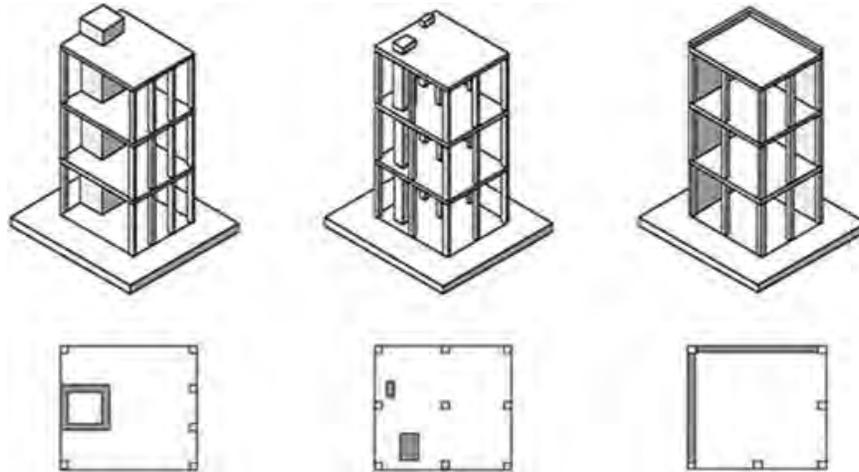


Figura 1.21. Ejemplos de plantas asimétricas en rigidez por distribución de muros de cortante (Godho, 2010)



Figura 1.22. Colapso de edificio de esquina ocasionado por irregularidad de la planta (México, 2017) (CENAPRED, 2017)

- *Asimetría causada por la falla de muros de relleno*  
Es un problema que produce efectos similares que el punto anterior. En algunos casos, muros de relleno pobremente reforzados o pobremente anclados fallan en conjunto. Estas fallas pueden provocar un cambio en la simetría de las rigideces y como consecuencia que el edificio sufra efectos por torsión.
- *Formación de pisos suaves.*  
El mecanismo por piso suave ocurre cuando un entrepiso tiene una rigidez significativamente más baja en comparación con la rigidez de los demás entrepisos del edificio. Este mecanismo también es conocido como “piso flexible”.

El mecanismo de piso suave puede presentarse por errores inconscientes durante el diseño, como la eliminación o reducción del número de muros rígidos en uno de los pisos del edificio, generalmente por cuestiones de diseño arquitectónico, o por no considerar en el diseño y análisis estructural la restricción de deformación impuesta en el resto de entrepisos por la contribución de otros elementos no estructurales rígidos.

El mecanismo por piso suave ha sido observado con mayor frecuencia en plantas bajas, es decir, muchos edificios han presentado un problema de “planta baja suave”. En algunos edificios la planta baja se deja completamente libre de muros o con un número reducido de muros en comparación con los pisos superiores (Figura 1.23 y 1.24). La mayor parte de la energía producida por el sismo la absorbe el piso flexible, produciéndole el mayor desplazamiento relativo de todo el edificio, y por lo tanto, sometiendo a las columnas a grandes demandas de deformación, lo que termina generando el mecanismo de falla mencionado.



Figura 1.23. Falla del edificio debido a grandes deformaciones laterales por planta baja débil (Cogurcu, 2015)



Figura 1.24. Colapso por planta baja débil (Sismo de Chiapas, 2017)

- Interferencia de elementos no estructurales

El daño estructural en algunos edificios puede ser causado por la interacción involuntaria elementos no estructurales con elementos estructurales. El caso más común que ejemplifica este problema es el denominado caso de *columna corta*.

Este tipo de falla se presenta en entrepisos en los cuales existen elementos no estructurales, generalmente muros divisorios, que perjudican el comportamiento de las columnas. En estos casos, los elementos no estructurales restringen cierta porción de la altura total de la columna, dejando una menor longitud libre o sin restricciones, lo que da como resultado una concentración de fuerzas de cortante en la parte libre de la columna, que excede la capacidad de cortante admisible y ocasiona una concentración de daño en esta misma porción de la columna (Figuras 1.25 a 1.27)

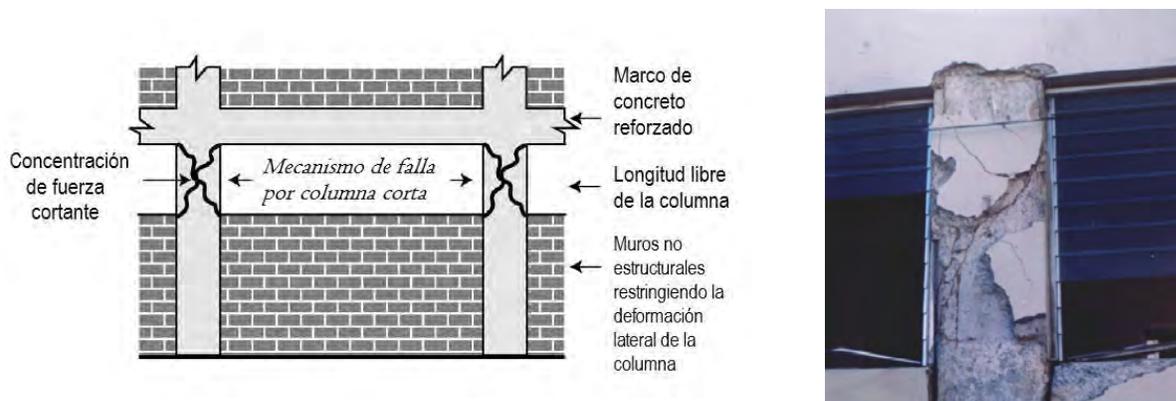


Figura 1.25. Mecanismo de falla por columna corta; y daño en columna por efecto de columna corta



Figura 1.26. Columna corta por restricción impuesta por muros (Saatcioglu *et. al.* 2013)



Figura 1.27. Problema de columna corta (Manfredi *et. al.*, 2014)

- Cambios en rigidez y masa en la altura del edificio

Los cambios drásticos de rigidez pueden ocurrir debido a variaciones abruptas en la configuración estructural entre un piso y otro (Muros discontinuos, ubicación de columnas, etc.) (Figura 1.28). También pueden ocurrir debido a una reducción en el tamaño del refuerzo longitudinal y transversal en las columnas o a la ubicación y el número de muros divisorios.

Los cambios drásticos de masa a lo largo de la altura del edificio se deben a las cargas muertas en los entrepisos, las cuales pueden resultar considerablemente más grandes que las cargas que habían sido consideradas durante el diseño original. Este problema está relacionado en algunas ocasiones al uso diferente al previsto en el proyecto una vez que se encuentra en operación.

Para el caso de México 1985, en al menos 39 casos de colapso o daño severo, se encontró que cargas verticales excedieron las cargas previstas en el diseño. Las cargas muertas excedían los valores especificados, mientras que las cargas vivas fueron excesivas debido al cambio en el tipo de ocupación y el almacenamiento de materiales pesados en los entrepisos (Rosenblueth y Meli, 1986) (Figura 1.29).

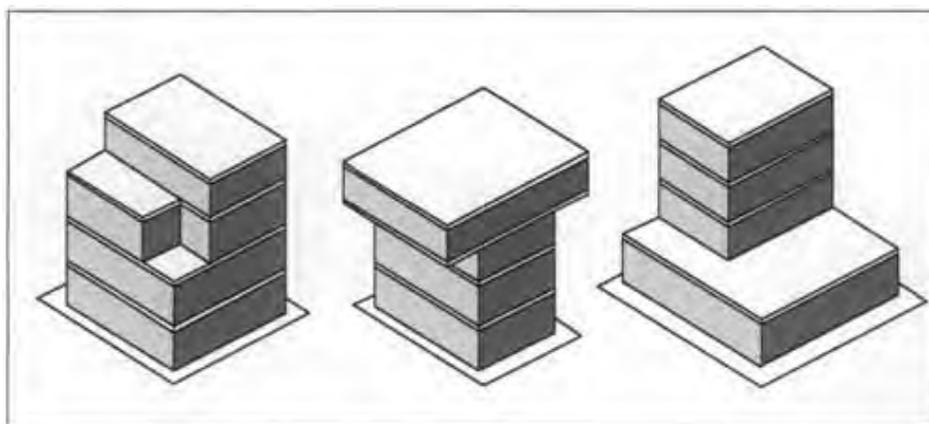


Figura 1.28. Configuraciones desfavorables. Cambio abruptos de rigidez en elevación (Godho, 2010)



Figura 1.29. Colapso por masa excesiva en entrepiso debido a un cambio en el uso que se le destina al edificio (Munchener Ruckversicherungs, 1986).

Una vez mencionada la importancia del diseño sísmico de los edificios de concreto reforzado mediante la reflexión de daños y posibles fallas que se pueden presentar en caso de no poner atención a ciertos aspectos, se procederá a explicar en el siguiente capítulo la filosofía de diseño sísmico basada en desempeño, con la cual se pretende lograr un mejor control de daño en los edificios desde la etapa de diseño sísmico.

## Capítulo 2.

# DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO

---

### 2.1 Filosofía de diseño sísmico basado en desempeño

#### 2.1.1 Generalidades

Ante la ocurrencia de sismos de gran intensidad, como los que se han mencionado en el capítulo anterior, y que han tenido como consecuencia grandes pérdidas económicas y materiales, en décadas recientes se ha incrementado el interés por mejorar los métodos de diseño sísmico de edificios. Se ha observado que aumentar la resistencia de la estructura no necesariamente implica mejorar la seguridad, ni tampoco implica reducir el daño, lo que ha llevado a plantear un cambio en la filosofía de diseño que actualmente se utiliza, de una basada en resistencia a una basada en el desempeño de las estructuras.

En Nueva Zelanda, Park y Paulay (1975) plantearon los principios del diseño por capacidad y dieron origen al concepto de “viga débil – columna fuerte”, como un mecanismo objetivo para la disipación de energía sísmica en los edificios. En su trabajo se plantea que un edificio a base de marcos de concreto se comportaría mejor bajo las acciones sísmicas si se pudiese asegurar que las articulaciones plásticas ocurran primero en las vigas antes que en las columnas (Park y Paulay, 1975).

Los principios propuestos por Park y Paulay, en conjunto con las grandes pérdidas económicas causadas por daño severo en gran cantidad de estructuras y sus contenidos durante sismos intensos como el de Northridge (1994) y Kobe (1995) representaron el parteaguas a partir del cual se ha ido desarrollando la filosofía de diseño sísmico basado en desempeño, cuyo marco aborda explícitamente conceptos como seguridad de vida, reparabilidad y funcionalidad de las edificaciones, y le atribuye mayor importancia al comportamiento de las construcciones.

La ingeniería sísmica basada en desempeño es una idea que se ha ido desarrollando rápidamente a tal grado que ha sido incluida en algunos lineamientos publicados en los últimos par de décadas, tal como el reporte Vision 2000 (SEAOC, 1995), ATC-40 (ATC, 1996), FEMA-273 (FEMA, 1997) y FEMA-356 (FEMA, 2000)

El comité Vision 2000 (SEAOC, 1995) define la filosofía de diseño sísmico basado en desempeño (FDSBD) como *la selección de los criterios de diseño, sistemas estructurales y configuración apropiados, del dimensionamiento y detallado de los elementos estructurales, no estructurales y del contenido; de la garantía y el control de la calidad durante la construcción y el mantenimiento a largo plazo, de manera tal que para niveles especificados*

*de movimiento del terreno y con niveles definidos de confiabilidad, la estructura no experimente daños más allá de ciertos estados límite u otros estados de utilidad.*

Bertero (1997) enfatiza que el diseño sísmico basado en desempeño es un proceso que inicia desde el momento que se formula el primer concepto del proyecto y continúa durante toda la vida del edificio. Esto incluye la selección de los objetivos de desempeño, la determinación de la conveniencia del sitio, diseños conceptual, preliminar y final, verificación y revisión del diseño, el control de la calidad durante el proceso constructivo y el mantenimiento durante la vida del edificio. Cada uno de estos pasos es crítico para el éxito del diseño y por consiguiente, de los objetivos de desempeño propuestos.

De forma simplificada el diseño sísmico basado en desempeño es una filosofía de diseño más general en la que los criterios de diseño se expresan en términos de alcanzar objetivos de desempeño establecidos cuando la estructura está sujeta a niveles específicos de amenaza sísmica. La limitación de los estados de daño está estrechamente relacionada con los niveles de desempeño y con los objetivos de desempeño que se pretendan satisfacer de acuerdo a la importancia de la estructura.

### **2.1.2 Niveles de desempeño**

En la FDSBD, el comportamiento o desempeño de un edificio ante un evento sísmico es expresado en términos de niveles de desempeño de la edificación. Estos niveles de desempeño son estados de daño. Cada nivel describe diferentes condiciones cualitativas y cuantitativas de daño en la estructura, así como la factibilidad técnica y económica por reparación de los daños del edificio causados por un evento sísmico.

El nivel de desempeño global de la edificación es la combinación de los niveles de desempeño de los sistemas la que componen, es decir, incluye los niveles de desempeño del sistema estructural, de los componentes no estructurales y del contenido de la estructura.

Los niveles de desempeño global considerados comúnmente en el diseño sísmico basado en desempeño son los que propone el comité Vision 2000, y se definen a continuación:

- Operación completa (Completamente funcional). El daño en los elementos estructurales, no estructurales y contenido es ligero o nulo. Es posible continuar con la operación normal del edificio, ya que el daño en general es nulo o despreciable.
- Operación inmediata. Es seguro ocupar la edificación inmediatamente después del evento sísmico. El edificio presenta daños ligeros en sus elementos estructurales y no estructurales. Las instalaciones continúan funcionando con daños ligeros e interrupciones menores en servicios no esenciales. Pueden requerirse reparaciones menores que no interrumpen la operación normal del edificio.

- Seguridad de vida. El edificio presenta daño moderado en sus elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la edificación. Estos daños pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente. Reparar el edificio puede implicar costos excesivos o no económicamente factibles. Además, el edificio experimenta una degradación de la rigidez lateral, sin embargo aún existe un margen de seguridad frente al colapso.
- Prevención del colapso o colapso incipiente. En este nivel de desempeño el edificio no habrá colapsado pero estará en un estado incipiente por lo que no es seguro volver a ocuparlo. Los daños son severos en los elementos estructurales y totales en elementos no estructurales y contenido, por lo que las reparaciones del edificio no serán ni técnica ni económicamente factibles. En este nivel de desempeño es prácticamente irrefutable la demolición del edificio.

En la figura 2.1 se muestra la gráfica de cortante basal contra deformación lateral para un edificio típico. De esta forma se ilustra la relación entre el comportamiento del edificio y los niveles de desempeño descritos anteriormente.

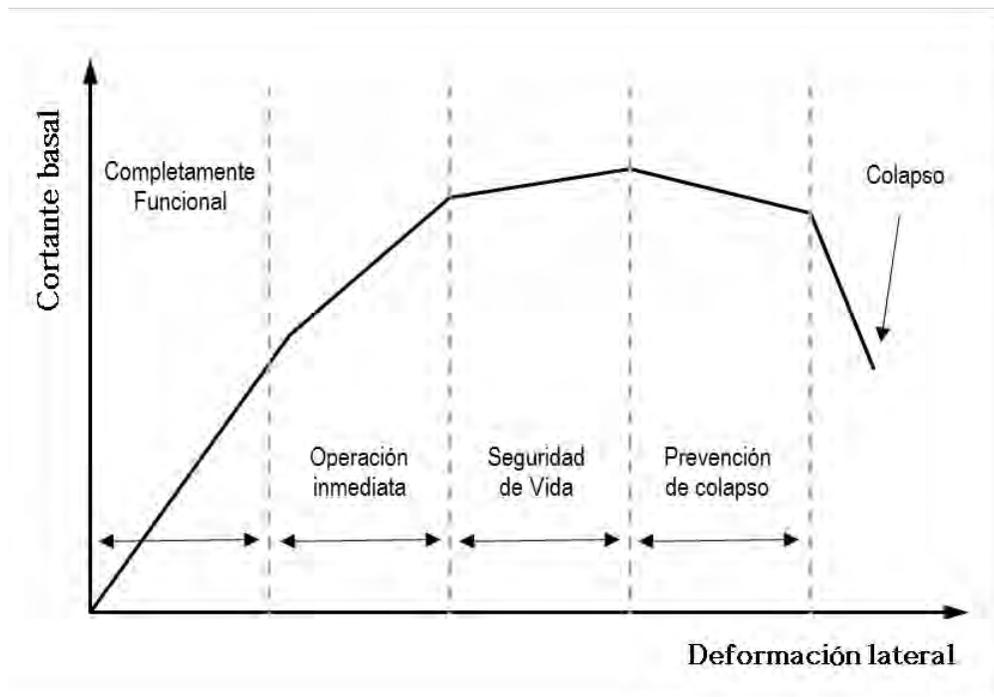


Figura 2.1. Demandas de desplazamiento para los distintos niveles de desempeño

### 2.1.3 Niveles de amenaza sísmica

Los niveles de amenaza sísmica, también conocidos como niveles de diseño sísmico, son definidos como el conjunto de eventos sísmicos que representan el peligro sísmico particular de la región en la que se ubica la estructura (SEAOC, 1995). Estos niveles pueden ser expresados de forma probabilista o determinista.

El Comité Vision 2000 define las intensidades sísmicas correspondientes a cada nivel de desempeño de forma probabilista, en función de un intervalo de ocurrencia, mejor conocido como periodo de retorno, y de una probabilidad de ocurrencia.

En la tabla 2.1 se muestran los distintos niveles de amenaza sísmica propuestos por el comité Vision 2000, cada uno relacionado con un periodo de retorno y una probabilidad de ocurrencia (*Debe tenerse en cuenta que los periodos de retorno y probabilidades de ocurrencia están referidos al estado de California, EUA*).

Tabla 2.1. Niveles de diseño sísmico (SEAOC, 1995)

NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA	PERIODO DE RETORNO	PROBABILIDAD DE OCURRENCIA
EQ I – Frecuente	43 años	50 % en 30 años
EQ II – Ocasional	72 años	50 % en 50 años
EQ III – Raro	475 años	10 % en 50 años
EQ IV - Muy Raro	970 años	10 % en 100 años

### 2.1.4 Objetivos de desempeño

Identificar y evaluar el criterio para definir el comportamiento deseado de un edificio es una parte integral del proceso de diseño. El diseño sísmico basado en desempeño es un proceso iterativo que inicia con la selección de un objetivo de desempeño.

Los objetivos de desempeño u objetivos de diseño son declaraciones de riesgo aceptable en una estructura para sufrir niveles de daño específicos y de pérdidas consecuenciales que se producen como resultado de este daño (niveles de desempeño), ante un nivel de amenaza sísmica específico (SEAOC, 1995).

De manera simplificada, y complementando la definición anterior, un objetivo de desempeño también se puede visualizar como el emparejamiento *nivel de desempeño – nivel de amenaza sísmica* para el diseño sísmico de una estructura. Cada pareja representa un estado de daño esperado aceptable en el edificio ante un evento sísmico de una intensidad específica. El deber del ingeniero estructural durante el diseño es elegir adecuadamente las parejas *nivel de*

*desempeño – nivel de amenaza sísmica* acorde con las necesidades específicas de cada edificio. Por obviedad, los objetivos de desempeño serán más estrictos mientras más crítica sea la importancia de la edificación.

En la figura 2.2 se presenta la matriz formada con los niveles de desempeño y los niveles de amenaza sísmica propuestos por el comité Visión 2000, en la cual se reconocen tres objetivos de desempeño principales para edificios: Objetivo básico, objetivo esencial y objetivo de seguridad crítica. También se reconocen el conjunto de parejas nivel de desempeño – nivel de amenaza sísmica para las cuales el comportamiento de la estructura sería inaceptable.

Los tres objetivos de desempeño se definen a continuación:

- **Objetivo básico.** Para edificios de uso normal (casas habitación, oficinas).
- **Objetivo esencial.** Para estructuras cuya operación es indispensable para la sociedad, principalmente después de un evento sísmico, tal como hospitales, centrales de comunicación, estaciones de bomberos, estaciones de policías, y en general cualquier centro de control de emergencias.
- **Objetivo de Seguridad Crítica.** Asignado a estructuras cuya operación es de vital importancia para la sociedad, tal como plantas de energía eléctrica, presas hidroeléctricas, o para aquellas estructuras que contienen grandes cantidades de materiales peligrosos, y que podrían perjudicar la integridad física de las personas en caso de que colapsaran.

**NIVEL DE DESEMPEÑO GLOBAL DEL EDIFICIO**

		Completamente Funcional	Operación inmediata	Seguridad de Vida	Prevenición del Colapso
NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA	Frecuente (Tr = 43 años)	O	X	X	X
	Ocasional (Tr = 72 años)	O	O	X	X
	Raro (Tr = 475 años)	O	O	O	X
	Muy Raro (Tr = 970 años)		O	O	O

Figura 2.2. Matriz de objetivos de desempeño (Vision 2000, SEAOC 1995)

Se ha mencionado en párrafos anteriores que los periodos de retorno de los niveles de amenaza sísmica están referidos al estado de California, EUA, por lo que se deben reevaluar los valores para estos parámetros de acuerdo con la sismicidad del sitio en donde se quiera diseñar, sin embargo, los objetivos de desempeño siempre permanecen igual.

### **2.1.5 Ventajas del diseño sísmico basado en desempeño**

El diseño sísmico basado en desempeño es una filosofía que busca obtener diseños más eficientes y efectivos. El principal beneficio de la FDSBD es evitar futuras pérdidas (económicas, materiales y de vidas) a través de un control del comportamiento del edificio ante futuros eventos sísmicos.

Las ventajas que tienen las metodologías de diseño sísmico basado en desempeño sobre otras metodologías utilizadas en la actualidad son:

1. Consideran múltiples niveles de amenaza sísmica y existe transparencia en cuanto a los objetivos de diseño que persigue el diseño.
2. El desempeño de las estructuras se evalúa a través de un control de deformaciones inelásticas, en adición a la resistencia.
3. Considera métodos analíticos mediante los cuales se evalúa racionalmente el comportamiento estructural, particularmente el comportamiento no lineal.
4. Permiten obtener diseños óptimos, por lo que implican menores costos.
5. Se tiene un mejor control del comportamiento de la estructura durante su ciclo de vida, asociándolo al daño que ésta presente.

### **2.2. Diseño sísmico basado en desplazamiento**

Dentro de la filosofía de diseño sísmico basado en desempeño existe un grupo de metodologías que consideran cantidades relativas a los desplazamientos como criterios para juzgar la aceptabilidad del desempeño de las estructuras durante eventos sísmicos. Estos procedimientos son conocidos como *métodos de diseño sísmico basados en desplazamientos*.

En estos métodos se relacionan determinados valores límites de desplazamientos con niveles específicos de daño (o niveles de desempeño), y se requiere que el desplazamiento del sistema bajo las acciones sísmicas de diseño (demanda) no sea mayor que el desplazamiento límite para el nivel de daño deseado. Una vez alcanzado el objetivo anterior, se considera que el diseño es aceptable. Esto contrasta con los procedimientos de diseño sísmico basados en resistencia, en los cuales la aceptabilidad del diseño estructural es juzgada con base en cantidades basadas en fuerzas, tal como los requerimientos relacionados con el valor de cortante en la base y las fuerzas laterales que están establecidos en diversos códigos modernos de diseño sísmico (FIB, 2003).

Es importante mencionar que en muchos casos el comportamiento de edificios convencionales (de uso común o con objetivo básico de desempeño) durante fuertes

movimientos del terreno en regiones de moderada y alta sismicidad implica la respuesta inelástica de los sistemas estructurales. Se ha reconocido que no es económicamente viable diseñar las edificaciones para que se mantengan dentro de su comportamiento lineal, debido a la naturaleza probabilista de estos eventos telúricos. Muchos reglamentos modernos aceptan que las edificaciones presenten daños ante un sismo excepcional, pero sin llegar al colapso. Bajo esta situación, el desplazamiento es el indicador más importante de la respuesta sísmica de los edificios, debido a que puede ser asociado más fácilmente con distintos niveles de daño. En cambio, las fuerzas no son índices confiables de desempeño, pues una vez alcanzada la fluencia, los valores que toman éstas no varían mucho, lo que hace más difícil obtener una cuantificación directa del daño en las edificaciones. En la figura 2.3 se ilustra esta situación.

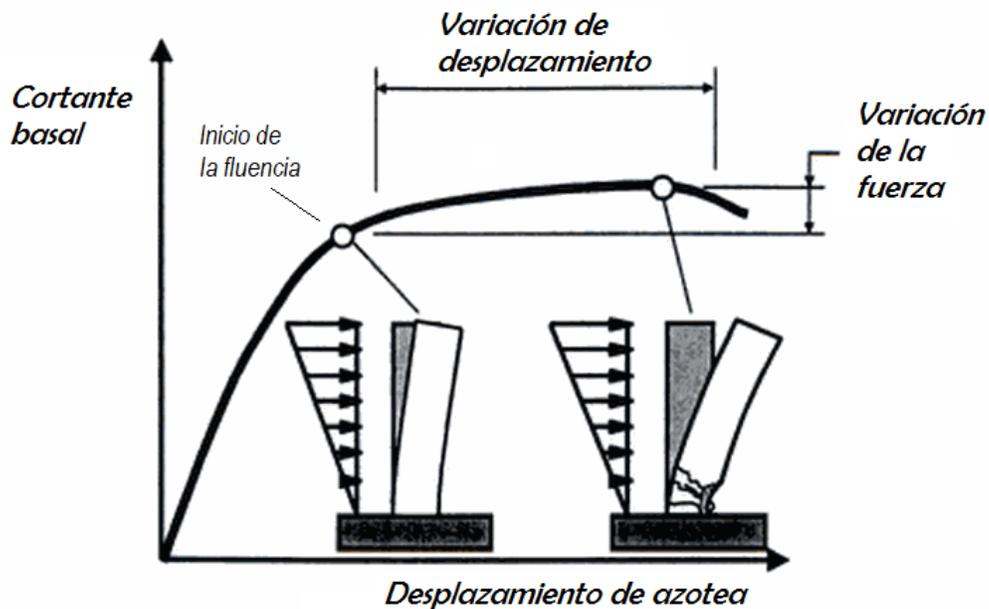


Figura 2.3. Relación entre desplazamiento y daño (FIB, 2003)

En las metodologías de diseño sísmico basado en desplazamientos generalmente se define un perfil de desplazamientos que satisfaga una distorsión máxima objetivo, y posteriormente se define una ductilidad de diseño.

La distorsión de entrepiso ( $\gamma$ ) es definida como el desplazamiento relativo entre dos pisos sucesivos, normalizado con respecto a la altura del entrepiso  $\gamma = \Delta/h_e$ .

Reyes (1999) investigó los valores de distorsión de entrepiso asociados a distintos niveles de daño en diferentes sistemas estructurales comúnmente usados en la Ciudad de México. En la

tabla 2.2 se presentan los resultados que obtuvo para edificios con sistemas estructurales a base de marcos de concreto reforzado.

Tabla 2.2. Distorsiones de entrepiso asociadas a distintos niveles de daño (Reyes, 1999)

<i>Sistema Estructural</i>	<i>Distorsión de entrepiso asociada a:</i>		
	Inicio de daño	Inicio de la fluencia	Daño total
Marcos de concreto reforzado con detallado sísmico	0.005	0.009 – 0.0145	0.040
Marcos de concreto reforzado sin detallado sísmico	0.0073	0.0107	0.0217

De la tabla 2.2 se observa que la distorsión de entrepiso asociada a *Inicio de daño* para estructuras con detallado sísmico es menor que para estructuras sin detallado sísmico. Esto es debido a que estas últimas poseen mayor flexibilidad. Sin embargo, para la condición de *Daño total*, los marcos de concreto sin detallado sísmico sólo soportan aproximadamente el 50% de la distorsión total que pueden soportar los marcos con buen detallado sísmico.

Cabe señalar que, la distorsión relacionada a *Inicio de daño* y *Prevención de daño*, son equivalentes a los niveles de desempeño de Operación Completa y Prevención del Colapso, respectivamente, del documento Vision 2000.

### **2.2.1 Métodos de diseño sísmico basado en desplazamientos**

En los últimos 25 años se han llevado a cabo una cantidad significativa de investigaciones referentes al diseño sísmico basado en desplazamiento.

Los conceptos esenciales fueron desarrollados por Freeman en la década de los 70's. Los reportes del ATC en 1996 y FEMA en 1997 surgieron como adaptaciones del método del espectro de capacidad propuesto por Freeman para la evaluación del comportamiento de edificios existentes ante acciones sísmicas. En 1997, Priestley y Calvi adecuaron los conceptos descritos en los reportes para poder aplicarlos también al proceso de diseño sísmico de edificios. En el 2000, Chopra, Goel y Fafjar contribuyeron en la refinación de los conceptos propuestos por Freeman. En adición a estos trabajos, algunos otros autores han realizado propuestas de diseño sísmico basadas en desplazamientos, lo que ha dado como resultado una diversidad de metodologías disponibles.

Como se puede notar, a través de estos años se fueron desarrollando distintas metodologías para el diseño y para la evaluación de edificios de concreto reforzado.

Sullivan *et. al.* (2003) menciona que los métodos disponibles basados en desplazamiento pueden ser clasificados de acuerdo con dos aspectos:

1. El papel que desempeña la deformación en proceso de diseño.

Tomando este aspecto como criterio de clasificación, se reconocen tres categorías:

- *Métodos basados en la deformación calculada (BDC).*  
En los métodos BDC se inicia con el cálculo el desplazamiento máximo esperado para un sistema estructural ya diseñado (es decir, aquél cuyas dimensiones de sus elementos fueron previamente propuestas). Posteriormente, se detalla el refuerzo de las secciones propuestas de forma que se obtenga una capacidad de desplazamiento del sistema mayor que el desplazamiento máximo calculado (demanda). No se hacen iteraciones porque se satisface la demanda a través de un detallado apropiado de las secciones.
- *Métodos basados en la especificación iterativa de la deformación (BEID).*  
Estos métodos son bastante similares a los métodos BDC, ya que se realiza el análisis de la estructura predefinida para obtener el desplazamiento máximo. La diferencia radica en que en estos métodos se establece un valor límite para el desplazamiento máximo del sistema. El proceso es iterativo porque se deben hacer cambios a las secciones del sistema estructural hasta que los desplazamientos máximos obtenidos del análisis se mantengan debajo del valor límite preestablecido.
- *Métodos basados en la especificación de la deformación directa (BEDD).*  
Estos métodos parten de un objetivo de desplazamiento predefinido. El proceso de diseño está encaminado a obtener las propiedades requeridas (resistencia y rigidez) que necesita la estructura para alcanzar el objetivo predefinido de acuerdo al nivel sísmico de diseño.

2. Tipo de análisis usado en el proceso de diseño.

Usando el segundo criterio de clasificación se tienen tres categorías diferentes:

- *Métodos basados en espectro de respuesta considerando la rigidez inicial*  
Estos métodos hacen uso de la rigidez elástica con aproximaciones entre la respuesta elástica e inelástica, tal como la aproximación de iguales desplazamientos u otras relaciones, para evaluar la respuesta máxima del sistema.
- *Métodos basados en espectro de respuesta considerando la rigidez secante*  
Estos métodos utilizan la rigidez secante a la respuesta máxima (es decir, el desplazamiento máximo) y un amortiguamiento viscoso equivalente para caracterizar la respuesta no lineal de la estructura.

- *Métodos basados en el análisis en el tiempo (análisis dinámico paso a paso)*  
Estos métodos resuelven la ecuación de movimiento mediante integración directa considerando un registro sísmico específico en el tiempo para evaluar la respuesta máxima del sistema. Pueden realizarse análisis elásticos e inelásticos.

La tabla 2.3 contiene algunos de los métodos más relevantes de diseño sísmico basado en desplazamientos clasificados según los criterios mencionados por Sullivan *et al.* 2003.

Tabla 2.3. Clasificación de los métodos de diseño sísmico basados en desplazamiento propuestos por distintos autores (Sullivan *et al.* 2003)

PAPEL DE LA DEFORMACIÓN EN EL PROCESO DE DISEÑO

	Basado en la deformación calculada (BDC)	Basado en la Especificación Iterativa de la Deformación (BEID)	Basado en la Especificación de la Deformación Directa (BEDD)
TIPO DE ANÁLISIS USADO EN EL PROCESO DE DISEÑO	Espectro de respuesta usando la rigidez inicial	Moehle (1992) FEMA (1997) UBC (1997) Panagiotakos y Fardis (1999) Albanesi <i>et al.</i> (2000) Fajfar (2000)	Browning (2001)
	Espectro de respuesta usando la rigidez secante	SEAOC (1999) Aschheim y Black (2000) Chopra y Goel (2001)	Freeman (1978) ATC (1996) Paret <i>et al.</i> (1996) Chopra y Goel (1999)
	Análisis en el tiempo (Dinámico paso a paso)	Gulkan y Sozen (1974)	Kowalsky (1995) SEAOC (1999) Priestley y Kowalsky (2000) Priestley <i>et al.</i> (2007)
		N/A	N/A

Cabe mencionar que no necesariamente los métodos contenidos en la tabla 2.3 son completamente distintos entre sí, sino que algunos son solo modificaciones y adecuaciones de otros, por lo que además de la clasificación propuesta por Sullivan, las contribuciones de cada autor pueden ser agrupadas de acuerdo a la línea o enfoque del cual surgieron y al cual hacen referencia en sus metodologías.

En la tabla 2.4 se presentan los principales enfoques de diseño sísmico basado en desplazamientos, los cuales han sido tomados como base para investigaciones recientes dentro de esta misma área. Se presentan además los autores que han aportado a cada uno de los enfoques identificados.

Tabla 2.4. Enfoques de las metodologías de diseño sísmico basado en desplazamientos (FIB, 2003)

ENFOQUE GENERAL	AUTORES
Método basado en desplazamiento directo	SEAOC (1999) Priestley & Kowalsky (2000) Chopra & Goel (2001) Priestley, Calvi & Kowalsky (2007)
Método de Espectro de capacidad	Freeman (1978) ATC (1996) Paret <i>et. al.</i> (1997) Chopra & Goel (1999) Fajfar (2000)
Diseño sísmico con control de deformaciones	Moehle (1992) Panagiotakos & Fardis (1999)
Diseño basado en análisis inelásticos	Kappos & Manafpour (2001)
Espectro de punto de fluencia para diseño sísmico	Aschheim & Black (2000)
Método de la estructura sustituta	Gulkan y Sozen (1974)
Método del periodo objetivo	Browning (2001)

A continuación se describen los métodos que se consideran de mayor relevancia con base en la tabla 2.4.

▪ **Método basado en la deformación controlada (*Panagiotakos y Fardis, 1999*)**

El método de diseño sísmico propuesto por Panagiotakos y Fardis se basa en el cálculo de la deformación usando la rigidez inicial, además se hace uso de espectros de diseño elásticos para determinar las demandas.

Para llevar a cabo el procedimiento se deben realizar los siguientes pasos fundamentales:

1. Proporcionar el acero de refuerzo longitudinal en zonas en donde se forman las articulaciones plásticas (extremos de vigas y bases de las columnas y/o muros del primer piso) usando un método de diseño tradicional basado en fuerzas. Para el análisis de la estructura se debe considerar una combinación de acciones no sísmicas (combinación gravitacional o gravitacional y de viento) o un espectro elástico de diseño asociado al sismo de servicio. Además, se deben utilizar las propiedades de las secciones no agrietadas.

Se usa un diseño basado en fuerzas porque se considera que el sismo de servicio induce una respuesta elástica lineal, para la cual las fuerzas internas son proporcionales a los desplazamientos, razón por la cual, para las acciones sísmicas de servicio, un diseño basado en fuerzas equivale a uno basado en desplazamiento.

2. Proporcionar el acero de refuerzo longitudinal en las secciones donde no se deben formar articulaciones plásticas (columnas y muros arriba del primer piso) siguiendo las reglas del diseño por capacidad usando los resultados del análisis elástico del paso 1.

Este proporcionamiento de refuerzo busca prevenir la formación de mecanismos de piso suave, al forzar a las columnas y muros a permanecer elásticos y casi rectos en toda su altura arriba de la base del edificio, incluso después de que se formen articulaciones plásticas en vigas o en la base de muros.

3. Diseñar por cortante todos los elementos de acuerdo con los principios de diseño por capacidad, usando los resultados del análisis para las condiciones de carga planteadas en el paso 1.
4. Estimar las demandas de deformación inelástica (conviene trabajar con demandas de rotación plástica) de los elementos para el sismo de diseño asociado al estado límite “seguridad de vida”.

Para estimar estas demandas inelásticas, primera se realiza un análisis elástico utilizando un espectro elástico (asociados al estado límite “seguridad de vida”) con un amortiguamiento crítico de 5%, y caracterizando a los elementos con una rigidez secante al punto de fluencia, es decir, la rigidez inicial o elástica. Posteriormente, se multiplican las demandas obtenidas elásticamente por un correspondiente factor de amplificación (los autores proporcionan los distintos factores de amplificación).

5. Proporcionar y detallar el refuerzo en las zonas críticas (extremos de vigas y columnas) para satisfacer las demandas de rotación inelástica del paso 4.

Si el refuerzo determinado de los pasos 1 a 3 es suficiente para satisfacer el requerimiento,

$$(Demanda) \theta_{Sk,0.95} \leq \frac{\theta_{uk,0.05}}{\gamma_m} (Capacidad) \quad 2.1$$

Entonces la verificación de las deformaciones bajo la acción sísmica de “Seguridad de vida” está cumplida. Por otra parte, si no se satisface lo anterior, es necesario realizar cambios en el refuerzo, tal como incrementos en la cantidad de barras, incremento del diámetro del refuerzo, o una reducción en el espaciamiento de las barras transversales.

6. Revisar las uniones viga – columna en cortante y proporcionar los estribos horizontales necesarios. Usar criterios de diseño por capacidad.

▪ **Método del espectro de capacidad (EC) (Freeman, 1998)**

El Método del Espectro de Capacidad fue desarrollado para evaluar el desempeño de edificios ya existentes para los cuales son conocidas las dimensiones y la resistencia de sus elementos. Este método compara gráficamente la capacidad de una estructura para resistir cargas laterales con las demandas de los espectros de respuesta sísmicos, lo que permite una evaluación visual del comportamiento de la estructura cuando ésta sea sujeta a fuertes movimientos del terreno por efecto de un terremoto dado.

La capacidad de la estructura es representada por una curva de capacidad (figura 2.4), en la que se grafica la fuerza lateral total en la base del edificio, mejor conocida como cortante basal  $V_b$  contra el desplazamiento en la azotea  $\Delta_R$ . Esta curva es obtenida mediante un análisis *pushover*.

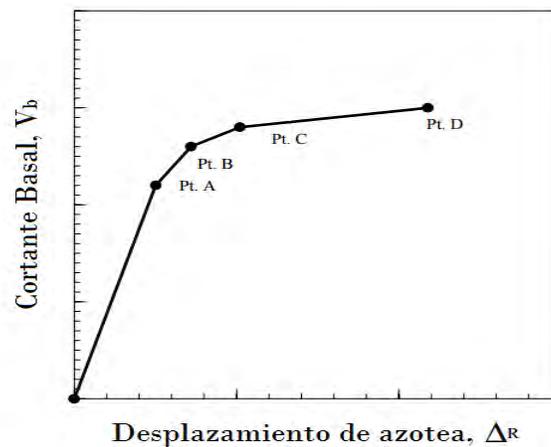


Figura 2.4. Curva de capacidad

En términos generales, el procedimiento para obtener la curva de capacidad consiste en cargar estáticamente la estructura con cargas gravitacionales en un conjunto con fuerzas laterales y calcular el desplazamiento en la azotea y el cortante basal, de manera gradual e incremental. Los elementos que alcanzan la fluencia se relajan formando articulaciones plásticas y los incrementos de carga lateral se aplican hasta que la curva de capacidad sea creada.

Las demandas del sismo son representadas mediante espectros de respuesta. Los espectros de respuesta elástica lineal para un amortiguamiento de 5%, se modifican para representar

los efectos de la respuesta inelástica al sustituir los espectros de respuesta más amortiguados por la respuesta no lineal hysterética de la estructura.

Los espectros de respuesta considerados en el método de Freeman deben ser trazados para un sistema de coordenadas de aceleración contra desplazamiento espectral ( $S_a$  vs  $S_d$ ). Cuando los valores espectrales se trazan en este formato, los periodos son representados mediante líneas radiales que parten desde el origen (figura 2.5).

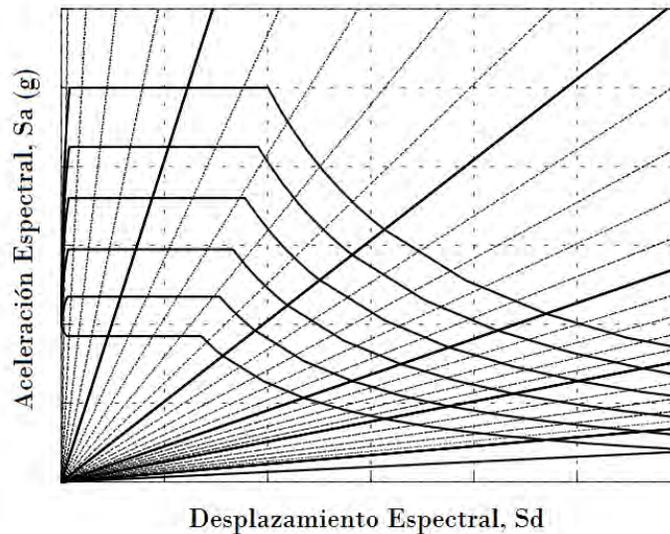


Figura 2.5. Familia de espectros de respuesta de  $S_d$  vs  $S_a$  para diferentes valores de amortiguamiento crítico. Las líneas radiales representan diferentes valores de periodo  $T$ .

El procedimiento general que sigue el método del espectro de capacidad (*Freeman, 1998*) se presenta a continuación:

1. Generar la curva de capacidad en términos de desplazamiento en la azotea y de cortante en la base, mediante un análisis *pushover*.
2. Estimar o calcular las características dinámicas de la estructura, tal como periodos de vibración  $T$ , formas modales  $\varphi_x$ , coeficientes de participación modal y masas efectivas. Estas características son útiles para convertir los valores de  $V_b$  y  $\Delta_R$  de la curva de capacidad en un espectro de capacidad definido por aceleraciones y desplazamientos espectrales.
3. Convertir la curva de cortante basal vs desplazamiento en la azotea en un espectro de aceleración vs desplazamiento (espectro de capacidad) con ayuda de las características dinámicas.

Para el caso específico de edificios multiniveles, los desplazamientos y las aceleraciones espectrales se pueden estimar usando las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \frac{(V/W)}{0.80} \quad 2.2$$

$$S_d = \frac{\Delta_R}{1.4} \quad 2.3$$

Los periodos secantes para cada punto a lo largo de la curva se calculan con la ecuación:

$$T = 2\pi \left( \frac{S_d}{S_a g} \right)^{0.5} \quad 2.4$$

Una vez que el espectro de capacidad ha sido trazado, es útil marcar algunos puntos correspondientes a diferentes ductilidades a lo largo de la parte inelástica de la curva.

4. Obtener o calcular los espectros de respuesta para varios niveles de amortiguamiento. Cada nivel de amortiguamiento crítico describe distintos niveles de demanda, por ejemplo, el espectro de respuesta con amortiguamiento crítico del 5% representa la demanda cuando la estructura responde linealmente elástica; mientras que los espectros con amortiguamientos críticos mayores representan la respuesta inelástica.
5. *Solución Gráfica.* Trazar juntos los espectros de capacidad y la familia de espectros de respuesta amortiguados usando el mismo sistema coordinado en ambos.

La interpretación del método a modo de resumen es, si la curva de capacidad puede extenderse a través de la envolvente de la curva de demanda, el edificio resistirá el sismo. Además, la intersección del espectro de capacidad y el espectro de respuesta amortiguado apropiado, representa la respuesta inelástica esperada de la estructura.

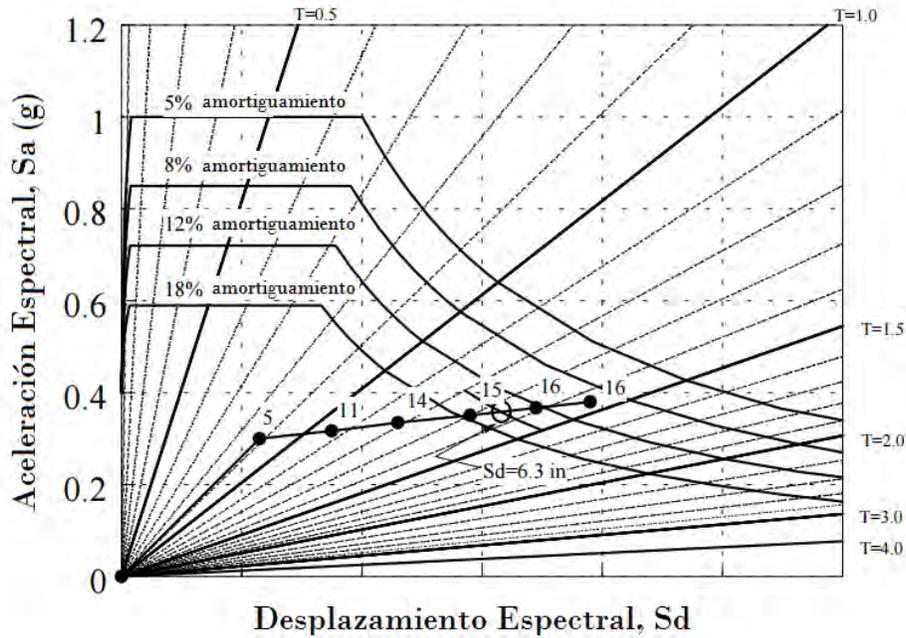


Figura 2.6. Familia de espectros de respuesta de  $S_d$  vs  $S_a$  para diferentes valores de amortiguamiento crítico. Las líneas radiales representan diferentes valores de periodo  $T$ .

- **Método de diseño basado en desplazamiento directo (DBDD) (Priestley et. al. 2007)**

Este enfoque hace uso del concepto de la estructura sustituta desarrollado por Shibata y Sozen en 1976, donde se plantea representar el comportamiento de un sistema inelástico de múltiples grados de libertad (MGDL) mediante un sistema de un grado de libertad (1GDL) con propiedades elásticas equivalentes.

El DBDD caracteriza la estructura por medio de una rigidez secante  $K_e$  al desplazamiento máximo inelástico o de diseño  $\Delta_d$  y de un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente  $\xi_{eq}$  que sea representativo de la combinación del amortiguamiento elástico y la energía histerética absorbida durante la respuesta inelástica.

Conocido el desplazamiento máximo de diseño y el amortiguamiento viscoso equivalente estimado a partir de la demanda de ductilidad esperada, se accede al espectro de desplazamientos de diseño asociado al nivel de amortiguamiento equivalente, y se obtiene un periodo efectivo  $T_e$ .

Posteriormente, se usa el periodo efectivo para calcular la rigidez secante o efectiva del sistema equivalente de 1GDL mediante la ecuación:

$$K_e = 4\pi^2 m_e / T_e^2 \quad 2.5$$

Finalmente, se calcula una fuerza cortante basal de diseño relacionada a la máxima respuesta de desplazamiento del sistema, mediante la ecuación:

$$F = V_{Base} = K_e \Delta_d \quad 2.6$$

En la figura 2.7 se ilustra el concepto general del método de DBDD. Se ejemplifica la representación de una estructura a base de marcos mediante un sistema de 1GDL equivalente, así como la obtención del periodo efectivo  $T_e$ . En la figura 2.7 (b) se presenta gráficamente el concepto de rigidez secante.

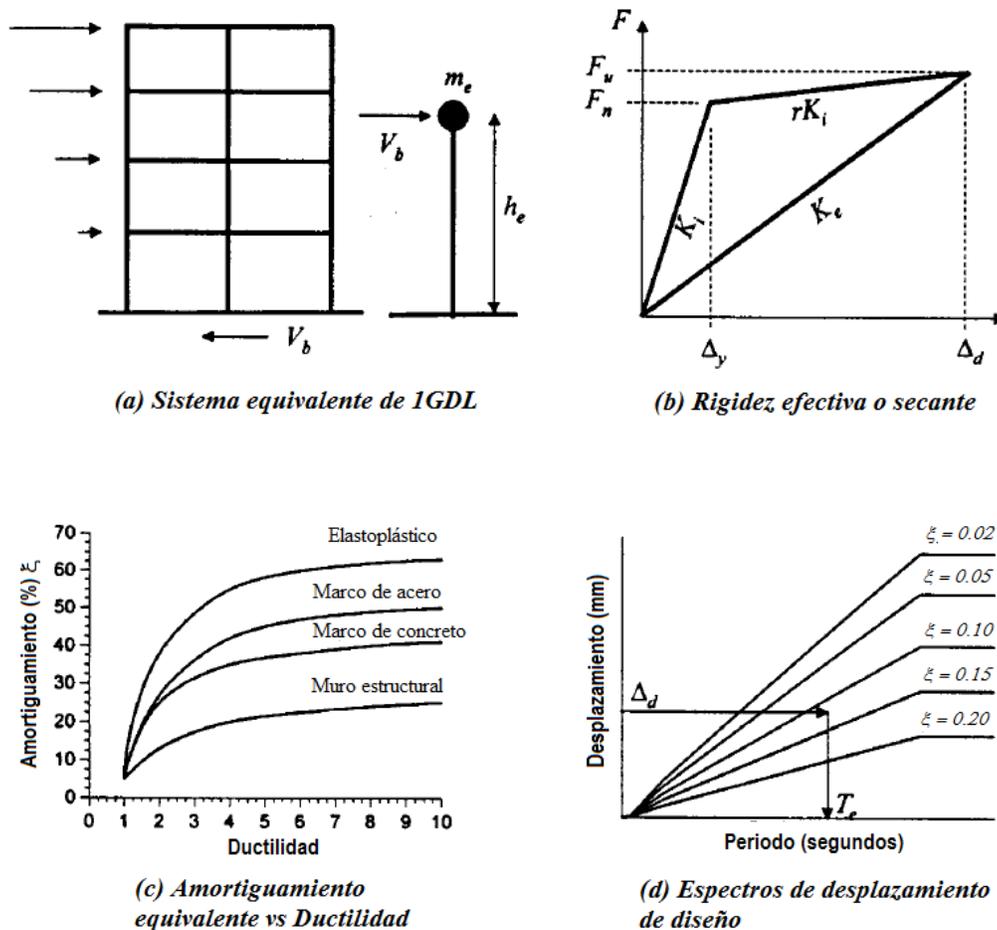


Figura 2.7. Fundamentos del diseño basado en desplazamientos directos (DBDD) (Priestley *et al.* 2007)

El DBDD es un método relativamente rápido para diseño sísmico de estructuras, y que toma en cuenta dos estados límite de desempeño: completamente funcional y el nivel de control

de daño. La complejidad del método radica en el cálculo de las características de la estructura sustituta, la determinación del desplazamiento inelástico de diseño y el desarrollo de los espectros de desplazamientos de diseño.

Priestley establece que el desplazamiento de diseño  $\Delta_d$  de la estructura equivalente de 1GDL está definido por la ecuación:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad 2.7$$

En donde  $m_i$  y  $\Delta_i$  son las masas y los desplazamientos de las  $n$  masas discretas que componen el sistema de varios grados de libertad. Usualmente, para edificios de varios pisos  $n$  se considera igual al número de niveles que tiene el edificio.

Los desplazamientos de las masas individuales  $\Delta_i$  están en función del desplazamiento del miembro más crítico y de una forma modal inelástica de diseño, y se calculan mediante la ecuación:

$$\Delta_i = \delta_i \cdot \left( \frac{\Delta_c}{\delta_c} \right) \quad 2.8$$

Donde  $\delta_i$  es la forma modal inelástica de diseño,  $\Delta_c$  es el desplazamiento de la masa más crítica  $c$  y  $\delta_c$  es el valor de la forma modal para la masa crítica  $c$ .

En el procedimiento se asume que las deformaciones y desplazamientos corresponden a los de la primera forma modal. La influencia de los modos superiores sobre el desplazamiento y las deformaciones es generalmente pequeña, y en ocasiones no es relevante en el diseño, sin embargo, para edificios mayores de diez niveles, se debe tomar en cuenta la contribución dinámica de los modos superiores sobre los desplazamientos.

El valor de la masa efectiva que se considera para el análisis de la estructura sustituta es:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad 2.9$$

En donde  $\Delta_d$  es el desplazamiento de diseño dado por la ecuación 2.7.

La demanda de ductilidad para acceder a la gráfica de la figura 2.7 (c) es determinada por la relación entre el desplazamiento máximo inelástico  $\Delta_d$  y el desplazamiento al inicio de la fluencia  $\Delta_y$ , siendo igual a:

$$\mu = \Delta_d / \Delta_y \quad 2.10$$

El valor de cortante basal de diseño obtenido mediante las consideraciones anteriores debe ser distribuido entre todas las masas del sistema de varios grados de libertad que representa a la estructura usando la siguiente ecuación:

$$F_i = V_{Base} (m_i \Delta_i) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) \quad 2.11$$

Con la distribución de fuerzas en la estructura, se deben proveer a los elementos estructurales con las características adecuadas (dimensiones, detallado, cuantía de refuerzo) para desarrollar los desplazamientos predeterminados al inicio del proceso de diseño.

### 2.2.2 Avances del diseño sísmico basado en desplazamientos en México

A continuación se presentan algunas de las propuestas más importantes de diseño sísmico basado en desplazamientos desarrolladas en nuestro país:

- **Método de López y Ayala para diseño sísmico de marcos de concreto reforzado (2013)**

López y Ayala (2013) proponen un método de diseño sísmico basado en desplazamientos para marcos de concreto reforzado.

El método consiste en la construcción de una *curva bilineal de comportamiento*, en términos de pseudo-aceleración contra desplazamientos espectrales, asociada a un nivel de desempeño como seguridad de vida o prevención del colapso, de un oscilador inelástico de un grado de libertad cuyas propiedades corresponden a las del modo fundamental de la estructura a diseñar; a este oscilador se le denomina sistema de referencia. El desplazamiento de fluencia de la curva se define de acuerdo con la geometría del sistema estructural y las propiedades mecánicas de los elementos; mientras que el desplazamiento último se define en función de la distorsión permisible para el estado límite considerado. Posteriormente, se lleva a cabo el diseño de los elementos estructurales usando las fuerzas obtenidas de un análisis elástico simplificado para las demandas dadas en la curva de comportamiento.

El procedimiento de diseño se presenta a continuación:

1. Prediseño o predimensionamiento de los elementos estructurales. Se lleva a cabo según criterios de diseño, experiencia del diseñador o usando un método basado en fuerzas. No se requiere un diseño detallado debido a que solo se necesita estimar una deformada relacionada a una distribución realista de rigideces de elementos estructurales.

2. Obtener el periodo fundamental elástico de la estructura del prediseño  $T_{E-PD}$ , mediante un análisis modal espectral del modelo elástico, y utilizando un espectro de diseño elástico correspondiente al estado límite último.
3. Definición de una distribución de daño para el estado límite último considerando el criterio de viga débil – columna fuerte.
4. Obtener el periodo fundamental  $T_{D-PD}$  del modelo dañado de la estructura y la deformada correspondiente a la distribución de daño propuesta, mediante un análisis modal espectral. Conocido el segundo periodo, se obtiene la relación de rigidez de postfluencia a elástica  $a$ .

$$a = \left( \frac{T_E}{T_D} \right)^2 \quad 2.12$$

5. Cálculo del desplazamiento objetivo del sistema de referencia  $d_o$ , en función de la distorsión permisible para el estado límite último. Se utilizan las ecuaciones:

$$d_o = \frac{\Delta_o}{FP_{DF} \Phi_{Dln}} \quad 2.13$$

$$\Delta_o = \frac{\delta_o}{\delta'_{Dn}} \quad 2.14$$

En donde  $d_o$  es el desplazamiento objetivo del sistema de referencia;  $FP_{DF}$  es el factor de participación del modo fundamental;  $\Phi_{Dln}$  es el desplazamiento al nivel de azotea de la forma modal correspondiente;  $\Delta_o$  es el desplazamiento objetivo de azotea;  $\delta_o$  es una distorsión objetivo de entrepiso;  $\delta'_{Dn}$  es la distorsión de entrepiso máxima normalizada con respecto al desplazamiento de azotea obtenido para el modelo dañado.

6. Cálculo del desplazamiento de fluencia  $d_y$  del sistema de referencia. Se estima de forma similar a  $\delta_o$ , utilizando las siguientes ecuaciones:

$$d_y = \frac{\Delta_y}{FP_{EI} \Phi_{Eln}} \quad 2.15$$

$$\Delta_y = \frac{\delta_y}{\delta'_E} \quad 2.16$$

7. Definición de la ductilidad modal del sistema de referencia asociada al estado límite último.

$$\mu = \frac{d_o}{d_y} \quad 2.17$$

8. Con ayuda del espectro de desplazamientos asociado a la ductilidad modal  $\mu$  correspondiente y a la relación de rigidez de postfluencia a elástica  $a$ , se obtiene el periodo elástico requerido  $T_{E-REQ}$  que satisfaga el desplazamiento objetivo considerado (Figura 2.8).

9. Del espectro de resistencia asociado a  $\mu$  y  $a$ , se obtiene la resistencia de fluencia por unidad de masa  $R_y$  asociada al periodo  $T_{E-REQ}$ . (Figura 2.9)

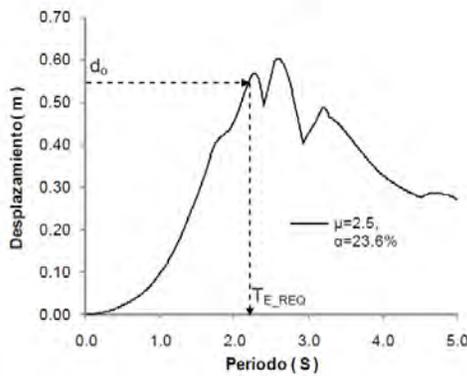


Figura 2.8. Espectro de desplazamiento  
(López y Ayala, 2013)

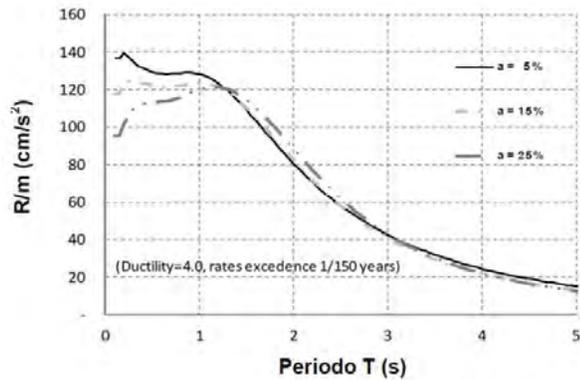


Figura 2.9. Espectro de resistencia  
(López y Ayala, 2013)

10. Cálculo de la resistencia última del sistema de referencia  $R_U$  mediante la ecuación:

$$R_U = R_y [1 + a(\mu - 1)] \quad 2.18$$

11. Conocidos los puntos característicos  $(d_y, R_y)$  y  $(d_o, R_U)$  se construye la curva bilineal de comportamiento de diseño (Figura 2.10).

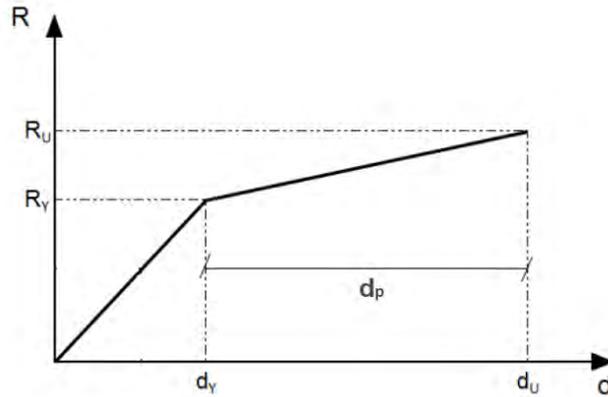


Figura 2.10. Curva de comportamiento de diseño

12. Se modifican las rigideces del modelo elástico y del dañado de la estructura del prediseño, de manera que el periodo fundamental del primero sea igual a  $T_{E-REQ}$  y el del segundo sea  $a \cdot T_{E-REQ}$ , y se mantenga la deformada utilizada en pasos anteriores para obtener el desplazamiento objetivo.
13. Realizar un análisis de cargas gravitacionales del modelo elástico, tomando en cuenta las cargas muertas y vivas para el uso de la estructura establecido en el reglamento de diseño a considerar.
14. Realizar un análisis modal espectral del modelo elástico utilizando un espectro de diseño elástico escalado por el factor  $\lambda_E$ , definido como la razón entre la resistencia de fluencia por unidad de masa con respecto a la pseudoaceleración del espectro elástico para  $T_{E-REQ}$ .
15. Realizar un análisis modal espectral del modelo dañado utilizando un espectro de diseño elástico escalado por el factor  $\lambda_D$ , definido como la razón entre la resistencia complementaria de la curva de diseño con respecto a la pseudoaceleración del espectro elástico, correspondiente a  $a \cdot T_{E-REQ}$ .
16. Diseñar los elementos estructurales con los elementos mecánicos obtenidos de la suma de los resultados de los tres análisis. Se deben considerar las recomendaciones del reglamento considerado.
17. Detallar los elementos estructurales siguiendo las especificaciones del código de diseño considerado. Detallar los elementos en los que se acepta daño de acuerdo con lo estipulado para elementos dúctiles.

Se recomienda revisar que las resistencias de las columnas sean mayores que las de las vigas, a fin de asegurar un mecanismo de falla *columna fuerte – viga débil*.

▪ **Método de Terán et. al. para diseño de estructuras esenciales a base de marcos rígidos (2013)**

Terán et. al. (2013) proponen un método de diseño sísmico basado en desplazamientos para estructuras esenciales. El método es aplicable a edificios estructurados a base de marcos rígidos regulares en planta y en elevación; y considera el nivel de desempeño de *ocupación inmediata* ante eventos sísmicos intensos. Los niveles de daño estructural y no estructural son evaluados a partir de las demandas máximas de rotación plástica y de distorsión de entrepiso.

Se ha establecido previamente que para que un edificio satisfaga el nivel de desempeño de *ocupación inmediata* después de un sismo, los elementos estructurales deben presentar daño leve y el daño no estructural debe ser prácticamente nulo.

El método requiere que las demandas máximas de rotación plástica  $\theta_p^{\max}$  y distorsión de entrepiso  $DI_{\max}$  sean menores que los límites preestablecidos  $\theta_p^{OI}$  y  $DI_{NE}^{OI}$  respectivamente, para el nivel de desempeño de *ocupación inmediata*.

El proceso de diseño inicia con la definición del sistema estructural y su configuración geométrica. Los límites aceptables de rotación plástica  $\theta_p^{OI}$  y distorsión máxima de entrepiso  $DI_{NE}^{OI}$  para cumplir con el nivel de desempeño de *ocupación inmediata* se establecen con base en el sistema estructural elegido. Terán proporciona las ecuaciones para determinar estos valores límite.

Para realizar el análisis de las demandas de desplazamiento, se representa el edificio de múltiples grados de libertad a través de un sistema equivalente de 1GDL, cuyo periodo natural de vibración es definido mediante la ecuación:

$$T = \beta N \quad 2.19$$

En donde  $N$  es el número de pisos del edificio, mientras que  $\beta$  es un coeficiente adimensional (se debe suponer un valor inicial para este parámetro comprendido entre 0.06 y 0.10).

Por otro lado, se calcula el desplazamiento lateral máximo de azotea del sistema equivalente de 1GDL con la ecuación:

$$\delta_{\max} = \frac{DI_{\max} H}{COD} \quad 2.20$$

El valor de  $\delta_{\max}$  se normaliza entre un factor  $\alpha$  para considerar los efectos del sistema de múltiples grados de libertad original, y con este valor normalizado, se accede a un espectro de desplazamientos de diseño y se obtiene un periodo denominado *periodo objetivo*  $T_{obj}$ .

Una vez obtenido el *periodo objetivo*  $T_{obj}$ , se debe comparar con el periodo  $T$  obtenido de la primera suposición de  $\beta$ . Si ambos periodos son aproximadamente iguales, se procede a dimensionar los elementos estructurales buscando que la estructura tenga un periodo similar a  $T_{obj}$ . En el caso contrario, en el que los periodos no son aproximadamente iguales, se deben realizar las iteraciones necesarias cambiando el valor del coeficiente  $\beta$  hasta satisfacer el requisito anterior. Cuando las vigas y columnas de los marcos ya han sido dimensionadas, se procede a la etapa de diseño final, en el cual se verifica el diseño preliminar mediante una serie de análisis dinámicos no lineales; y se hacen los ajustes necesarios para cumplir adecuadamente con el nivel de desempeño de *ocupación inmediata*.

A manera de conclusión, la desventaja de este método es que está planteado sólo para estructuras de acero a base de marcos regulares, y los conceptos involucrados en su desarrollo pueden no ser familiares para los ingenieros de la práctica.

- **Propuesta de *Barradas y Ayala* para diseño sísmico multinivel de estructuras a base de marcos de concreto reforzado (2014)**

Barradas y Ayala (2014) proponen un procedimiento de diseño sísmico multinivel basado en desplazamientos que es aplicable a edificios estructurados a base de marcos de concreto reforzado. Es denominado *multinivel* debido a que satisface varios niveles de desempeño (estados límite): el estado límite de servicio, un estado límite asociado a la fluencia incipiente del sistema estructural y el estado límite último (prevención de colapso).

El procedimiento hace uso de conceptos de dinámica estructural y acepta la aplicación del análisis modal espectral con ciertas consideraciones para determinar las demandas máximas de desplazamiento lateral. En términos generales el método consiste en construir la curva de capacidad de la estructura que satisface los objetivos de desempeño considerados.

En este capítulo se han mencionado algunos métodos de diseño sísmico basados en desplazamientos que se consideran importantes, sin embargo, con el objetivo de buscar la practicidad, en el siguiente capítulo se presentarán los criterios recomendados para evaluar de manera simplificada la capacidad y la demanda de desplazamiento en estructuras de concreto reforzado.

## Capítulo 3.

# MÉTODOS SIMPLIFICADOS PARA EVALUAR DEMANDAS SÍSMICAS DE DESPLAZAMIENTO LATERAL Y CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO LATERAL

---

Los métodos de diseño sísmico basado en desplazamientos están dirigidos a controlar el daño estructural utilizando como índice de desempeño los desplazamientos, y en general, para llevar a cabo este propósito, la mecánica de sus metodologías consiste en la comparación de la capacidad de deformación lateral de la estructura con la demanda de desplazamiento provocada por los niveles de amenaza sísmica planteados.

Determinar las demandas de desplazamiento y la capacidad de deformación de manera precisa requiere en sentido estricto del uso de métodos de análisis dinámicos complejos poco convenientes dentro de la práctica del diseño sísmico de edificio, es por ello que algunos investigadores se han interesado en desarrollar métodos simplificados para la evaluación de estos parámetros y con los cuales se busca obtener resultados aproximados a las soluciones cerradas obtenidas con los métodos exactos. En este capítulo se presentan los avances que se han presentado para la evaluación simplificada de estos dos parámetros fundamentales en el diseño sísmico basado en desplazamientos.

### 3.1 Métodos para evaluar demandas sísmicas de desplazamiento

La estimación de las demandas máximas de desplazamiento lateral que producen los distintos niveles de amenaza sísmica adquiere una importancia primordial en el diseño sísmico de edificios basado en desempeño, y en particular, cuando existe un interés en el control de daño en las estructuras.

Por otra parte, también se ha reconocido que no es económicamente viable diseñar la mayoría de las estructuras para que se comporten elásticamente durante todo su ciclo de vida, por lo que se permite que éstas experimenten deformaciones inelásticas a cambio de la aceptación de daño ante ciertos niveles de amenaza sísmica, generalmente en sismos extraordinarios, situación que reafirma la importancia de un conocimiento explícito de las deformaciones.

Para obtener las demandas máximas de desplazamiento lateral de una estructura, particularmente cuando ésta exige un comportamiento inelástico, se debe recurrir en un sentido estricto a un *análisis no lineal paso a paso*, en el que además se requiere a una caracterización completa del movimiento del terreno. Sin embargo, este método de análisis se considera complejo y poco práctico para su uso generalizado.

Con la finalidad de lograr una mayor practicidad en la evaluación de este parámetro, diversos investigadores han desarrollado métodos simplificados para estimar de manera rápida y aproximada las demandas sísmicas de desplazamientos. En la mayoría de estos métodos, las demandas inelásticas son determinadas a partir de la respuesta máxima de un oscilador elástico lineal de un grado de libertad.

En general, los métodos simplificados disponibles para evaluar las demandas globales máximas de desplazamiento en sistemas de MGDL a partir de la respuesta de un oscilador de 1GDL pueden ser clasificados en dos categorías principales: métodos basados en linealización equivalente y métodos basados en factores de modificación de desplazamiento. Los segundos incluyen un subconjunto de métodos denominados de reducción de resistencia.

En los métodos basados en linealización equivalente, la respuesta máxima del sistema inelástico de 1GDL se estima a través de la respuesta máxima de un sistema elástico equivalente de 1GDL, con rigidez lateral menor y coeficiente de amortiguamiento mayor que el del sistema inelástico inicial. Algunos de los métodos más importantes basados en linealización equivalente fueron desarrollados por Rosenblueth, Herrera, Gulkan y Sozen, en 1974, Iwan en 1980, Kowalsky en 1994, Iwan y Guyader en 2002, Priestley en 2007 y Lin y Miranda en 2008.

Por otro lado, en los métodos basados en factores de modificación de desplazamiento, la respuesta máxima del sistema inelástico de 1GDL se estima mediante el producto de la respuesta elástica máxima de un oscilador de 1GDL con las mismas propiedades que el sistema inelástico y un factor de modificación de desplazamiento, que depende de la resistencia lateral y del periodo fundamental de la estructura. Entre los autores más destacados con métodos basados en factores de modificación se encuentran Newmark y Hall, Krawinkler, Miranda y la FEMA.

En Miranda (2002) y Miranda y Akkar (2005) se evalúa la precisión de algunos métodos simplificados representativos de ambas categorías de la clasificación anterior, comparando los resultados ofrecidos por éstos con los obtenidos mediante análisis no lineales paso a paso. Entre las principales conclusiones se establece que para periodos mayores a 1.0 segundo, tanto los métodos basados en linealización equivalente como los métodos basados en factores de modificación proporcionan resultados bastante precisos; para rangos de periodos relativamente más cortos, el método propuesto por Miranda y Ruíz García (2002), basado en factores de modificación, presenta errores menores a comparación de los métodos basados en linealización equivalente; y finalmente, la ventaja que poseen los métodos basados en factores de modificación sobre los basados en linealización equivalente es que los primeros no son métodos iterativos, por lo que es más fácil realizar la estimación de las deformaciones inelásticas y en un menor lapso de tiempo.

A continuación se presenta una breve descripción de algunos métodos simplificados más relevantes para la estimación de las demandas inelásticas de deformación.

### 3.1.1 Método de los coeficientes (*FEMA-273, 1997*)

En 1997, la Federal Emergency Management Agency, a través de su informe FEMA-273 propone el *método de los coeficientes* para estimar de manera rápida y confiable el desplazamiento lateral máximo inelástico de una estructura sujeta a acciones sísmicas.

En el método de los coeficientes, el desplazamiento inelástico máximo esperado para un nivel específico de daño es determinado mediante el producto del desplazamiento elástico máximo correspondiente y una serie de coeficientes que toman en cuenta el comportamiento inelástico, efectos de los modos superiores y efectos dinámicos de segundo orden, tal como se muestra en la ecuación 3.1.

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left( \frac{T_e^2}{4\pi^2} \right) g \quad 3.1$$

En donde  $C_0$  es un factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral de un sistema de 1GDL con el desplazamiento de azotea de un edificio de MGDL;  $C_1$  es un factor de modificación para relacionar el desplazamiento inelástico máximo con el desplazamiento calculado para la respuesta elástica lineal;  $C_2$  es un factor de modificación para representar el efecto histerético, la degradación de rigidez y el deterioro de la resistencia durante la máxima respuesta de desplazamiento;  $C_3$  es un factor de modificación para representar el incremento de los desplazamientos debido a efectos dinámicos P-delta;  $S_a$  es la pseudoaceleración del espectro de respuesta, correspondiente al periodo fundamental efectivo del edificio  $T_e$  en la dirección considerada; y  $g$  es la aceleración de la gravedad.

La principal ventaja del método del FEMA-273, tal como se menciona en párrafos anteriores, es que no es un método iterativo y conlleva un análisis numérico menos exigente, pero a cambio requiere de varios factores correctivos de ajuste del desplazamiento lineal para representar de manera adecuada el desplazamiento inelástico equivalente. Su limitante es que el método de los coeficientes fue desarrollado considerando condiciones suelo firme por lo que se desconocía la precisión de sus estimaciones en sitios con suelo blando.

### 3.1.2 Miranda (*1999*)

Miranda (1999) presenta un método aproximado para estimar las demandas máximas de deformación lateral en edificios de múltiples niveles cuando son sujetos a acciones sísmicas.

El máximo desplazamiento lateral al nivel de azotea cuando el edificio responde inelásticamente se calcula mediante la ecuación:

$$u_{azotea} = \beta_1 \beta_3 S_d \quad 3.2$$

En donde  $S_d$  es la ordenada espectral de desplazamiento que corresponde al periodo fundamental del edificio  $T_e$ ;  $\beta_1$  es un factor de amplificación para estimar el máximo desplazamiento de azotea del sistema de MGDL; y  $\beta_3$  es un factor que relaciona el máximo desplazamiento inelástico y el máximo desplazamiento elástico del sistema.

Adicionalmente, Miranda reconoce la distorsión de entrepiso como otro parámetro relevante para la evaluación del desempeño de los edificios, por ello presenta también una ecuación para determinar la demanda máxima inelástica de distorsión de entrepiso (ecuación 3.3).

$$\gamma_{\max} = \beta_2 \beta_4 \frac{u_{azotea}}{H} \quad 3.3$$

En donde  $\beta_2$  es un factor de amplificación utilizado para obtener la distorsión de entrepiso máxima (este factor toma en cuenta la distribución de las distorsiones de entrepiso a lo largo de la altura del edificio);  $\beta_4$  es un factor de amplificación por comportamiento inelástico; y  $H$  es la altura total del edificio.

La ventaja de este método es que permite una evaluación rápida y precisa de las demandas de deformación inelástica (desplazamiento de azotea y distorsión de entrepiso), además de que considera explícitamente el concepto de ductilidad. Por lo contrario, tiene la desventaja de ser aplicable únicamente a edificios cuya rigidez permanece constante en cada entrepiso. Además, al igual que el método de los coeficientes (FEMA), este método fue desarrollado considerando condiciones de suelo firme.

### 3.1.3 Miranda y Reyes (2002)

Miranda y Reyes (2002) presentan un trabajo en el que evalúan la efectividad del método de Miranda (1999) en edificios con rigidez lateral no uniforme a través de su altura.

Después de comparar los resultados del método simplificado con los obtenidos de análisis no lineales paso a paso, para diez edificios multinivel a base de marcos metálicos con rigidez lateral no uniforme en elevación sujetos a distintos registros sísmicos de California, EU, concluyeron que la reducción de la rigidez lateral a lo largo de la altura de los edificios no tiene efectos significativos en las demandas de desplazamiento máximo estimadas con el método evaluado, para niveles moderados de deformación inelástica (ductilidades de hasta 4). Bajo estas consideraciones el método sigue proporcionando resultados bastante aproximados a los reales con diferencias aceptables, por lo tanto, las ecuaciones presentadas por Miranda (1999) pueden ser aplicables a edificios con rigidez lateral no uniforme.

### 3.1.4 Godho (2014)

Este trabajo toma como referencia el método simplificado propuesto por Miranda (1999) para establecer un procedimiento que permite evaluar las demandas máximas de distorsión de entrepiso en edificios de concreto reforzado desplantados en sitios con suelo blando. Para lograr este objetivo, el autor propone la modificación de los factores  $\beta$  basándose en el análisis de diversos modelos de edificios sujetos a distintos registros sísmicos representativos de condiciones de suelo blando.

La ecuación para determinar la distorsión máxima de entrepiso es la propuesta por Miranda (1999). Sin embargo los factores de modificación  $\beta_3$  y  $\beta_4$  son calculados bajo consideraciones diferentes a fin de obtener mejores resultados en sitios con suelo blando.

$$\gamma_{\max} = \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4 \frac{S_d}{H} \quad 3.4$$

El factor de amplificación para sistemas de múltiples grados de libertad  $\beta_1$  puede estimarse accediendo a la gráfica de la figura 3.1. Para esto, es necesario conocer el número de niveles del edificio en cuestión y el valor del parámetro adimensional  $\alpha_0$ , el cual toma en cuenta la rigidez al corte y a la flexión de un sistema acoplado formado por una viga de flexión con otra de cortante (Ecuación 3.5) mediante el cual se pretende idealizar la deformada de un edificio típico de marcos de concreto reforzado.

$$\alpha_0 = H \left( \frac{GA}{EI} \right)^{0.5} \quad 3.5$$

Donde:

$H$  = Altura total del edificio

$EI$  = Rigidez equivalente a la flexión de los marcos de un nivel

$GA$  = Rigidez a cortante lateral equivalente de los marcos de un nivel

$$GA = \frac{12E}{h \left( \frac{1}{\sum I_v/L} + \frac{1}{\sum I_c/h} \right)} \quad 3.6$$

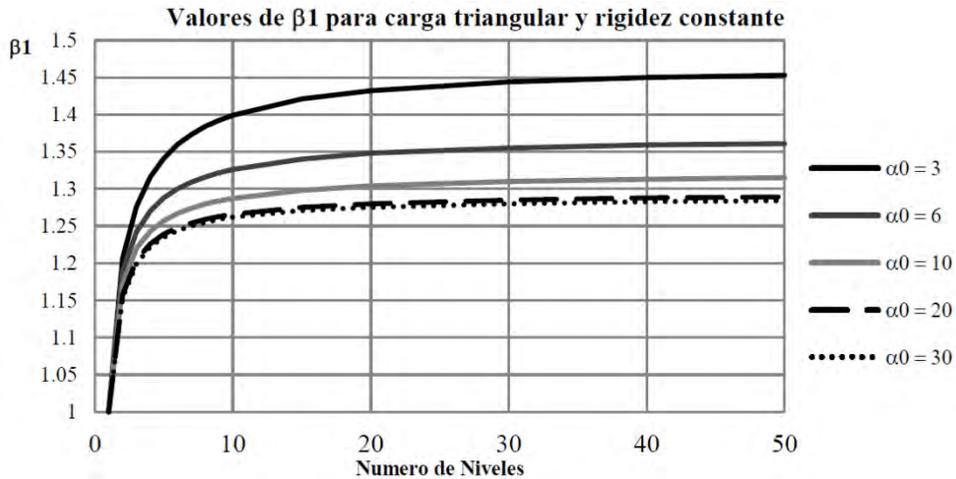


Figura 3.1. Gráfica para estimar el factor de amplificación para sistemas MGDL,  $\beta_1$  (Godho, 2014)

De igual forma, el factor para estimar la distorsión máxima de entrepiso  $\beta_2$  se puede obtener accediendo a la gráfica de la figura 3.2 una vez que se conoce el valor de  $\alpha_0$ .

La importancia del factor  $\beta_2$  radica en que la máxima distorsión de entrepiso no se encuentra en el último nivel, sino más bien en niveles intermedios, por lo que este factor ayuda a determinar el valor máximo con base en una distribución típica de distorsiones de entrepiso para el modo fundamental.

### Factor de amplificación de la distorsion maxima, $\beta_2$

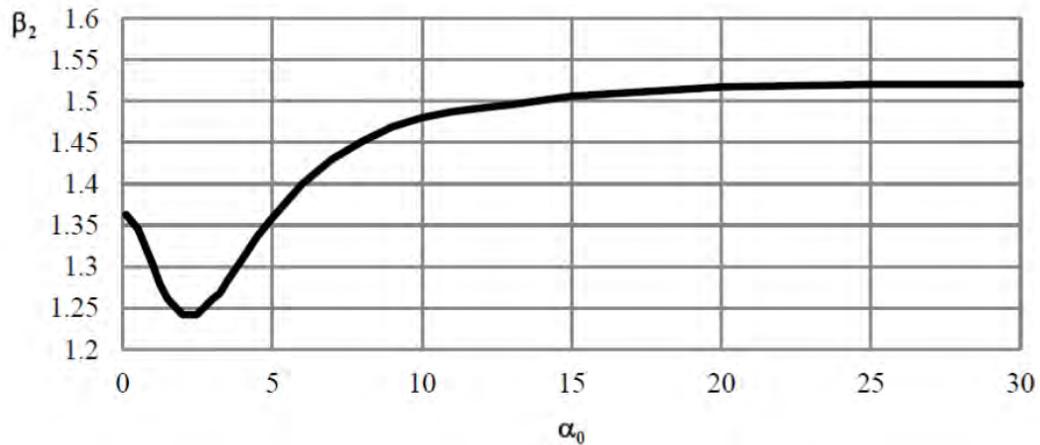


Figura 3.2. Gráfica para estimar el factor para distorsión máxima (Godho, 2014)

Para calcular los factores  $\beta_3$  y  $\beta_4$  se proponen las ecuaciones 3.7 y 3.9, respectivamente, las cuales pueden ser aplicables en estructuras desplantadas en suelo blando.

$$\beta_3 = \frac{u_i}{u_e} = \frac{\mu}{R_\mu(T)} \quad 3.7$$

$$R_\mu(T) = 1 + \left( \frac{D(T)}{D_{\max}} \right)^{\beta(\mu)} (\mu - 1) \quad 3.8$$

$$\beta_4 = 1.20 + 0.04\mu + 0.006N \quad 3.9$$

En donde  $\mu$  es la ductilidad esperada del sistema;  $N$  es el número de pisos del edificio;  $R_\mu(T)$  es un factor de reducción de resistencia, dado por la ecuación 3.8;  $D(T)$  es la demanda de desplazamiento elástico espectral;  $D_{\max}$  es el desplazamiento máximo del terreno (obtenido del espectro de desplazamiento); y  $\beta(\mu) = 0.388(\mu - 1)^{0.173}$ .

Godho (2014) realizó una validación de su propuesta mediante la comparación de las demandas de distorsión obtenidas con las ecuaciones simplificadas y las obtenidas con análisis no lineales paso a paso y concluyó que las ecuaciones propuestas poseen un buen nivel de predicción, presentando ligeras sobre estimaciones de las demandas, que van aumentando especialmente cuando el edificio se incrementa en niveles, sin embargo desde la perspectiva de la seguridad, se estaría diseñando las estructuras para que presenten mayor capacidad de distorsión.

La propuesta ofrece resultados rápidos y confiables para la estimación de la demanda máxima de desplazamiento en sitios con suelo blando, y puede ser aplicable a condiciones de suelo como las de la Ciudad de México, sin embargo, Godho (2014) recomienda que el factor  $\beta_4$  sea revisado para obtener mayor nivel de precisión en la estimación de las demandas.

### 3.2 Métodos para estimar la capacidad de desplazamiento de estructuras

Es parte del proceso de diseño proporcionar las dimensiones de los elementos estructurales, la cantidad del refuerzo y detallado, y posteriormente evaluar la capacidad de deformación elástica e inelástica de la estructura. Se debe proveer al sistema con una capacidad de deformación lateral congruente con los objetivos de desempeño deseados, y por obviedad que sea mayor que las demandas de desplazamiento exigidas en los distintos niveles de diseño planteados.

Particularmente, para el caso de edificios de concreto se debe prestar especial atención en la capacidad de deformación de las columnas debido a que éstas desempeñan un papel

fundamental en la estabilidad de los edificios. Las principales variables que permiten caracterizar la capacidad de deformación de estos elementos son la geometría de la sección y su relación de aspecto, la cuantía de refuerzo longitudinal y el refuerzo transversal.

En los métodos de diseño sísmico basados en desplazamiento que consideran como niveles de desempeño el estado límite de servicio y el estado límite de último se requiere conocer la capacidad de deformación de fluencia y la última. La primera será útil para evaluar el desempeño de un edificio ante un sismo cuyas solicitaciones sean asociadas al ELS, mientras que para evaluar el desempeño ante un sismo asociado al ELU, se comparará la capacidad de deformación última de la estructura con las demandas sísmicas inducidas por tal evento.

A continuación se presentan propuestas simplificadas de algunos autores para la evaluación de la capacidad de deformación de fluencia y última en estructuras de concreto.

### 3.2.1 Priestley (1998)

Priestley (1998) presenta la siguiente expresión empírica para estimar la deformación de fluencia  $\gamma_y$  en marcos de concreto reforzado.

$$\gamma_y = \frac{\Delta_y}{H} ; \frac{0.5 \varepsilon_y L_v}{h_v} \quad 3.10$$

En donde  $\Delta_y$  es el desplazamiento lateral de fluencia del marco;  $\varepsilon_y$  es la deformación de fluencia del refuerzo longitudinal de vigas;  $h_v$  es su peralte total y  $L_v$  es la longitud eje a eje entre las columnas del marco.

Si bien la ecuación 3.10 es aplicable únicamente para la estimación de la distorsión de fluencia en un marco simple, podría extenderse su utilidad hacia la determinación de la distorsión de fluencia máxima en un marco multinivel. Esto se logra mediante la obtención de una configuración preliminar de distorsiones de entrepiso considerando principalmente la contribución del modo fundamental en la respuesta del sistema. Posteriormente se procedería a estimar la distorsión de fluencia en el entrepiso en que se presente la distorsión de entrepiso máxima.

### 3.2.2 Rivera (2005)

Rivera (2005) desarrolló expresiones para evaluar la capacidad de deformación lateral (de fluencia y última) en columnas de puentes de concreto reforzado. La deducción de estas expresiones fue resultado de diversas simulaciones numéricas del comportamiento de una columna en voladizo sometida a carga axial constante y carga lateral cíclica.

Para estimar la distorsión de fluencia  $\gamma_y$  en columnas en cantilever se utiliza la expresión 3.11:

$$\gamma_y = \frac{\Delta_y}{H} = \frac{1}{3} \phi_y H \quad 3.11$$

En donde  $\Delta_y$  representa la deformación lateral de fluencia,  $H$  es la altura de la columna y  $\phi_y$  es la curvatura de fluencia de la sección, que toma diferentes valores dependiendo si la sección transversal de la columna es rectangular o circular. Las ecuaciones para calcular  $\phi_y$  se presentan a continuación:

*Sección rectangular:*

$$\phi_y = 3.75 \frac{\varepsilon_y}{h_c} (0.30 + 10.50 \rho_l - 125 \rho_l^2) \quad 3.12$$

*Sección circular:*

$$\phi_y = 3.75 \frac{\varepsilon_y}{D} (0.30 + 11.20 \rho_l - 146 \rho_l^2) \quad 3.13$$

La curvatura de fluencia de la sección  $\phi_y$  está en función de la cuantía de refuerzo longitudinal  $\rho_l$ , del peralte  $h_c$  y el diámetro  $D$  de la sección, respectivamente y de la deformación nominal a la fluencia del acero longitudinal  $\varepsilon_y$ . Ambas ecuaciones son válidas para cuantías de refuerzo longitudinal que se encuentran en el intervalo entre la mínima (0.0048 según las NTC – Concreto, 2004) y la máxima (0.04 (NTC – Concreto, 2004)).

Para obtener la distorsión última en columnas que se comportan en cantilever se propone la siguiente expresión (Ecuación 3.14):

$$\gamma_u = \frac{\Delta_u}{H} = B_0 + \lambda_e \frac{f_{yt}}{14 f'_c} \left( B_1 + B_2 \frac{P}{A_g f'_c} \right) + B_3 \left( \frac{P}{A_g f'_c} \right) \quad 3.14$$

*Sección rectangular:*

$$\lambda_e = k_e \rho_{st} \quad 3.15$$

*Sección circular:*

$$\lambda_e = \rho_{st} \quad 3.16$$

En donde  $\gamma_u$  es la capacidad de distorsión última;  $\Delta_u$  representa la capacidad de desplazamiento lateral último;  $P/A_g f'_c$  es la carga axial como un porcentaje de la resistencia a compresión de la sección bruta;  $f_{yt}$  es el esfuerzo de fluencia nominal del refuerzo transversal;  $f'_c$  es la resistencia nominal a compresión del concreto;  $\lambda_e$  es el confinamiento efectivo, cuya valor difiere para secciones rectangulares y circulares (ecuaciones 3.15 y 3.16);  $k_e$  es el coeficiente de eficiencia efectiva; y  $\rho_{st}$  es la cuantía transversal volumétrica.

Los valores que toman las constantes  $B_0$ ,  $B_1$ ,  $B_2$  y  $B_3$  de la ecuación 3.14 se calculan en función de la carga axial a la que está sometida la columna y su relación de aspecto ( $H/L$  ó  $H/D$ ), tal como se muestra en las tablas 3.1 y 3.2.

Tabla 3.1. Valores de los coeficientes  $B$  para sección rectangular. Nota.  $L$  es el peralte de la sección  
*Sección rectangular:*

COEFICIENTE	$P/A_g f'_c < 15\%$	$15\% \leq P/A_g f'_c \leq 20\%$	$20\% < P/A_g f'_c \leq 30\%$
$B_0$	$4.64 - 0.38 \frac{H}{L}$	$0.22 \frac{H}{L} - 0.75$	$\frac{H}{L} - 3.30$
$B_1$	$453.90 + 46.50 \frac{H}{L}$	$1280.70 - 18.50 \frac{H}{L}$	$1515.90 - 93.80 \frac{H}{L}$
$B_2$	$14.58 - 5.71 \frac{H}{L}$	$0.75 \frac{H}{L} - 49.40$	$4.70 \frac{H}{L} - 48.60$
$B_3$	$0.0422 \frac{H}{L} - 0.37$	$0.0165 - 0.00078 \frac{H}{L}$	$0.12 - 0.03 \frac{H}{L}$

Tabla 3.2. Valores de los coeficientes  $B$  para sección circular. Nota.  $D$  es el diámetro de la sección

Sección circular:

COEFICIENTE	$P/A_g f'_c < 15\%$	$15\% \leq P/A_g f'_c \leq 20\%$	$20\% < P/A_g f'_c \leq 30\%$
$B_0$	$3.30 - 0.27 \frac{H}{D}$	$0.70 \frac{H}{D} - 3.68$	$0.67 \frac{H}{D} - 4.19$
$B_1$	$453.90 + 46.50 \frac{H}{D}$	$316.69 + 189.98 \frac{H}{D}$	$483.26 + 121.49 \frac{H}{D}$
$B_2$	$14.58 - 5.71 \frac{H}{D}$	$-\left(0.38 + 7.15 \frac{H}{D}\right)$	$-\left(8.48 + 3.79 \frac{H}{D}\right)$
$B_3$	$0.0422 \frac{H}{D} - 0.37$	$0.097 - 0.02 \frac{H}{D}$	$0.12 - 0.018 \frac{H}{D}$

El uso de estas ecuaciones para estimar la capacidad de deformación última está limitado a columnas sometidas a niveles de carga axial comprendidos entre 5 y 30 por ciento de la resistencia a compresión de la sección bruta; y para relaciones de aspecto entre 4 y 6.

En el trabajo de Díaz Barriga (2007) se menciona que las ecuaciones presentadas presentan un coeficiente de variación con los valores reales de hasta 0.31. (Díaz Barriga, 2007).

### 3.2.3 Rivera, González y Godho (2017)

Rivera *et. al.* (2017) proponen ecuaciones para evaluar la capacidad de deformación de fluencia y última (en términos de distorsión de entrepiso máxima) en marcos planos de concreto reforzado en función del número de niveles, las características geométricas de las secciones, la cantidad del refuerzo longitudinal y de confinamiento. Sus expresiones pueden ser aplicables tanto para la revisión como para el diseño de marcos de concreto para los dos niveles de desempeño considerados en el RCDF (2004): el estado límite de servicio y el estado límite de falla.

Los criterios que asocian los conceptos de desplazamiento con cada nivel de desempeño son los siguientes:

- 1) La capacidad de desplazamiento máxima elástica con la que se satisface el estado límite de servicio equivale al desplazamiento de fluencia de la estructura, el cual corresponderá al desplazamiento lateral que se alcanza una vez que inicia la fluencia del acero de refuerzo longitudinal en las columnas. En términos de daño, una distorsión de servicio

indicará que la estructura puede ser ocupada inmediatamente y que requiere de algunas reparaciones mínimas, sin representar riesgo para sus ocupantes.

- 2) La capacidad de desplazamiento máxima inelástica para satisfacer el estado límite de supervivencia equivale al desplazamiento último del sistema estructural, el cual corresponde al desplazamiento lateral que se alcanza cuando ocurre la ruptura del acero de refuerzo transversal y/o el pandeo lateral del acero de refuerzo longitudinal en las columnas.

### *Estado Límite de Servicio*

Con el fin de facilitar el proceso de diseño de las secciones y con base en una gran cantidad de simulaciones en modelos analíticos de diferentes estructuras a base de marcos regulares de concreto reforzado, Rivera *et. al.* (2017) desarrollan una ecuación para asignar la cuantía de refuerzo longitudinal en traveses tal que satisface las demandas de distorsión elásticas asociadas al estado límite de servicio (ecuación 3.17).

$$\rho_{LT} = \phi_0 + \gamma_y \phi_1 + \Psi \phi_2 + N \phi_3 + \rho_{LC} \phi_4 \quad 3.17$$

En donde:

$\rho_{LT}$  = Cuantía de acero de refuerzo longitudinal en traveses, en porcentaje (%);

$\gamma_y$  = Distorsión máxima elástica o de fluencia, adimensional; (Similar a la demandada)

$\Psi$  = Relación de rigidez trabe – columna, adimensional;

$N$  = Número de niveles del edificio;

$\rho_{LC}$  = Cuantía de refuerzo longitudinal de columnas, en porcentaje (%) ( $1\% \leq \rho_{LC} \leq 4\%$ )

$\phi_0 \phi_1 \phi_2 \phi_3 \phi_4$  = Factores de correlación de parámetros;

Los valores constantes que toman los factores de correlación  $\phi_0 \phi_1 \phi_2 \phi_3$  y  $\phi_4$  se obtienen de la tabla 3.3. La efectividad de la ecuación se limita a las cuantías mostradas en la tabla.

Tabla 3.3. Valores constantes de los factores de correlación para la ecuación 3.17

DISTORSIÓN ELÁSTICA DE FLUENCIA $\gamma_y$	Para cuantías de acero en columnas dentro del intervalo $1\% \leq \rho_{LC} \leq 4\%$				
	$\phi_0$	$\phi_1$	$\phi_2$	$\phi_3$	$\phi_4$
$0.0015 \leq \gamma_y \leq 0.001$	0.10	177.9817	- 0.45	- 0.0008	0.0183

\*Nota. Las cuantías obtenidas o consideradas en traves deben ser limitadas por:  $0.003 \leq \rho_{LT} \leq 0.0175$

Sin embargo, si se desea únicamente revisar la capacidad de distorsión elástica (distorsión máxima de fluencia) de un sistema a base de marcos planos de concreto cuya geometría y cantidades de refuerzo son conocidas, se reescribe la ecuación 3.17 de la siguiente forma:

$$\gamma_y = \frac{\rho_{LT} - \phi_0 - \Psi \phi_2 - N \phi_3 - \rho_{LC} \phi_4}{\phi_1} \quad 3.18$$

#### Estado Límite de falla

Se ha reconocido en gran cantidad de textos sobre diseño sísmico que el refuerzo de confinamiento y los detallados adecuados influyen en gran medida en la capacidad de deformación inelástica de las estructuras, por tal motivo Rivera *et. al.* (2017) desarrollaron una expresión que asocia la capacidad de deformación última con las cuantías de refuerzo transversal tanto en traves como en columnas.

La capacidad de distorsión última  $\gamma_u$  se calcula con la siguiente ecuación:

$$\gamma_u = \frac{\rho_{TC} - \phi_0 - \Psi \phi_2 + N \phi_3 + \rho_{TT} \phi_4}{\phi_1} \quad 3.19$$

Los parámetros  $\Psi$  y  $N$  tienen el mismo significado que los descritos en la ecuación 3.17 para la estimación de la distorsión de fluencia;  $\rho_{TC}$  y  $\rho_{TT}$  son las cuantías de refuerzo transversal en la zona de articulación plástica en columnas y traves respectivamente; y  $\phi_0$ ,  $\phi_1$ ,  $\phi_2$ ,  $\phi_3$  y  $\phi_4$  son factores de correlación cuyos valores se presentan en la tabla 3.4.

Tabla 3.4. Valores constantes de los factores de correlación para la ecuación 3.19

DISTORSIÓN INELÁSTICA ÚLTIMA $\gamma_u$	Para cuantías de acero transversal en columnas dentro del intervalo $0.2\% \leq \rho_{TC} \leq 1.0\%$				
	$\phi_0$	$\phi_1$	$\phi_2$	$\phi_3$	$\phi_4$
$0.01 \leq \gamma_u \leq 0.03$	- 0.01	40	- 0.45	- 0.0007	0.02

\*Nota. Las cuantías transversales permitidas en traves están limitadas por el intervalo:  $0.2\% \leq \rho_{TT} \leq 0.8\%$

La expresión 3.19 también puede ser expresada de distinta forma, de modo que se cambie su propósito de revisión de la capacidad de distorsión última al de diseño de los elementos estructurales que satisfagan una demanda de deformación inelástica de supervivencia, tal como se muestra a continuación:

$$\rho_{TC} = \phi_0 + \gamma_u \phi_1 + \Psi \phi_2 + N \phi_3 + \rho_{TT} \phi_4 \quad 3.20$$

De esta manera, conocida una demanda de distorsión de supervivencia, se puede asignar el acero de confinamiento tal que se obtenga una capacidad de deformación última un poco mayor que tal demanda.

En el capítulo siguiente se presentará una propuesta simplificada para diseño sísmico de edificios en la Ciudad de México, tomando como base algunas propuestas simplificadas que han sido presentadas en este capítulo.

## Capítulo 4.

# PROPUESTA DE MÉTODO SIMPLIFICADO DE DISEÑO SÍSMICO

---

### 4.1 Aspectos básicos del método propuesto

Se presenta un método simplificado de diseño sísmico basado en desempeño que recupera algunos conceptos de la filosofía de diseño sismorresistente del Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México (RCDF, 2004) e incorpora conceptos del enfoque de diseño sísmico basado en desplazamientos.

Tal como se ha mencionado repetidas ocasiones a lo largo de este trabajo, los métodos de diseño sísmico basados en desplazamiento consisten en la evaluación de las demandas de desplazamiento inducidas por los niveles sísmicos de diseño y en la evaluación de la capacidad de deformación lateral de la estructura, para posteriormente compararlas y comprobar la aceptabilidad del desempeño de los edificios. Es por esto que la propuesta que se presenta en este trabajo surge de la selección de métodos simplificados para la estimación de las demandas máximas de desplazamientos y para la estimación de la capacidad de deformación de estructuras a base de marcos de concreto, y del acoplamiento de éstos métodos con algunos conceptos importantes del RCDF (2004) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC – Sismo, 2004) y NTC – Concreto, 2004), tales como espectros de diseño, valores permisibles de distorsión y ductilidad.

### 4.2. Aspectos del RCDF (2004)

#### 4.2.1 Estados límite de diseño

Se buscará satisfacer los requerimientos para los dos niveles de desempeño considerados en los lineamientos del RCDF (2004): el estado límite de servicio y el estado límite de falla.

De acuerdo con el RCDF (2004), se entiende por estado límite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas; por otra parte, se entiende por estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga. En este trabajo se denominará al estado límite de falla como estado límite último.

En el apéndice A de las NTC – Sismo (2004) se establecen valores permisibles de deformación que se deben revisar para controlar el daño de edificios.

Para la revisión del estado límite de servicio, se debe verificar que las distorsiones de los entrepisos, calculadas con un espectro de diseño asociado a tal estado límite, sean menores que 0.002 cuando haya elementos no estructurales ligados a la estructura, y menores que 0.004 cuando no lo estén. Cumpliendo esta condición se espera que el daño que pueda presentarse en el edificio durante un evento sísmico no extraordinario quede limitado exclusivamente a los elementos no estructurales.

Para la revisión del estado límite de falla, se debe verificar que las distorsiones de entrepiso calculadas con un espectro de diseño asociado al estado límite último no excedan las distorsiones permisibles de la tabla 4.1, que reflejan la capacidad máxima empírica para distintos sistemas estructurales.

Tabla 4.1. Distorsiones permisibles de entrepiso (Estado límite de falla)  
(NTC – Sismo, 2004)

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

#### 4.2.2 Espectros de diseño de desplazamientos para la Ciudad de México

De manera general, un espectro se puede definir como el lugar geométrico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés) que produce una acción sísmica determinada en una estructura o en un oscilador de un grado de libertad con periodo variable y amortiguamiento constante. La particular importancia de los espectros en el diseño de estructuras radica en que estos gráficos condensan la compleja respuesta dinámica de un sistema en un parámetro clave: el valor máximo de la respuesta.

Generalmente, los métodos de diseño sísmico hacen uso de espectros de diseño los cuales consideran el efecto histórico de varios terremotos en una zona específica, y mediante los cuales se representa la sismicidad probable propia de un lugar.

Los métodos de diseño sísmico tradicionales basados en fuerzas hacen uso de espectros de diseño en términos de pseudoaceleración para estimar la magnitud de las acciones sísmicas laterales para las cuales se debe diseñar la estructura, mientras que los enfoques basados en desplazamientos requieren de espectros de diseño en términos de desplazamientos para estimar la máxima demanda de deformación y para la cual se debe proveer una capacidad adecuada.

Siguiendo la premisa del párrafo anterior, el método que se presenta en este trabajo requiere de espectros de diseño de desplazamientos, que estén asociados a los estados límite de servicio y de falla para obtener las demandas sísmicas de desplazamiento de diseño.

En el cuerpo principal de las NTC – Sismo (2004) se incluyen expresiones para definir la forma de los espectros de diseño asociados al estado límite último representativos de diferentes zonas sísmicas de la Ciudad de México (ecuación 4.1).

$$S_a(T) = \frac{a(T)}{g} = \begin{cases} a_o + (c - a_o) \frac{T}{T_a} & \text{si } T < T_a \\ c & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ c \left( \frac{T_b}{T} \right)^r & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad 4.1$$

En donde:  $a_o$  es la aceleración máxima del terreno;  $c$  es la ordenada espectral máxima;  $T_a$  y  $T_b$  son periodos característicos del espectro de diseño; y  $r$  es un exponente para el cálculo de las ordenadas espectrales cuando  $T > T_b$ . Los valores que toman estos parámetros se obtienen de la tabla 4.2 de acuerdo a la zona sísmica (NTC – Sismo, 2004) en la que se proyecte la estructura.

Tabla 4.2. Valores de los parámetros para trazar los espectros de diseño (NTC – Sismo, 2004)

ZONA	$c$	$a_o$	$T_a$	$T_b$	$r$
I	0.16	0.04	0.20	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.20	1.35	1.33
IIIa	0.40	0.10	0.53	1.80	2.0
IIIb	0.45	0.11	0.85	3.00	2.0
IIIc	0.40	0.10	1.25	4.20	2.0
IIId	0.30	0.10	0.85	4.20	2.0

Nótese que las expresiones anteriores proveen espectros en términos de pseudoaceleración, debido a la filosofía de diseño sísmico basada en resistencia adoptada por el RCDF (2004). Para convertir las ordenadas espectrales de pseudoaceleración a ordenadas espectrales de desplazamiento, el Manual de Diseño de Obras Civiles (CFE, 2008) indica que se debe utilizar la ecuación 4.2, la cual surge de la definición de pseudoaceleración espectral  $S_a = \omega^2 S_d$ .

$$S_d = \left( \frac{T_e^2}{4\pi^2} \right) S_a g \quad 4.2$$

Sin embargo, a pesar de que se cuenta con esta ecuación para transformar ordenadas espectrales, es importante aclarar que los espectros de diseño incluidos en el cuerpo principal de las NTC – Sismo (2004) no son totalmente compatibles para derivar espectros de diseño de desplazamiento, dado que la rama decreciente del espectro para periodos largos conduce a desplazamientos que aumentan linealmente con el periodo de vibración (zonas I y II); o también puede conducir a desplazamientos que permanecen constantes una vez que se alcanza el valor más alto de desplazamiento espectral (zonas IIIa, IIIb, IIIc, IIId) (Fig. 4.1b), situación que no concuerda totalmente con las formas reales que deberían adquirir los espectros de diseño de desplazamiento.

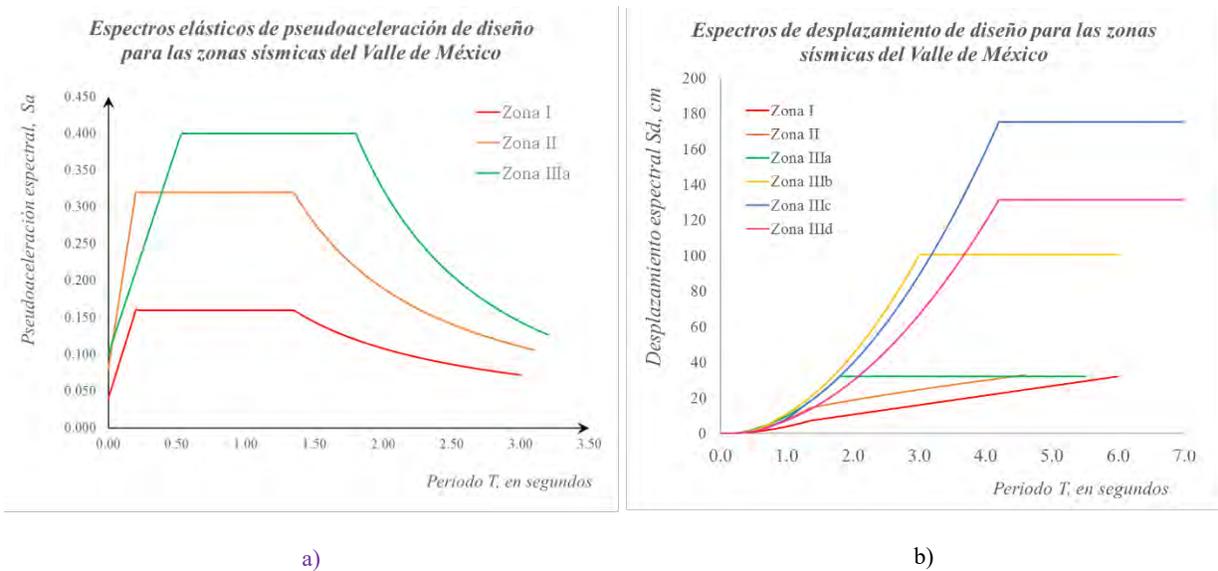


Figura 4.1. a) Espectros de diseño trazados con las expresiones del cuerpo principal de las NTC - Sismo (2004);  
 b) Transformación de ordenadas espectrales de pseudoaceleración a ordenadas de desplazamiento espectral

Como alternativa adicional, en el apéndice A de las NTC – Sismo (2004) también se proveen expresiones (ecuación 4.3) para trazar los espectros de diseño en función del periodo

dominante del terreno, cuyas ordenadas de pseudoaceleración si son totalmente compatibles para su transformación a ordenadas de desplazamiento espectral.

$$S_a(T) = \frac{a(T)}{g} = \begin{cases} a_o + (\beta c - a_o) \frac{T}{T_a} & \text{si } T < T_a \\ \beta c & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c \left[ k + (1-k) \left( \frac{T_b}{T} \right)^2 \right] \left( \frac{T_b}{T} \right)^2 & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad 4.3$$

Las expresiones del apéndice A utilizan los mismos parámetros que las expresiones incluidas en el cuerpo principal de las NTC – Sismo, con la adición de  $k$ , que es un parámetro que controla la caída de la ordenada espectral para  $T > T_b$ . Los valores que toman estos parámetros son determinados en función del periodo dominante del terreno  $T_s$  (ec. 4.4 a 4.8).  
*Nota:*  $\beta$  es un factor de reducción por amortiguamiento suplementario, que es igual a uno cuando se ignora la interacción suelo – estructura.

$$a_o = \begin{cases} 0.1 + 0.15(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 0.25; & \text{si } T_s > 1.5 \text{ s} \end{cases} \quad 4.4$$

$$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 1.2; & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.2 - 0.5(T_s - 2.5); & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 0.7; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad 4.5$$

$$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25 \text{ s} \\ 4.75 - T_s; & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9 \text{ s} \\ 0.85; & \text{si } T_s > 3.9 \text{ s} \end{cases} \quad 4.6$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_s \leq 1.125 \text{ s} \\ 1.2 T_s; & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 4.2; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad 4.7$$

$$k = \begin{cases} 2 + T_s; & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.65 \text{ s} \\ 0.35; & \text{si } T_s > 1.65 \text{ s} \end{cases} \quad 4.8$$

El valor de  $T_s$  se puede tomar de la figura A.2 del apéndice A de las NTC – Sismo (2004) o cuando la importancia de la estructura lo amerite, se deberán realizar los estudios correspondientes de dinámica de suelos para determinar el valor del periodo dominante  $T_s$ .

En la figura 4.2 se muestran familias de espectros de pseudoaceleración y de desplazamientos espectrales obtenidos de acuerdo con lo establecido en el apéndice A (NTC – Sismo, 2004) para algunos valores de  $T_s$ . Tal como se mencionó, estas expresiones conducen a espectros de desplazamientos con formas más apegadas a la realidad.

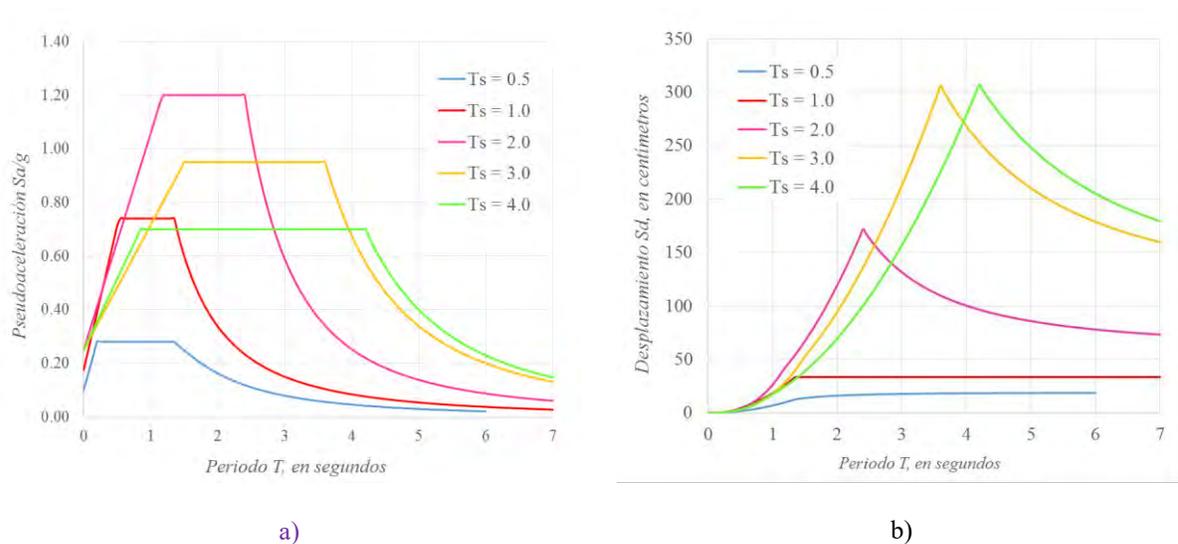


Figura 4.2. Espectros de diseño para diferentes periodos dominantes del suelo (Apéndice A de las NTC - Sismo, 2004) ;  
a) Espectro de pseudoaceleración; b) Espectro de desplazamiento

En este trabajo, por cuestiones de hacer más sencillo el procedimiento, se optará por considerar las expresiones del cuerpo principal de las NTC – Sismo (2004) para derivar los espectros de desplazamientos, a pesar de las limitaciones mencionadas.

Además, se considera que actualmente en la Ciudad de México existe un mejor control en cuanto a los criterios para la selección de una zona sísmica de diseño que para la determinación de periodos dominantes de suelo específicos. Sin embargo, si se llegasen a realizar los estudios correspondientes para conocer el periodo dominante del suelo, se recomendaría derivar los espectros de desplazamientos a partir de los espectros de pseudoaceleración del apéndice A.

Se aborda este aspecto de los espectros de desplazamientos únicamente como carácter informativo.

Por último, es preciso recordar que los espectros que se obtienen de las expresiones de las NTC – Sismo (2004), tanto en el cuerpo principal como en el apéndice A, están relacionados

con el estado límite de falla. Para obtener espectros para el estado límite de servicio se seguirán las indicaciones expuestas en el apéndice A, en donde se menciona que el sismo de diseño de servicio se obtiene dividiendo las ordenadas del espectro de diseño del estado límite de falla entre un factor constante igual a 7.

Se reconoce que no necesariamente los espectros de diseño de ambos estados límite deberían presentar la misma forma, pues los sismos que rigen cada estado límite de diseño no tienen las mismas características, sin embargo en aras de sencillez se decidió utilizar este artificio esperando que en un futuro se dedique el debido estudio a este tópico y se pueda contar con espectros de diseño característicos para cada estado límite de diseño.

### **4.3 Demandas sísmicas de desplazamiento**

Se propone utilizar el método de Godho (2014) para la estimación simplificada de las demandas sísmicas de desplazamientos en ambos niveles de desempeño considerados en este trabajo: el estado límite de servicio y el estado límite de falla.

Como se menciona en el capítulo anterior, Godho (2014) presenta un método simplificado basado en factores de modificación de desplazamiento que tiene como antecedente el trabajo de Miranda (1999) y que permite obtener resultados bastante confiables tanto en edificios desplantados en suelo firme como en aquellos ubicados en condiciones de suelo blando.

Resultó conveniente la elección de este método, especialmente por su efectividad en sitios con suelo blando, condición la cual predomina en gran parte de la Ciudad de México, y para la cual hay muy pocos métodos simplificados que ofrezcan resultados confiables.

El procedimiento para estimar las demandas sísmicas de desplazamiento se resume principalmente en los siguientes pasos:

1. Calcular el factor adimensional  $\alpha_0$ .
2. Se determinan los factores  $\beta_1, \beta_2, \beta_3$  y  $\beta_4$
3. Se calcula la demanda inelástica de desplazamiento mediante la ecuación 3.4, que además de los factores beta requiere de la demanda de desplazamiento elástico  $S_d$  obtenida del espectro de desplazamientos de diseño asociada al periodo de vibrar de la estructura agrietada  $T_{cr}$ .

A continuación se mencionan las consideraciones a tomar en cuenta para obtener estimaciones adecuadas de las demandas para cada estado límite.

#### ***Estado límite de servicio***

La máxima distorsión de entrepiso demandada se estimará usando los espectros de diseño en términos de desplazamiento asociados al estado límite de servicio, obtenidos de acuerdo con los criterios mencionados en el subcapítulo 4.2.2.

Se reconoce que las demandas sísmicas de distorsión asociadas a tal estado límite no exigen el comportamiento inelástico de la estructura, por lo tanto se debe utilizar la expresión original propuesta por Miranda (1999):

$$\gamma_{\text{max-elástico}} = \beta_1 \beta_2 \frac{S_d (ELS)}{H} \quad 4.9$$

Por último, el procedimiento descrito en el método de Godho (2014) hace referencia al periodo agrietado de la estructura  $T_{cr}$ . Esto es debido a que el agrietamiento de los elementos estructurales de concreto modifica la rigidez inicial de la estructura, y por consiguiente provoca también un cambio en el periodo fundamental y en la respuesta de la estructura.

Se considera que el agrietamiento comienza a presentarse antes de que se alcance la deformación de fluencia de los elementos estructurales, por ende, para la revisión por estado límite de servicio también se debe considerar el efecto del agrietamiento en la estructura.

Las NTC - Concreto (2004) sugieren que para el análisis sísmico del edificio agrietado se consideren valores de inercia efectiva ( $I_{cr}$ ) en los elementos de concreto reforzado del orden del cincuenta por ciento del momento de inercia de la sección bruta ( $0.5 I_g$ ) para vigas y del cien por ciento ( $1.0 I_g$ ) para columnas. Sin embargo, los factores de modificación de inercia establecidos con este criterio no permiten considerar explícitamente en el efecto del agrietamiento de los elementos estructurales otros diversos factores influyentes tales como la geometría de las secciones, la cantidad de refuerzo y el nivel de carga axial en el caso de columnas.

Con el fin de obtener una mejor estimación de la respuesta real de la estructura, se utilizará como criterio adicional para evaluar la respuesta agrietada de la estructura la propuesta realizada por Rivera *et. al.* (2014), en donde la inercia agrietada de las secciones se calcula de manera analítica mediante ecuaciones que consideran explícitamente la influencia de diversos factores (ecuaciones 4.10 a 4.12).

Para vigas rectangulares:

$$\frac{I_{cr}}{I_g} = \left( \frac{f'_c}{1000} + 0.45 \right) \left( \frac{\rho}{\rho_b} \right) + 0.10 \quad 4.10$$

En donde:

$f'_c$  = es la resistencia nominal a compresión del concreto

$\rho/\rho_b$  = es la relación entre el porcentaje de acero a tensión y la cuantía de acero que provoca la falla balanceada de la sección.

Para columnas:

$$\text{Sección rectangular} \quad \frac{I_{cr}}{I_g} = 1.05 \left[ \frac{P}{A_g f'_c} \right] + 0.15 + 12\rho \left( \frac{h}{b} \right)^{-0.12} \quad 4.11$$

$$\text{Sección circular} \quad \frac{I_{cr}}{I_g} = 1.37 \left[ \frac{P}{A_g f'_c} \right] + 0.15 + 12\rho \quad 4.12$$

En donde:

$P$  = Carga axial en la columna

$A_g$  = Área gruesa de la sección

$h/b$  = Factor de forma de la sección, en donde  $h$  y  $b$  son la altura y la base de la sección, respectivamente. Para una sección circular este parámetro vale la unidad.

$\rho$  = Cuantía de refuerzo longitudinal

### ***Estado límite de falla***

Para obtener demandas inelásticas de distorsión representativas del estado límite de falla se deberá seguir el procedimiento indicado por Godho (2014) usando los espectros de diseño indicados en el cuerpo principal de las NTC – Sismo (2004) pero transformando sus ordenadas espectrales de pseudoaceleración a desplazamiento espectral, tal como se explicó en el subcapítulo 4.2.2.

En la revisión por estado límite último resulta evidente esperar deformaciones inelásticas de la estructura, por lo cual resulta preciso utilizar valores de ductilidad esperada para determinar las demandas sísmicas máximas. El factor de ductilidad (o de comportamiento sísmico) se asignará según los criterios establecidos en las NTC – Sismo (2004) de acuerdo con el tipo de sistema estructural elegido. De esta manera, para el caso de marcos de concreto hay tres opciones posibles ( $Q = 2, 3$  ó  $4$ ).

### **4.4 Capacidad de desplazamiento lateral**

Se utilizarán las expresiones propuestas por Rivera *et. al.* (2017) para asignar la cuantía de refuerzo longitudinal en traveses para satisfacer las demandas del estado límite de servicio; y para asignar el refuerzo de confinamiento que satisfaga las demandas inelásticas de distorsión del estado límite de falla.

La ventaja de estas ecuaciones es que permiten asignar el refuerzo de las secciones a partir de distorsiones objetivo. Aunque también pueden ser aplicables para la revisión de la capacidad de distorsión de fluencia y última conocidas la geometría y el refuerzo de los elementos.

#### 4.5 Descripción del procedimiento

El método simplificado para diseño sísmico de edificios a base de marcos de concreto reforzado se divide en dos fases: el diseño por estado límite de servicio y el diseño por estado límite de falla.

##### *Fase 1. Diseño sísmico por estado límite de servicio*

El objetivo de la primera fase es determinar las dimensiones de las secciones así como su refuerzo longitudinal para satisfacer adecuadamente las demandas de distorsión que produce la acción sísmica de diseño (ELS). El procedimiento para alcanzar tal objetivo es descrito a continuación:

1. Se realiza un prediseño, en el cual se proponen las dimensiones geométricas tanto de vigas como de columnas.
2. Se estima el periodo fundamental, considerando el efecto del agrietamiento, de acuerdo con las NTC – Concreto (2004), es decir  $T_{cr} = f(1.0 I_{cr \text{ columnas}}, 0.5 I_{cr \text{ vigas}})$ .
3. Se define el espectro de diseño para la zona sísmica sobre la que se diseña la estructura (NTC – Sismo, 2004) y se convierten sus ordenadas de pseudoaceleración espectral a desplazamiento espectral (ecuación 4.13).

$$S_d = \left( \frac{T_e^2}{4\pi^2} \right) \frac{S_a g}{7} \quad 4.13$$

4. Se estima la máxima demanda de distorsión elástica (ecuación 4.9), y se compara contra los valores de distorsión permisibles en las NTC – Sismo (2004) para el Estado Límite de Servicio ( $\gamma_{perm \ ELS} = 0.002$  o  $0.004$ ).

Si la demanda es mayor que el valor permisible se deben cambiar las dimensiones de las secciones hasta que la demanda sea menor que la distorsión permisible. No se requiere que la distorsión demandada y la permisible sean muy similares porque más adelante se evaluará con mayor precisión el efecto del agrietamiento y esto puede modificar la demanda de distorsión.

5. Se propone arbitrariamente una cuantía longitudinal de refuerzo en columnas, limitada por la mínima (0.01) y la máxima (0.04) (NTC – Concreto, 2004, Marcos dúctiles)
6. Calcular el refuerzo longitudinal en vigas que satisface la demanda elástica de distorsión con la ecuación 3.17 (Rivera *et. al.*, 2017).
7. Se evalúan los valores efectivos de inercia en función de la geometría de los elementos y de las cuantías longitudinales (ecuaciones 4.10 a 4.12) (Rivera *et. al.*, 2014).

8. Se realiza una nueva estimación del periodo fundamental de la estructura agrietada en función de las inercias efectivas y se estima nuevamente la distorsión máxima elástica. Esta estimación ya considera en la respuesta la aportación del refuerzo longitudinal.
9. Aplicando la ecuación 3.18 (Rivera *et. al.*, 2017) se comprueba que las cuantías de acero asignadas proporcionen la capacidad de distorsión de fluencia mayor que las demandas máximas elásticas exigidas.

La ventaja del método es que permite cumplir con el requisito de desempeño exigido por las NTC – Sismo (2004) para el Estado Límite de Servicio de manera más clara y explícita. Si se desea refinar la eficiencia del edificio bastaría con realizar un par de iteraciones del procedimiento hasta que las distorsiones demandadas y la de fluencia sean bastante similares.

Para complementar la descripción se presenta el diagrama de flujo de la fase de diseño por estado límite de servicio en la figura 4.3.

### ***Fase 2. Diseño sísmico por estado límite de falla o último***

Se reconoce que un confinamiento adecuado tiene gran influencia en el comportamiento inelástico de los sistemas a base de marcos de concreto reforzado. Por ello, la segunda fase tiene como objetivo asignar el confinamiento necesario en las zonas críticas o de articulación plástica que permita alcanzar la capacidad de deformación última acorde con las demandas máximas inelásticas de distorsión de diseño.

El procedimiento para cumplir el segundo objetivo se describe a continuación:

1. Identificar los datos relevantes disponibles del diseño por estado límite de servicio, los cuales son el periodo fundamental agrietado  $T_{cr}$ , la relación de rigidez viga columna  $\Psi$  y las cuantías de acero longitudinal en vigas y columnas.
2. Seleccionar un factor de ductilidad  $\mu$  (corresponderá al factor de comportamiento sísmico,  $Q$ ) acorde con el sistema estructural y con el desempeño deseado.
3. Definir el espectro de desplazamientos para el estado límite de falla a partir del espectro de diseño de las NTC – Sismo (2004) para la zona sísmica del proyecto.
4. Estimar la máxima demanda inelástica de distorsión de entrepiso tal como lo propone Godho (2014) (ecuación 3.4). Los factores  $\beta_1$  y  $\beta_2$  son datos conocidos del diseño por estado límite de servicio.
5. Proponer arbitrariamente una cuantía de confinamiento en trabes que esté limitada por la mínima de 0.2% y la máxima de 0.8 %.

Posteriormente aplicar la ecuación 3.20 (Rivera *et. al.* 2017) para obtener la cuantía de confinamiento en columnas. Si el valor obtenido se encuentra entre el mínimo de 0.2% y el máximo de 1.0%, se puede continuar con el procedimiento. En caso contrario, se varía la cuantía de confinamiento en trabes hasta que se obtenga una cuantía correctamente acotada para las columnas.

6. Comprobación. Se evalúa la capacidad de distorsión última que proporcionan las cuantías de confinamiento propuestas (ecuación 3.19)
7. Se realiza una revisión final de la capacidad última contra la demanda máxima inelástica. En la mayoría de los casos este requisito se cumple debido a que se usa la demanda de distorsión máxima como distorsión objetivo, sin embargo si se desea proveer mayor eficiencia del sistema se pueden realizar variaciones en las cuantías hasta que se obtenga una capacidad de distorsión deseada.  
Se sugiere comparar la capacidad última con la distorsión permisible para el estado límite último (NTC – Sismo, 2004, apéndice A).
8. Realizar la revisión final por fuerza cortante.

En la figura 4.4 se ilustra el procedimiento de diseño por estado límite de falla.

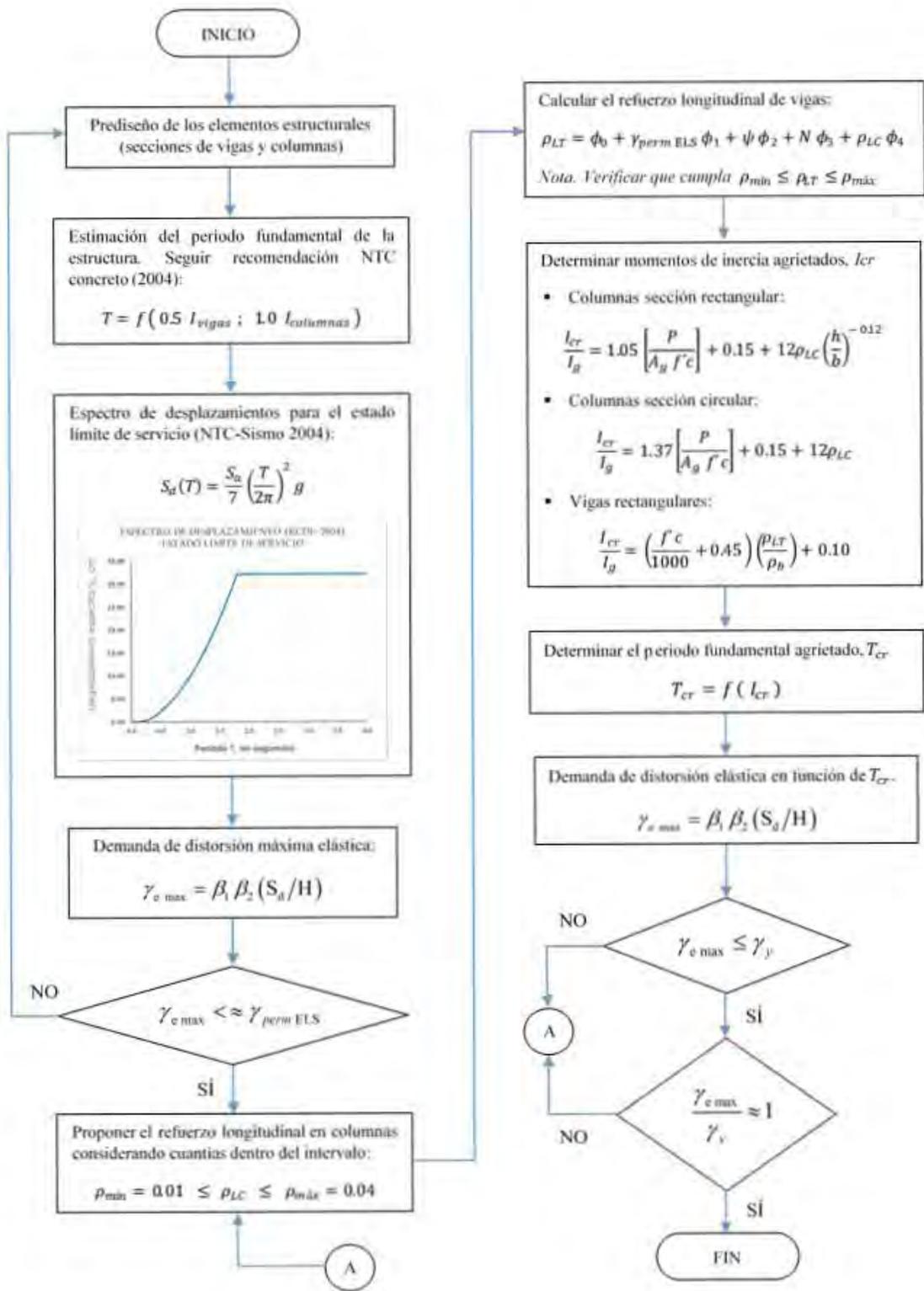


Figura 4.3. Método simplificado basado en desplazamiento. Fase 1. Diseño sísmico por estado límite de servicio

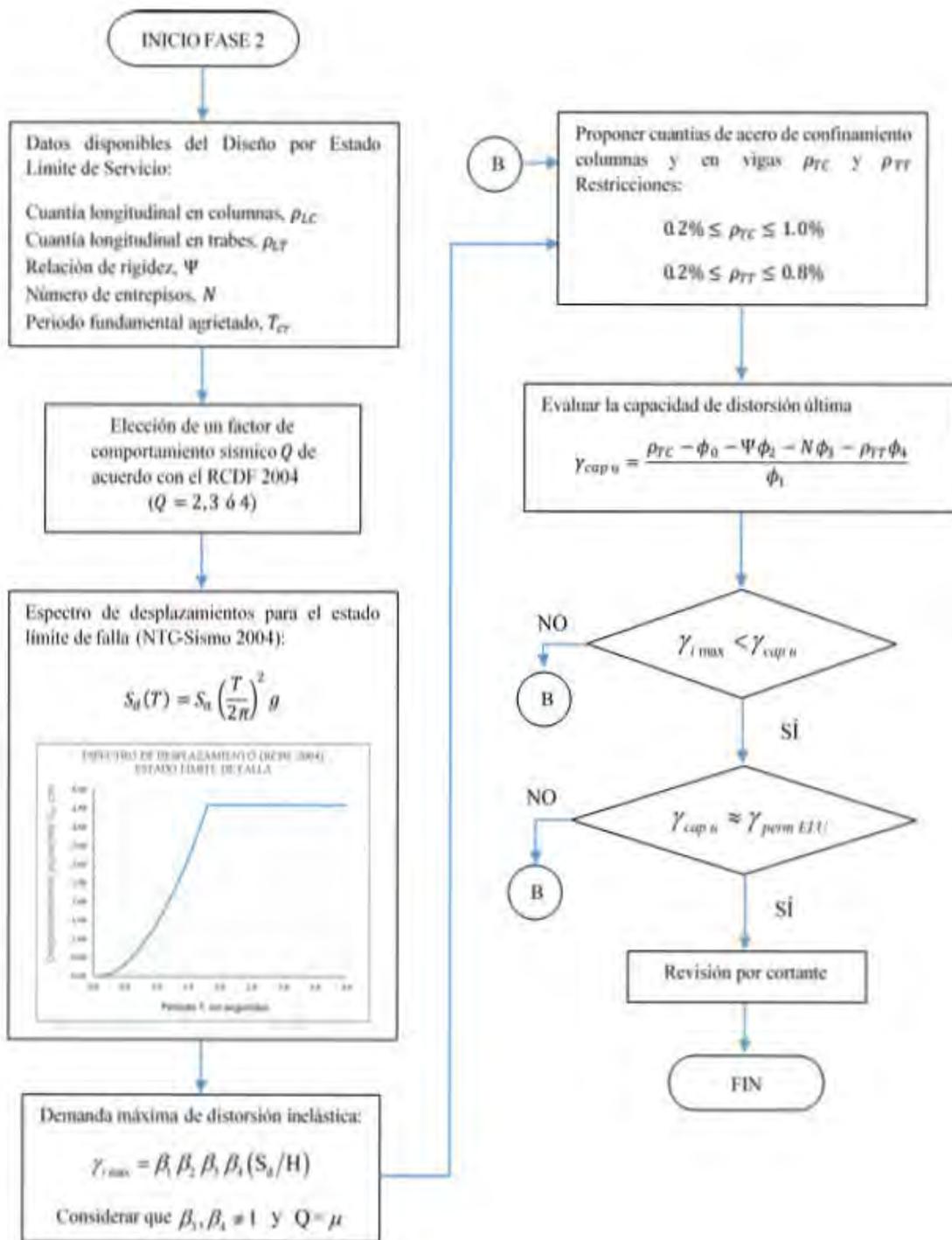


Figura 4.4. Método simplificado basado en desplazamiento. Fase 2. Diseño sísmico por estado límite de falla

#### **4.6 Limitaciones**

El método propuesto es aplicable únicamente a edificios regulares a base de marcos de concreto reforzado, cuyos elementos estructurales (vigas y columnas) tienen secciones rectangulares. El motivo de esta restricción es debido a que los métodos simplificados disponibles se han desarrollado considerando modelos de sistemas regulares a fin de despreciar e ignorar el efecto de la torsión.

Por otra parte, se recomendaría aplicar el método de diseño propuesto en edificios no mayores de 15 niveles. La hipótesis con la que se desarrollaron las expresiones simplificadas (Godho, 2014 y Rivera *et. al.*, 2017) establece que el modo fundamental rige la respuesta dinámica de la estructura, sin embargo para edificios más altos la contribución de los modos superiores comienza a tomar mayor relevancia. Además, los autores de los métodos simplificados han concluido en sus respectivos trabajos que mientras mayor sea el número de niveles que se consideren las expresiones simplificadas pierden precisión.

## Capítulo 5.

### EJEMPLO DE APLICACIÓN

---

Se ilustra la aplicación del método descrito en el capítulo anterior a través del diseño de un edificio regular de concreto reforzado y se realiza la comparación del diseño final contra el obtenido con el método de diseño sísmico tradicional basado en fuerzas (NTC – Sismo, 2004).

#### 5.1 Descripción de la estructura

Se diseñará un edificio con estructuración a base de marcos de concreto reforzado de 6 niveles, con altura de entrepiso en el primer nivel de 3.50 metros y de 3.00 metros para el resto de niveles. Los marcos están compuestos por tres crujeías con claros de 6 metros cada una, tal como se ilustra en la figura 5.1.

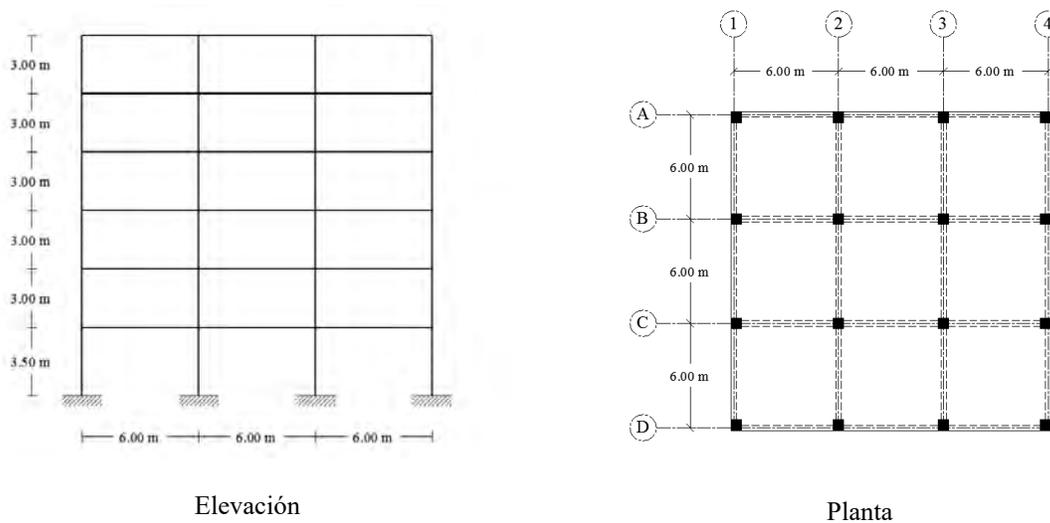


Figura 5.1. Geometría de la estructura a base de marcos planos a diseñar

El edificio estará desplantado en un sitio con condiciones de suelo blando, con características representativas de la zona IIIa (NTC – Sismo, 2004). Los espectros de diseño sísmico se obtienen de acuerdo con las NTC – Sismo (2004). Además, para el análisis de cargas se considera que el uso del edificio será destinado a oficinas.

#### *Propiedades de los materiales.*

- Concreto clase 1, con resistencia nominal a la compresión,  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del concreto,  $E_c = 14\,000 \sqrt{f'c} = 221\,359 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo,  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

### *Análisis de cargas*

Se presenta el análisis con el que se determinan las cargas actuantes que se considerarán en el modelo cuando se lleve a cabo la estimación de la respuesta dinámica. De igual forma este análisis tiene validez para el método estático (NTC – Sismo, 2004).

Tabla 5.1. Análisis de cargas muertas

<i>DESCRIPCIÓN</i>	ENTREPISO kg/m <sup>2</sup>	AZOTEA kg/m <sup>2</sup>
Losa de concreto de 10 cm de espesor	240	240
Carga adicional RCDF-2004	40	40
Firme de mortero de 3 cm	66	66
Loseta vinílica	15	
Instalaciones y plafones	40	40
Relleno e impermeabilización		120
Muros divisorios	150	
<i>TOTAL</i>	<b>551</b>	<b>506</b>

Tabla 5.2. Cargas vivas de diseño (NTC - Criterios y acciones de diseño, 2004)

*Oficinas*

<i>DESCRIPCIÓN</i>	ENTREPISO kg/m <sup>2</sup>	AZOTEA kg/m <sup>2</sup>
Carga viva máxima, Wm	250	100
Carga viva accidental, Wa	180	70

Tabla 5.3. Combinaciones acciones de diseño (NTC – Criterios y acciones de diseño, 2004)

### **COMBINACIONES DE DISEÑO**

<i>DESCRIPCIÓN</i>	ENTREPISO kg/m <sup>2</sup>	AZOTEA kg/m <sup>2</sup>
NTC Criterios 2.3 a. Acciones permanentes y variables	801	606
NTC Criterios 2.3 b. Acciones permanentes, variables y accidentales	731	576

Con el análisis anterior y considerando las áreas tributarias de las losas, las vigas centrales reciben cargas uniformes de 2.19 t/m en entrepisos y 1.73 t/m en azotea; mientras que las vigas exteriores reciben cargas uniformes de 1.10 t/m en los entrepisos y 0.86 t/m en azotea.

### 5.1.1 Diseño sísmico basado en conceptos de desplazamiento

#### FASE 1. Diseño por estado límite de servicio.

*Paso 1. Predimensionamiento de los elementos estructurales.*

Se proponen columnas de 60 x 60 cm y vigas rectangulares de 30 x 55 cm en todos los niveles.

*Paso 2. Estimación del periodo fundamental de vibración.*

Se obtuvo un periodo fundamental de vibración de la estructura  $T = 1.18$  segundos con ayuda de un modelo en el programa de análisis estructural SAP2000 v.16.

Para tomar en cuenta el efecto del agrietamiento en la respuesta se siguieron las recomendaciones de las NTC – Concreto (2004), usando valores de inercia efectiva de  $0.50 I_g$  en vigas y  $1.0 I_g$  en columnas.

*Paso 3. Definición del espectro de desplazamiento (para Estado Límite de Servicio) de la zona sísmica correspondiente*

Se parte del espectro de diseño de la zona IIIa trazado conforme a lo establecido en el cuerpo principal de las NTC – Sismo (2004) y se realiza la conversión de ordenadas espectrales de pseudoaceleración a desplazamiento espectral (Figura 5.2).

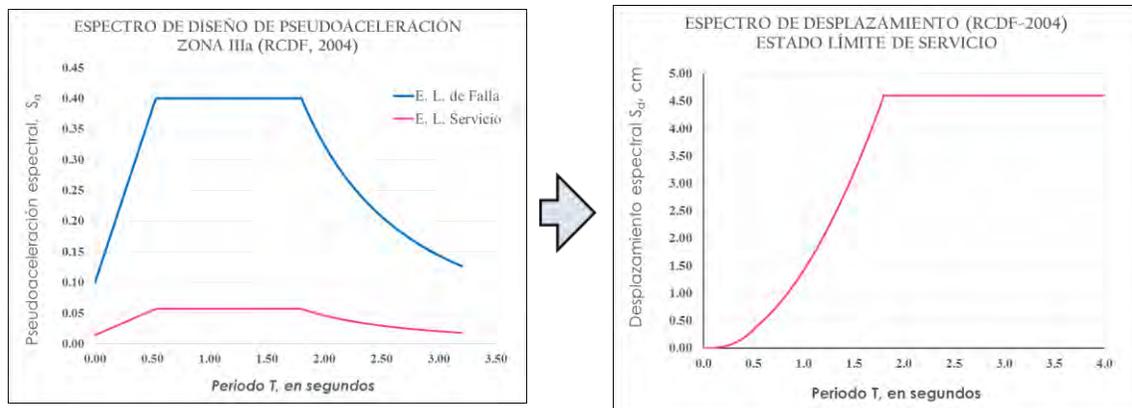


Figura 5.2. Obtención del espectro de desplazamientos de las NTC – Sismo, 2004 (Estado Límite de Servicio)

*Paso 4. Estimación de la demanda de distorsión elástica máxima y revisión contra el valor permisible*

Los valores que toman los parámetros de la ecuación son los siguientes:

$$\beta_1 = 1.28 \quad \beta_2 = 1.43 \quad S_d = 1.977 \text{ cm} \quad H = 1850 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la demanda máxima elástica de distorsión es:

$$\gamma_{e \max} = (1.28)(1.43) \left( \frac{1.98 \text{ cm}}{1850 \text{ cm}} \right) = 0.0020$$

La demanda permisible para la revisión del Estado Límite de Servicio de acuerdo con la NTC – Sismo (2004) es de 0.004. La demanda máxima elástica de distorsión con el sistema estructural propuesto es de 0.002, que es menor que la permisible, por lo que se puede avanzar al siguiente paso del procedimiento de diseño.

No se realizarán más iteraciones porque, posteriormete, al considerar los valores efectivos de inercia de manera analítica la demanda elástica podría superar los límites permisibles.

*Paso 5. Refuerzo longitudinal en columnas.*

Respetando las indicaciones de las NTC - Concreto (2004) para marcos dúctiles, las cuantías de acero en columnas deben estar limitadas por la mínima de 1% y la máxima de 4%.

Se propondrá arbitrariamente una cuantía del 2%, es decir,  $\rho_{LC} = 0.02$

*Paso 6. Cálculo del refuerzo longitudinal en vigas para satisfacer las demandas de distorsión del Estado Límite de Servicio.*

Antes de aplicar la ecuación 3.19 se determinará la relación de rigidez trabe – columna. Para ello, primero se obtiene la inercia de columnas y vigas, posteriormente se calcula la rigidez relativa de columnas y trabes, y finalmente se obtiene la rigidez trabes – columna  $\Psi$ , tal como se muestra a continuación:

Momentos de inercia de las secciones ( $I_c$  = columnas;  $I_v$  = columnas):

$$I_c = \frac{b_c h_c^3}{12} = \frac{(60 \text{ cm})(60 \text{ cm})^3}{12} = 1\,080\,000 \text{ cm}^4$$

$$I_v = \frac{b_v h_c^3}{12} = \frac{(30 \text{ cm})(55 \text{ cm})^3}{12} = 415\,938 \text{ cm}^4$$

Rigideces relativas ( $K_c$  = columnas;  $K_v$  = vigas):

$$K_c = \frac{I_c}{H} = \frac{1\,080\,000 \text{ cm}^4}{350 \text{ cm}} = 3\,086 \text{ cm}^3$$

$$K_v = \frac{I_v}{L} = \frac{415\,938 \text{ cm}^4}{600 \text{ cm}} = 693 \text{ cm}^3$$

Relación de rigidez traves – columna,  $\Psi$ :

$$\Psi = \frac{K_v}{K_c} = \frac{693 \text{ cm}^3}{3\,086 \text{ cm}^3} = 0.22$$

Conocido el valor del parámetro  $\Psi$  se calcula el refuerzo longitudinal en traves, usando como distorsión objetivo la permisible para el Estado Límite de Servicio:

$$\rho_{LT} = \phi_0 + \gamma_{perm \text{ ELS}} \phi_1 + \Psi \phi_2 + N \phi_3 + \rho_{LC} \phi_4$$

$$\rho_{LT} = 0.10 + (0.004)(177.98) + (0.22)(-0.45) + (6)(-0.0008) + (2.5)(0.0183)$$

$$\rho_{LT} = 0.74\% ; 0.0074$$

La cuantía obtenida está entre la mínimo de 0.26% y la máxima de 1.25%. Por lo tanto, es una cuantía aceptable.

*Paso 7. Cálculo de los momentos de inercia agrietados de las secciones.*

- Para vigas rectangulares:

$$\frac{I_{cr}}{I_g} = \left( \frac{f'c}{1000} + 0.45 \right) \left( \frac{\rho_{LT}}{\rho_b} \right) + 0.10$$

En dónde  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\rho_{LT} = 0.0074$  y la cuantía balanceada es  $\rho_b = 0.0202$ .

Sustituyendo estos valores en la ecuación para vigas rectangulares se obtienen una inercia efectiva  $I_{cr \text{ Vigas}} = 0.36 I_g$

- Para columnas rectangulares:

$$\frac{I_{cr}}{I_g} = 1.05 \left[ \frac{P}{A_g f'c} \right] + 0.15 + 12 \rho_{LC} \left( \frac{h}{b} \right)^{-0.12}$$

En donde  $P$  es la carga de axial de diseño obtenida del análisis estructural que para el ejemplo es  $P = 288\,315 \text{ kg}$  ;  $A_g = h \times b = (60 \text{ cm}) \times (60 \text{ cm}) = 3\,600 \text{ cm}^2$ ; y  $\rho_{LC} = 0.02$ .

Sustituyendo los datos se obtiene una inercia agrietada en columnas  $I_{cr \text{ Columnas}} = 0.73 I_g$

*Paso 8. Estimación del periodo fundamental agrietado,  $T_{cr}$  (en función de  $I_{cr}$ )*

Se estima el periodo fundamental agrietado con el programa SAP 2000 v.16 utilizando los nuevos valores efectivos de inercia, con lo cual se obtuvo un periodo fundamental agrietado  $T_{cr} = 1.38$  segundos.

*Paso 9. Demanda de distorsión en función del periodo fundamental agrietado.*

Se calcula la demanda máxima elástica de distorsión en función del desplazamiento espectral asociado al nuevo periodo fundamental agrietado  $T_{cr}$ . El nuevo valor es  $S_d = 2.70$  cm.

$$\gamma_{e \max} = (1.28)(1.43) \left( \frac{2.70 \text{ cm}}{1850 \text{ cm}} \right) = 0.0027$$

Finalmente, se lleva a cabo la revisión final de la capacidad de fluencia contra la demanda máxima de distorsión elástica.

$$\gamma_y = \frac{\rho_{LT} - \phi_0 - \Psi \phi_2 - N \phi_3 - \rho_{LC} \phi_4}{\phi_1}$$

$$\gamma_y = \frac{0.74 - (0.10) - (0.22)(-0.45) - (6)(-0.0008) - (2.0)(0.0183)}{177.98} = 0.0039$$

$$\gamma_y = 0.0039 > \gamma_{e \max} = 0.0027$$

Mediante la ecuación 3.18 se comprueba que las cuantías de acero asignadas proporcionen la capacidad de distorsión de fluencia mayor que las demandas máximas elásticas exigidas. Se puede proceder a la fase 2 del método propuesto.

## **FASE 2. Diseño por estado límite de falla o último (ELU).**

*Paso 1. Datos disponibles del diseño sísmico por estado límite de servicio.*

Realizada la fase 1 del proceso de diseño se tienen como datos principales las dimensiones de los elementos estructurales (columnas de 60 x 60 cm y vigas de 30 x 55 cm); las cuantías longitudinales ( $\rho_{LC} = 0.02$  y  $\rho_{LT} = 0.0074$ ); la relación de rigidez  $\Psi = 0.22$  y el periodo fundamental agrietado  $T_{cr} = 1.38$  segundos.

*Paso 2. Elección de un factor de comportamiento sísmico Q*

El factor de comportamiento sísmico elegido es  $Q = 3$ .

*Paso 3. Definición del espectro de desplazamiento para el estado límite de falla*

Se ocupa el espectro de diseño correspondiente a la zona IIIa (NTC -Sismo, 2004). Se realiza la conversión a unidades de desplazamiento espectral (figura 5.3).

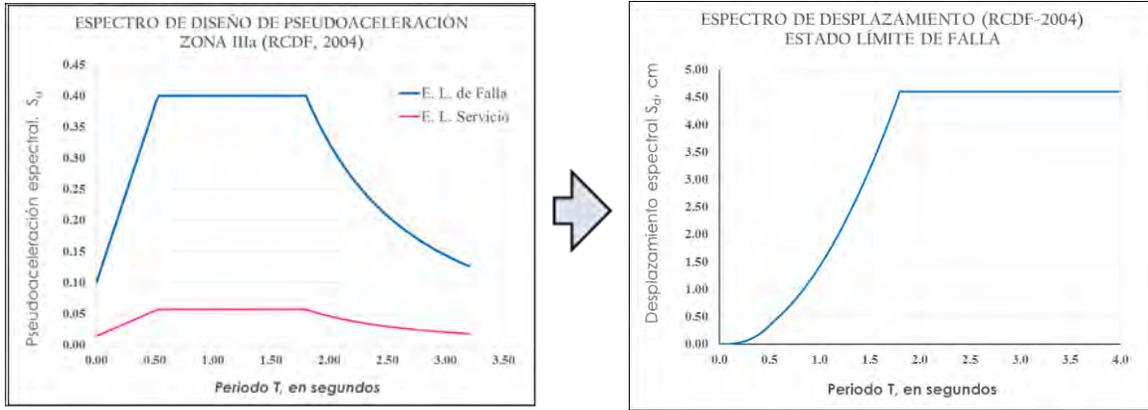


Figura 5.3. Obtención del espectro de desplazamientos (Estado Límite de Falla)

*Paso 4. Estimación de la máxima demanda inelástica de distorsión*

Los factores para aplicar la expresión de Godho (2014), así como el desplazamiento espectral  $S_d$  correspondiente a  $T_{cr}$  se presentan a continuación. *Nota. Se consideró  $\mu = Q$*

$$\beta_1 = 1.28 \quad \beta_2 = 1.43 \quad \beta_3 = 1.06 \quad \beta_4 = 1.36 \quad S_d = 18.93 \text{ cm}$$

La demanda máxima inelástica de distorsión es:

$$\gamma_{e \max} = (1.28)(1.43)(1.06)(1.36) \left( \frac{18.93 \text{ cm}}{1850 \text{ cm}} \right) = 0.027$$

*Paso 5. Cuantías de refuerzo transversal de confinamiento*

Se propone arbitrariamente una cuantía transversal en traveses de 0.6% y aplicando la ecuación 3.20 se obtiene una cuantía transversal en columnas de 1.0%.

*Paso 6. Revisión de la capacidad última y revisión contra la distorsión permisible.*

Con la ecuación 3.19 se comprueba que la capacidad última de distorsión es de 0.028, la cual es superior a la demanda máxima inelástica, y a la vez es menor que el límite permisible para el estado límite de falla que se establece en las NTC – Sismo (2004).

Conocidas las cuantías longitudinales y de confinamiento se puede asignar el refuerzo necesario. El área de refuerzo longitudinal se calcula como  $A_s = \rho_L b d$ ; mientras que área de refuerzo transversal es  $A_{sh} = \rho_T s h_c$ .

En las tablas 5.4, 5.5 y 5.6 se presenta el resumen de los cálculos de la cantidad final de refuerzo de las secciones:

Tabla 5.4. Refuerzo longitudinal de los elementos estructurales

**DATOS**

Columnas de 60 x 60 cm

$$A_{s \text{ columna}} = \rho b h$$

$$A_{s \text{ viga}} = \rho b d$$

Vigas de 30 x 55 cm

Nivel	REFUERZO LONGITUDINAL COLUMNAS			REFUERZO LONGITUDINAL VIGAS		
	$\rho_{LC}$	$A_s$ cm <sup>2</sup>	No. Barras	$\rho_{LT}$	$A_s$ cm <sup>2</sup>	No. Barras
6	0.02	72.00	8 vs #8 + 4 vs #10	0.0074	11.10	4 vs #6
5	0.02	72.00	8 vs #8 + 4 vs #10	0.0074	11.10	4 vs #6
4	0.02	72.00	8 vs #8 + 4 vs #10	0.0074	11.10	4 vs #6
3	0.02	72.00	8 vs #8 + 4 vs #10	0.0074	11.10	4 vs #6
2	0.02	72.00	8 vs #8 + 4 vs #10	0.0074	11.10	4 vs #6
1	0.02	72.00	8 vs #8 + 4 vs #10	0.0074	11.10	4 vs #6

Tabla 5.5. Refuerzo de confinamiento en columnas

$$h_c = 50 \text{ cm}$$

$$S = 10 \text{ cm}$$

$$A_{sh} = \rho_T s h_c$$

REFUERZO CONFINAMIENTO COLUMNAS					
Nivel	$\rho_{TC}$	$A_{sh}$ cm <sup>2</sup>	Número estribo	$A_{estribo}$ cm <sup>2</sup>	Número ramas
6	1.0%	5.00	#4	1.27	4
5	1.0%	5.00	#4	1.27	4
4	1.0%	5.00	#4	1.27	4
3	1.0%	5.00	#4	1.27	4
2	1.0%	5.00	#4	1.27	4
1	1.0%	5.00	#4	1.27	4

Tabla 5.6. Refuerzo de confinamiento en vigas

$$h_c = 20 \text{ cm}$$

$$s = 13 \text{ cm}$$

$$A_{sh} = \rho_T s h_c$$

REFUERZO CONFINAMIENTO EN VIGAS					
Nivel	$\rho_{TC}$	$A_{sh}$ cm <sup>2</sup>	Número estribo	$A_{estribo}$ cm <sup>2</sup>	Número ramas
6	0.6%	1.56	#3	0.71	2
5	0.6%	1.56	#3	0.71	2
4	0.6%	1.56	#3	0.71	2
3	0.6%	1.56	#3	0.71	2
2	0.6%	1.56	#3	0.71	2
1	0.6%	1.56	#3	0.71	2

Finalmente, en la figura 5.4 se ilustran las secciones obtenidas con el método propuesto.

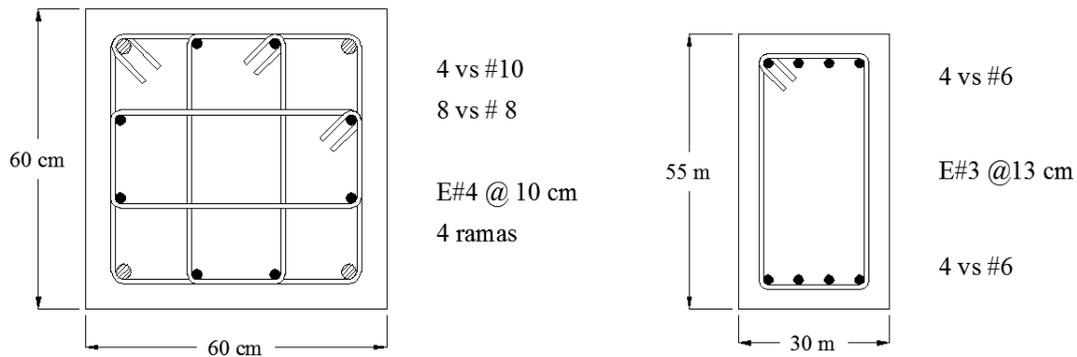


Figura 5.4. Refuerzo de columnas y vigas obtenido con el método simplificado basado en desplazamientos

### 5.1.2 Diseño sísmico basado en fuerzas (RCDF, 2004)

Para el diseño sísmico basado en fuerzas se considerarán las propiedades y el análisis de cargas presentado al inicio de este capítulo.

Se utilizarán **columnas cuadradas** de **100 x 100 cm** y **vigas rectangulares** de **40 x 70 cm** en todos los niveles.

Las fuerzas laterales equivalentes para obtener los cortantes de entrepiso y con las cuales obtienen los desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso, se calculan con la ecuación:

$$F_i = \frac{c}{Q' IR} W_i h_i \frac{\sum W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

En donde  $c$  es el coeficiente sísmico,  $W_i$  es el peso del nivel  $i$ ,  $h_i$  es la altura desde el terreno hasta el nivel  $i$ ,  $IR$  es un factor de corrección por irregularidad y  $Q$  es el factor de comportamiento sísmico.

De acuerdo con lo estipulado en las NTC – Sismo (2004), para la zona IIIa se debe utilizar un coeficiente sísmico  $c = 0.4$ . Por otra parte, el edificio es regular por lo que el factor por corrección de irregularidad  $IR$  toma el valor de la unidad.

El factor de comportamiento sísmico que se utilizará en el análisis es  $Q = Q' = 3$ , del mismo modo que en el ejemplo de diseño basado en desplazamiento. Esto implica el detallado de los elementos de concreto de acuerdo con los establecido en las NTC - Concreto (2004) para marcos dúctiles.

En la tabla 5.7 se resume el cálculo de las fuerzas sísmicas laterales y las fuerzas cortantes de entrepiso:

Tabla 5.7. Fuerzas laterales y cortantes de entrepiso

<i>NIVEL</i>	$W_i$ toneladas	$h_i$ metros	$W_i h_i$ t-m	<i>Fuerzas, <math>F_i</math></i> Toneladas	<i>Cortantes, <math>V_i</math></i> Toneladas
6	340.99	18.5	6,308.35	<b>80.26</b>	80.26
5	448.81	15.5	6,956.59	<b>88.51</b>	168.77
4	448.81	12.5	5,610.15	<b>71.38</b>	240.15
3	448.81	9.5	4,263.71	<b>54.25</b>	294.39
2	448.81	6.5	2,917.28	<b>37.12</b>	331.51
1	525.61	3.5	1,839.64	<b>23.41</b>	354.91
<b>TOTAL</b>	<b>2,661.85</b>		<b>27,895.72</b>	<b>354.91</b>	

Una vez conocidos los cortantes de entrepiso, se obtienen los desplazamientos laterales y las distorsiones de entrepiso con ayuda de un modelo de la estructura en el programa SAP2000 v.16. Los resultados se muestran en la tabla 5.8.

Se realizó la reducción de las fuerzas sísmicas por medio del factor de comportamiento sísmico, por lo que los desplazamientos inelásticos reales están dados por  $x_i = x_e \cdot Q$

Tablas 5.8. Desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso

<i>NIVEL</i>	$h_i$ (m)	$\Delta h_i$ (cm)	$x_e$ (cm)	$x_i$ (cm)	$\Delta x_i$ (cm)	$\Delta x_i / \Delta h_i$	$\Delta x_i / \Delta h_i < \gamma_{perm}$ $\gamma_{perm} = 0.006$
6	18.50	300	3.09	9.28	1.31	0.004	SÍ CUMPLE
5	15.50	300	2.66	7.97	1.59	0.006	SÍ CUMPLE
4	12.50	300	2.13	6.38	1.84	0.006	SÍ CUMPLE
3	9.50	300	1.52	4.55	1.92	0.006	SÍ CUMPLE
2	6.50	300	0.88	2.63	1.67	0.006	SÍ CUMPLE
1	3.50	350	0.32	0.96	0.96	0.003	SÍ CUMPLE

Las NTC - Sismo (2004) estipulan que la distorsión permisible contra la que se deberá revisar el diseño cuando se utilice el método estático es de 0.006 cuando existan elementos no estructurales ligados a la estructura (por ejemplo muros de mampostería) o de 0.012 cuando no haya estos elementos presentes. Los distorsiones permisibles del apéndice A no aplican para la revisión de distorsiones cuando se utilice método estático al no conocer explícitamente el factor de sobrerresistencia del espectro de diseño, y por el cual se debería multiplicar el desplazamiento obtenido para estimar la magnitud de la distorsión real.



Tabla 5.10. Refuerzo longitudinal en columnas

Nivel	$K$	$R$	$q$	$\rho_{LC}$	$\rho_{MIN}$	$\rho_{MAX}$	As cm <sup>2</sup>	Varillas
6	0.03	0.02	0.20	0.008	0.01	0.04	95.00	20 vs #8
5	0.07	0.03	0.20	0.008	0.01	0.04	95.00	20 vs #8
4	0.11	0.03	0.20	0.008	0.01	0.04	95.00	20 vs #8
3	0.15	0.03	0.20	0.008	0.01	0.04	95.00	20 vs #8
2	0.19	0.05	0.20	0.008	0.01	0.04	95.00	20 vs #8
1	0.23	0.09	0.20	0.008	0.01	0.04	95.00	20 vs #8

Las fuerzas cortantes resistentes en las columnas se determinaron según las indicaciones de las NTC - Concreto (2004).

Tabla 5.11. Diseño del refuerzo por cortante (Columnas)

Nivel	$P_u$ kg	$V_u$ kg	$F_2$ NTC conc. 2.5.1	$V_{cr}$ kg	$V_{sr}$ kg
6	51,278	11,038	1.036	40,598	0.00
5	112,274	16,431	1.079	44,013	0.00
4	173,375	22,882	1.121	47,573	0.00
3	234,584	27,083	1.164	51,278	0.00
2	295,942	29,564	1.207	55,132	0.00
1	359,204	28,715	1.251	59,251	0.00

La separación del refuerzo transversal para zonas confinadas y no confinadas, así como las áreas de refuerzo transversal por confinamiento se asignaron de acuerdo con los requisitos para marcos dúctiles.

$$s_1 \leq \begin{cases} \text{a) } b_{\min}/4 \\ \text{b) } 6d_{D\text{longitudinal}} \\ \text{c) } 10 \text{ cm} \end{cases} \quad s_2 \leq \begin{cases} \text{a) } 850d_{b\text{long}}/\sqrt{f_y} \\ \text{b) } 48d_{b\text{estribo}} \\ \text{c) } b_{\min}/2 \end{cases} \quad A_{sh} \geq \begin{cases} 0.3 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} s b_c \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_{yh}} s b_c \end{cases}$$

Para la elección de las separaciones  $S_1$  y  $S_2$  rigieron los menores valores de los obtenidos para cada caso, mientras que para asignar  $A_{sh}$  rigió el mayor.

Tabla 5.12. Refuerzo por cortante en columnas (NTC - Concreto, 2004)

Nivel	$V_u$ kg	$S_1$ cm	$S_2$ cm	$A_{sh}$ cm <sup>2</sup>	No. barra	$A_{es}$ cm <sup>2</sup>	No. Ramas
6	11,038	10	33	4.82	#3	0.71	6
5	16,431	10	33	4.82	#3	0.71	6
4	22,882	10	33	4.82	#3	0.71	6
3	27,083	10	33	4.82	#3	0.71	6
2	29,564	10	33	4.82	#3	0.71	6
1	28,715	10	33	4.82	#3	0.71	6

En la tabla 5.13 se presentan los resultados del diseño por resistencia de las vigas. Debido a la magnitud de los momentos se diseñaron las vigas como simplemente reforzadas y se agregó el acero mínimo en el lecho superior.

Tabla 5.13. Diseño por flexión de vigas (NTC - Concreto, 2004)

Nivel	$M_u$ (-)	$M_u$ (+)	As (-)	Refuerzo		As (-) real	$\rho$	$M_R$ t - m
	t - m	t - m	cm <sup>2</sup>	(-)	(+)	cm <sup>2</sup>		
6	-25.291	12.790	11.58	5 vs #6	4 vs #4	14.25	0.0055	32.64
5	-30.222	15.719	13.84	5 vs #6	4 vs #4	14.25	0.0055	32.64
4	-34.221	19.983	15.67	6 vs #6	4 vs #4	17.10	0.0066	38.60
3	-36.713	22.708	16.81	6 vs #6	4 vs #4	17.10	0.0066	38.60
2	-35.751	21.802	16.37	6 vs #6	4 vs #4	17.10	0.0066	38.60
1	-29.056	14.867	13.30	6 vs #6	4 vs #4	17.10	0.0066	38.60

Las dimensiones finales de los elementos se presentan en la figura 5.5 y 5.6:

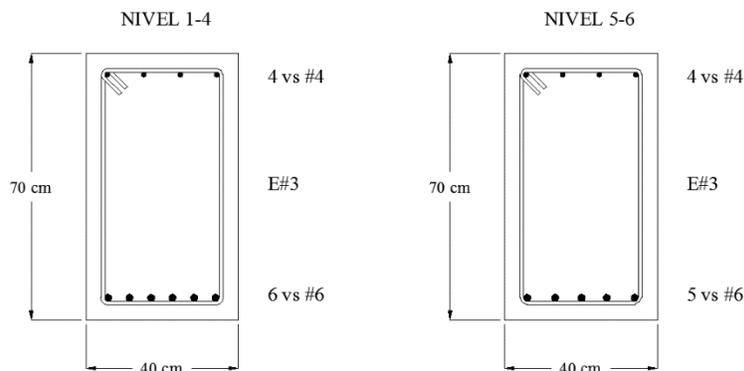
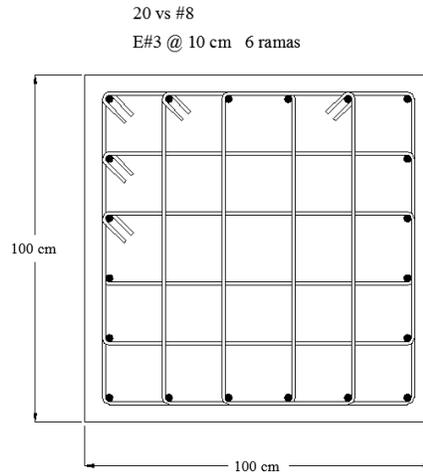


Figura 5.5. Dimensiones y refuerzo de vigas obtenido con el método estático (NTC – Sismo, 2004)



*Sección Tipo para Columnas Niveles 1 a 6*

Figura 5.6. Dimensiones y refuerzo de columnas obtenido con el método estático (NTC – Sismo, 2004)

### 5.1.3 Análisis de resultados

Se presenta el resumen de los resultados obtenidos con el método propuesto y con método basado en resistencia (RCDF, 2004) (Tabla 5.14).

Tabla 5.14. Resumen de resultados (Diseño sísmico basado en desplazamientos y basado en resistencia)

<b>DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS</b>						
Elemento:	COLUMNAS			TRABES		
Nivel	Sección tipo (cm)	Acero Longitudinal (cm <sup>2</sup> )	Acero transversal (cm <sup>2</sup> )	Sección tipo (cm)	Acero Longitudinal (cm <sup>2</sup> )	Acero transversal (cm <sup>2</sup> )
6	60 x 60	8 # 8 + 4 # 10	Es # 4 @ 10 cm	30 x 55	8 # 6	Es # 3 @ 13 cm
5	60 x 60	8 # 8 + 4 # 10	Es # 4 @ 10 cm	30 x 55	8 # 6	Es # 3 @ 13 cm
4	60 x 60	8 # 8 + 4 # 10	Es # 4 @ 10 cm	30 x 55	8 # 6	Es # 3 @ 13 cm
3	60 x 60	8 # 8 + 4 # 10	Es # 4 @ 10 cm	30 x 55	8 # 6	Es # 3 @ 13 cm
2	60 x 60	8 # 8 + 4 # 10	Es # 4 @ 10 cm	30 x 55	8 # 6	Es # 3 @ 13 cm
1	60 x 60	8 # 8 + 4 # 10	Es # 4 @ 10 cm	30 x 55	8 # 6	Es # 3 @ 13 cm
<b>DISEÑO BASADO EN RESISTENCIA</b>						
Elemento:	COLUMNAS			TRABES		
Nivel	Sección tipo (cm)	Acero Longitudinal (cm <sup>2</sup> )	Acero transversal (cm <sup>2</sup> )	Sección tipo (cm)	Acero Longitudinal (cm <sup>2</sup> )	Acero transversal (cm <sup>2</sup> )
6	100 x 100	20 #8	Es#3 @ 10 cm	40 x 40	5 # 6 + 4 # 4	Es#3 @ 13 cm
5	100 x 100	20 #8	Es#3 @ 10 cm	40 x 40	5 # 6 + 4 # 4	Es#3 @ 13 cm
4	100 x 100	20 #8	Es#3 @ 10 cm	40 x 40	6 # 6 + 4 # 4	Es#3 @ 13 cm
3	100 x 100	20 #8	Es#3 @ 10 cm	40 x 40	6 # 6 + 4 # 4	Es#3 @ 13 cm
2	100 x 100	20 #8	Es#3 @ 10 cm	40 x 40	6 # 6 + 4 # 4	Es#3 @ 13 cm
1	100 x 100	20 #8	Es#3 @ 10 cm	40 x 40	6 # 6 + 4 # 4	Es#3 @ 13 cm

En la tabla 5.14 se aprecia que los elementos estructurales obtenidos con el método basado en desplazamientos, en general, poseen menores dimensiones y requieren menor cantidad de refuerzo, para las mismas condiciones de diseño, por lo que se puede afirmar que el procedimiento basado en desplazamientos proporciona secciones más eficientes.

Adicionalmente, se calculó la cantidad de material de consumo para cada caso de diseño, de manera que se aprecie desde otra perspectiva la ventaja de secciones eficientes (Tabla 5.15).

Tabla 5.15. Cantidad de material de consumo para cada caso de diseño

Nivel	MÉTODO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS			MÉTODO BASADO EN RESISTENCIA		
	Concreto (m <sup>3</sup> )	Acero Long. (kg)	Acero Transv. (kg)	Concreto (m <sup>3</sup> )	Acero Long. (kg)	Acero Transv. (kg)
6	41.04	5,329.92	3,392.99	88.32	5,995.82	4,605.98
5	41.04	5,329.92	3,392.99	88.32	5,995.82	4,605.98
4	41.04	5,329.92	3,392.99	88.32	6,317.66	4,605.98
3	41.04	5,329.92	3,392.99	88.32	6,317.66	4,605.98
2	41.04	5,329.92	3,392.99	88.32	6,317.66	4,605.98
1	43.92	5,789.12	3,392.99	96.32	6,953.34	5,134.84
<b>TOTAL</b>	<b>249.12</b>	<b>32,438.72</b>	<b>20,357.93</b>	<b>537.92</b>	<b>37,897.98</b>	<b>28,164.75</b>

De la tabla 5.15 se concluye que el método basado en desplazamientos puede representar un ahorro importante en cuanto consumo de materiales, comparado contra el método basado en resistencia.

Otra ventaja que tiene el método propuesto es que las dimensiones finales están ideadas para alcanzar una capacidad de deformación conocida, proporcionando una mejor noción del comportamiento del edificio ante futuros sismos. Se sabe de antemano la magnitud de las deformaciones que pueden producir determinados daños en la estructura.

En contraparte, el diseño basado en resistencia no ofrece un control explícito de daño. Se espera que siguiendo las recomendaciones indicadas en el RCDF (2004), el comportamiento de la estructura sea el adecuado (es decir, no colapso), sin tener claro la magnitud de las deformaciones que podría presentar la estructura ni la capacidad de la misma.

Por el lado de la practicidad, el procedimiento simplificado propuesto provee un procedimiento sencillo, cuyos conceptos son fácilmente entendibles y aplicables en edificios regulares.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

---

En el presente trabajo se cumplió el objetivo principal, de realizar una propuesta de método simplificado para diseño sísmico de edificios de concreto reforzado basado en conceptos de desplazamientos, que permite satisfacer explícitamente los niveles de desempeño presentes en el RCDF (2004).

La propuesta logró conjuntar adecuadamente conceptos de diseño sísmico basado en desplazamientos con algunos aspectos del RCDF (2004).

Se presentó un ejemplo demostrativo en el que se pudo aplicar el procedimiento propuesto, y adicionalmente, se llevó a cabo el mismo ejemplo con el método de diseño tradicional basado en resistencia (RCDF, 2004). Se compararon los resultados de ambos, en términos de secciones y refuerzo final obtenidos, y se presentaron conclusiones.

Las conclusiones obtenidas después de la realización de la propuesta y del ejemplo de aplicación se describen a continuación:

- El método simplificado de diseño sísmico basado en desplazamientos ofrece herramientas explícitas para verificar el cumplimiento de los objetivos de desempeño planteados en el proyecto. Esto mediante el control de las demandas de deformación y la capacidad de deformación de la estructura. Además, con la metodología basada en desplazamiento es compatible con algunas herramientas presentes en las NTC – Sismo (2004) tales como las tablas de distorsiones permisibles y los espectros de diseño.
- Se observa que las dimensiones y el refuerzo de los elementos obtenidos con el método de diseño sísmico basado en desplazamientos son menores que los obtenidos con el procedimiento tradicional basado en fuerzas. A partir de esto, se puede concluir que el método basado en desempeño ofrece resultados más económicos.
- Con el procedimiento basado en desplazamiento se tiene un control explícito del daño debido a que al final del proceso de diseño sísmico se conoce la deformación máxima que puede alcanzar la estructura ante los sismos de diseño, y por consiguiente el daño probable; mientras que el método de diseño basado en resistencia no proporciona una idea explícita del daño real que puedan presentar los edificios diseñados. Solo se espera que al cumplir ciertos requisitos de reducción por ductilidad, los edificios se comporten adecuadamente ante demandas inelásticas de deformación.
- El método propuesto resulta sencillo y eficaz. El procedimiento se debe complementar con las herramientas computacionales comunes de análisis estructural, tal como SAP 2000.

Se presentan algunas recomendaciones para favorecer el desarrollo de metodologías de diseño basadas en desplazamientos:

- Los espectros de diseño sísmico proporcionados por el cuerpo principal de las NTC - Sismo (2004) no son totalmente compatibles para derivar espectros de diseño de desplazamiento, pues no reflejan las formas reales de los espectros de desplazamiento. Si se desea mayor precisión, en especial en metodologías basadas en desplazamiento, se debe favorecer y extender el uso de los espectros de diseño del apéndice A (NTC – Sismo, 2004), cuyos espectros de desplazamiento si concuerdan con la realidad.
- Se recomienda dedicar un estudio específico al desarrollo de espectros de diseño para el Estado Límite de Servicio. Éstos adquieren mayor relevancia, especialmente cuando se buscan diseños que satisfagan las demandas sísmicas para este nivel de desempeño.
- Un tema pendiente en el diseño sísmico basado en desplazamientos es tratar con estructuras fuertemente irregulares, en los que la torsión tenga mayor influencia en la respuesta dinámica de la estructura. De momento, se reconoce que los resultados de las metodologías son confiables en edificios regulares y en aquellos con variaciones ligeras de rigideces entre plantas.

## REFERENCIAS

---

- Aguilar, J., Brena, S. F., del Valle, E., Iglesias J., Picado, M., Jara, M., Jirsa, J. O., (1996). *Rehabilitation of existing reinforced concrete buildings in Mexico City*. PMFSEL Report 96 – 3, University of Texas at Austin. pp. 14-15.
- Armendáriz G., M. A. (2015). *Evaluaciones Estructurales y Reparación de Superestructuras*. Tesis de Licenciatura. Facultad de Ingeniería. UNAM, Mexico.
- ATC (1996). *ATC-40 Seismic evaluation and retrofit of concrete Buildings Vol. 1*. Applied Technology Council, Report: SSC. 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, CA. USA.
- Baran, E., Mertol, H. C., Gunes, B., (2014). *Damage in Reinforced – Concrete Buildings during the 2011 Van, Turkey, Earthquakes*. Journal of Performance of Constructed Facilities, ASCE, Vol. 28, No. 3. pp. 466-479.
- Barradas, J. E. y Ayala, A. G. (2014). *Procedimiento de diseño sísmico multinivel basado en desplazamiento para estructuras a base de marcos de concreto reforzado*. Revista de Ingeniería Sísmica, No. 91. pp. 74-101.
- Bazan, E. y Meli, R. (2001). *Diseño sísmico de edificios*. Editorial Limusa, Grupo Noriega Editores, Mexico D.F. pp. 317
- Bertero, V. (1997). *Performance – Based Seismic Engineering: A critical review of proposed guidelines*. In Seismic Design Methodologies for Next Generation of Codes. Slovenia. pp. 1-31.
- CENAPRED (2017). *A un mes del sismo del 19 de septiembre: ¿Qué hemos aprendido?*, [en línea]. CENAPRED. CDMX. Disponible en: [http://www.cenapred.gob.mx/es/documentosWeb/Tertulias/Presentacion\\_Dr\\_Valdes.pdf](http://www.cenapred.gob.mx/es/documentosWeb/Tertulias/Presentacion_Dr_Valdes.pdf) [2017, 19 de octubre]
- CFE (2008). *Manual de diseño de Obras Civiles. Diseño por sismo*. Comisión Federal de Electricidad, México, D.F.
- Cogurcu, M. T. (2015). *Construction and design defects in the residential buildings and observed earthquake damage types in Turkey*. Natural Hazards and Earth Sciences. Volume 15 Issue 4. pp. 931-945
- Díaz Barriga, J. C. (2007). *Diseño sísmico de columnas de marcos transversales de puentes urbanos de concreto reforzado basado en desplazamiento*. Tesina de especialización en puentes. FES Aragón. UNAM. México.

- FEMA – 273 (1997). *NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA.
- FEMA – 356 (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA
- FIB, T. G. (2003). *Displacement – based seismic design of reinforced concrete buildings*. State of art report, bulletin 25. Fédération internationale du béton, Lausana, Suiza. pp. 191.
- Freeman, S.A. (1978). *Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motion*. ACI Special Publication 55.
- Freeman S. A. (1998). *The capacity spectrum method as a tool for seismic design*. Proceeding of the 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, Sept. 6-11, Paris.
- Godho G. A. (2010). *Aspectos Básicos del Diseño Sísmico de Edificios Basado en Desplazamiento*. Tesis de licenciatura. FES Acatlán. UNAM, México.
- Godho G. A. (2014). *Propuesta de diseño sísmico de edificios basado en desplazamiento*. Tesis de maestría. FES Acatlán. UNAM, México.
- López, S. E., y Ayala A. G. (2013). *Método de diseño sísmico basado en desplazamientos para marcos de concreto reforzado*. Revista Ingeniería Sísmica, No. 88. pp. 91-111.
- Manfredi G., Verderame G. M., Prota A., Ricci P., De Luca, F. (2014). *2012 Emilia earthquake, Italy, Reinforced concrete buildings response*. Bull Earthquake Eng. 12. pp. 2275-2298.
- Mieles B. Y., Castañeda H. A. (2016). *Reflexiones sobre daños observados en edificios de vigas con nudos híbridos y losas "steel deck" ante el sismo del 16 de abril de 2016*. Proceedings of the "First Annual State of-the-Art in Civil Engineering Structures and Material", Quito, Ecuador.
- Miranda, E. (1999). *Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 125, No. 4. pp. 417-425.
- Miranda E. y Akkar S. D. (2005). *Statistical Evaluation of Approximate Methods for Estimating Maximum Deformation Demands on Existing Structures*. Journal of Earthquake Engineering. ASCE, Vol. 131. No. 1. pp. 160-172.
- Miranda, E. y Reyes, C. J. (2002). *Approximate lateral drift demands in multistory buildings with nonuniform stiffness*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 128, No. 7. pp. 840-849.

- Miranda, E. y Ruíz-García, J. (2002). *Evaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacement demands*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31. pp. 840-849.
- Moehle, J. P. (1992). *Displacement – based design of RC structures subjected to earthquakes*. Earthquake Spectra Vol. 8 (3), pp. 403-428.
- Munchener Ruckversicherungs, G. (1986). Terremoto de México '85. Munchener Rück.
- NTC – Criterios y Acciones de Diseño (2004). *Normas Técnicas Complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones*. Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal. México DF.
- NTC – Concreto (2004). *Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto*. Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal. México DF.
- NTC – Sismo (2004). *Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo*. Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal. México DF.
- Panagiotakos, T. B., y Fardis, M. N. (1999). *Deformation – controlled earthquake resistant design of RC buildings*. Journal of Earthquake Engineering. Vol. 3 (4). pp. 498-518.
- Park, R., y Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures*. John Wiley & Sonic Inc. NY.
- Priestley, M. J. N. (1998). *Briefs comments on elastic flexibility of reinforced concrete frames and significance to seismic design*. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. Vol. 3. No. 4. pp. 426-459
- Priestley M. J. N. (2000). *Performance Based Seismic Design*. Paper No. 2831, 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand 2000 (WCEE 2000). pp. 1-22.
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., y Kowalsky, M. J. (2007). “*Displacement – based seismic design of structures*”. IUSS Press. pp. 721.
- RCDF (2004). *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*. Gaceta Oficial del Distrito Federal, México DF.
- Rivera D. (2005). *Diseño sísmico de columnas de puentes urbanos de concreto reforzado en la Ciudad de México*. Tesis de doctorado. Programa de Posgrado en Ingeniería. UNAM, México. pp. 1-12.
- Rivera, D., González, L., y Godho, G. A. (2017). *Procedimiento simplificado de diseño sísmico de edificios de concreto reforzado basado en conceptos de desplazamiento*. XXI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guadalajara, Jalisco, 2017.

- Rivera, D., Terrón, J. G. y Arce, C. (2014). *Estimación de la rigidez agrietada para el análisis sísmico en estructuras de concreto reforzado*. XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta, Jalisco 2014.
- Reyes S. J. C. (1999). *El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios*. Tesis de doctorado, Facultad de Ingeniería. UNAM, México.
- Rosenblueth, E. y Meli, R. (1986). *The 1985 earthquake: causes and effects in México City*. Concrete International. Vol. 8. pp. 23-33.
- Saatcioglu M., Palermo D., Ghobarah A, Mitchell D., Simpson R., Adebar P., Tremblay R., Ventura C., Hong H., (2013). *Performance of reinforced concrete buildings during the 27 February 2010 Maule (Chile) Earthquake*. Canadian Journal of Civil Engineering, NRC Research Press Vol. 40 (8). pp. 693-710.
- SEAOC. (1995). *Vision 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings*. Sacramento, California, USA.
- Soto B., E. N. (2008). *Rehabilitación de estructuras de concreto*. Tesis de Maestría, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Facultad de Ingeniería. UNAM, México.
- Sullivan, T. J., Calvi, G. M., Priestley M. J. N., y Kowalsky M. J. (2003). *The Limitations and Performances of Different Displacement based Design Methods*. Journal of Earthquake Engineering. Vol. 7 (Suppl. 1). pp. 201-241.
- Terán Gilmore, A., Díaz, G., y Reyes, C. (2013). *Diseño basado en desplazamientos de estructuras esenciales*. Revista de Ingeniería Sísmica No. 89. pp. 77-99.