

**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN**

**Aspectos Básicos del Diseño Sísmico de Edificios  
Basado en Desplazamiento**

**TESIS**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA:**

**GUSTAVO ADOLFO GODHO RAMÍREZ**

**Asesor: Dr. Darío Rivera Vargas**

**Mayo de 2010**



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 hermanos y amigos.  
Y en general a todos de los que  
recibí una palabra de aliento para  
concluir este trabajo.*

# CONTENIDO

<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>5</b>
<b>CAPÍTULO 1 ANTECEDENTES .....</b>	<b>7</b>
1.1 DAÑOS OBSERVADOS EN EDIFICIOS POR SISMOS .....	7
1.1.1 Daños comunes en el sismo de 1985 .....	7
1.1.2 Factores que producen daños.....	9
1.2 FILOSOFÍAS DE DISEÑO SISMORESISTENTE.....	17
1.2.1 Diseño basado en resistencia .....	17
1.2.2 Diseño basado en desempeño .....	21
1.2.3 Diseño basado en desplazamiento .....	24
1.2.4 Ventajas del diseño basado en desplazamiento .....	25
<b>CAPÍTULO 2 DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTO .....</b>	<b>28</b>
2.1 CONSIDERACIONES GENERALES .....	28
2.1.1 Análisis plástico.....	28
2.1.2 Niveles de desempeño .....	31
2.1.3 Criterios de diseño .....	35
2.2 MÉTODOS.....	37
2.2.1 Diseño directo basado en desplazamiento (DDBD).....	37
2.2.2 Método del espectro de capacidad.....	38
2.2.3 Método basado en el espectro de punto de fluencia .....	39
2.3 CRITERIOS PARA EVALUAR DEMANDAS SÍSMICAS DE DESPLAZAMIENTO .....	40
2.3.1 Métodos basados en linealización equivalente.....	40
2.3.2 Métodos basados en coeficientes de modificación de desplazamiento elástico .....	43
2.3.3 Métodos basados en factores de reducción de resistencia ( $R_{\mu}$ ) .....	45
2.4 CRITERIOS PARA EVALUAR LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	50
2.4.1 Panagiotakos y Fardis (2001) .....	50
2.4.2 Priestley y Kowalsky (2000) .....	52
2.4.3 Rivera (2005).....	53
2.4.4 Kowalsky <i>et al.</i> (1995).....	56
2.4.5 Wehbe <i>et al.</i> (1999) .....	56
2.5 ANÁLISIS DE LOS CRITERIOS .....	57
2.5.1 Criterios para calcular demandas de desplazamiento inelástico.....	57

2.5.2	Criterios para evaluar la capacidad de deformación de elementos estructurales .....	58
-------	---	----

**CAPÍTULO 3 DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTO VS DISEÑO BASADO EN RESISTENCIA..... 60**

3.1	PROPUESTA DE DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS BASADO EN DESPLAZAMIENTO .....	60
3.1.1	Estado límite de servicio .....	63
3.1.2	Estado límite de supervivencia .....	66
3.2	EJEMPLO DE APLICACIÓN .....	68
3.2.1	Descripción de la estructura a diseñar .....	68
3.2.2	Diseño basado en desplazamiento .....	69
3.2.3	Diseño basado en resistencia .....	82
3.2.4	Análisis de los resultados .....	88
3.3	VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO .....	89

**CAPÍTULO 4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES ..... 91**

# INTRODUCCIÓN

Ante la ocurrencia de sismos devastadores como el de Michoacán (1985), Kobe (1995), Haití (2010), entre otros, se hace patente la necesidad de mejorar las filosofías de diseño sísmico con miras a lograr edificios con mejor desempeño estructural. Además, dentro del diseño sísmico de edificios se busca un equilibrio entre la seguridad y el costo de los mismos, de tal forma que se puedan construir bajo un diseño racional y confiable. Para lograr lo anterior se ha visto la pertinencia de controlar el daño de la estructura con base en la propuesta de las secciones y detallado de sus elementos estructurales.

El procedimiento de diseño sísmico basado en desplazamiento tiene la finalidad de optimizar las secciones pero al mismo tiempo controlar el daño que pudiese presentarse en los elementos estructurales y no estructurales.

Este trabajo tiene como objetivo primordial, revisar los conceptos básicos que definen el diseño sísmico de edificios basado en desplazamiento, como una filosofía de diseño y compararlo con el procedimiento basado en resistencia, tal como lo propone el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (RCDF) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC), para evaluar ventajas y desventajas sobre dichos procedimientos de diseño.

Dentro de los alcances de este estudio, se encuentra que la revisión de los aspectos básicos del diseño sísmico de edificios basado en desplazamiento, se limita a estructuras de concreto reforzado, con construcción regular, bajo un análisis en el plano. Cabe señalar que dentro del mecanismo de daño que sufren los edificios ante la acción del sismo, se pone especial énfasis en el desempeño de las columnas por considerarlas de vital importancia en el esquema resistente global; sin demeritar los otros elementos estructurales (trabes, sistemas de piso), los cuales merecen otro estudio particular sobre esta filosofía de diseño.

El presente trabajo está organizado en cuatro capítulos. En la primera parte se realiza una recapitulación de los factores que producen daños en estructuras sujetas a sismos, así como los daños más comunes, con el fin de aprender de las experiencias del pasado y tomarlas para superar estos errores y seguir mejorando la forma en que se diseñan las estructuras. También como antecedente se relacionan los conceptos básicos en los que se basan los métodos de diseño sísmico de edificios (basado en resistencia, basado en desempeño y basado en desplazamiento) con el fin de valorar las ventajas y desventajas en diversos aspectos relacionados con el comportamiento de la estructura.

Para la segunda parte se adentra más en los conceptos en que se basa el diseño sísmico basado en desplazamiento, así como en los diferentes criterios propuestos por diversos

autores para determinar las demandas de desplazamiento sísmico y capacidad de deformación en columnas de concreto reforzado. De estos criterios se determinan los más adecuados para tomarlos en cuenta en el procedimiento de diseño planteado en el ejemplo de aplicación para en este trabajo.

Para comprender mejor el procedimiento de diseño basado en desplazamiento, en la tercera parte de este trabajo se plantea un ejercicio, el cual diseñar las columnas de un edificio de doce niveles en el plano. Se determinan las secciones, el refuerzo longitudinal y el refuerzo transversal, contemplando dos estados límite: estado límite de servicio y estado límite de seguridad. Para complementar el ejercicio se diseña la misma estructura con el procedimiento de diseño propuesto por el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC), se evalúan los procedimientos, así como los resultados obtenidos en cada uno de los análisis para definir ventajas en cada uno de los procedimientos.

En el capítulo cuatro se describen las conclusiones derivadas de este trabajo, así como algunas recomendaciones para estudios futuros.

# CAPÍTULO 1

## ANTECEDENTES

### 1.1 DAÑOS OBSERVADOS EN EDIFICIOS POR SISMOS

La enorme concentración demográfica, la falta de planificación, el uso incorrecto de algunos inmuebles, fallas constructivas, hacinamiento, incumplimiento al Reglamento de Construcción, entre otros grandes problemas urbanos, son los causantes del mal funcionamiento de nuestras construcciones, que sumados a los históricos movimientos telúricos, dan pie a que las construcciones presenten daños en su estructura.

La respuesta de una edificación a los sismos depende de varios factores, como son: la rigidez de la estructura (que se relaciona con la mayor o menor deformabilidad); la distribución de la masa, tanto en planta como en altura; el tipo de suelo sobre el que está apoyada; las características del terremoto (duración, magnitud, distancia del epicentro); la historia sísmica de la construcción; el mal detallado de los armados. Son factores determinantes para el buen comportamiento de los inmuebles, la omisión de los factores antes mencionados podrían producir daños en las estructuras. <sup>1</sup>

#### 1.1.1 Daños comunes en el sismo de 1985

Para la ciudad de México las estructuras que más daño sufrieron fueron aquellas cuyos periodos de vibración eran cercanos a los periodos dominantes del suelo, ya que la respuesta dinámica de la estructura se incrementó de manera notable; esto ocurrió para los edificios de mediana altura comprendidos entre 6 y 15 niveles ubicados en la zona del lago. <sup>2</sup>

Las fallas en los elementos estructurales de concreto más comunes se pueden apreciar en la tabla 1.1.

---

<sup>1</sup> <http://www.ssn.unam.mx>

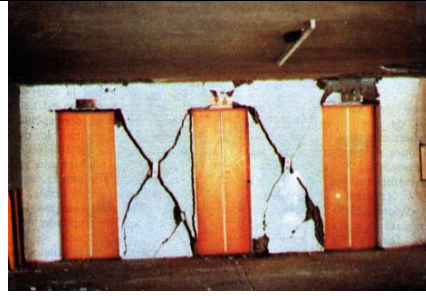
<sup>2</sup> Fundación ICA, A.C., 1988, Experimentos Derivados de los Sismos de Septiembre de 1985.



**Tabla 1.1 Fallas más comunes en elementos de concreto reforzado**

<p>Desmoronamiento inclinado de las trabes en la proximidad de sus extremos debido a la tensión diagonal; en buen número de ocasiones aparecieron dos grietas formando una cruz, como consecuencia de la inversión de esfuerzos.</p>	 <p><b>Falla por tensión diagonal</b></p>
<p>Desprendimiento y desmoronamiento del concreto en la parte inferior de las trabes cerca de la unión con las columnas, como consecuencia del exceso de compresión por flexión y de pandeo del acero de refuerzo del lecho inferior de las trabes. En algunos casos se observó que había el mismo daño en las partes superior e inferior de las trabes, causado por inversión de momentos flexionantes.</p>	 <p><b>Falla por compresión en trabes</b></p>
<p>Deslizamiento o punzonamiento de las columnas en los capiteles de estructuras de losa plana aligerada provocado por tensión diagonal.</p>	 <p><b>Falla por punzonamiento de las columnas</b></p>
<p>Agrietamiento inclinado de las columnas, provocado por tensión diagonal. En la mayoría de los casos estas grietas se originaron en las dos direcciones y forman una cruz, por efecto de inversión de esfuerzos; en otros casos las grietas se orientan en una sola dirección, sobretodo en estructuras que sufrieron asentamientos diferenciales antes o durante el sismo.</p>	 <p><b>Falla por tensión diagonal en columnas</b></p>
<p>Desprendimiento y desmoronamiento del concreto de las columnas, así como pandeo del acero de refuerzo, como consecuencia de la repetida inversión de esfuerzos y las grandes deformaciones provocadas por el sismo. En algunos casos el confinamiento proporcionado por el refuerzo transversal no era adecuado.</p>	 <p><b>Falla por confinamiento inadecuado</b></p>

Agrietamientos diagonales en cruz en muros de carga o de relleno provocados por tensiones diagonales al haber un exceso de carga en ambos sentidos.



Falla por agrietamiento diagonal en muros

### 1.1.2 Factores que producen daños

Derivado de las experiencias en los desastres sísmicos ocurridos en diversas partes del mundo podemos identificar algunos de los problemas y consideraciones erróneas que produjeron fallas catastróficas en las estructuras de algunos edificios, algunas de estas se detallan a continuación.<sup>3 4</sup>

#### **Periodos de vibración de la estructura cercanos a los periodos dominantes del suelo**

Resonancia: Los movimientos, y por lo tanto los esfuerzos a que se ven sometidas las distintas partes, dependen, entre otras, de las características de la onda sísmica, y de las frecuencias naturales de oscilación del edificio.

El edificio tenderá a oscilar según sus frecuencias propias de oscilación, que si no coinciden con algún armónico de los principales que forman la onda sísmica no aumentará en cada oscilación, pero en el caso de que coincidan, se produce el fenómeno de resonancia.

Cuando el sismo posee un movimiento armónico de amplitud considerable que coincide con una frecuencia de oscilación natural de edificio (o período fundamental), éste entra en resonancia, y la aceleración crece en cada periodo, por lo que irremediamente será destruido, a menos que el sismo cese rápidamente, o que la ruptura de algunas de las partes del edificio varíen su frecuencia natural de oscilación, o que el rozamiento interno de los materiales sea suficiente como para disipar la energía.<sup>5</sup>

<sup>3</sup> Fundación ICA, A.C., 1988, Experimentos Derivados de los Sismos de Septiembre de 1985.

<sup>4</sup> Organización Panamericana de la Salud, 2000, Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud.

<sup>5</sup> Ramírez Masferrer Javier Ángel, 2001. Estructuras de Hormigón y Sismos.

## Mecanismo de piso suave por columnas débiles

Se debe buscar una estructuración a base de columnas fuertes-vigas débiles, para proporcionar la formación de articulaciones plásticas en las vigas al excederse la resistencia suministrada, ya sea por que se está aprovechando la ductilidad o por que, además de eso el sismo excede las previsiones de diseño. Al proceder así, se logran mecanismos que pueden evitar más fácilmente el colapso de la estructura, pues la demanda de ductilidad local en las trabes de todos los entrepisos reparte mejor los efectos del sismo que cuando la demanda de ductilidad se concentra en las columnas de un solo entrepiso, este efecto lo podemos observar en las figuras 1.1 y 1.2.



Figura 1.1 Falla por columnas débiles

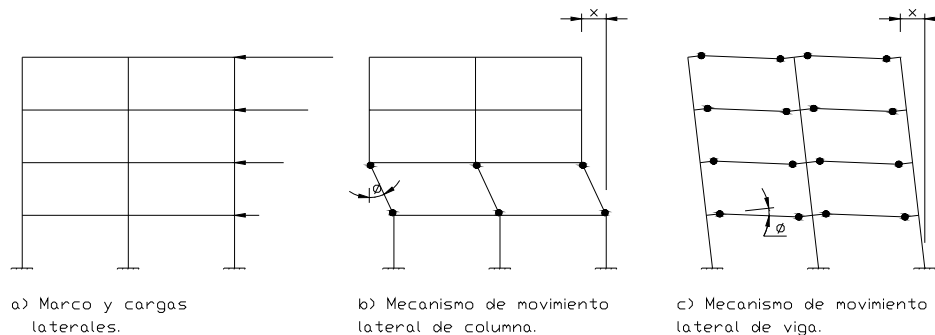


Figura 1.2 Mecanismos de falla

## Colaboración inadecuada de muros no estructurales

En muchas ocasiones, en una estructura se decide no aprovechar la colaboración de los muros de relleno, debido a la posibilidad de que sean eliminados para dejar libertad en la distribución de espacios en el proyecto arquitectónico de los distintos niveles; sin embargo suele no detallarse adecuadamente la forma en que estos muros deben construirse, desligados de la estructura, para permitir que esta se deforme sin recargarse en ellos (figura 1.3), pues si lo hace le transmitirá buena parte de la fuerza sísmica que debiera absorber la estructura compuesta por marcos, produciendo daños en estos elementos, debido a que los muros, sobretodo cuando son mampostería, tienen una rigidez intrínseca bastante alta en su plano. Si los muros de relleno colaboran con la estructura para resistir los efectos sísmicos sin haber sido calculados

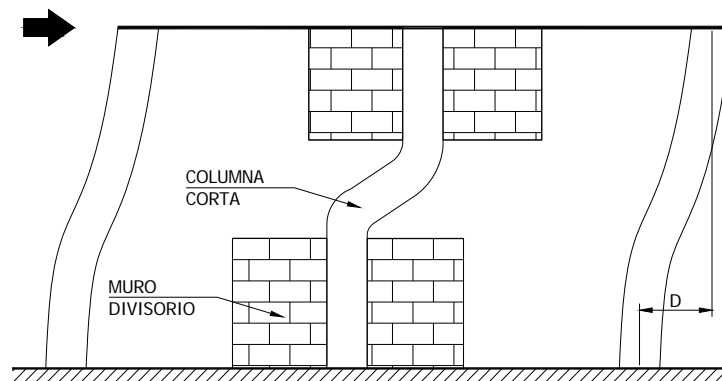
para absorber las fuerzas que le corresponden en función de la rigidez el comportamiento de la estructura será muy distinto al supuesto en el proyecto estructural, pudiendo presentarse muchos daños.



**Figura 1.3 Daño en muro divisorio**

En algunos casos la colaboración de los muros no estructurales evita el colapso de estructuras subdiseñadas, si su colocación es relativamente simétrica y tiene continuidad de un piso a otro. Pero cuando su colocación es asimétrica, como ocurre en los muros de colindancia de edificios de esquina o cuando son discontinuos, como ocurre en edificios de departamentos en el que la planta baja o algunos otros niveles no tienen muros por que se destinan a estacionamientos o comercios, la colaboración de los muros de relleno puede ser causa de daños muy graves o aun de colapso total de la estructura, al propiciar efectos torsionantes importantes en el primer caso o una condición de piso suave en el segundo caso.

La interacción entre elementos no estructurales, tales como, muros divisorios y las columnas que integran los marcos de la estructura, provocan concentraciones de fuerza cortante en los elementos libres de las columnas, mismas que tienden a fallar de forma frágil por la concentración del cortante.



**Figura 1.4 Deformación lateral de columna corta confinada parcialmente por muros**

En la figura 1.4, se ilustra la forma en que los muros divisorios adosados a la columna restringen el desplazamiento, concentrando de manera importante la rigidez en el elemento columna del centro de la estructura. En la figura 1.5 se muestra físicamente el daño producido por este efecto.



**Figura 1.5 Daño producido por la colaboración inadecuada de muros**

### **Sobre resistencia por flexión en columnas**

En muchas de las fallas de columnas se han debido a la práctica de armarlas concentrando el refuerzo longitudinal, agrupando en paquetes y restringiendo su pandeo con estribos muy espaciados, práctica que permitían los reglamentos; el número elevado de ciclos de carga y descarga con altos niveles de esfuerzo puede deteriorar seriamente la adherencia entre los paquetes de varillas y el concreto que los rodea, reduciendo notablemente su capacidad de carga, ver figura 1.6.



**Figura 1.6 Falla debida a la alta concentración de acero de refuerzo longitudinal**

### **Golpes entre edificios vecinos**

La respuesta de cada edificio es diferente ante un fenómeno sísmico, por lo que si dos estructuras están en contacto, o no poseen una separación suficiente, al llegar el sismo, oscilan de forma diferente, golpeándose, y chocando ambos. Sería pues recomendable que hubiese entre los dos una separación, o junta que permitiera la oscilación sin choque; ésta debería ser al menos la suma de las amplitudes de oscilación de cada uno de ellos.



Este tipo de falla suele ser más grave cuando los cuerpos adyacentes no coinciden en la altura de sus entrepisos, ya que las losas del edificio más pequeño puede golpear los elementos estructurales intermedios (columnas). En la figura 1.7, se muestra este tipo de falla, la cual sucedió en el sismo de septiembre de 1985 en la ciudad de México.



**Figura 1.7 Daño ocasionado por choque entre estructuras**

### **Problemas asociados a la configuración de los edificios**

No solo es la forma exterior de la construcción, sino también la distribución de elementos estructurales y no estructurales y de las cargas. Según el Segundo Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, preparado por el Dr. Roberto Meli Piralla, en Noviembre de 1985, el cual se titula Efectos de los Sismos de Septiembre de 1985 en las Construcciones de la Ciudad de México, nos dice que el número de edificios dañados ubicados en esquina corresponde al 42 % del total de edificios que se reportaron con daños, seguramente debido a la colaboración de muros de colindancia que se habían considerado no estructurales lo que provocó grandes excentricidades y torsiones acopladas con la traslación.

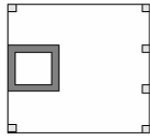
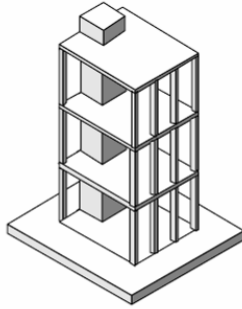
La torsión ha sido causa de importantes daños de edificios sometidos a sismos intensos, que van desde la distorsión a veces visible de la estructura (y por tanto su pérdida de imagen y confiabilidad) hasta el colapso estructural.

La torsión se produce por la excentricidad existente entre el centro de masa y el centro de rigidez.

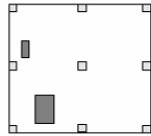
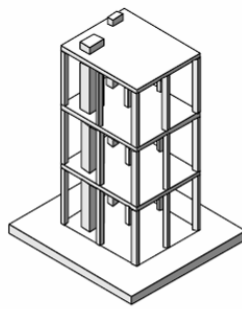
En la figura 1.8 podemos observar, algunos de los casos que pueden dar lugar a dicha situación en planta.

- a) Colocación de grandes masas en forma asimétrica con respecto a la rigidez.
- b) Elementos rígidos excéntricos con respecto al los elementos rígidos de soporte.
- c) Posición de elementos rígidos de manera asimétrica con respecto al centro de gravedad del piso.

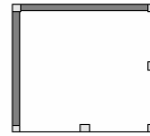
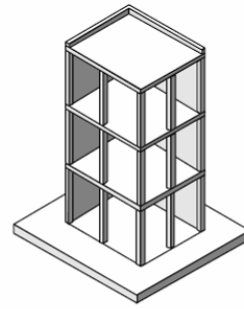
a) Grandes masas excéntricas



b) Elementos rígidos excéntricos



c) Posición de elementos rígidos



**Figura 1.8 Ejemplo de estructuras excéntricas**

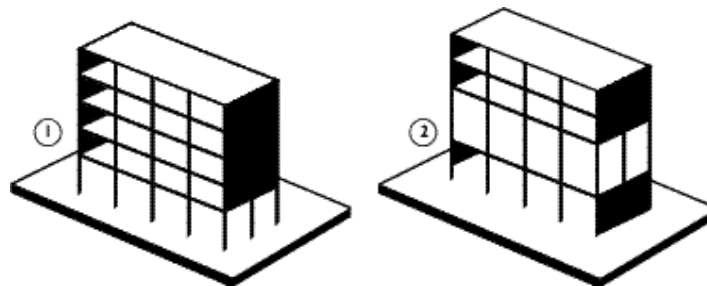
### **Distribución irregular de elementos no estructurales en elevación (pisos suaves)**

Varios tipos de esquemas arquitectónicos y estructurales conducen a la formación de los llamados pisos débiles o suaves, es decir, pisos que son más vulnerables al daño sísmico que los restantes, debido a que tienen menor rigidez, menor resistencia o ambas cosas:

La presencia de pisos suaves se puede atribuir a:

- Diferencia de altura entre pisos.
- Interrupción de elementos estructurales verticales en el piso.

En la imagen 1.9 podemos observar ejemplos de pisos suaves para la planta baja y pisos intermedios.



**Figura 1.9 Ejemplo de edificios con piso suave**

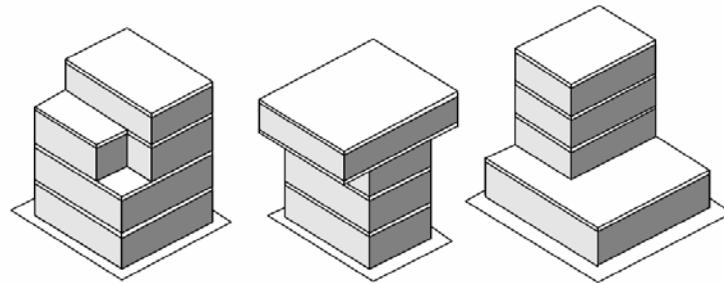
La interrupción de elementos verticales de la estructura ha probado ser la causa de múltiples colapsos parciales o totales en edificios sometidos a sismos, sobre todo cuando la interrupción de los elementos verticales resistentes (muros y columnas) se presenta en los pisos inferiores. La razón del deslizamiento del piso recae en que el nivel en que se interrumpen los elementos es más flexible que los restantes, con lo que aumenta el problema de estabilidad, pero además porque se origina un cambio brusco de rigidez que ocasiona una mayor acumulación de energía en el piso más débil, algunos ejemplos de las consecuencias debidas a esta falla se pueden apreciar en la figura 1.10.



**Figura 1.10 Falla por piso suave**

### **Variación en el tamaño de las plantas en elevación (escalonamientos)**

Los escalonamientos en los volúmenes del edificio se presentan habitualmente por exigencias urbanísticas de iluminación, proporción, estética, etc. (Figura 1.11). Sin embargo, desde el punto de vista sísmico, son causa de cambios bruscos de rigidez y de masa; por lo tanto, traen consigo la concentración de fuerzas que producen daño en los pisos aledaños a la zona del cambio brusco. En términos generales, debe buscarse que las transiciones sean lo más suave posible con el fin de evitar dicha concentración.



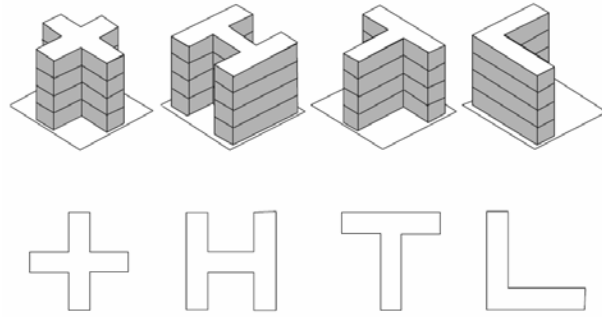
**Figura 1.11 Ejemplo de formas irregulares en elevación**

### **Edificios con plantas de formas irregulares**

Los edificios con plantas de formas irregulares, como L, T, X, H, etc. (Figura 1.12) Presentan en general mal comportamiento, provocado por las torsiones asociadas a excentricidades importantes.

En las plantas irregulares las alas pueden asimilarse a un voladizo empotrado en el cuerpo restante del edificio, sitio en el cual sufren menores deformaciones laterales que en el resto del ala. Por esta razón aparecen grandes esfuerzos en la zona de transición, los cuales producen con frecuencia daños en los elementos no estructurales, en la estructura vertical y aun en el diafragma de la planta.





**Figura 1.12** Ejemplo de plantas irregulares

## 1.2 FILOSOFÍAS DE DISEÑO SISMORESISTENTE

### 1.2.1 Diseño basado en resistencia

El diseño basado en resistencia es uno de los procedimientos con mayor aceptación dentro de los códigos actuales de diseño, entre ellos el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF), este método consiste esencialmente en un diseño elástico con fuerzas reducidas, el cual acepta que parte de la energía inducida a la estructura por el sismo se disipe por deformaciones inelásticas.

Para el diseño de estructuras que no pueden tener deformaciones inelásticas significativas los reglamentos especifican espectros de diseño de referencia, permitiendo que las fuerzas se reduzcan con factores de comportamiento, que dependen del tipo de estructura, y que están en función de su capacidad para disipar energía inelástica, las fuerzas así calculadas se analizan con un modelo lineal de la estructura, para posteriormente revisar que se encuentren por debajo de los estados límite de resistencia.<sup>6</sup>

#### Niveles de desempeño

Dentro del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF), se describen dos estados límite de diseño, los cuales limitan cada uno de los niveles de desempeño. Estos estados límite se comprobarán cumpliendo los requisitos expuestos en el RCDF y sus NTC.

- o Estado límite de falla

*“Art. 148. Se considera como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.”*

- o Estado límite de de servicio

*“Art. 149. Se considera como 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.”*

#### Metodologías existentes

Para el análisis sísmico de estructuras el RCDF y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-Sismo, 2004), establecen la posibilidad de analizarse mediante el método simplificado, el método estático, o algún método dinámico, descrito dentro de sus párrafos.

---

<sup>6</sup> Bazan / Meli, 2007. Diseño sísmico de edificios

- o Método simplificado de análisis

El método simplificado es un variante del método estático, el cual solo se aplica a estructuras a base de muros de carga, de baja altura, planta rectangular, con distribución simétrica de muros y con rigidez suficiente para transmitir la fuerza sísmica a los muros paralelos a la del sismo.

El método permite ignorar los efectos de flexión y de torsión sísmica, concentrando la atención del diseño por fuerza cortante.

Para determinar la fuerza cortante de cada entrepiso se realiza el mismo procedimiento del método estático. Los coeficientes sísmicos, contemplan los efectos del periodo de vibración y de la reducción por factores de comportamiento por lo que se simplifica su aplicación.

- o Método estático

El método estático será aplicado a estructuras que cumplan con el capítulo 6 de las NTC- Sismo, 2004, para estructuras regulares no mayores de 30 m, y estructuras irregulares de no mas de 20 m. Para edificios ubicados en la zona I, los límites anteriores se amplían a 40 y 30m, respectivamente.

En términos generales el método representa la acción sísmica por fuerzas horizontales (ecuación 1.1) que actúan en el centro de masas, en dos direcciones ortogonales, estas fuerzas son distribuidas entre los sistemas resistentes a carga lateral con que cuenta la estructura y se realiza el análisis de cada sistema resistente ante cargas laterales.

$$P_i = \frac{c}{Q'} \left( \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \right) W_o \quad (1.1)$$

donde:  $W_o$  es el peso en la base de la estructura,  $c$  es un coeficiente sísmico y  $Q'$  es el factor de reducción de la fuerza sísmica, en función del periodo de vibración de la estructura.

Factor de reducción

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas para el análisis estático y análisis dinámico modal con los métodos descritos en NTC-Sismo 2004, se empleará el factor de reducción  $Q'$  que se calcula como sigue:

$$Q' = Q; \quad \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a$$

$$Q' = I + \frac{T}{T_a} (Q - 1); \quad \text{si } T < T_a \quad (1.2)$$

donde:  $T$  se toma igual al periodo fundamental de vibración de la estructura cuando se utiliza el método estático, e igual al periodo natural de vibración cuando se utilice el análisis dinámico modal;  $T_a$  es el periodo característico del espectro de diseño y  $Q$  es el factor de comportamiento sísmico.

## Factor de comportamiento sísmico

El factor de comportamiento sísmico  $Q$ , se refiere a la ductilidad que tienen las estructuras para admitir un comportamiento inelástico, en función de la calidad de los materiales y al diseño estructural.

Las NTC-Sismo (2004) describen los valores adoptados por el factor de comportamiento sísmico, según cumpla con la condición de estructuración, siguiente:

### *Requisitos para $Q=4$*

Se usará  $Q=4$  cuando se cumplan los requisitos siguientes:

a) La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.

b) Si hay muros de mampostería ligados a la estructura en la forma especificada en la sección 1.3.1 de las NTC-Sismo (2004), éstos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.

c) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros que se hallen en el caso de la sección 1.3.1 de las NTC-Sismo (2004). El último entrepiso queda excluido de este requisito.

d) Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las Normas correspondientes para marcos y muros dúctiles.

e) Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas correspondientes, o están provistos de contraventeo excéntrico de acuerdo con las mismas Normas.

### *Requisitos para $Q=3$*

Se usará  $Q=3$  cuando se satisfacen las condiciones b y d o e para  $Q=4$  y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones a o c para  $Q=4$ , pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por

combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las Normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las Normas correspondientes.

#### *Requisitos para $Q=2$*

Se usará  $Q=2$  cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado para  $Q=4$  y  $Q=3$ , o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes.

También se usará  $Q=2$  cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las Normas correspondientes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las Normas respectivas, o de algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

#### *Requisitos para $Q=1.5$*

Se usará  $Q=1.5$  cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos en donde  $Q=3$  y  $Q=2$ , o por marcos y armaduras de madera, o por algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

#### *Requisitos para $Q=1$*

Se usará  $Q=1$  en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción de la Administración, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica; también en algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

En todos los casos se usará para toda la estructura, en la dirección de análisis, el valor mínimo de  $Q$  que corresponde a los diversos entrepisos de la estructura en dicha dirección.

El factor  $Q$  puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

- o Método dinámico

Las NTC- Sismo (2004), aceptan como métodos de análisis dinámico, el análisis modal y el cálculo paso a paso de respuestas a sismos específicos. Este método permite

realizar análisis sísmicos de estructuras resolviendo las ecuaciones de movimiento, por lo que adicional a los métodos descritos incluyen las propiedades inerciales y el amortiguamiento. El análisis dinámico es más preciso por que agrega información ignorada o considerada indirectamente en el análisis estático.

## 1.2.2 Diseño basado en desempeño

Desde hace 25 años aproximadamente, se ha ido considerando paulatinamente la idea, de que no necesariamente un incremento en la resistencia global de una estructura garantizará la seguridad de ésta y, por consiguiente, no necesariamente reduce el daño. Los conceptos a partir de los cuales ha surgido este planteamiento, corresponden a los principios de diseño por capacidad, los cuales fueron introducidos en Nueva Zelanda por Park y Paulay (1975). A partir de este momento se comenzó a desarrollar una nueva filosofía de diseño, en la cual la distribución de la resistencia a lo largo de toda la estructura era más importante que el valor global del cortante basal de diseño. Un importante avance consistió en identificar que una estructura constituida por marcos podría comportarse mejor ante una acción sísmica, si pudiera garantizarse que las rótulas plásticas se formen en las vigas, y no en las columnas (mecanismo de viga débil - columna fuerte), y si la resistencia del cortante de los miembros excediera a la correspondiente resistencia a flexión. Estos dos aspectos pueden ser considerados como el inicio de la nueva filosofía de diseño basada en el desempeño, por medio de la cual es posible controlar y predecir tanto el comportamiento de la estructura como el potencial de daño (Priestley, 2000).<sup>7 8 9</sup>

El diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiados que permitan el dimensionamiento y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para unos niveles de movimiento del terreno determinados y con ciertos niveles de confiabilidad, los daños en la estructura no deberán superar ciertos estados límite (Bertero, 1997). De acuerdo al comité VISIÓN 2000 (comité designado por la Sociedad de Ingeniería Estructural de California para estudiar la posibilidad de implementar metodologías de diseño sismorresistente basadas en desempeño), la ingeniería basada en el desempeño no sólo involucra aspectos relacionados con el diseño, sino que también considera todas, aquellas actividades necesarias tanto para el proceso constructivo, como para las tareas de mantenimiento, que permiten que las estructuras exhiban un desempeño sísmico predecible cuando se ven afectadas por sismos de diferente severidad.

El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño en un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento. Este concepto no es sólo aplicable a edificios, sino que puede ser extendido a todo tipo de estructuras e incluso a sus componentes no estructurales y contenidos.

El diseño sísmico por desempeño es un proceso que comenzó con el planteamiento inicial de un proyecto y termina cuando la estructura deja de existir. Este proceso

---

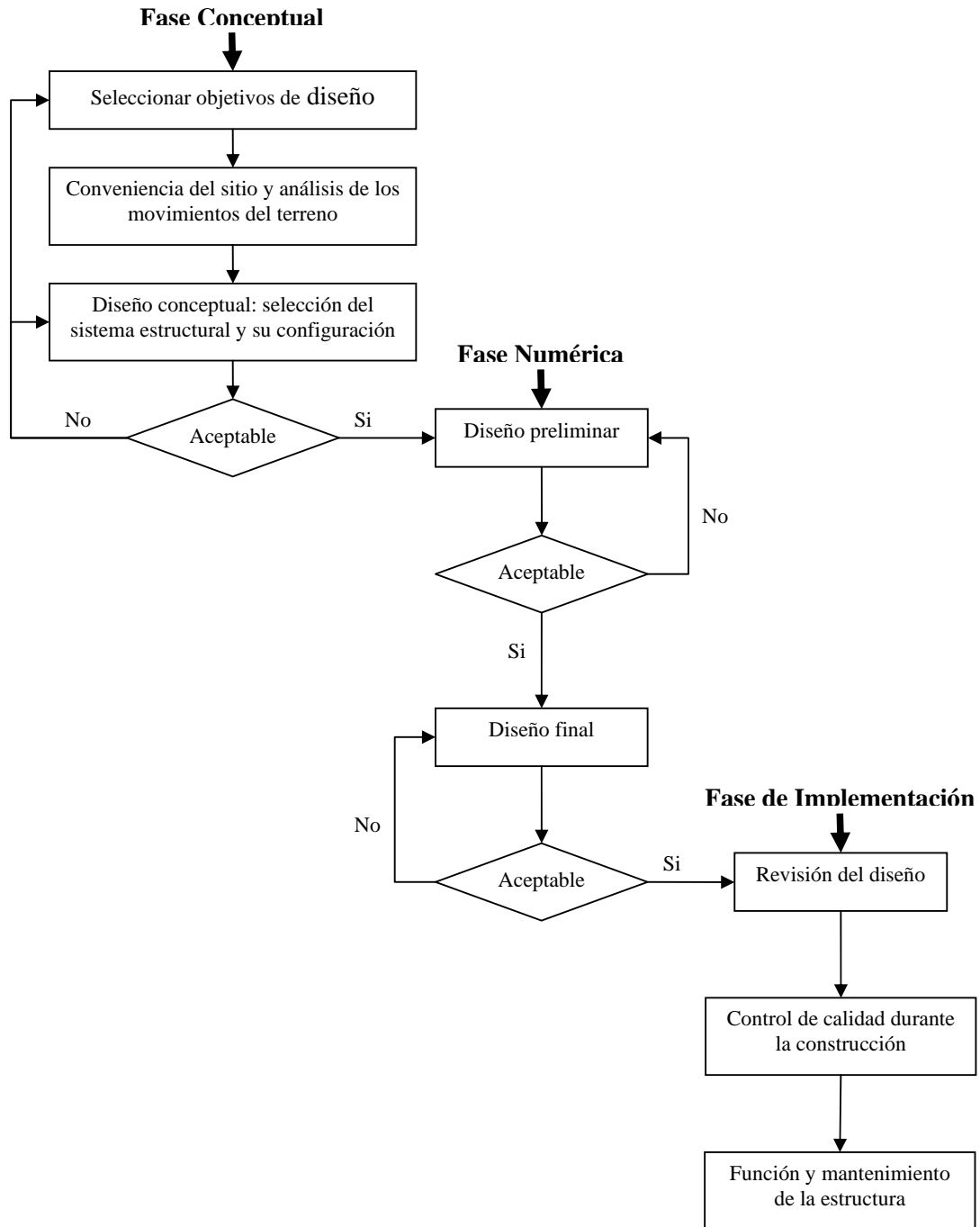
<sup>7</sup> Ricardo León Bonett Díaz, 2003, Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada.

<sup>8</sup> Julián Carrillo, 2008, Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Estructuras Utilizando un Diseño por Desempeño.

<sup>9</sup> <http://dialnet.unirioja.es/>

incluye: la selección de los objetivos de desempeño, la determinación de la conveniencia del sitio, el diseño conceptual (fase conceptual), el diseño preliminar, el diseño final, los chequeos de aceptabilidad durante el diseño (fase numérica), la revisión del diseño, el control de calidad durante la construcción, y el mantenimiento durante la vida de la estructura (fase de implementación). Cada paso es crítico para el proceso y el éxito del diseño y debe ser dirigido hacia niveles aceptables consistentes con el objetivo de desempeño seleccionado.

La Figura 1.13 muestra un diagrama del marco conceptual de la ingeniería basada en el desempeño propuesta por el comité Visión 2000.



**Figura 1.13 Diagrama conceptual del diseño basado en desempeño sísmico de estructuras**

La fase conceptual del diseño basado por desempeño se debe enfocar hacia la concepción de una solución estructural y no estructural del problema del diseño planteado. En esta fase se tendrá que tener en cuenta: el planteamiento de los objetivos de diseño, los cuales estarán definidos por los estados límite u otros estados de utilidad; será necesario definir de acuerdo con la sismicidad del sitio donde se ubica la construcción, si éste es adecuado para la obra proyectada; se planteará el diseño conceptual de la construcción, el cual deberá establecer la configuración global de la



estructuración, la configuración estructural, los sistemas y materiales estructurales, el sistema de cimentación y el tipo de elementos no estructurales.

En la fase numérica la cual podemos ver constituida por dos etapas, las cuales involucran el dimensionamiento y el detallado de los sistemas estructurales y no estructurales, tienen los siguientes objetivos:

- a) El dimensionamiento preliminar tiene los mismos objetivos que el de los procedimientos de diseño basados en resistencia, estos establecen las dimensiones de los miembros estructurales, y estiman sus demandas de resistencia, así como las distorsiones de entrepiso. Sin embargo, se propone que el dimensionamiento de los miembros estructurales se base en los valores de los parámetros de diseño, en lugar de límites prescritos de desplazamiento. Además las demandas de resistencia y distorsiones de entrepiso deberán estimarse utilizando espectros de resistencia, representativos de todos los niveles sísmicos considerados.

Una vez que se determinaron las dimensiones de los miembros estructurales, se estimaron las demandas locales de resistencia y la distorsión de entrepiso, es necesario realizar un detallado preliminar en el cual se estimará la cantidad y se definirá el detallado del refuerzo longitudinal y transversal de los miembros estructurales y se detallarán los miembros no estructurales. Se revisará desde el punto de vista técnico, económico y de construcción con el fin de determinar si la propuesta de diseño es satisfactoria.

- b) Una vez que el diseño preliminar está listo será necesario definir el diseño final de la estructura con el uso de un análisis más detallado para revisar si el comportamiento se ajusta a los objetivos de diseño. Además esta etapa es necesaria para identificar posibles deficiencias en el diseño debido al uso de métodos de análisis elásticos; y determinar los suministros definitivos, locales y globales, de deformación y de disipación de energía de la estructura. Al igual que el diseño preliminar se llevará a cabo un estudio de factibilidad en función del punto de vista económico, técnico y de construcción.

En la fase de implementación antes de iniciar el proceso de construcción será necesario llevar a cabo una revisión, de los objetivos de diseño y consideraciones económicas y de construcción de la estructura global. Durante la construcción deberá garantizarse la calidad del diseño mediante la revisión detallada o supervisión. Además, el diseño por desempeño no puede ser exitoso sin una supervisión adecuada y continua del mantenimiento, ocupación y función de la estructura.

### **1.2.3 Diseño basado en desplazamiento**

Dentro de los diferentes enfoques que tiene el diseño sísmico basado en desempeño, se tiene el diseño sísmico basado en desplazamiento para el diseño de nuevas estructuras o la evaluación de las ya existentes, los desplazamientos son las principales variables de respuesta para el diseño o la evaluación. Las demandas sísmicas y la magnitud de daño en las estructuras está muy correlacionado con los desplazamientos en los elementos de nuestras edificaciones ante un evento sísmico. Es por ello que los métodos de diseño sismorresistente basados en desplazamientos han ganado

popularidad en el diseño de edificios y puentes ya que presentan varias ventajas sobre los métodos tradicionales basados en fuerzas.

La principal diferencia entre los métodos basados en desplazamientos y los basados en fuerzas radica en que los primeros utilizan desplazamiento como medida de la demanda sísmica y también como indicador del nivel daño (figura 1.14), tomando ventaja de que el daño se correlaciona mejor con los desplazamientos que con las fuerzas.

Los métodos basados en desplazamientos se pueden diferenciar en función de las hipótesis sobre el comportamiento estructural en los que éstos se basan. Una diferencia fundamental entre los métodos basados en desplazamientos radica en las metodologías utilizadas que permiten que la respuesta no-lineal de las estructuras sea considerada como lineal en el proceso de diseño. Métodos como los propuestos por Caltrans y FEMA utilizan modelos que relacionan en forma directa los desplazamientos inelásticos con los desplazamientos elásticos del sistema equivalente usado en diseño, mientras que métodos como el Espectro de Capacidad (ATC-40) y el Diseño Directo Basado en Desplazamientos utilizan sistemas equivalentes con periodo alargado y amortiguamiento equivalente.

En el Capítulo 2 y 3 se profundizará más en el tema del diseño basado en desplazamientos, así como sus metodologías y criterios de análisis.

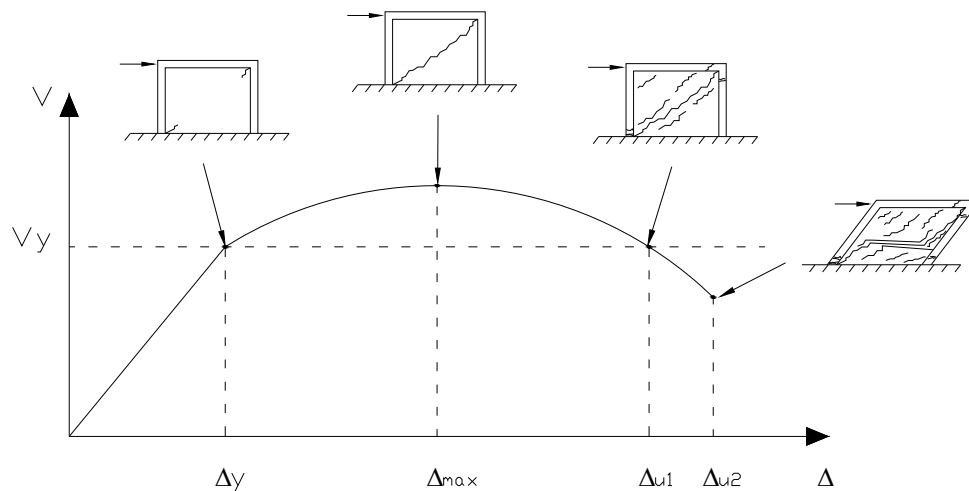


Figura 1.14 Desempeño de un muro de mampostería en términos de desplazamiento

### 1.2.4 Ventajas del diseño basado en desplazamiento

Como se mencionó en el apartado titulado Diseño Basado en Resistencias, en los reglamentos de diseño actuales se identifican dos objetivos de diseño, los cuales permanecen implícitos en las exigencias de los reglamentos y normas vigentes.

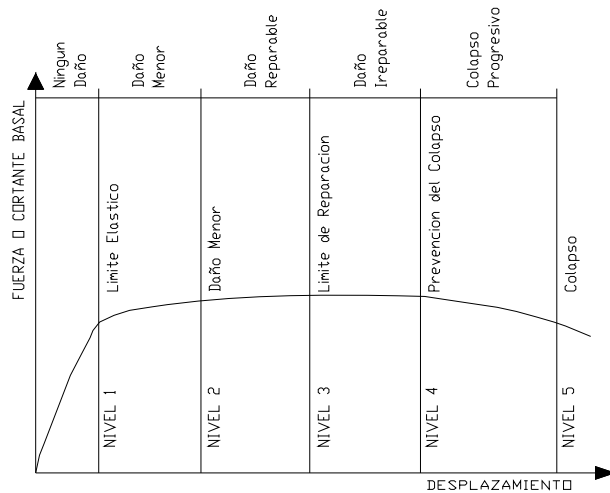
Para cumplir estrictamente con los objetivos de diseño sísmico expuestos en el párrafo anterior, deberían realizarse dos diferentes análisis: uno para un sismo moderado en el que se revisarían las condiciones de servicio, considerando un modelo de comportamiento elástico-lineal; y un análisis en el que se revisaría la seguridad contra

un mecanismo de falla para un sismo de intensidad extraordinaria. Este análisis debe considerar comportamiento plástico (no lineal) de la estructura.

La secuencia del análisis anterior resulta, obviamente, muy laboriosa y solo se emplea para estructuras de gran importancia en la actualidad. Los reglamentos de diseño de edificios tratan de cumplir con los objetivos establecidos, mediante una sola etapa de análisis. Esto da lugar a simplificaciones drásticas y no siempre bien fundadas, que son motivo de controversia, ya que no queda claro como se deriva el método de análisis y como se justifican algunos valores básicos de los parámetros de diseño.

Por otra parte, el procedimiento de diseño no incluye una revisión explícita de la seguridad ante el colapso (estado límite de falla). Solo se supone que, al obedecer requisitos de ductilidad, la estructura dispondrá de capacidad de disipación inelástica de energía suficiente para evitar el colapso.

En la figura 1.15 se puede observar claramente que la metodología basada en desplazamientos da una mejor certidumbre en cuanto al punto donde se encuentra la resistencia de un elemento, por un lado tenemos la fuerza o cortante suministrado a una estructura y por el otro la deformación que sufre al aplicar dicha fuerza. Si nosotros conocemos el desplazamiento de la estructura podemos determinar en que nivel de daño se encuentra la estructura, sin embargo si conocemos la fuerza resistida por la estructura es mucho más complicado conocer el grado de daño en la estructura, ya que una misma fuerza puede indicarnos dos niveles de daño distintos en el gráfico.



**Figura 1.15 Curva de capacidad, niveles de desempeño y niveles de daño**

En la Tabla 1.2 se identifican algunas ventajas y desventajas de cada uno de los métodos anteriormente mencionados.

**Tabla 1.2 Comparativa del diseño basado en resistencia & diseño basado en desplazamiento**

<b>Objetivo</b>	<b>Diseño Basado en Resistencia</b>	<b>Diseño Basado en Desplazamientos</b>
Niveles de Desempeño	Aunque este método prevé niveles de desempeño, estos no son completamente explícitos en su definición y se logran a partir de una sola etapa de análisis. Esto provoca simplificaciones drásticas y no siempre bien fundadas que son motivo de controversia.	Este método, evalúa cada nivel de desempeño con su correspondiente nivel sísmico. Logrando así, una definición explícita de los requisitos para cada nivel de desempeño.
Estado límite de falla	Al evaluar la estructura dentro del rango elástico, no incluye una revisión explícita de la seguridad ante el colapso, supone que al obedecer ciertos requisitos de ductilidad dispondrá de la suficiente capacidad de disipar energía, para prevenir el colapso.	Para el estado límite de falla el DBD, si considera el comportamiento plástico de la estructura. Con lo que se tiene una mejor definición de los posibles daños que pudiesen presentarse ante un evento extraordinario.
Control de daño	El RCDF establece: "cada sismo que resiste una estructura le resta un 10 % de su capacidad de carga".	Posterior a un sismo las deformaciones estarán relacionadas con el daño, con lo que se podrá determinar las condiciones de la estructura al paso de uno o más sismos.
Factores de sobrerresistencia	Desventaja económica por factores de sobrerresistencia conservadores.	Al tener un mejor manejo de los factores de sobrerresistencia se obtienen ventajas económicas.
Docilidad	Mayor simplicidad además de ser aplicado a estructuras con asimetría en planta como en elevación.	Mayor complejidad, hasta el momento se aplica a estructuras regulares en el plano.

# CAPÍTULO 2

## DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTO

### 2.1 CONSIDERACIONES GENERALES

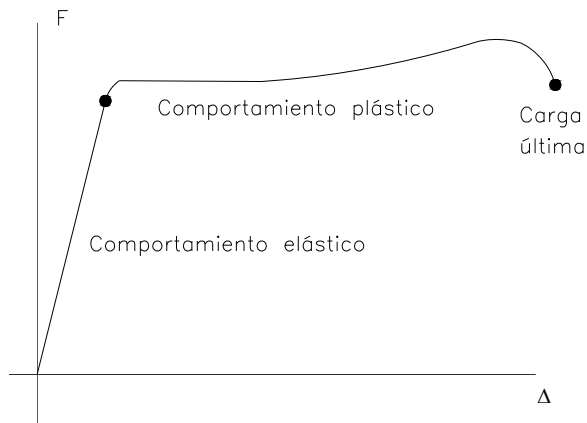
Dentro de la filosofía de diseño vale la pena revisar algunos requerimientos básicos que se deben conocer antes de adentrarnos en el estudio de sus diferentes métodos, así como conceptos que en ella se involucran. De esta manera se destaca que este esquema de diseño está arraigado con métodos de diseño plástico, es decir, diseños en el que se cumpla daño en la estructura sin llegar al colapso, por lo que es importante tener presente los conceptos básicos de análisis plástico; derivado de lo anterior, es indispensable identificar los diferentes estados de daño de la estructura lo cual da lugar a la definición de los niveles de desempeño acorde a diversas propuestas por parte de comités de investigación; conocidos los niveles de desempeño es relevante analizar los criterios de diseño para poder satisfacer dichos niveles. En lo que sigue se hará una descripción de estos aspectos.

#### 2.1.1 Análisis plástico

Aunque el origen del análisis plástico se remonta a mediados del siglo XIX, el mayor desarrollo y la aceptación del diseño plástico, tuvo lugar durante las últimas décadas, a consecuencia de las investigaciones llevadas a cabo desde comienzos del siglo pasado.

El método permite obtener diseños más racionales, una cierta economía en los materiales y mecanismos de colapso en estructuras.

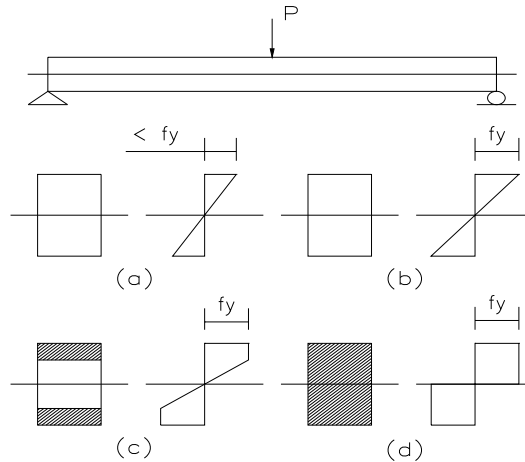
Una estructura construida con un material con características adecuadas de ductilidad puede seguir soportando cargas crecientes pese a que en algún lugar el material haya abandonado el rango elástico. Entonces, de seguir el proceso de carga, aparecerán puntos en los cuales se inicia la etapa plástica, hasta que finalmente ese número de puntos es tal que la estructura llega al colapso. Esto ocurre cuando la estructura está sometida a la denominada carga última.



**Figura 2.1 Gráfico esfuerzo deformación**

Las estructuras de acero, pueden ser diseñadas considerando que se forman articulaciones plásticas conforme el acero fluye, hasta que la estructura se convierte en un mecanismo y falla. En concreto reforzado también se pueden formar articulaciones plásticas si el porcentaje de acero de refuerzo es pequeño, de tal manera que el acero fluye antes que el concreto se fracture.

Cuando todas las fibras de un elemento estructural alcanzan el estado plástico en la misma sección se produce una articulación plástica.



**Figura 2.2 Formación de una articulación plástica**

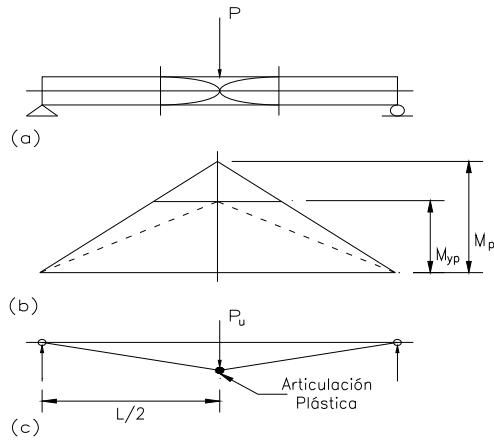
Una vez alcanzado el estado en (d) de la Figura 2.2, cualquier incremento de carga adicional causará el colapso del elemento. En este momento se dice que se ha formado una articulación plástica.

Para explicar de manera superficial el análisis plástico de una estructura, se tomará como referencia un ejemplo en el que se obtendrá la carga límite  $P_u$ , para una viga dúctil simplemente apoyada con una fuerza P, aplicada en el punto medio de la viga, (Figura 2.3).

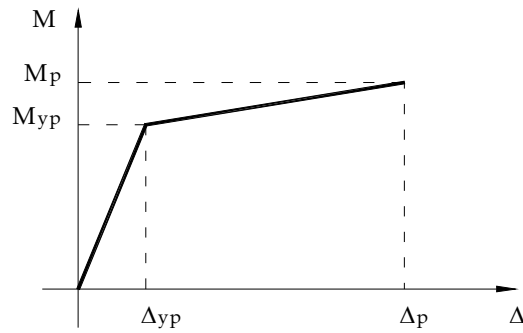
Momento máximo M.

$$M = \frac{PL}{4}$$

Si  $M \leq M_{yp}$  la viga se comporta elásticamente (Figura 2.3). Una vez que se excede el momento  $M_{yp}$  comienza a fluir la viga y continúa hasta que se alcanza el momento plástico  $M_p$  (Figura 2.4). En ese instante se forma una articulación plástica en el punto de aplicación de la carga formando el mecanismo de colapso (Figura 2.3 c).<sup>10 11</sup>



**Figura 2.3 Ejemplo de articulación plástica**



**Figura 2.4 Momento vs. Deformación**

<sup>10</sup> Egor P. Popov 2000, “Mecánica de Sólidos”, Editorial, Edison Pearson.

<sup>11</sup> J GERE (2004), “Timoshenko Resistencia De Materiales”, Editorial: PARANINFO

## 2.1.2 Niveles de desempeño

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales: 1) los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales, 2) la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños y 3) la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto.

El comité visión 2000 ofrece la siguiente definición: “Un estado límite de daño es una expresión del máximo daño permisible en una estructura, dado que un nivel sísmico de diseño específico le afecta. El estado de los elementos estructurales, elementos no estructurales y el contenido deben considerarse en los estados límite de daño. Los estados límite de daño deben expresarse en términos cualitativos, que tengan significado para el público en general, y en términos técnicos, útiles para el diseño y la evaluación ingenieril”.<sup>12</sup>

Dos de las principales metodologías, las cuales describen estos niveles de desempeño son la descrita por el Comité VISION 2000 y la definida por el ATC-40.

### Comité VISIÓN 2000

El comité visión 2000 define cuatro niveles de desempeño que se identifica a través de los siguientes calificadores:

- **Operación completa:** corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.
- **Operación:** en este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores.
- **Seguridad de vida:** está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, se ven reducidas posiblemente en gran porcentaje, sin embargo, aun permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual, es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.
- **Colapso incipiente:** la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura

---

<sup>12</sup> Amador Teran Gilmore 1997, “Replanteamiento de los métodos actuales de diseño sismorresistente mediante el uso de conceptos de desempeño”, Ingeniería Civil 333



aproximándose al colapso. Los servicios de evaluación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde un punto de vista económico.

La aceptación de diferentes niveles de daño se determina con base en la frecuencia con que este daño pueda presentarse, y a las expectativas que la sociedad tenga del comportamiento de la estructura, el tipo de comportamiento deseado para un edificio de acuerdo con su ocupación, la importancia de sus funciones, y de su importancia como un recurso cultural o histórico. Debe aclararse que la satisfacción de los niveles de desempeño nunca estará garantizada, pero puede esperarse con niveles definidos de riesgo y confiabilidad, que deben establecerse o reconocerse con anterioridad.

La tabla 2.1 resume las principales características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados discretos de daño.

**Tabla 2.1 Principales características asociadas a los niveles de desempeño**

Estado de daño	Nivel de desempeño	Descripción de los daños
Despreciable	Totalmente Operacional	Daños estructurales y no estructurales despreciables o nulo. Los sistemas de evaluación y todas las instalaciones prestando sus servicios.
Leve	Operacional	Agrietamiento en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evolución funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Pre-Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Perdida parcial o total del soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

### **Definición del ATC-40**

La definición de los niveles de desempeño para las estructuras descrito por el ATC-40, corresponde a la combinación de los niveles utilizados para los elementos estructurales y los niveles correspondientes a los elementos no estructurales, cada uno definido de forma independiente.

## Niveles para los elementos estructurales

En este caso solo se definen tres niveles de desempeño: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural. Adicionalmente, establecen dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada. Estos rangos intermedios permiten discriminar, de manera más adecuada y útil, el desempeño de las estructura. Esta división puede ser útil para el reforzamiento o evaluación de una estructura. Estos niveles se identifican por la abreviación, SP-n ( SP “Structural Performance” por sus siglas en inglés y n es un número que varía entre 1 y 6).

**SP-1, Ocupación inmediata:** los daños son muy limitados, el sistema resiste las cargas laterales y verticales sin afectar sus condiciones de capacidad y resistencia. No se presentan pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona normalmente.

**SP-2, Daño controlado:** es un estado de daño intermedio entre el estado de ocupación inmediata y el de seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque pueden verse afectados.

**SP-3, Seguridad:** después del sismo la estructura se encuentra aun dentro de los márgenes de seguridad frente a un posible colapso parcial o total. Pueden presentarse heridos en el interior así como en el exterior, sin embargo el riesgo de la vida de los ocupantes debido a un fallo estructural es muy bajo. Posiblemente sea necesario reparar la estructura antes de ser ocupada nuevamente, siempre y cuando sea factible desde el punto de vista económico.

**SP-4, Seguridad Limitada:** estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en este, algunas partes de la estructura pueden requerir reforzamiento para garantizar el nivel de seguridad de la estructura.

**SP-5, Estabilidad estructural:** este nivel corresponde al estado límite de daño, en el cual el sistema estructural está muy cerca del colapso parcial o total. Se producen graves daños, pérdida de la rigidez y resistencia de los elementos estructurales. A pesar que el sistema de soporte vertical continúa funcionando, hay un alto riesgo de que se presente el colapso a causa de posibles replicas. Es muy probable que los daños en las estructuras sean técnica y económicamente irreparables.

**SP-6, No considerado:** este no es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que se requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento.

## Niveles para los elementos no estructurales

Se consideran cuatro niveles de desempeño para los elementos no estructurales: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza reducida. Estos niveles se representan con las siglas NP-n, por sus siglas en inglés “Nonstructural Performance” y n toma valores entre A y E.

**NP-A, Operacional:** los elementos no estructurales, maquinaria y sistemas del edificio continúan funcionando normalmente después del sismo.

**NP-B, Ocupación inmediata:** a pesar de que los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las máquinas y equipos. Algunos servicios pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.

**NP-C, Seguridad:** pueden presentarse daños en los elementos no estructurales, sin que se llegue al colapso, ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes. Los sistemas,

equipos y maquinaria puede verse seriamente afectados, en algunos casos, será necesario repararlos o en el peor de los casos reemplazarlos.

**NP-D, Amenaza reducida:** se presentan daños severos en los elementos no estructurales, contenidos y sistemas, pero sin llegar al colapso o a la falla de grandes elementos de mampostería, muro, entre otros, los cuales pueden causar heridas a grupos de personas.

**NP-E, No considerado:** no es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tengan un efecto directo en la respuesta estructural, como los muros de mampostería de relleno.

#### Niveles para las estructuras

En la tabla 2.2 se muestran las combinaciones propuestas en el ATC-40 de los niveles de desempeño de los elementos estructurales y los no estructurales. Estas combinaciones representan el comportamiento global del edificio. Entre ellas es posible distinguir cuatro niveles principales de desempeño fundamentales para una estructura y también otros niveles para casos específicos.

**1-A, Operacional:** los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. Las reparaciones necesarias no impiden la ocupación del edificio, por lo que la estructura se encuentra en estado de completa funcionalidad.

**1-B, Ocupación inmediata:** corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, a pesar de que puedan ocurrir daños en algunos de los contenidos. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.

**3-C, Seguridad:** es nula la probabilidad de pérdidas humanas. Este nivel corresponde al desempeño que los reglamentos actuales tienen como objetivo. Se presentan daños estructurales limitados en los elementos estructurales y algunos no estructurales como acabados y fachadas, estos pueden fallar, sin que se ponga en riesgo la seguridad de los ocupantes.

**5-E, Estabilidad estructural:** el margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles replicas es bastante alta, el sistema de cargas verticales continua garantizando la estabilidad del edificio. No es necesario evaluar los niveles de daño no estructural debido al grave daño en los elementos estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes ante replicas, por lo que se sugiere desalojar y en algunos casos demoler la estructura.

**3-B:** Este nivel presenta un riesgo de daño estructural que podrían impedir a la edificación ser ocupada. Sin embargo, la protección no estructural, evita las perturbaciones internas significativas, sobre todo, por los bajos niveles de agitación. Aunque rara vez se aplica a un edificio, este nivel es más comúnmente aplicado a servicios informáticos.

**1-C:** es poco probable que se combine el nivel de desempeño estructural SP1 con el nivel de desempeño no estructural NP-C.

**2-A, 2-B, 2-C y 2-D:** Es poco probable, pero posible. Es necesario desarrollar la creación de criterios específicos para estos casos para adaptarse a los sistemas que requieren protección especial.

**3-D:** Este requisito del código de construcción para los edificios nuevos, es generalmente pensado para ser destinado a proporcionar un rendimiento sísmico

similar al nivel de desempeño 2-C para el 10 por ciento en 50 años del movimiento de la tierra.

**3-E:** Este nivel podrá ser usado si el trabajo estructural es menor o localizado, o si el financiamiento limitado se opone a grandes gastos no estructurales.

**4-C, 4-D, 4-E:** Similares a la SP-4, estos niveles son los principales marcadores de posición para la reducción del riesgo estructural que no cumplan con un nivel antes descrito. Una variedad de mejoras estructurales también pueden ser hechas.

**5-C, 5-D, 6-C, 6-D:** En algunos casos, mejorar el rendimiento no estructural puede ser deseable con poca o ninguna consideración de desempeño estructural.

**Tabla 2.2 Combinaciones propuestas por el ATC 40**

Niveles de desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
NP-A	<b>1-A Operacional</b>	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	<b>1-B Ocupación inmediata</b>	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	<b>3-C Seguridad</b>	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	<b>5-E Estabilidad estructural</b>	No Aplicable

NR: combinación No Recomendada

### 2.1.3 Criterios de diseño

En el diseño sísmico basado en desplazamiento se busca correlacionar el desplazamiento de la estructura con el daño que sufre la misma. De esta manera el desplazamiento es un factor que describe de mejor forma el desempeño sísmico ante diferentes escenarios sísmicos; los cuales se pueden traducir en intensidades de movimiento que a su vez se manejan en términos de demandas de desplazamiento sísmico en la edificación. No obstante, también es cierto que con base a dicho parámetro se puede proveer a la construcción de la rigidez y resistencia necesaria para que desarrolle un desplazamiento objetivo que conlleve a un nivel de daño admisible ante un escenario sísmico crítico a lo cual se le denomina control de daño en la estructura.

Al tomar en cuenta que el común denominador de esta filosofía de diseño es el desplazamiento, resulta importante disponer de criterios confiables que hagan una buena estimación de las demandas sísmicas de desplazamiento (D), además de disponer de criterios claros para valorar la capacidad de deformación de la estructura (C), de tal forma que con ello se pueda hacer un diseño racional y confiable al cumplir con el siguiente requerimiento  $C \geq D$ .

En este capítulo se dedicará un apartado para discutir estos criterios a fin de establecer cuales son los más confiables para el diseño de edificios de concreto reforzado: haciendo hincapié en las columnas.

## 2.2 MÉTODOS

Dentro de los métodos de diseño basado en desplazamiento, existen diferentes enfoques según Sullivan et al., (2003), entre los más destacados se encuentra el diseño basado en desplazamiento directo (Priestley et al., 1996), el espectro del punto de fluencia (Aschheim y Black, 2000) y el espectro de capacidad (Freeman, 1998), entre otros (Tabla 2.3).

**Tabla 2.3 Métodos de diseño basado en desplazamiento Sullivan et al., (2003)**

Espectro de capacidad	Espectro de punto de fluencia.	Basado en desplazamiento directo.
Moehle [1992] FEMA [1997] UBC [1997] Panagiotakos and Fardis [1999] Albanesi et al. [2000] Fajfar [2000]	Browning [2001]	SEAOC [1999] Ascheim and Black [2000] Chopra and Goel [2001]
ATC [1996] Paret et al. [1996] Chopra and Goel [1999]	Gulkan and Sozen [1974]	Kowalsky [1995] SEAOC [1999] Priestley and Kowalsky [2000]
Kappos and Manafpour [2000]		

### 2.2.1 Diseño directo basado en desplazamiento (DDBD)

El método de diseño directo basado en desplazamientos (Priestley, 2000) puede usarse para el diseño de columnas en puentes, Kowalsky et al. (1995), pilas y pilotes prebarrenados en subestructuras (Suárez y Kowalsky, 2006) y edificios de concreto (SEAOC, 2003; Priestley y Kowalsky, 2000).

El procedimiento directo basado en desplazamiento, modela un sistema inelástico con propiedades elásticas equivalentes, la estructura inelástica en su máximo desplazamiento es reemplazada por un sistema elástico de un grado de libertad, que es equivalente por el uso de rigidez secante al punto de respuesta máxima, este método se deriva principalmente del método de la estructura substituta desarrollado por Gulkan y Sozen (1974). En este procedimiento se busca encontrar las características más adecuadas para la sección, tales como: sección geométrica, la cantidad de refuerzo así como su detallado, que desarrollen un desplazamiento predeterminado por el sismo de diseño. Generalmente este procedimiento se usa para un comportamiento asociado a la respuesta última. Los principales pasos en la aplicación de DDBD son:

- 1.- Propuesta del tamaño y configuración de la estructura.
- 2.- Determinación de un perfil de desplazamiento objetivo.
- 3.- Definición del sistema equivalente de un grado de libertad.

- 4.- Determinación de la rigidez y resistencias requeridas para alcanzar el desempeño propuesto en el paso 2.
- 5.- Diseño de los elementos utilizando principios de diseño por capacidad.

Si la resistencia requerida de la sección no puede darse debido a la cuantía de refuerzo, el procedimiento se repite modificando el tamaño de la sección.

### 2.2.2 Método del espectro de capacidad

El método del espectro de capacidad es un procedimiento gráfico donde se compara la capacidad de una estructura con las demandas que le impone un determinado movimiento sísmico, el método del espectro de capacidad fue desarrollado para evaluar el desempeño de una estructura en la cual conocemos el tamaño de las secciones, así como la resistencia de los miembros. El método se basa en relacionar la respuesta de una estructura de un grado de libertad (1GDL) equivalente, con la de una estructura de varios grados de libertad (VGDL). La representación gráfica permite la evaluación visual de cómo la estructura se desempeñará cuando se somete a un movimiento sísmico. La capacidad de la estructura está representada por una curva fuerza-desplazamiento, obtenida a partir de un análisis estático no lineal (pushover). Las fuerzas cortantes en la base y los desplazamientos de la azotea son convertidos en aceleraciones y desplazamientos espectrales de un sistema equivalente de 1GDL. Estos valores espectrales definen el espectro de capacidad. El método utiliza el espectro de respuesta en formato aceleración-desplazamiento, en el cual las aceleraciones espectrales se dibujan contra los desplazamientos espectrales, con los periodos,  $T$ , representados por líneas radiales (Fajfar, 1999). La intersección de las curvas de demanda con la de capacidad, se interpreta como la demanda de desplazamiento esperada en la estructura durante la excitación sísmica (Figura 2.5).

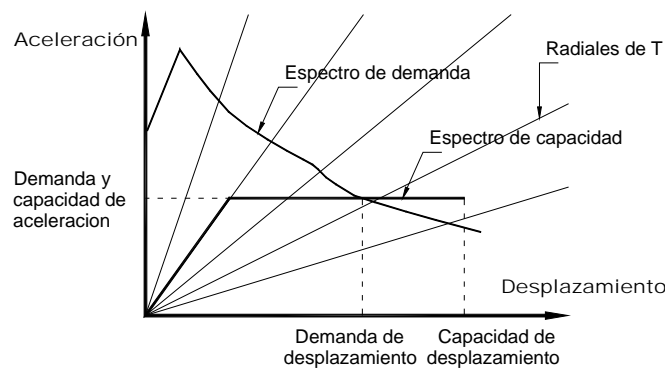


Figura 2.5 Método de espectro de capacidad

### **2.2.3 Método basado en el espectro de punto de fluencia**

En el método basado en el espectro de punto de fluencia se busca definir la rigidez y resistencia que debe tener la estructura con el fin de limitar su desplazamiento y ductilidad dentro de valores convencionales durante una excitación sísmica. Esto se logra con la construcción de un espectro en el que se efectúan curvas de demanda, asociadas a diferentes ductilidades, en las cuales se selecciona la rigidez y resistencia elástica del sistema estructural, cuyo desplazamiento de fluencia, multiplicado por la respectiva ductilidad de la curva de demanda seleccionada, sea igual al desplazamiento máximo al que se quiere limitar la estructura.

Otro de los métodos más importantes y que se encuentra en aplicación en el estado de California es el desarrollado por Caltrans (2004), el cual fue cambiado al diseño basado en desplazamientos en 1999 y consolidado por las recomendaciones del ATC-32 (American Technology Council) para el diseño de puentes.



## 2.3 CRITERIOS PARA EVALUAR DEMANDAS SÍSMICAS DE DESPLAZAMIENTO

Para evaluar las demandas de desplazamiento sísmico existen métodos precisos como el análisis no lineal paso a paso, sin embargo se dispone de métodos aproximados, que se clasifican en tres grupos: métodos basados en linealización equivalente, métodos basados en factores de modificación de desplazamiento ( $C_\mu$ ) y métodos basados en factores de reducción de resistencia ( $R_\mu$ ) (Rivera, 2005b).

En la mayoría de los casos se recurre a los métodos aproximados debido a la complejidad y a la poca aplicabilidad de los métodos exactos en la práctica profesional.

Los métodos aproximados tienen sus orígenes con Veletos y Newmark (1960) los cuales desarrollaron el primer antecedente para calcular las demandas de desplazamiento inelástico, en el cual estudiaron la respuesta de sistemas de un grado de libertad al ser sometidos a pulsos simples y a unos pocos acelerogramas, concluyendo que, para estructuras de periodo intermedio y largo, las deformaciones máximas de los sistemas con comportamiento inelástico eran en promedio aproximadamente iguales a las estructuras con comportamiento elástico-lineal. Este estudio al igual que otros dio lugar a la famosa regla de iguales desplazamientos que se utiliza en los reglamentos de diseño sísmico de la mayoría de los países.

En 1991 Miranda, con su investigación reveló que la relación del máximo desplazamiento inelástico entre el máximo desplazamiento elástico de un sistema de un grado de libertad, depende del periodo de vibración del sistema, del nivel de deformación inelástica y de las condiciones locales del suelo. Este hecho fue ratificado por Rahnama y Krawinkler (1993).

Al igual que los otros procedimientos, Newmark y Hall, 1973; Miranda, 1993; Ordaz y Pérez, 1998; entre otros, han puesto gran atención en procedimientos para asegurar un control de las deformaciones inelásticas de las estructuras, en este caso, por medio de factores de reducción de resistencia. Con este enfoque se estima la resistencia lateral necesaria para limitar las demandas de ductilidad a partir de espectros elásticos lineales.

### 2.3.1 Métodos basados en linealización equivalente

En los métodos basados en linealización equivalente, la máxima demanda de desplazamiento se estima con base en las propiedades dinámicas de un sistema elástico equivalente, que tiene menor rigidez lateral, mayor periodo de vibración y un coeficiente de amortiguamiento más grande, con relación a las del sistema elástico original. Dentro de este método se puede destacar los de Rosenblueth y Herrera (1964), Gülkan y Sozen (1974), Iwan (1980), Newmark y Rosenblueth (1971), Pérez y Ordaz (1991) y Kowalsky (1994).

## Rosenblueth y Herrera (1964)

Se considera el primer método de linealización equivalente en el que se propone el parámetro de rigidez secante ( $k_s$ ) en la deformación última (Figura 2.6) para evaluar el periodo equivalente,  $T_{eq}$ . La rigidez secante es la que se considera en varios métodos de análisis basados en linealización equivalente que son propuestos en recientes procedimientos de diseño basado en desplazamiento.

Para un sistema bilineal con rigidez post fluencia,  $\alpha$  veces la rigidez inicial, la relación entre el periodo de vibración del sistema equivalente y el del sistema original está dada por

$$\frac{T_{eq}}{T} = \sqrt{\frac{k_0}{k_s}} = \sqrt{\frac{\mu}{1 - \alpha + \alpha\mu}} \quad (2.1)$$

donde,  $\mu$  es la ductilidad de desplazamiento, definida como el cociente entre el máximo valor absoluto de la respuesta y el desplazamiento de fluencia. Similarmente, la relación del amortiguamiento viscoso en el sistema elástico equivalente está dada por

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{2}{\pi} \left[ \frac{(1 - \alpha)(\mu - 1)}{\mu - \alpha\mu + \alpha\mu^2} \right] \quad (2.2)$$

Para sistemas elatoplásticos ( $\alpha = 0$ ), las expresiones se reducen a:

$$\frac{T_{eq}}{T} = \sqrt{\frac{k_0}{k_s}} = \sqrt{\mu} \quad (2.3)$$

$$\xi_{eq} = 0.05 + \frac{2}{\pi} \left( 1 - \frac{1}{\mu} \right) \quad (2.4)$$

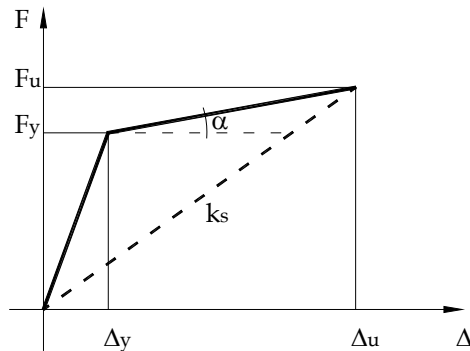


Figura 2.6 Rigidez secante,  $k_s$

### **Gülkan y Sozen (1974)**

Gülkan y Sozen encontraron que el desplazamiento inelástico que experimenta una estructura de concreto bajo cualquier excitación sísmica, es mayor el desplazamiento obtenido con base en la relación de amortiguamiento equivalente calculado con las ecuaciones 2.2 y 2.4; en la cual se contempló una excitación de tipo armónico. Empleando el método histerético de Takeda (1970) y resultados experimentales de mesa vibradora de marcos de concreto reforzado de escala pequeña, Gülkan y Sozen desarrollaron la siguiente ecuación empírica para calcular la relación de amortiguamiento equivalente:

$$\xi_{eq} = \xi_0 + 0.2 \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \quad (2.5)$$

Para evaluar el periodo equivalente se utilizan las ecuaciones 2.1 y 2.3.

### **Iwan (1980)**

Usando un modelo histerético derivado de una combinación de elementos elásticos y elementos de deslizamiento de Coulomb, junto con resultados de análisis paso a paso, empleando doce registros sísmicos, Iwan derivó ecuaciones empíricas para estimar el periodo equivalente y la relación de amortiguamiento equivalente de la siguiente forma:

$$T_{eq} = T \left[ 1 + 0.121(\mu - 1)^{0.939} \right] \quad (2.6)$$

$$\xi_{eq} = \xi_0 + 0.0587(\mu - 1)^{0.371} \quad (2.7)$$

### **Newmark y Rosenblueth (1971)**

En este método se parte de un S1GL con comportamiento elastoplástico perfecto, en la cual la curva fuerza-deformación es simétrica con respecto al origen. Para dicho sistema se evalúa el periodo equivalente para un nivel de deformación, mientras que para calcular el amortiguamiento equivalente se toma en cuenta el amortiguamiento debido a la rapidez de deformación y el amortiguamiento por plasticidad. Así, el oscilador equivalente representa, mediante un proceso pesado, a todos los osciladores equivalentes posibles en el intervalo de deformaciones de 0 a  $\mu$  (ductilidad de desplazamiento), sometido cada uno a una carga monocromática de frecuencia igual a su frecuencia natural. En una primera aproximación, sugieren que la contribución de todos los modos sea uniforme. De esta forma el periodo equivalente está dado por:

$$T_{eq} = \frac{T}{\mu} \left[ \frac{1}{3} + \frac{2}{3} \mu^{3/2} \right] \quad (2.8)$$

Mientras que el amortiguamiento se calcula con:

$$\xi_{eq} = \frac{\xi_0}{\mu} \left[ \frac{1}{3} + \frac{2}{3} \mu^{3/2} \right] + \frac{1}{\pi\mu} [\mu - 1 - \ln \mu] \quad (2.9)$$

De acuerdo con los autores, las ecuaciones 2.8 y 2.9 permiten conocer los parámetros equivalentes para el tratamiento de una excitación real. Sin embargo, el promedio pesado es solo una aproximación preliminar. La realidad es más compleja. No se conocen los factores de peso y por ello, puede procederse empíricamente.

### **Pérez y Ordaz (1991)**

Con base en una serie de calibraciones de las ecuaciones 2.8 y 2.9 con registros de temblores de guerrero de 25 de abril de 1989 (Mw=6.9) captados en varios puntos del valle de México, Pérez y Ordaz propusieron sustituir la ecuación 2.9 por la siguiente expresión:

$$\xi_{eq} = \frac{\xi_0}{\mu} \left[ \frac{1}{3} + \frac{2}{3} \mu^{3/2} \right] + \frac{4}{\pi\mu} [\mu - 1 - \ln \mu] \quad (2.10)$$

Este ajuste dio buenos resultados, junto con la ecuación 2.8, al calcular los espectros inelásticos de aceleraciones de los registros anteriores. Los cálculos se realizaron para demandas de ductilidad de 2 y 4.

### **Kowalsky (1994)**

En este procedimiento se emplea la rigidez secante asociada a la deformación máxima para evaluar el periodo equivalente (ecuación 2.1), que junto con el uso del modelo histerético de Takeda se derivó una ecuación para calcular el amortiguamiento viscoso equivalente (con un factor de rigidez de descarga de 0.5 y una relación de rigidez de post fluencia e inicial,  $\alpha$ ), dicha ecuación está dada por:

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{1}{\pi} \left( 1 - \frac{1-\alpha}{\sqrt{\mu}} - \alpha\sqrt{\mu} \right) \quad (2.11)$$

Para sistemas con rigidez de post fluencia igual a cero la ecuación 2.11 se reduce a:

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{1}{\pi} \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \quad (2.12)$$

## **2.3.2 Métodos basados en coeficientes de modificación de desplazamiento elástico**

En estos métodos la respuesta máxima de sistema inelásticos de un grado de libertad (1GDL),  $\Delta_i$ , se estima como el producto de la máxima deformación de un sistema

elástico,  $\Delta_e$ , y del coeficiente de amplificación del desplazamiento  $C$ , el cual es función del periodo de vibración natural del sistema elástico lineal ( $T$ ), del periodo de vibración del terrero ( $T_g$ ), de la ductilidad de desplazamiento esperado ( $\mu$ ), y en algunos casos del desplazamiento máximo del terreno ( $D_{\max}$ ), lo cual se expresa como sigue

$$\Delta_i = C(T, T_g, \mu, D_{\max}) \times \Delta_e \quad (2.13)$$

Estos métodos tienen su origen con el estudio de Veletsos y Newmark (1960) quienes estudiaron el rango de la máxima deformación de sistemas elastoplásticos y la máxima deformación de sistemas elásticos.

### Santa Ana, DD (1996)

En este estudio se dedujo una ecuación base para calcular los desplazamientos inelásticos, la cual está dada por:

$$C_\mu = \frac{\Delta_i}{\Delta_e} = 1 + a \left( \frac{T_g}{T} \right) - b \left( \frac{T_g}{T} \right) \exp \left[ -c \left( \ln \frac{T}{T_g} - d \right)^2 \right] \quad (2.14)$$

para dicha ecuación se ajustaron coeficientes para diferentes demandas de ductilidad, con base en un estudio estadístico de sismos registrados en diferentes partes de la zona blanda de la ciudad de México. Los valores de estos coeficientes se muestran en la tabla 2.4.

Tabla 2.4 Coeficientes para la ecuación 2.14, Desplazamiento Directo (DD)

$\mu$	<b>a</b>	<b>b</b>	<b>c</b>	<b>d</b>
1.5	0.04	0.45	21.95	0.04
2.0	0.07	0.67	13.80	0.08
3.0	0.15	0.89	8.20	0.15
4.0	0.21	0.99	6.45	0.16
5.0	0.29	1.07	4.55	0.18

### Miranda y Ruiz (2002)

Realizaron estudios estadísticos de los rangos del desplazamiento inelástico máximo de estructuras ubicadas en suelo firme. Se concluyó que los rangos de desplazamiento máximo elástico e inelástico no son afectados de forma significativa por la magnitud del sismo registrado o la distancia al epicentro; de forma similar se comenta que para sitios que promedian velocidades de onda cortante mayores a 180 m/s (suelos firmes) los rangos de desplazamiento inelástico no se ven afectados de forma considerable por las condiciones del sitio.

Para estimar el cociente de desplazamiento inelástico  $C_\mu$ , que es función del periodo de la estructura ( $T$ ) y del nivel de ductilidad esperada  $\mu$ , se determinó la siguiente ecuación:

$$C_\mu = \left[ 1 + \left( \frac{1}{\mu} - 1 \right) \exp(-12T\mu^{-0.8}) \right]^{-1} \quad (2.15)$$

## Ruiz y Miranda (2004)

Se propone una ecuación no lineal para estimar el cociente de desplazamiento inelástico promedio,  $C_\mu$ , que es función del cociente  $T/T_g$ , del nivel de ductilidad, y de los parámetros,  $\theta$ ; dicha ecuación está dada por

$$C_\mu = 1 + (\mu - 1) \left[ \theta_1 + \theta_2 \left( \frac{T}{T_g} + 1.8 \right)^{-4.2} \right] + \theta_3 (\mu - 1)^{0.5} \left( \frac{T_g}{T} \right) \exp \left[ \left( 2.3 - \frac{3.2}{\mu} \right) \left( \ln \left\{ \frac{T}{T_g} \right\} - 0.1 \right)^2 \right] - 0.08 \left( \frac{T_g}{T} \right) (\mu - 1) \exp \left[ -70 \left( \ln \left( \frac{T}{T_g} + 0.67 \right) \right)^2 \right] \quad (2.16)$$

donde,  $\theta_1$ ,  $\theta_2$  y  $\theta_3$ , son constantes que dependen del tipo de comportamiento histerético y del sitio, como se muestra en la tabla 2.5. En esta ecuación se consideran dos tipos de comportamiento histerético, Clough modificado (CM) y elastoplástico perfecto (EP), la diferencia entre estos modelos radica en que en el primero se considera el efecto de la degradación de rigidez, mientras que en el segundo se tiene la opción de ignorarlo.

Tabla 2.5 Parámetros de la ecuación 2.16

Sitio	Comportamiento histórico	$\theta_1$	$\theta_2$	$\theta_3$
Bahía de San Francisco	EP	0.00	10.5	-0.50
	CM	-0.06	11.0	-0.45
Ciudad De México	EP	0.04	10.5	-0.68
	CM	-0.04	12.0	-0.60

### 2.3.3 Métodos basados en factores de reducción de resistencia ( $R_\mu$ )

El factor de reducción de resistencia  $R_\mu$ , que representa la reducción de resistencia lateral debida al comportamiento no lineal histerético, está definido como el cociente de la demanda de resistencia lateral elástica entre la demanda de resistencia lateral inelástica (Miranda, 1993)

$$R_\mu = \frac{F_y(\mu = 1)}{F_y(\mu = \mu_1)} \quad (2.17)$$

donde,  $F_y(\mu=1)$  es la resistencia lateral de fluencia necesaria para mantener el sistema elástico en un determinado movimiento de terreno y  $F_y(\mu=\mu_i)$  es la resistencia lateral requerida para mantener la demanda de ductilidad ( $\mu$ ) del sistema menor o igual que el límite de ductilidad preestablecido ( $\mu_i$ ) durante el mismo movimiento de terreno.

El cociente de la demanda de ductilidad  $\mu$ , y del factor de reducción de resistencia  $R_\mu$ , da como resultado un coeficiente de amplificación de desplazamiento, que multiplicado por el máximo desplazamiento elástico, da otra opción para calcular el desplazamiento inelástico, tal como se muestra en la siguiente ecuación

$$\Delta_i = \Delta_e \frac{\mu}{R_\mu} \quad (2.18)$$

Los métodos existentes al respecto son: Miranda (1993), Miranda et al. (1996), Santa Ana (1996), Ordaz y Pérez (1998), y Arroyo y Terán (2002).

### **Nasar y Krawinkler (1991)**

Esta ecuación se basa en la modificación de la ductilidad ( $\mu$ ) y el periodo de vibración de la estructura ( $T$ ).

$$R_\mu = (1 + C(T)(\mu - 1))^{\frac{1}{C(T)}} \quad (2.19)$$

$$C(T) = \frac{T}{T+1} + \frac{0.42}{T} \quad (2.20)$$

### **Miranda (1993)**

Para poder obtener de manera sencilla el valor de los factores de reducción de resistencia asociados a una demanda de ductilidad, Miranda propuso unas expresiones para relacionar estos dos parámetros, con base en un análisis de regresión. En estas ecuaciones se tomaron en consideración los factores que afectan a  $R_\mu$ : la ductilidad ( $\mu$ ), el periodo de vibración del sistema ( $T$ ) y el periodo de vibración del suelo ( $T_g$ ). Dichas ecuaciones están dadas por:

$$R_\mu = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \geq 1 \quad (2.21)$$

Para suelos blandos

$$\Phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} \exp \left[ -3 \left( \ln \frac{T}{T_g} - \frac{1}{4} \right)^2 \right] \quad (2.22)$$

Para suelos aluviales o de transición

$$\Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp \left[ -2 \left( \ln T - \frac{1}{5} \right)^2 \right] \quad (2.23)$$

Para suelos firmes

$$\Phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} \exp \left[ -\frac{3}{2} \left( \ln T - \frac{3}{5} \right)^2 \right] \quad (2.24)$$

En estas expresiones se dejó a un lado: magnitud del sismo, distancia al epicentro y tipo de comportamiento histerético. Estudios recientes como el de Ruiz y Miranda

(2004), han mostrado que los dos primeros factores no influyen en el cálculo de las demandas de desplazamiento, sin embargo el tercero si tiene una repercusión importante en la estimación de dichas demandas.

De acuerdo con Miranda, para suelos blandos, los factores de reducción de resistencia medios sufren variaciones importantes al cambiar la relación de periodos  $T/T_g$ , por lo que pequeños errores en esta relación de periodos pueden llevar a grandes errores de estimación de  $R_{\mu}$ , especialmente para sistemas con periodos fundamentales cercanos al periodo predominante del movimiento del terreno.

**Miranda et al. (1996)**

En este trabajo se realizó un estudio estadístico de los factores de reducción de resistencia tomando en consideración sismos registrados en la zona de suelos blandos de la ciudad de México. De esta investigación se dedujo que se puede emplear la expresión 2.21 para evaluar  $R_{\mu}$ ; por otra parte se derivó la siguiente expresión para calcular  $\Phi$ :

$$\Phi = 1 + \frac{1}{1.8 \left( \frac{T}{T_g} \right)} - 3.48 \exp \left[ -2.17 \left( \frac{T}{T_g} - 0.95 \right) - \exp \left( -2.17 \left( \frac{T}{T_g} - 0.95 \right) \right) \right] \quad (2.25)$$

**Santa Ana, FR (1996)**

Con base en el estudio de Miranda (1993), en esta investigación se tomó la siguiente ecuación base para calcular  $\Phi$ :

$$\Phi = 1 + a \left( \frac{T_g}{T} \right) - b \left( \frac{T_g}{T} \right) \exp \left[ -c \left( \ln \frac{T}{T_g} - d \right)^2 \right] \quad (2.26)$$

Para dicha ecuación se ajustaron coeficientes para diferentes demandas de ductilidad, con base en un estudio estadístico de sismos registrados en diferentes partes de la zona blanda de la ciudad de México. Los valores de estos coeficientes se muestran en la tabla 2.6.

**Tabla 2.6 Coeficiente para la ecuación 2.26, Factores de Reducción (FR)**

$\mu$	a	b	c	d
1.5	0.33	1.05	6.65	0.07
2	0.53	1.31	3.50	0.10
3	0.78	1.60	2.83	0.13
4	1.00	1.82	2.00	0.16
5	1.17	2.01	1.55	0.17

**Ordaz y Pérez (1998)**

En este trabajo se presenta una nueva expresión para estimar factores de reducción de resistencia en osciladores de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico,



el cual depende solamente del espectro de desplazamiento elástico. Esta ecuación tiene un carácter más general, al ser aplicable para suelos blandos y suelos firmes, además de ser muy práctica su aplicación. La ecuación está dada por:

$$R_{\mu}(T) = 1 + \left( \frac{D(T)}{D_{\max}} \right)^{\beta(\mu)} (\mu - 1) \quad (2.27)$$

$$\beta(\mu) = 0.388(\mu - 1)^{0.173} \quad (2.28)$$

donde,  $D(T)$  es la demanda de desplazamiento elástico para una estructura con periodo  $T$  y  $D_{\max}$  es el desplazamiento máximo del terreno.

### Miranda y Báez (1998)

Estas expresiones se aplican a suelos firmes, cuya velocidad de onda de corte del suelo sea del orden de 180 m/s. Esta expresión es función de la ductilidad ( $\mu$ ) y el periodo de vibración de la estructura ( $T$ ).

$$R_{\mu} = \mu + (1 - \mu) \exp\left(\frac{-22T}{\mu}\right) + [1 - \exp\{-0.2(\mu - 1)\}] \left[ \exp\left(\ln T - \frac{1}{2}\right)^2 \right]^{-1} \quad (2.29)$$

Para suelos de transición

$$R_{\mu} = \mu + (\mu - 1) \exp\left(\frac{-20T}{\mu}\right) \quad (2.30)$$

### Terán y Arroyo (2002)

En este estudio se proponen expresiones para estimar el factor de reducción de resistencia para sistemas con diferente capacidad de deformación plástica y de disipación de energía viscosa. Dichas expresiones están en función del periodo de la estructura ( $T$ ), del periodo del terreno ( $T_g$ ), de su demanda máxima de ductilidad ( $\mu$ ) y de su coeficiente de amortiguamiento ( $\xi$ ), tal como se ilustra en las ecuaciones:

$$R_{\mu\xi} = \frac{\left(\frac{T}{T_g}\right)^{\theta}}{0.175 + \left|\frac{T}{T_g} - 1\right|} (0.92\mu\xi^{0.17} + \xi - 0.6) + 1 \quad (2.31)$$

$$\theta = \frac{\mu^4}{2.5 + \mu^4} \quad (2.32)$$

De acuerdo a los autores, estas expresiones no pueden aplicarse para estimar las fuerzas sísmicas de diseño a partir del espectro elástico de diseño planteado en el cuerpo de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF (2004). El uso de estas expresiones requiere de una representación más realista de los espectros de resistencia correspondientes a los diferentes sitios y zonas del D.F.

Para suelos firmes se dispone de la siguiente expresión:

$$R_{\mu} = \phi \left( \frac{T^{1.2}}{0.002 + T^{1.2}} \right) + 1 \quad (2.33)$$

$$\phi = \mu_{\Delta} (2.5\xi + 1) - 0.75\xi^{-0.1} \quad (2.34)$$

## **2.4 CRITERIOS PARA EVALUAR LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

El diseño sísmico basado en desplazamiento, en lo que corresponde a estructuras de concreto reforzado, se ha puesto especial atención en el desempeño de las columnas debido a la gran función que tiene en la estabilidad de los edificios, sin demeritar el trabajo que desarrollan las trabes, vigas secundarias y sistemas de piso. El primer reto ha sido el considerar el detallado de la sección de las columnas con el desempeño que se quiere alcanzar; al limitar el desplazamiento lateral de dicho elemento para obtener cierto nivel de daño deseado, así se han desarrollado varios criterios en el que se han derivado ecuaciones que permiten relacionar el tamaño de la sección y la cantidad de acero de refuerzo para que las columnas experimenten cierto nivel de desplazamiento a la fluencia y último, los cuales en la mayoría de las veces se relacionan con los estados límite o niveles de desempeño asociados a servicio y supervivencia, respectivamente.

Como se puede notar en este apartado se hará referencia a las columnas de concreto, debido a que la mayoría de los trabajos están referidos a dicho elemento, no obstante existen algunos trabajos experimentales que empiezan a relacionarse sobre el diseño de trabes basado en desplazamiento, lo cual amerita un trabajo adicional a éste.

Para el diseño sísmico basado en desplazamientos es indispensable conocer la capacidad de deformación a la fluencia y última, ya que el objetivo de este método es limitar la respuesta de las columnas a la deformación, en función del tamaño de la sección y del refuerzo en la sección.

De acuerdo a la experimentación relacionada con el tema, existen diferentes parámetros que repercuten en el comportamiento sísmico de las columnas de concreto reforzado, para una buena o mala capacidad para tomar grandes demandas de desplazamiento inelástico. Entre las variables más importantes destacan: la relación de aspecto, el recubrimiento, el refuerzo longitudinal, el refuerzo transversal, la magnitud de la carga axial en compresión y la historia de carga lateral.

Existen diferentes expresiones para determinar la capacidad de deformación de fluencia de elementos de concreto reforzado tal como se describe en los trabajos de Panagiotakos y Fardis (2001), Priestley y Kowalsky (2000), Rivera (2005), entre otros.

### **2.4.1 Panagiotakos y Fardis (2001)**

En la investigación de Panagiotakos y Fardis (2001) proponen expresiones para la determinación de la capacidad de deformación (en términos de distorsión) de fluencia y última en miembros de concreto reforzado. En las ecuaciones se toma en cuenta el efecto de comportamiento de las barras de refuerzo, debido a su proceso de fabricación. También son considerados el efecto de las deformaciones debidas a cortante, deslizamiento de las barras de refuerzo en tensión, tipo de carga lateral (monotónica o cíclica) y el efecto del número de ciclos inelástico en el caso de carga

cíclica. Las expresiones que Panagiotakos y Fardis (2001) proponen en su artículo son las siguientes:

Distorsión de fluencia

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_s}{3} + 0.0025 + a_{sl} \frac{0.25 \varepsilon_y d_b f_y}{(d-d') \sqrt{f_c'}} \quad (2.35)$$

Distorsión última para carga monotónica

$$\theta_{u,mon} (\%) = \alpha_{st,mon} \left(1 + \frac{a_{sl}}{8}\right) (0.15^v) \left( \frac{\max\left(0.01, \frac{\rho' f_y'}{f_c'}\right) \frac{L_s}{h} f_c'}{\max\left(0.01, \frac{\rho f_y}{f_c'}\right)} \right)^{0.425} \quad (2.36)$$

Distorsión última para carga cíclica

$$\theta_{u,cyc} (\%) = \alpha_{st,cyc} \left(1 + \frac{a_{sl}}{2}\right) (1 - 0.4 a_{wall}) (0.2^v) (f_c')^{0.175} \left(\frac{L_s}{h}\right)^{0.4} 1.1^{\left(100 \alpha \rho_{sx} \frac{f_{yh}}{f_c'}\right)} (1.3^{100 \rho_d}) \quad (2.37)$$

Factor de confinamiento efectivo

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_c}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_c h_c}\right) \quad (2.38)$$

Distorsión última para carga monotónica o cíclica

$$\theta_u (\%) = \alpha_{st} \alpha_{cyc} \left(1 + \frac{a_{sl}}{2.3}\right) \left(1 - \frac{a_{wall}}{3}\right) (0.2^v) \left( \frac{\max\left(0.01, \frac{\rho' f_y'}{f_c'}\right) f_c'}{\max\left(0.01, \frac{\rho f_y}{f_c'}\right)} \right)^{0.275} \left(\frac{L_s}{h}\right)^{0.45} 1.1^{\left(100 \alpha \rho_{sx} \frac{f_{yh}}{f_c'}\right)} (1.3^{100 \rho_d}) \quad (2.39)$$

$$\theta_{\alpha,neq} (\%) = \alpha_{st,neq} \left(1 + \frac{a_{sl}}{3}\right) (1 - 0.35 a_{wall}) \frac{0.2^v}{n_{eq}^{0.1}} \left( \frac{\max\left(0.01, \frac{\rho' f_y'}{f_c'}\right) f_c'}{\max\left(0.01, \frac{\rho f_y}{f_c'}\right)} \right)^{0.2} \left(\frac{L_s}{h}\right)^{0.475} 1.1^{\left(100 \alpha \rho_{sx} \frac{f_{yh}}{f_c'}\right)} (1.2^{100 \rho_d}) \quad (2.40)$$

donde:

$a_{sl}$	coeficiente que toma en cuenta el efecto del deslizamiento del acero longitudinal, cuyos valores son de 1 si este efecto se puede presentar, y de 0 si no.
$a_{wall}$	coeficiente igual a 1 para muros a cortante y 0 para vigas y columnas
$b_c$	ancho de la sección confinada de concreto.
$b_i$	distancia a lo largo de la sección longitudinal restringida por el estribo.
$d$	peralte efectivo de la sección.
$d'$	distancia del refuerzo de compresión a la fibra más extrema de compresión.
$d_b$	diámetro del refuerzo longitudinal en compresión.
$f'_c$	resistencia a compresión del concreto.
$f_y$	esfuerzo de fluencia nominal del acero en tensión.
$f_y'$	esfuerzo de fluencia nominal del acero en compresión.
$f_{yh}$	esfuerzo de fluencia nominal del acero transversal.
$h$	peralte de la sección transversal.
$h_c$	profundidad de la sección confinada.
$L_s$	ancho de cortante de la sección.
$n_{eq}$	número equivalente de medio ciclo inelástico de la carga a la flexión igual a la máxima deflexión de la prueba.
$s_h$	separación del refuerzo transversal.
$\alpha$	factor de confinamiento efectivo.
$\alpha_{cyc}$	coeficiente que expresa los efectos del ciclo de carga en $\theta_u$ , toma valor de 1 para carga monotónica y de 0.6 para carga cíclica.
$\alpha_{st}$	coeficiente que expresa el efecto del tipo de acero en $\theta_u$ , cuyos valores son de 1.5, 1.25 y 0.8, que corresponden a aceros rolados en caliente, con tratamiento térmico y trabajados en frío, respectivamente.
$\epsilon_y$	deformación a la fluencia del acero.
$\phi_y$	curvatura de fluencia.
$V$	$N/Agf'_c$ ; porcentaje de carga axial normalizada.
$\theta_u$	valor de distorsión ( $\theta$ ) del miembro a la falla (último valor).
$\theta_y$	valor de distorsión ( $\theta$ ) del miembro a la fluencia.
$\rho$	cuantía de refuerzo longitudinal a tensión.
$\rho'$	cuantía de refuerzo longitudinal a compresión.
$\rho_d$	cuantía de refuerzo diagonal.
$\rho_{sx}$	cuantía de refuerzo de confinamiento.

## 2.4.2 Priestley y Kowalsky (2000)

Priestley y Kowalsky (2000), es un método para satisfacer un nivel de desempeño definido previamente. Este método no controla directamente la demanda de ductilidad de desplazamiento del sistema.

Para evaluar la capacidad de deformación elástica.

$$\Delta_y = \frac{F_d}{K_{cr}} \quad (2.41)$$

donde,  $\Delta_y$  desplazamiento de fluencia,  $F_d$  es la fuerza de diseño y  $K_{cr}$  es la rigidez elástica de la columna.

Para evaluar la capacidad de deformación inelástica.

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \varepsilon_{sm}}{f'_{cc}} \quad (2.42)$$

donde,  $\rho_s$  es la cuantía de refuerzo transversal,  $f'_{cc}$  es la resistencia del concreto confinado,  $f_{yh}$  es el esfuerzo nominal de fluencia y  $\varepsilon_{sm}$  es la deformación en la resistencia última del refuerzo transversal.

### 2.4.3 Rivera (2005)

Rivera (2005) tomando en cuenta la participación del refuerzo y carga axial en la columna, desarrolló ecuaciones que relacionan la capacidad de deformación, la altura de la sección y el refuerzo longitudinal, tal como se muestra a continuación.

#### Distorsiones de fluencia, $\gamma_y$

Sección rectangular:

$$\phi_y = 3.75 \frac{\varepsilon_y}{h_c} (0.30 + 10.50\rho_l - 125\rho_l^2) \quad (2.43)$$

Sección circular:

$$\phi_y = 3.75 \frac{\varepsilon_y}{h_c} (0.30 + 11.20\rho_l - 146\rho_l^2) \quad (2.44)$$

donde,  $\phi_y$  curvatura de fluencia de la sección,  $\rho_l$  es la cuantía de refuerzo longitudinal,  $h_c$  y  $D$  son la altura y diámetro de la sección, respectivamente,  $\varepsilon_y$  es la deformación de fluencia nominal del acero longitudinal.

Para evaluar la distorsión de fluencia  $\gamma_y$ , para columnas en cantilever se emplean las ecuaciones siguientes:

$$\gamma_y = \frac{1}{3} \phi_y H \quad (2.45)$$

$$\gamma_y = \frac{\Delta_y}{H} \quad (2.46)$$

donde,  $\Delta_y$  representa el desplazamiento lateral a la fluencia y  $H$  la altura de la columna.

Relación entre cuantía de refuerzo longitudinal y distorsión de fluencia para columnas en cantilever para secciones rectangular y circular es la siguiente:

Sección rectangular:

$$\rho_l = 0.042 - \left[ 0.0042 - 0.0064 \frac{h_c \gamma_y}{\varepsilon_y H} \right]^{1/2} \quad (2.47)$$

Sección circular:

$$\rho_l = 0.038 - \left[ 0.0034 - 0.0054 \frac{D \gamma_y}{\varepsilon_y H} \right]^{1/2} \quad (2.48)$$

Para estas ecuaciones solo se aceptan cuantías de refuerzo longitudinal que se encuentren en el intervalo mínimo (0.0048) y máximo (0.04), de acuerdo a las NTC-Concreto (2004) para el diseño por sismo.

Rivera (2005) en su procedimiento de diseño describe dos estados límite, un estado límite de servicio y un estado último, para el estado de servicio es necesario disponer de un criterio simplificado para evaluar la rigidez lateral agrietada cuando la columna alcanza la deformación de fluencia, de tal forma que dedujo ecuaciones para evaluar el momento de inercia agrietado,  $I_{cr}$

Sección rectangular:

$$\frac{I_{cr}}{I_g} = 0.19 + 11.60 \rho_l + 0.012 \frac{P}{A_g f'_c} - 0.17 \rho_l \frac{P}{A_g f'_c} \quad (2.49)$$

Sección circular:

$$\frac{I_{cr}}{I_g} = 0.22 + 13.44 \rho_l + 0.011 \frac{P}{A_g f'_c} - 0.16 \rho_l \frac{P}{A_g f'_c} \quad (2.50)$$

donde,  $I_g$  representa el momento de inercia de la sección bruta no transformada y  $P/A_g f'_c$  es la carga axial como un porcentaje de la resistencia a la compresión de la sección bruta.

Para evaluar la capacidad de desplazamiento último, Rivera toma como criterio de falla del elemento, la ruptura del estribo, considerando varios niveles de carga axial, una gama de relaciones de aspecto y características del detallado de refuerzo transversal.

Rivera (2005) desarrolló ecuaciones para determinar la capacidad de distorsión última de columnas de puentes de concreto reforzado, en cantilever, tanto para secciones rectangulares como para secciones circulares. Estas expresiones están limitadas para

niveles de carga axial entre 5 y 30 % de la resistencia a la compresión de la sección bruta ( $P/A_g f'_c$ ) y para relaciones de aspecto entre 4 y 6.

Distorsión última para columnas en cantilever,  $\gamma$

$$\gamma(\%) = \beta_0 + \lambda_e \frac{f_{yt}}{14 f'_c} \left( \beta_1 + \beta_2 \frac{P}{A_g f'_c} \right) + \beta_3 \left( \frac{P}{A_g f'_c} \right) \quad (2.51)$$

$$\gamma = \frac{\Delta_u}{H} \quad (2.52)$$

Sección rectangular:

$$\lambda_e = k_e \rho_{st} \quad (2.53)$$

Sección circular:

$$\lambda_e = \rho_{st} \quad (2.54)$$

donde,  $\gamma(\%)$  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 (el cociente se multiplica por cien),  $\lambda_e$  es el confinamiento efectivo,  $k_e$  es el coeficiente de eficiencia efectiva,  $\rho_{st}$  es la cuantía transversal volumétrica,  $f_{yt}$  es el esfuerzo de fluencia nominal del refuerzo transversal, y  $f'_c$  es la resistencia a compresión del concreto.

Las constantes de la ecuación anterior,  $\beta_0$ ,  $\beta_1$ ,  $\beta_2$  y  $\beta_3$ , se avalúan en función de la carga axial a la que está sometida la columna y de su relación de aspecto ( $H/L$  ó  $H/D$ ), mediante las expresiones que se muestran en las tablas 2.7 y 2.8.

**Tabla 2.7 Valores de beta para secciones rectangulares**

Coeficientes	$P/A_g f'_c < 15\%$	$15\% \leq P/A_g f'_c \leq 20\%$	$20\% < P/A_g f'_c \leq 15\%$
$\beta_0$	$4.64 - 0.38 \frac{H}{L}$	$0.22 \frac{H}{L} - 0.75$	$\frac{H}{L} - 3.30$
$\beta_1$	$453.90 + 46.50 \frac{H}{L}$	$1280.70 - 18.50 \frac{H}{L}$	$1515.90 - 93.80 \frac{H}{L}$
$\beta_2$	$14.58 - 5.71 \frac{H}{L}$	$0.75 \frac{H}{L} - 49.40$	$4.70 \frac{H}{L} - 48.60$
$\beta_3$	$0.0422 \frac{H}{L} - 0.37$	$0.0165 - 0.00078 \frac{H}{L}$	$0.12 - 0.03 \frac{H}{L}$



**Tabla 2.8 Valores de beta para secciones circulares**

Coeficientes	$P/Agf'c < 15\%$	$15\% \leq P/Agf'c \leq 20\%$	$20\% < P/Agf'c \leq 15\%$
$\beta_0$	$3.30 - 0.27 \frac{H}{D}$	$0.70 \frac{H}{D} - 3.68$	$0.67 \frac{H}{D} - 4.19$
$\beta_1$	$453.90 + 46.50 \frac{H}{D}$	$316.69 + 189.98 \frac{H}{D}$	$483.26 + 121.49 \frac{H}{D}$
$\beta_2$	$14.58 - 5.71 \frac{H}{D}$	$-\left(0.38 + 7.15 \frac{H}{D}\right)$	$-\left(8.48 + 3.79 \frac{H}{D}\right)$
$\beta_3$	$0.0422 \frac{H}{D} - 0.37$	$0.097 - 0.02 \frac{H}{D}$	$0.12 - 0.018 \frac{H}{D}$

#### 2.4.4 Kowalsky et al. (1995)

Es su procedimiento de diseño basado en desplazamiento propone una expresión para la determinación de la cuantía volumétrica de acero de refuerzo transversal ( $\rho_s$ ), en función de la deformación del acero de refuerzo transversal ( $\epsilon_{cu}$ ) que está dada por:

$$\rho_s = 0.74(\epsilon_{cu} - 0.004) \frac{f'_{cc}}{f_{yt} \epsilon_{su}} \quad (2.55)$$

donde,  $f'_{cc}$  resistencia a compresión del concreto confinado de acuerdo con Mander et al. (1988) y  $f_{yt}$  la resistencia nominal a la fluencia del acero transversal.

#### 2.4.5 Wehbe et al. (1999)

La expresión propuesta es una modificación del ATC-32, para columnas de concreto reforzado de sección rectangular. La cantidad de acero de confinamiento en la zona de articulación plástica de columnas se determina en función de la demanda de ductilidad esperada en la columna, con la ecuación 2.56.

$$\rho_c = \frac{A_{sh}}{sh_c} = 0.1\mu_{\Delta} \sqrt{\frac{f_{c,n}}{f'_c}} \left[ 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left( 0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_c A_g} \right) + 0.13 \left( \rho_t \frac{f_y}{f_{s,n}} - 0.01 \right) \right] \quad (2.56)$$

## 2.5 ANÁLISIS DE LOS CRITERIOS

### 2.5.1 Criterios para calcular demandas de desplazamiento inelástico

#### Suelos blandos

En el trabajo de Rivera (2005), se realizó una revisión de los métodos aproximados para calcular las demandas de desplazamiento inelástico de estructuras desplantadas en suelos blandos, Rivera, utilizó 12 registros sísmicos medidos en la zona blanda de la ciudad de México, para cada dirección horizontal.

Rivera (2005) comparó los métodos aproximados con los resultados obtenidos de un análisis no lineal paso a paso, con comportamiento elastoplástico, el cual se puede considerar como exacto.

De la revisión de los métodos basados en linealización equivalente, basados en factores de modificación de desplazamiento elástico (MFMD) y Métodos basados en factores de reducción de resistencia (MFRR), se observó que el error en la predicción de las demandas de desplazamiento inelástico es mayor para cuando la demanda de ductilidad aumenta, para estructuras cuyo periodo de vibración es cercano al del terreno. Los métodos basados en factores de modificación de desplazamiento (MFMD) y los basados en factores de reducción de resistencia (MFRR) ofrecen menor margen de error ante estas condiciones.

Si bien los métodos (MFRR) y (MFMD) tienen márgenes de error pequeños en las condiciones que anteriormente se describieron, para predecir las demandas cuando el periodo de vibración es inferior a 1.5 s, los métodos basados en linealización equivalente como el de Rosenblueth y Herrera (1964), y Kowalsky (1994), se aproximan más al desplazamiento exacto en especial el primero, ya que los métodos MFMD y MFRR subestima la respuesta inelástica hasta en un 50 por ciento en esta región espectral.

De la revisión de los métodos MFMD y MFRR, el criterio que propone Ordaz y Pérez (1998) es el que da mejor estimación de las demandas de desplazamiento inelástico ya que muestra menor error para diferentes regiones espectrales.

Si bien el método que mejor estimación tiene de las demandas de desplazamiento inelástico es el de Ordaz y Pérez (1998), este es un poco impracticable por que se requiere conocer el desplazamiento del terreno en el sitio, obtenido mediante el análisis elástico de las señales de los acelerogramas mediante un modelo elastoplástico perfecto, razón por la cual el método de Arroyo y Terán (2002) y el de Miranda (1993) resulta ser de mayor utilidad aunque de menor precisión. El método de Arroyo y Terán (2002) tiene una gran subestimación para periodos cortos, en los que están comprendidas construcciones como las de mampostería y los puentes, en cambio, el método de Miranda (1993) es un poco más exacto presentando una ligera subestimación para periodos cortos, para después seguir una tendencia conservadora.

## **Suelos firmes y de transición**

En el trabajo de Rivera y Torres (2009), se hace un análisis de las demandas de desplazamiento inelástico en edificios cimentados en suelos firmes y de transición. Revisaron varios métodos aproximados para evaluar el desplazamiento inelástico, calibrando el análisis con 152 señales sísmicas para estos tipos de suelo dentro del Distrito Federal.

La conclusión a que se llegó después de comparar estos métodos con la solución exacta (método paso a paso) fue que los métodos aproximados sobrestiman la respuesta inelástica de la estructura, además de que el error se incrementa a medida que es mayor la ductilidad esperada en la estructura, tanto en suelos firmes como en suelos de transición. El método de Ordaz y Pérez (1998) ofrece, ligeramente, menor margen de error con respecto a los demás métodos, pero el método de Arroyo y Terán (2002), tiene menor margen de error en su predicción para estructuras con periodos de vibración menores a 1s, lo que se puede traducir en que el método puede ser aplicable para valorar las demandas de deformación inelástica de construcciones rígidas y poco esbeltas, como son: viviendas y algunos puentes, que son las que suelen afectarse en suelos firmes y de transición ante la acción del sismo.

### **2.5.2 Criterios para evaluar la capacidad de deformación de elementos estructurales**

Rivera (2005) hace un análisis de las expresiones debidas a Priestley (2000). De este análisis se determinó que las expresiones de Priestley, sobrestiman la deformación de fluencia de las columnas entre 20% y 50%, además de no considerar la participación de la cuantía de refuerzo longitudinal, la cual influye en la capacidad de deformación, como lo muestra el mismo trabajo de Rivera.

El método propuesto por Priestley (2000) es uno de los trabajos más difundidos por su fácil aplicación. Rivera (2005a) también considera expresiones simples en las cuales considera la participación del refuerzo longitudinal para el estado límite de servicio y el refuerzo transversal y la carga axial para el estado límite último. En la evaluación de la capacidad de deformación última, Rivera (2005a) una relación entre la capacidad de distorsión última medida y calculada de 1.20, con un coeficiente de variación de 0.31, esta condiciones demuestran que no se reproducen del todo el fenómeno, sin embargo el grado de aproximación se considera aceptable, si se toma en cuenta que otras expresiones que han sido desarrolladas para este fin alcanzan coeficientes de variación de 0.4 y 0.9, tal como lo describe el trabajo de Panagiotakos y Fardis (2001).

Rivera y Domínguez (2009), hacen una comparación en tres criterios para determinar la capacidad de desplazamiento último, Saatcioglu y Razvi (2002), Brachmann et al. (2004) y Rivera (2005a), en la cual se valora el margen de error entre la capacidad de deformación calculada con la que se obtiene de resultados experimentales. En la figura 2.7 se presenta la comparación de los criterios. De dicha figura se puede apreciar que el criterio propuesto por Rivera (2005a), es el que presenta mejor precisión en la estimación de la capacidad de desplazamiento último de columnas de concreto reforzado, ya que muestra un coeficiente de variación menor, aun para grandes desplazamientos.

De los análisis antes mencionados se consideró la propuesta de Rivera (2005a) como la más adecuada para determinar la capacidad de deformación en el procedimiento descrito en este trabajo.

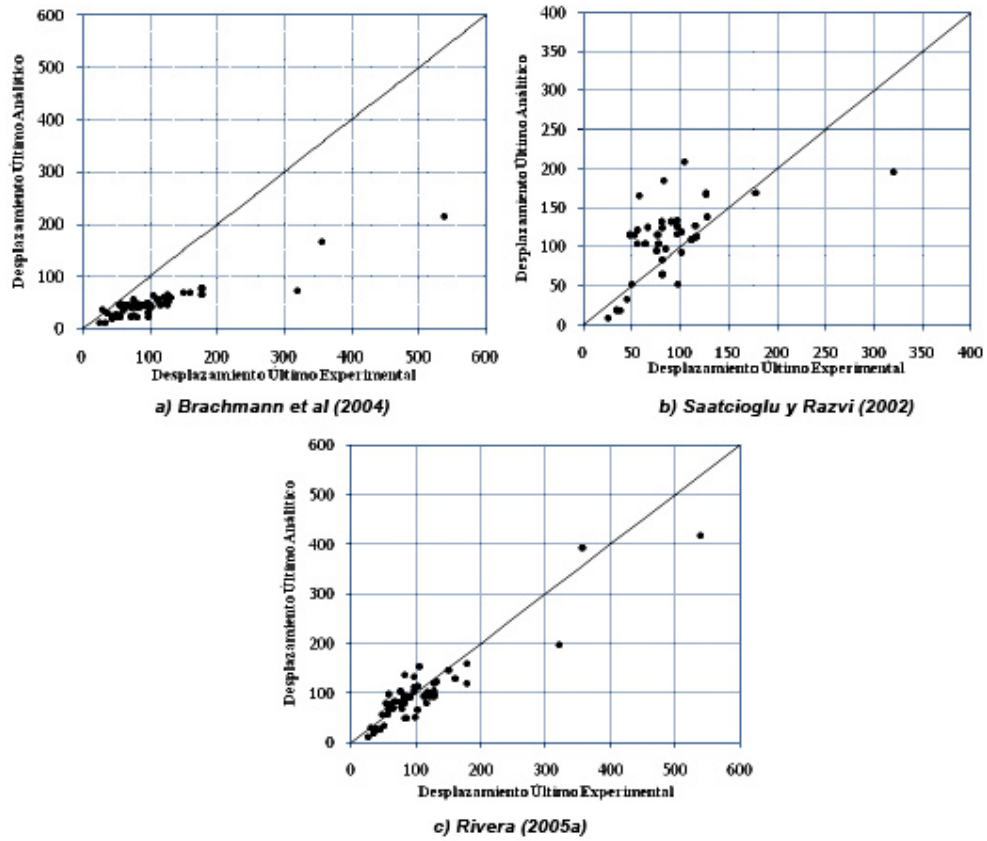


Figura 2.7 Comparación de la respuesta analítica respecto de la experimental

# CAPÍTULO 3

## DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTO VS DISEÑO BASADO EN RESISTENCIA

### 3.1 PROPUESTA DE DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS BASADO EN DESPLAZAMIENTO

Como se comentó en el capítulo anterior, actualmente en el diseño sísmico de edificios de concreto de concreto reforzado basado en desplazamiento se ha concentrado en el desempeño de las columnas, debido a que la mayoría de los estudios experimentales son entorno a dicho elemento estructural, de tal forma, que se han podido derivar varias ecuaciones para correlacionar la cuantía del acero de refuerzo y el tamaño de la sección con el desempeño esperado, tal como se describió en el capítulo 2.

A continuación se hace una propuesta de procedimiento de diseño sísmico basado en desplazamiento, en el que se contempla el diseño de las columnas, es decir, el tamaño de la sección, cuantía de refuerzo longitudinal y transversal.

Este procedimiento solo se limita al análisis bidimensional del marco de un edificio, siguiendo el esquema de diseño que plantea el trabajo de Rivera y Meli (2008) para puentes, pero adaptado a edificios, al considerar que las ecuaciones para predecir el desempeño de las columnas de concreto reforzado, según dicho trabajo, tienen buena aproximación como se comentó en el capítulo anterior.

Así, este procedimiento planea resolver el diseño sísmico de columnas de concreto reforzado, valiéndonos del Diseño Sísmico Basado en Desplazamiento. En este caso solo se consideran dos estados límite de diseño; el estado límite de servicio y el estado límite de supervivencia. Aunque el diseño sísmico basado en desempeño plantea hasta cuatro niveles de desempeño, con sus correspondientes niveles sísmicos, llevar a cabo estos conceptos al cien por ciento representa un gran reto en la práctica de la ingeniería

estructural. Hasta el momento el problema se centra en encontrar un procedimiento práctico a partir del cual se logre un diseño que cumpla los cuatro niveles de desempeño al mismo tiempo. El empleo del nivel de servicio y el de supervivencia busca un balance entre la precisión en el cumplimiento de las metas del diseño y la viabilidad práctica de los procedimientos.

En el estado límite de servicio se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es mínimo y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después de un sismo. En general solo se requieren algunas reparaciones mínimas.

En el estado límite de supervivencia se acepta que se presente daño severo, pero sin que colapse la estructura, para salvaguardar la vida de sus ocupantes. En este estado las columnas tendrán que poseer la capacidad suficiente para resistir las demandas de deformación ante un sismo extraordinario.

En el trabajo de Rivera y Meli (2008), se desarrollaron expresiones para predecir la capacidad de desplazamiento lateral de columnas de puentes de concreto de manera aproximada, cuando ocurre la fluencia del refuerzo longitudinal; también evalúa la rigidez secante cuando se da dicha deformación y se obtuvieron expresiones para calcular la deformación última, tomando como criterio la ruptura del estribo.

Las expresiones para determinar la capacidad de desplazamiento lateral son las siguientes:

**Distorsión de fluencia para columnas,  $\gamma_y$**

La distorsión de fluencia para columnas en cantilever descrita en Rivera 2008, es la siguiente:

$$\gamma_y = \frac{1}{3} \phi_y H \tag{3.1}$$

$$\gamma_y = \frac{\Delta_y}{H} \tag{3.2}$$

$$\phi_y = 3.75 \frac{\varepsilon_y}{h_c} (0.30 + 10.50 \rho_l - 125 \rho_l^2) \tag{3.3}$$

Para el caso que ocupa la distorsión de fluencia para las columnas rectangulares de un marco es la siguiente:

$$\gamma_y = \frac{1}{6} \phi_y H \tag{3.4}$$

donde,  $\rho_l$  es la cuantía de refuerzo longitudinal,  $\Delta_y$  representa el desplazamiento lateral de fluencia, H la altura de la columna,  $h_c$  el peralte de la sección,  $\phi_y$  la curvatura de fluencia de la sección y  $\varepsilon_y$  es la deformación de fluencia nominal del acero longitudinal.

Al despejar  $\rho_l$  de las ecuaciones anteriores es posible establecer una relación entre  $\rho_l$  y  $\gamma_y$  para columnas rectangulares de un marco.

$$\rho_l = 0.042 - \left[ 0.0042 - 0.0128 \frac{h_c \gamma_y}{\varepsilon_y H} \right] \quad (3.5)$$

Las cuantías mínima y máxima son 0.0048 y 0.04, respectivamente, según NTC-Concreto (2004), el refuerzo longitudinal deberá estar dentro de este rango.

**Relación momento de inercia agrietado y momento de inercia de la sección bruta,  $I_{cr}/I_g$**

$$\frac{I_{cr}}{I_g} = 0.19 + 11.60\rho_l + 0.012 \frac{P}{A_g f'_c} - 0.17\rho_l \frac{P}{A_g f'_c} \quad (3.6)$$

donde,  $P/A_g f'_c$  es la carga axial como un porcentaje de la resistencia a compresión de la sección bruta (el cociente se multiplica por cien).

**Distorsión última para columnas en cantilever,  $\gamma$**

$$\gamma(^{\circ}\%) = \beta_0 + \lambda_e \frac{f_{yt}}{14 f'_c} \left( \beta_1 + \beta_2 \frac{P}{A_g f'_c} \right) + \beta_3 \frac{P}{A_g f'_c} \quad (3.7)$$

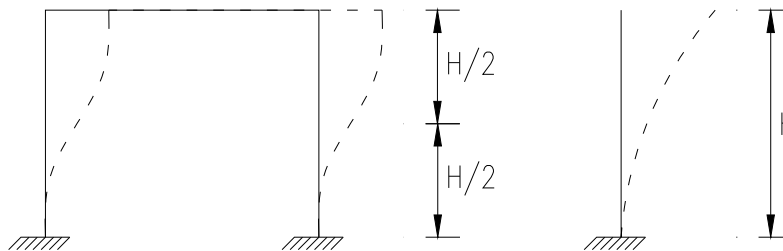
$$\gamma = \frac{\Delta_u}{H} \quad (3.8)$$

$$\lambda_e = k_e \rho_{st} \quad (3.9)$$

donde,  $\gamma(^{\circ}\%)$  es la capacidad de distorsión última,  $\Delta_u$  representa la capacidad de desplazamiento lateral último,  $\lambda_e$  es el confinamiento efectivo,  $k_e$  es el coeficiente de eficiencia efectiva,  $\rho_{st}$  es la cuantía transversal volumétrica,  $f_{yt}$  es el esfuerzo de fluencia nominal del refuerzo transversal, y  $f'_c$  es la resistencia a compresión del concreto.

Las constantes para esta ecuación, se evalúan en función de la carga axial a la que está sometida la columna y a la relación de aspecto (altura - peralte) ver tablas 2.7 y 2.8.

La relación de aspecto considerada para una columna que integra un marco la podemos definir como  $(H/2)/h_c$ , ya que la deformación se ve restringida en ambos extremos de la columna, lo que no sucede en un cantilever (Figura 3.1).



**Figura 3.1 Deformación de columnas para un marco y un cantilever**

Las expresiones consideradas para determinar la demanda de desplazamiento lateral fueron las debidas a Terán y Arroyo (2002):

Suelo blando:

$$R_{\mu} = \frac{\left(\frac{T_{cr}}{T_g}\right)^{\theta}}{0.175 + \left|\frac{T_{cr}}{T_g} - 1\right|} (0.92\mu_{\Delta}\xi^{0.17} + \xi - 0.6) + 1 \quad (3.10)$$

$$\theta = \frac{\mu_{\Delta}^4}{2.5 + \mu_{\Delta}^4} \quad (3.11)$$

$$\Delta_d = \Delta_e \frac{\mu_{\Delta}}{R_{\mu}} \quad (3.12)$$

Suelo firme y de transición:

$$R_{\mu} = \phi \left( \frac{T_{cr}^{1.2}}{0.002 + T_{cr}^{1.2}} \right) + 1 \quad (3.13)$$

$$\phi = \mu_{\Delta}(2.2\xi + 1) - 0.75\xi^{-0.1} \quad (3.14)$$

donde,  $R_{\mu}$  es el factor de reducción de resistencia para evaluar las demandas de desplazamiento sísmico,  $T_{cr}$  es el periodo de vibración de la estructura,  $T_g$  es el periodo de vibración del suelo,  $\mu_{\Delta}$  es la ductilidad,  $\xi$  es el amortiguamiento,  $\Delta_e$  es el desplazamiento elástico de la estructura y  $\Delta_d$  representa la demanda de desplazamiento inelástico.

### 3.1.1 Estado límite de servicio

El procedimiento de diseño sísmico de columnas, basado en desplazamiento aplicado a edificios de concreto reforzado, comprende dos estados límite, el estado límite de servicio y el estado límite de supervivencia, cada uno de estos estados se asocia a su correspondiente sismo de diseño, el cual define la cantidad de daño aceptable en la estructura.

El estado límite de servicio, se divide en dos etapas, las cuales comprenden el dimensionamiento preliminar de las columnas con su correspondiente refuerzo longitudinal, y el diseño final el cual pretende limitar la respuesta de la columna a la deformación de fluencia, ante el sismo asociado a este estado (Figura 3.2).

El primer paso comprende la propuesta de secciones para las columnas y vigas del edificio en cada uno de sus niveles, de las columnas se determina su rigidez agrietada



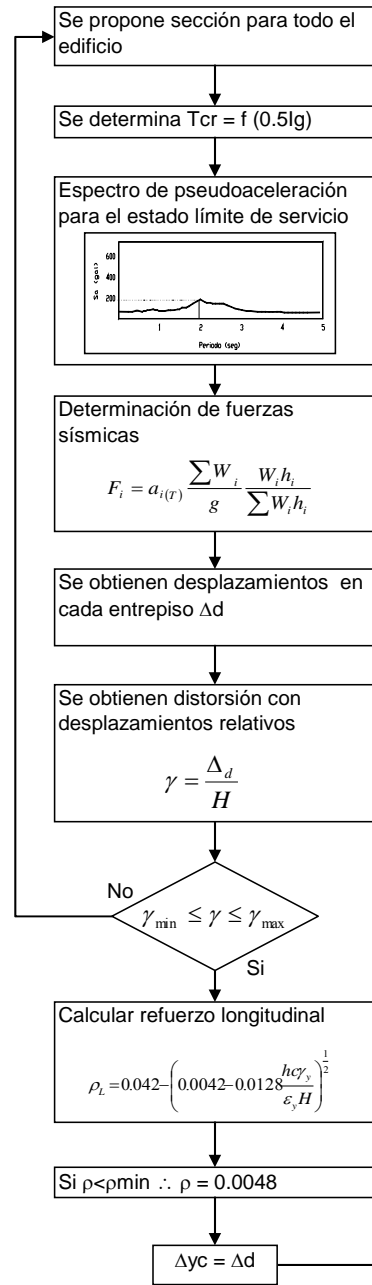
( $K_{cr}$ ) como el 50 % del momento de inercia de la sección bruta, como una primera aproximación. Definidas las secciones se determina el periodo de vibración de la estructura ( $T_{cr}$ )

Con el periodo de vibración de la estructura, se entra en el espectro determinado para este estado límite, para obtener la aceleración de la estructura ( $a_{(T)}$ ). Con dicha aceleración se determina el cortante sísmico en cada uno de los niveles y su correspondiente demanda de desplazamiento ( $\Delta_d$ ). Con estos desplazamientos se determina la distorsión ( $\gamma$ ) de todos los niveles y se revisa que se encuentren dentro del intervalo de distorsión mínima ( $\gamma_{min}$ ) y distorsión máxima ( $\gamma_{max}$ ), si se cumple esta condición, se procede a calcular la cuantía de refuerzo longitudinal ( $\rho_l$ ) asociada a la distorsión demandada.

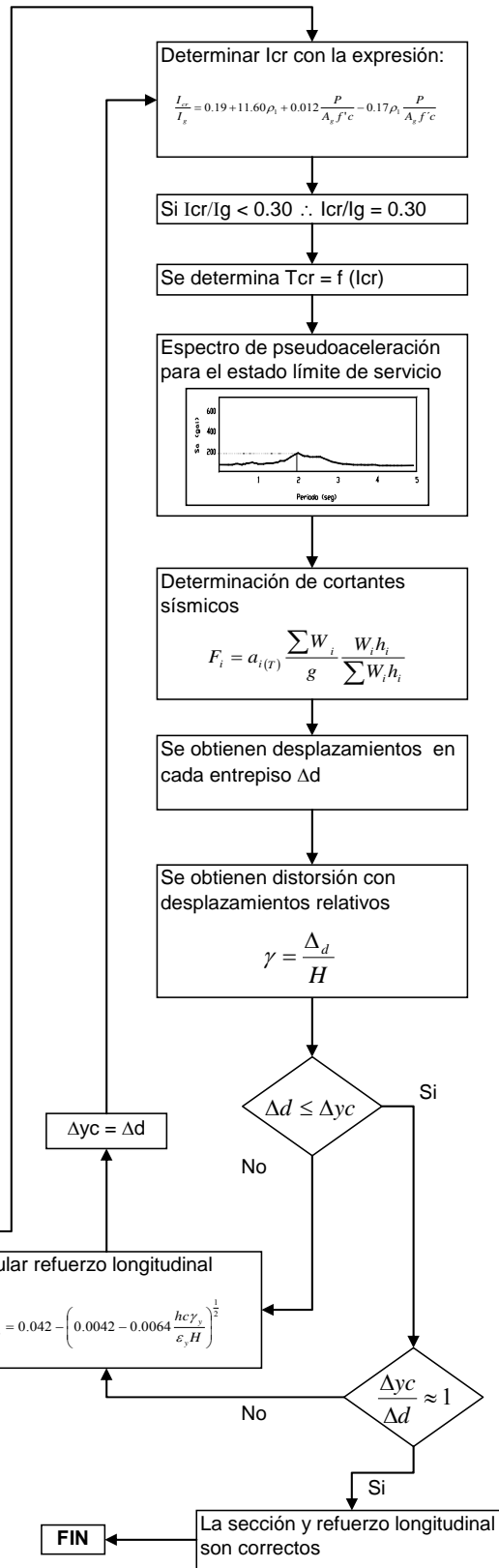
En el diseño final se revisa que las secciones y el refuerzo longitudinal obtenidos son adecuados, al tener en cuenta la rigidez agrietada. Con esta rigidez se determina una vez más el periodo de vibración de la estructura, los cortantes y el desplazamiento demandado.

Se revisa que el nuevo valor de la demanda de desplazamiento no exceda la capacidad de desplazamiento de fluencia de la columna. En el caso de que se exceda esta capacidad, se ajusta la cuantía de refuerzo longitudinal, y de nueva cuenta se determina la rigidez agrietada, el periodo de vibración, la aceleración y la demanda de desplazamiento, para revisar nuevamente que la sección y el refuerzo longitudinal sean correctos.

**DISEÑO PRELIMINAR**



**DISEÑO FINAL**



**Figura 3.2 Diseño sísmico para el estado límite de servicio**

### 3.1.2 Estado límite de supervivencia

En el estado límite de supervivencia se determina el refuerzo de confinamiento, procurando que éste le suministre a la estructura la capacidad de deformación inelástica necesaria para satisfacer la demanda de deformación impuesta por el sismo de intensidad extraordinaria (Figura 3.3).

Comenzamos proponiendo el refuerzo de confinamiento para cada una de las columnas del edificio, en términos del confinamiento efectivo ( $\lambda_e$ ).

El paso siguiente es determinar la capacidad de deformación inelástica de las columnas, bajo dicha propuesta de refuerzo longitudinal, haciendo uso de la distorsión ( $\gamma$ ) y así después obtener la demanda sísmica de deformación inelástica con el método de Terán y Arroyo (2000), el cual se describió con anterioridad.

Después de haber obtenido las demandas de desplazamiento inelástico, se comparan con la capacidad de deformación inelástica obtenida anteriormente, procurando que la demanda no sea superior a la capacidad de deformación, en el caso de que se exceda, se realiza una revisión después de ajustar la cantidad de refuerzo de confinamiento acorde con la demanda de desplazamiento.

El procedimiento se repite hasta ajustar el acero de confinamiento a la demanda de desplazamiento inelástico, para que la capacidad de deformación no sea muy diferente de la demanda. Adicionalmente, el refuerzo transversal debe revisarse para resistir la fuerza cortante.

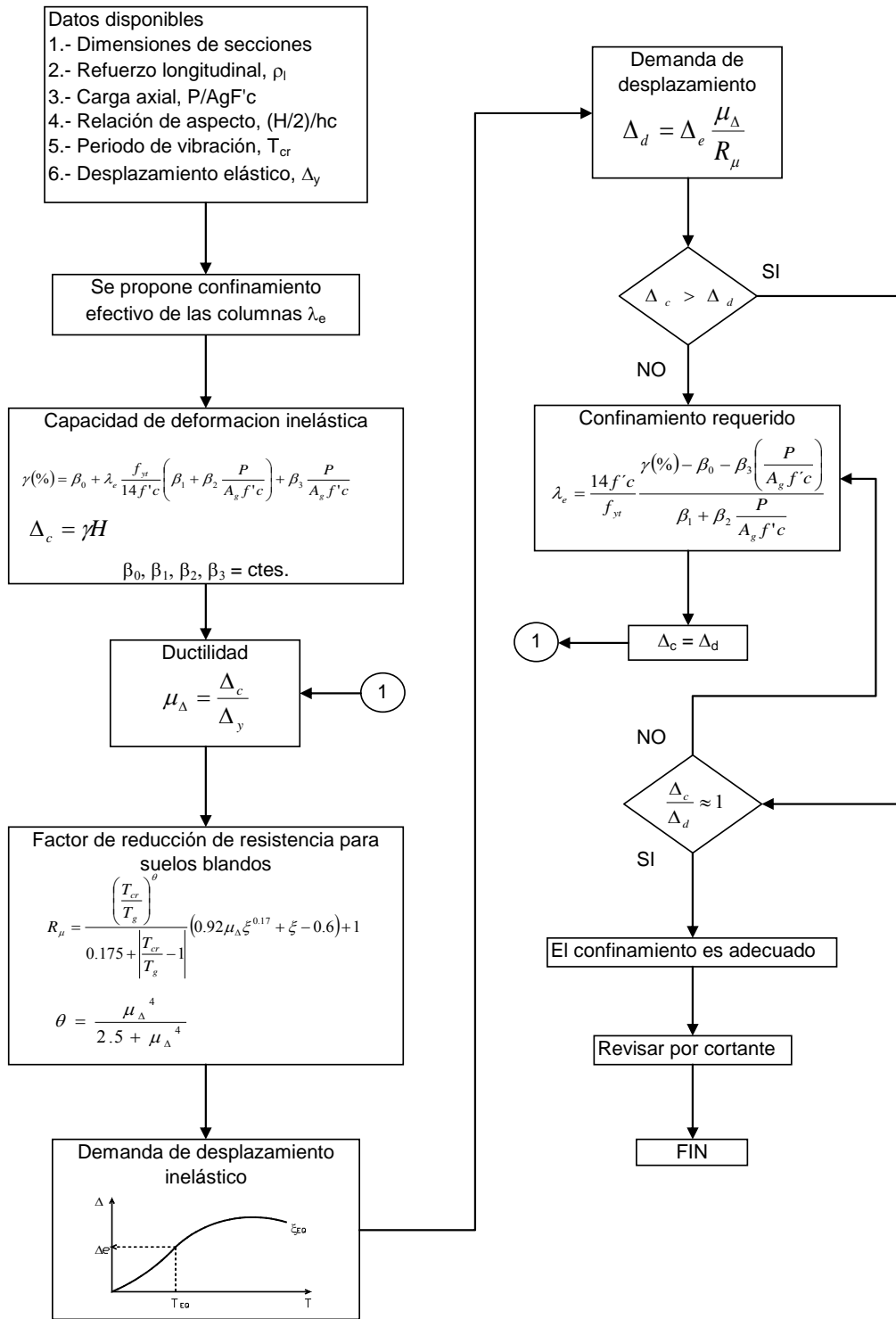


Figura 3.3 Diseño sísmico para el estado límite de supervivencia

## 3.2 EJEMPLO DE APLICACIÓN

### 3.2.1 Descripción de la estructura a diseñar

En la figura 3.4 se muestra la planta y elevación del edificio considerado para ejemplificar y comparar el procedimiento propuesto con el descrito en el RCDF (2004).

El edificio es simétrico en masas, resistencia y rigidez, la planta está definida por tres crujías con claros de 7 m en las dos direcciones. Cuenta con 12 niveles con altura de entrepiso de 4 m, excepto para la planta baja que tiene una altura de 5 m. Se consideró un concreto con resistencia nominal,  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , el acero de refuerzo tiene una resistencia de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ , con deformación de fluencia  $\epsilon_y = 0.0021$ .

Está ubicado en la zona III a del Distrito Federal; zona de suelo blando. La carga repartida considerada en cada nivel es de  $2 \text{ t/m}$ .

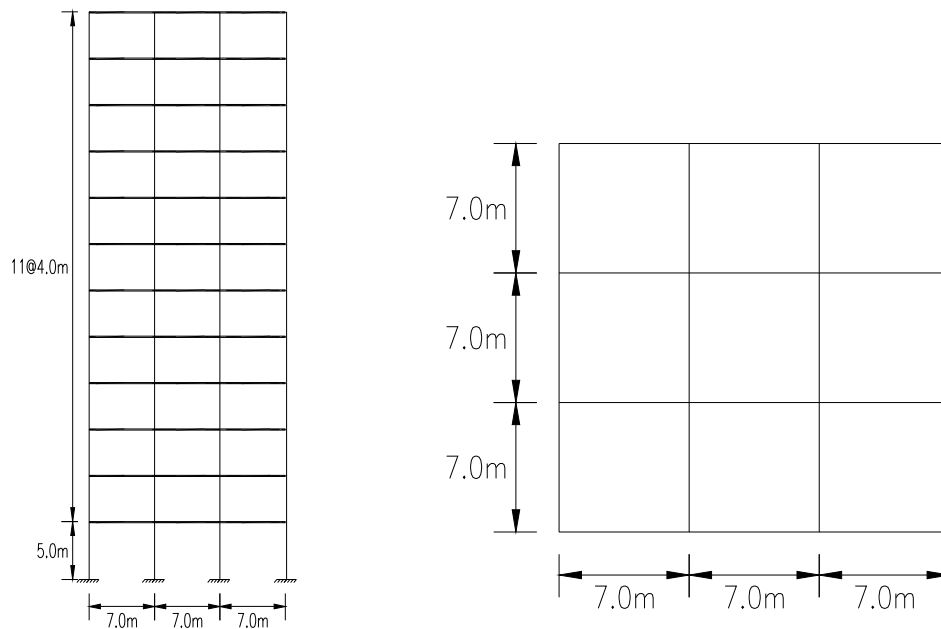


Figura 3.4 planta y elevación del edificio

### 3.2.2 Diseño basado en desplazamiento

#### Estado límite de servicio

Siguiendo el procedimiento descrito en la figura 3.2 se obtiene lo que a continuación se describe.

#### *Diseño preliminar*

1. Propuesta de secciones

Vigas en todos los niveles 50cm x 120cm<sup>13</sup>  
Columnas en todos los niveles 65cm x 65 cm

2. Determinación del periodo de vibración en función de la mitad de la inercia de la sección bruta,  $T_{cr} = f(0.5I_g)$ .

El periodo de vibración se obtuvo con ayuda del programa de cómputo SAP2000 con las secciones antes mencionadas y la inercia agrietada.

$$T_{cr} = f(0.5 I_{cr}) = 1.15 \text{ s}$$

3. Determinación de cortantes sísmicos

Al estar ubicada la estructura en la zona IIIa, se consideró el registro sísmico del 19 de septiembre de 1985 de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes por ser representativo de la zona de estudio (Figura 3.5).

Del espectro de pseudoaceleraciones para el estado límite de servicio, obtenemos la aceleración correspondiente al periodo obtenido anteriormente. También se determina el peso de cada nivel y se obtienen los cortantes en la estructura (Tabla 3.2).

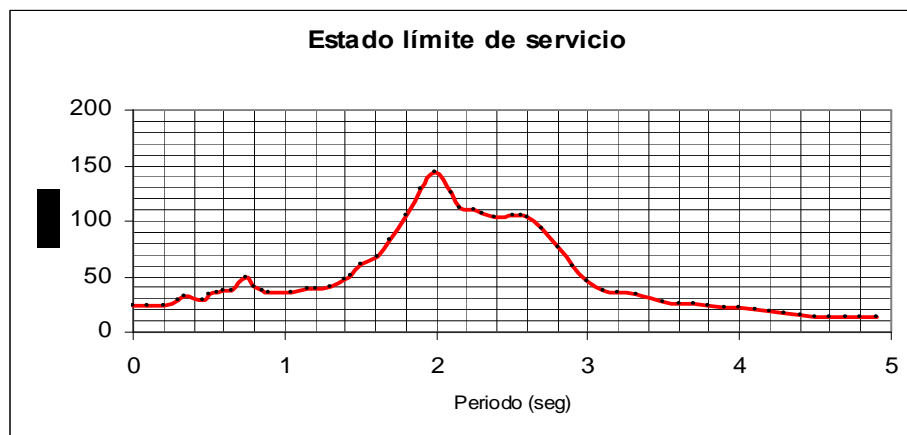


Figura 3.5 Espectro de respuesta para el estado límite de servicio

<sup>13</sup> NOTA: Aunque no es parte del trabajo explorar el diseño de vigas, se toman en consideración para efectos de evaluar la rigidez de edificio y en consecuencia el periodo de vibración del mismo.

$$a_{i(T)} = 39 \text{ gal}$$

$$F_i = a_{i(T)} \frac{\sum W_i}{g} \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

donde;  $a_{i(T)}$ , es la aceleración obtenida a partir del espectro de pseudoaceleración y el periodo de vibración,  $W_i$  es el peso del piso  $i$ ,  $g$  es la aceleración de la gravedad y  $h_i$  es la altura del nivel  $i$ .

**Tabla 3.1 Cortante de los entresijos**

Nivel	$W_i$ (t)	$h_i$ (m)	$W_i h_i$	$F_i$ (t)	$V_i$ (t)
12	42	49	2,058	3.05	3.05
11	42	45	1,890	2.80	5.85
10	42	41	1,722	2.55	8.40
9	42	37	1,554	2.30	10.70
8	42	33	1,386	2.05	12.75
7	42	29	1,218	1.80	14.55
6	42	25	1,050	1.55	16.10
5	42	21	882	1.30	17.40
4	42	17	714	1.05	18.45
3	42	13	546	0.80	19.25
2	42	9	378	0.56	19.81
1	42	5	210	0.31	20.12
<b>Suma</b>	<b>504</b>		<b>13,608</b>		

#### 4. Determinación de desplazamientos y distorsión

Los desplazamientos en la estructura se obtuvieron con ayuda del programa de cómputo, para el análisis de estructuras, SAP 2000, con las secciones propuestas y el cortante anteriormente determinado.

Con los desplazamientos podemos obtener la distorsión asociada a cada nivel.

$$\gamma = \frac{\Delta d}{H}$$

donde;  $\Delta d$  es el desplazamiento obtenido a partir de los cortantes y  $H$  es la altura de entrespiso.

La distorsión máxima y mínima, se encuentra en función de la cuantía de refuerzo longitudinal máxima ( $\rho_{\max} = 0.04$ ) y mínima ( $\rho_{\min} = 0.0048$ ), respectivamente.

$$\gamma_{\min} = \frac{1}{6} \phi_{y_{\min}} H$$

$$\gamma_{\max} = \frac{1}{6} \phi_{y_{\max}} H$$

$$\phi_{y_{\min}} = 3.75 \frac{\epsilon_y}{hc} \left( 0.30 + 10.50 \rho_{L_{\min}} - 125 \rho_{L_{\min}}^2 \right) \quad \phi_{y_{\max}} = 3.75 \frac{\epsilon_y}{hc} \left( 0.30 + 10.50 \rho_{L_{\max}} - 125 \rho_{L_{\max}}^2 \right)$$

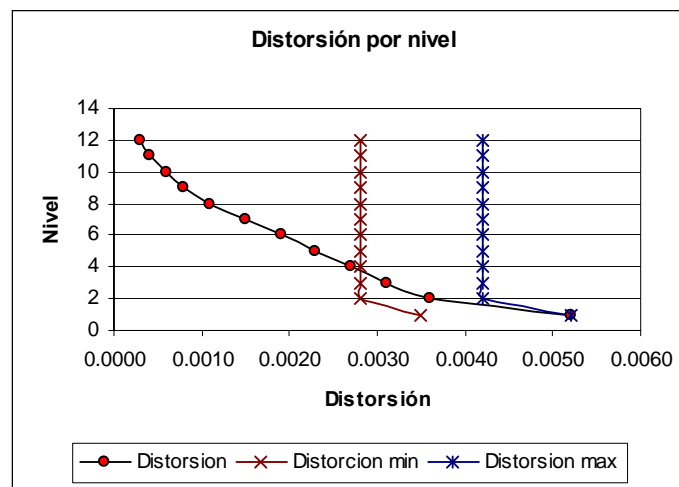
donde;  $\gamma$  es la distorsión,  $\phi_y$  es la curvatura de fluencia de la sección, H la altura de la columna,  $\epsilon_y$  es la deformación de fluencia del acero longitudinal y  $h_c$  el peralte de la sección.

**Tabla 3.2 Desplazamientos y distorsiones de entrepiso**

Nivel	$\Delta$ absoluto (m)	$\Delta$ relativo (m)	H	Distorsión		
			(m)	$\gamma$	$\gamma$ min	$\gamma$ max
1	0.0261	0.0261	5	0.0052	0.0035	0.0052
2	0.0406	0.0145	4	0.0036	0.0028	0.0042
3	0.0532	0.0126	4	0.0031	0.0028	0.0042
4	0.0641	0.0109	4	0.0027	0.0028	0.0042
5	0.0733	0.0092	4	0.0023	0.0028	0.0042
6	0.0809	0.0076	4	0.0019	0.0028	0.0042
7	0.0871	0.0062	4	0.0015	0.0028	0.0042
8	0.0918	0.0047	4	0.0011	0.0028	0.0042
9	0.0954	0.0036	4	0.0008	0.0028	0.0042
10	0.0979	0.0025	4	0.0006	0.0028	0.0042
11	0.0996	0.0017	4	0.0004	0.0028	0.0042
12	0.1008	0.0012	4	0.0003	0.0028	0.0042

Si la distorsión calculada en cada nivel (Tabla 3.3) se encuentra dentro de la distorsión máxima, continuamos con el procedimiento para determinar la cuantía de refuerzo longitudinal  $\rho_L$ .

En la figura 3.6 se tienen tres gráficos que representan la distorsión mínima, la máxima y la distorsión determinada con el análisis. Para los tres primeros niveles observamos que la distorsión calculada se encuentra dentro de la distorsión máxima y la mínima, por lo que se considera que se puede continuar con el análisis considerando para los niveles superiores a estos la cuantía de refuerzo longitudinal mínima.



**Figura 3.6 Comparación de la distorsión con respecto a la distorsión mínima y máxima**

### 5. Cálculo del refuerzo longitudinal

El refuerzo longitudinal se encuentra asociado a su correspondiente distorsión en cada uno de los niveles.



$$\rho_l = 0.042 - \left[ 0.0042 - 0.0128 \frac{h_c \gamma_y}{\varepsilon_y H} \right]$$

En la tabla 3.4 se presentan las cuantías obtenidas para las columnas de cada entrepiso, para los niveles 4 al 12, la cuantía de refuerzo calculada es inferior a la cuantía de refuerzo mínimo por lo que se considera  $\rho_{\min}$ .

**Tabla 3.3 Cuantías de refuerzo longitudinal para las columnas de cada entrepiso**

Nivel	hc (cm)	H (cm)	R. Aspecto (H/2)/hc	$\gamma$	$\rho_L$
1	65	500	3.85	0.0052	0.0330
2	65	400	3.08	0.0036	0.0168
3	65	400	3.08	0.0031	0.0083
4	65	400	3.08	0.0027	0.0048
5	65	400	3.08	0.0023	0.0048
6	65	400	3.08	0.0019	0.0048
7	65	400	3.08	0.0015	0.0048
8	65	400	3.08	0.0011	0.0048
9	65	400	3.08	0.0008	0.0048
10	65	400	3.08	0.0006	0.0048
11	65	400	3.08	0.0004	0.0048
12	65	400	3.08	0.0003	0.0048

### *Diseño final*

1. Determinación de la relación del momento de inercia agrietado y momento de inercia de la sección bruta,  $I_{cr}/I_g$  (segunda iteración).

$$\frac{I_{cr}}{I_g} = 0.19 + 11.60\rho_l + 0.012 \frac{P}{A_g f'_c} - 0.17\rho_l \frac{P}{A_g f'_c}$$

donde;  $P/A_g f'_c$  es la carga axial como un porcentaje de la resistencia a compresión de la sección bruta (el cociente se multiplica por 100). Para este análisis se tomó la correspondiente carga axial en una columna de cada nivel.

**Tabla 3.4 Relación de momentos de inercia  $I_{cr}/I_g$**

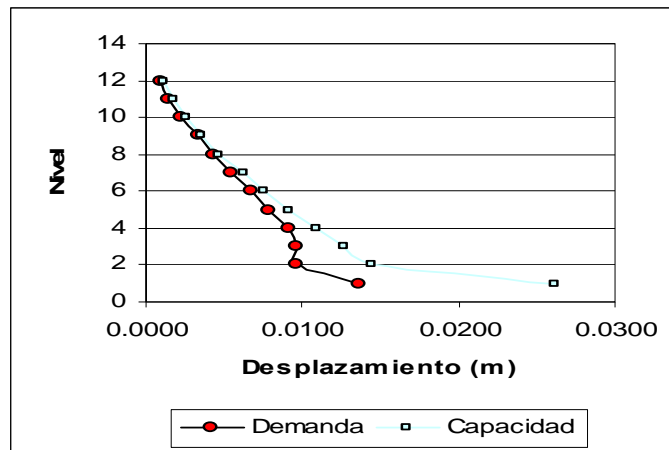
Nivel	$\rho_L$	P (kg)	$A_g$ (cm <sup>2</sup> )	P/ $A_g f'_c$ %	$I_{cr}/I_g$
1	0.0330	168,000	4,225	15.90	0.67
2	0.0168	154,000	4,225	14.57	0.51
3	0.0083	140,000	4,225	13.25	0.42
4	0.0048	126,000	4,225	11.92	0.37
5	0.0048	112,000	4,225	10.60	0.36
6	0.0048	98,000	4,225	9.27	0.34
7	0.0048	84,000	4,225	7.95	0.33
8	0.0048	70,000	4,225	6.62	0.31
9	0.0048	56,000	4,225	5.30	0.30
10	0.0048	42,000	4,225	3.97	0.30
11	0.0048	28,000	4,225	2.65	0.30
12	0.0048	14,000	4,225	1.32	0.30

## 2. Demanda de Desplazamiento vs Capacidad de Desplazamiento

En la segunda iteración determinamos de manera más precisa, la relación  $I_{cr}/I_g$ , con lo que se evalúa la rigidez agrietada y el periodo de vibración, para así determinar la demanda de desplazamiento, esta es comparada con la capacidad de deformación de fluencia (determinada en la iteración anterior), la cual no debe ser mayor que la demanda. El procedimiento determina la sección y la cuantía de refuerzo longitudinal más adecuada, cuando la demanda es menor que la capacidad y la diferencia entre estas es mínima.

**Tabla 3.5 Análisis del error entre  $\Delta_d$  y  $\Delta_{yc}$**

Nivel	$\Delta_d$ (m)	$\Delta_{yc}$ (m)	$\Delta_d \leq \Delta_{yc}$	$\Delta_{yc}/\Delta_d \approx 1$	Error e %
			□		
1	0.0136	0.0261	si	no	<b>91.9</b>
2	0.0096	0.0145	si	no	<b>51.0</b>
3	0.0097	0.0126	si	no	<b>29.9</b>
4	0.0091	0.0109	si	no	<b>19.8</b>
5	0.0079	0.0092	si	no	<b>16.5</b>
6	0.0068	0.0076	si	no	<b>11.8</b>
7	0.0055	0.0062	si	no	<b>12.7</b>
8	0.0044	0.0047	si	no	<b>6.8</b>
9	0.0033	0.0036	si	no	<b>9.1</b>
10	0.0023	0.0025	si	no	<b>8.7</b>
11	0.0014	0.0017	si	no	<b>21.4</b>
12	0.0010	0.0012	si	no	<b>20.0</b>



**Figura 3.7 Comparación entre la demanda sísmica y la capacidad de deformación**

Del análisis de la figura 3.7 y los errores expuestos en la tabla 3.6 se puede decir que se requiere ajustar el refuerzo y las secciones para tener una estructura más óptima. Por lo que se realizan iteraciones de este procedimiento para cumplir con el cometido anterior.

### 3. Resultados del diseño por estado límite de servicio

En la tercera iteración se puede considerar que el diseño es correcto, el cual puede optimizarse más, con el paso de cada iteración. Se puede observar en la tabla 3.7 que la diferencia entre la capacidad y la demanda es mínima en comparación con la tabla 3.6 donde se resumen estas diferencias.

**Tabla 3.6 Análisis del error entre  $\Delta d$  y  $\Delta y_c$  (3er iteración)**

Nivel	$\Delta d$ (m)	$\Delta y_c$ (m)	$\Delta d \leq \Delta y_c$	$\Delta y_c / \Delta d \approx 1$	Error e %
1	0.0123	0.0136	si	no	10.6
2	0.0092	0.0096	si	si	4.3
3	0.0101	0.0097	no	si	-4.0
4	0.0091	0.0091	si	si	0.0
5	0.0078	0.0079	si	si	1.3
6	0.0067	0.0068	si	si	1.5
7	0.0055	0.0055	si	si	0.0
8	0.0043	0.0044	si	si	2.3
9	0.0033	0.0033	si	si	0.0
10	0.0022	0.0023	si	si	4.5
11	0.0014	0.0014	si	si	0.0
12	0.0009	0.0010	si	no	11.1

Las secciones y el refuerzo longitudinal definidos del análisis, se detallan en la tabla 3.8.

**Tabla 3.7 Tamaños de sección y armado del refuerzo longitudinal**

Nivel	Sección Cuadrada	$\rho_{sl}$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Armado
1	75	0.0048	27	1 2 var # 5 + 4 var # 4
2	70	0.0048	24	1 2 var # 5 + 4 var # 3
3	65	0.0048	20	1 2 var # 5
4	65	0.0048	20	1 2 var # 5
5	65	0.0048	20	1 2 var # 5
6	65	0.0048	20	1 2 var # 5
7	65	0.0048	20	1 2 var # 5
8	65	0.0048	20	1 2 var # 5
9	65	0.0048	20	1 2 var # 5
10	65	0.0048	20	1 2 var # 5
11	65	0.0048	20	1 2 var # 5
12	65	0.0048	20	1 2 var # 5

### Diseño por estado límite de seguridad

#### 1. Propuesta del refuerzo de confinamiento

Para determinar la propuesta de refuerzo se tomaron como base las recomendaciones de las NTC-Concreto (2004), la cual especifica que la cuantía de refuerzo transversal se determina con la siguiente expresión:

$$\frac{A_{sh}}{shc} = 0.3 \frac{f'c}{fyt} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad \text{o} \quad \frac{A_{sh}}{shc} = 0.12 \frac{f'c}{fyt} \quad \text{el que resulte mayor.}$$

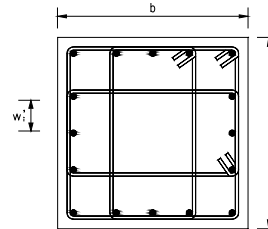
donde;  $A_{sh}$  es el área de acero transversal,  $s$  es la separación de estribos,  $h_c$  la dimensión del núcleo perpendicular a la dirección de análisis,  $A_g$  es el área de la sección gruesa y  $A_{ch}$  representa el área del núcleo confinado.

**Tabla 3.8 Propuesta preliminar de la cuantía de refuerzo transversal**

Nivel	Ag (cm <sup>2</sup> )	Ach (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sh</sub> /shc 1	A <sub>sh</sub> /shc 2	ρ <sub>ts</sub>
1	5625	5041	0.0021	0.00714	0.01429
2	4900	4356	0.0022	0.00714	0.01429
3	4225	3721	0.0024	0.00714	0.01429
4	4225	3721	0.0024	0.00714	0.01429
5	4225	3721	0.0024	0.00714	0.01429
6	4225	3721	0.0024	0.00714	0.01429
7	4225	3721	0.0024	0.00714	0.01429
8	4225	3721	0.0024	0.00714	0.01429
9	4225	3721	0.0024	0.00714	0.01429
10	4225	3721	0.0024	0.00714	0.01429
11	4225	3721	0.0024	0.00714	0.01429
12	4225	3721	0.0024	0.00714	0.01429

Para determinar el refuerzo de confinamiento propuesto en función del confinamiento efectivo  $\lambda_e$ , se realizó a partir de las siguientes expresiones:

$$k_e = \frac{\left( 1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{(1 - \rho_{cc})}$$



$$\lambda_e = \rho_{ts} k_e$$

donde:  $k_e$  es el coeficiente de eficiencia de confinamiento,  $b_c$  y  $d_c$  es el peralte y ancho efectivo,  $s'$  es la separación de los estribos,  $\rho_{cc}$  es la relación entre área de acero longitudinal y área de la sección confinada,  $w'_i$  es la separación entre barras longitudinales.

Tabla 3.9 Cálculo del factor de confinamiento efectivo,  $\lambda_e$

Nivel	W'i (cm)	No espacios	bc = dc (cm)	s' (cm)	$\rho_{cc}$	$k_e$	$\lambda_e$
1	33.5	8	67	10	0.0060	0.5743	0.0082
2	31	8	62	10	0.0061	0.5669	0.0081
3	28.5	8	57	10	0.0062	0.5583	0.0080
4	28.5	8	57	10	0.0062	0.5583	0.0080
5	28.5	8	57	10	0.0062	0.5583	0.0080
6	28.5	8	57	10	0.0062	0.5583	0.0080
7	28.5	8	57	10	0.0062	0.5583	0.0080
8	28.5	8	57	10	0.0062	0.5583	0.0080
9	28.5	8	57	10	0.0062	0.5583	0.0080
10	28.5	8	57	10	0.0062	0.5583	0.0080
11	28.5	8	57	10	0.0062	0.5583	0.0080
12	28.5	8	57	10	0.0062	0.5583	0.0080

2. Capacidad de desplazamiento inelástico último

Con los valores del confinamiento efectivo, se procedió a calcular la capacidad de desplazamiento inelástico último con apoyo de la ecuación 2.49, así como la carga axial  $P/A_g f'_c$ , la relación de aspecto  $H/L$  y el refuerzo longitudinal  $\rho_L$ . Obteniendo los resultados que se muestran en la tabla 3.11.

$$\gamma(\%) = \beta_0 + \lambda_e \frac{f_{yt}}{14 f'_c} \left( \beta_1 + \beta_2 \frac{P}{A_g f'_c} \right) + \beta_3 \frac{P}{A_g f'_c}$$

Valores de beta para secciones rectangulares

Coefficientes	$P/A_g f'_c < 15\%$	$15\% \leq P/A_g f'_c \leq 20\%$	$20\% < P/A_g f'_c \leq 30\%$
$\beta_0$	$4.64 - 0.38 \frac{H}{hc}$	$0.22 \frac{H}{hc} - 0.75$	$\frac{H}{hc} - 3.30$
$\beta_1$	$453.90 + 46.50 \frac{H}{hc}$	$1280.70 - 18.50 \frac{H}{hc}$	$1515.90 - 93.80 \frac{H}{hc}$
$\beta_2$	$14.58 - 5.71 \frac{H}{hc}$	$0.75 \frac{H}{hc} - 49.40$	$4.70 \frac{H}{hc} - 48.60$
$\beta_3$	$0.0422 \frac{H}{hc} - 0.37$	$0.0165 - 0.00078 \frac{H}{hc}$	$0.12 - 0.03 \frac{H}{hc}$

Para el determinar la relación de aspecto se tomó  $H = Ht/2$ , tomamos la mitad de la altura para considerar la deformación que se produce debida a las condiciones donde se restringe el giro en los extremos, presentes en los marcos (Figura 3.1).

**Tabla 3.10 Cálculo de la capacidad de distorsión última ( $\gamma$ )**

Nivel	$P/A_g f_c$ %	H/hc	$\beta_0$	$\beta_1$	$\beta_2$	$\beta_3$	$\gamma$ %
1	11.95	3.33	3.37	608.90	-4.45	-0.23	6.10
2	12.57	2.86	3.55	586.76	-1.73	-0.25	5.91
3	13.25	3.08	3.47	596.98	-2.99	-0.24	5.62
4	11.93	3.08	3.47	596.98	-2.99	-0.24	5.98
5	10.60	3.08	3.47	596.98	-2.99	-0.24	6.33
6	9.28	3.08	3.47	596.98	-2.99	-0.24	6.69
7	7.95	3.08	3.47	596.98	-2.99	-0.24	7.05
8	6.63	3.08	3.47	596.98	-2.99	-0.24	7.40
9	5.30	3.08	3.47	596.98	-2.99	-0.24	7.76
10	3.98	3.08	3.47	596.98	-2.99	-0.24	8.12
11	2.65	3.08	3.47	596.98	-2.99	-0.24	8.47
12	1.33	3.08	3.47	596.98	-2.99	-0.24	8.83

3. Cálculo de la ductilidad

La ductilidad de desplazamiento  $\mu$ , cociente de la capacidad de desplazamiento último con respecto a la capacidad de desplazamiento de fluencia, fue determinado para cada uno de los niveles:

$$\Delta_c = \gamma H \qquad \mu_\Delta = \frac{\Delta_c}{\Delta_y}$$

**Tabla 3.11 Ductilidad esperada en cada entrepiso**

Nivel	H (cm)	$\Delta_c$ (cm)	$\Delta_y$ (cm)	$\mu_\Delta$
1	500	30.52	1.37	22.28
2	400	23.64	0.96	24.62
3	400	22.49	1.01	22.27
4	400	23.91	0.91	26.28
5	400	25.34	0.78	32.49
6	400	26.76	0.67	39.95
7	400	28.19	0.54	52.20
8	400	29.61	0.44	67.30
9	400	31.04	0.33	94.06
10	400	32.46	0.22	147.56
11	400	33.89	0.14	242.06
12	400	35.31	0.09	392.37

4. Cálculo de la demanda de desplazamiento inelástico

Para obtener la demanda de desplazamiento inelástico, se usaron las expresiones de Terán y Arroyo (2002) para suelo blando, para hacer uso de estas expresiones, es necesario tener en cuenta los valores del amortiguamiento  $\xi$  en este caso igual a 0.05, el periodo natural del suelo  $T_g$ , en este caso 2.0 s (periodo predominante del sitio, NTC-Sismo 2004), y el periodo de vibración de la estructura  $T_{cr}$ , el cual se obtuvo anteriormente con las secciones definidas en el estado límite anterior, con su correspondiente rigidez agrietada,  $T_{cr} = 1.22$  s.

$$R_{\mu} = \frac{\left(\frac{T_{cr}}{T_g}\right)^{\theta}}{0.175 + \left|\frac{T_{cr}}{T_g} - 1\right|} \left(0.92\mu_{\Delta}\xi^{0.17} + \xi - 0.6\right) + 1 \quad \theta = \frac{\mu_{\Delta}^4}{2.5 + \mu_{\Delta}^4}$$

$$\Delta_d = \Delta_i \frac{\mu_{\Delta}}{R_{\mu}}$$

El desplazamiento inelástico  $\Delta_i$ , se obtiene del espectro de desplazamientos correspondiente (Figura 3.8).

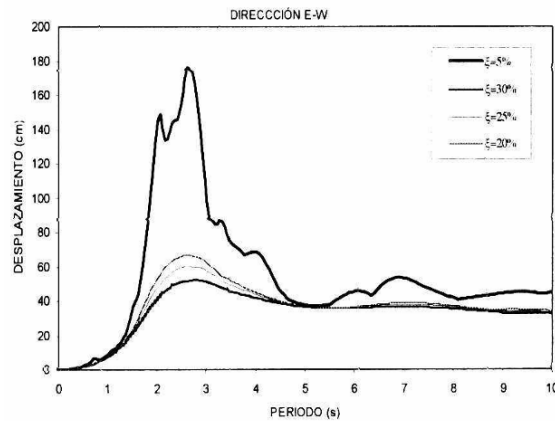


Figura 3.8 Espectro de desplazamiento para el estado límite de supervivencia

Tabla 3.12 Comparación entre  $\Delta_d$  y  $\Delta_c$

Nivel	$R_{\mu}$	$\Delta_d$ (cm)	$\Delta_c$ (cm)	$\Delta_c > \Delta_d$	$\Delta_c / \Delta_d \approx 1$	Error e %
1	13.71	24.87	30.52	OK	NO	<b>22.7</b>
2	15.10	24.94	23.64	NO	NO	<b>-5.2</b>
3	13.70	24.87	22.49	NO	NO	<b>-9.6</b>
4	16.09	24.99	23.91	NO	SI	-4.3
5	19.80	25.11	25.34	OK	SI	0.9
6	24.25	25.20	26.76	OK	NO	<b>6.2</b>
7	31.56	25.30	28.19	OK	NO	<b>11.4</b>
8	40.58	25.38	29.61	OK	NO	<b>16.7</b>
9	56.55	25.45	31.04	OK	NO	<b>22.0</b>
10	88.48	25.52	32.46	OK	NO	<b>27.2</b>
11	144.89	25.56	33.89	OK	NO	<b>32.6</b>
12	234.61	25.59	35.31	OK	NO	<b>38.0</b>

De la misma forma que el análisis por estado límite de servicio, se compara la demanda contra la capacidad, si la capacidad es mayor que la demanda y la diferencia entre estas es mínima, el refuerzo de confinamiento propuesto es adecuado. Pero si la demanda es mayor que la capacidad, se tendrá que evaluar el refuerzo de confinamiento requerido, en términos del confinamiento efectivo, atendiendo las demandas de desplazamiento para dar paso a otra iteración.

En la tabla 3.13 se revisó si se cumplen con las condiciones antes mencionadas, se observa que en los niveles 2, 3 y 4 la capacidad es inferior a la demanda y el error definido por la relación de la capacidad y la demanda es aun muy grande en casi todos los niveles, por lo que se determina un confinamiento más adecuado.

5. Cálculo del confinamiento requerido

El confinamiento requerido se determina con las siguientes expresiones:

$$\gamma(\%) = \frac{\Delta d}{H}$$

$$\lambda_e = \frac{14 f'c}{f_{yt}} \frac{\gamma(\%) - \beta_0 - \beta_3 \left( \frac{P}{A_g f'c} \right)}{\beta_1 + \beta_2 \frac{P}{A_g f'c}}$$

**Tabla 3.13 Confinamiento efectivo requerido,  $\lambda_e$**

Nivel	$\gamma$ %	$\lambda_e$
1	4.97	0.0065
2	6.24	0.0086
3	6.22	0.0089
4	6.25	0.0084
5	6.28	0.0079
6	6.30	0.0074
7	6.33	0.0069
8	6.34	0.0064
9	6.36	0.0060
10	6.38	0.0055
11	6.39	0.0050
12	6.40	0.0046

6. Cálculo de la demanda de desplazamiento inelástico (segunda iteración)

En este punto, la demanda de desplazamiento anterior se toma como la capacidad de desplazamiento para esta iteración, se determina la ductilidad, el factor de reducción para obtener la demanda de desplazamiento y nuevamente se comparan la demanda y la capacidad.



**Tabla 3.14 Comparación entre  $\Delta d$  y  $\Delta c$  (segunda iteración)**

Nivel	$R_{\mu}$	$\Delta_d$ (cm)	$\Delta_c$ (cm)	$\Delta c > \Delta d$	$\Delta c / \Delta d \approx 1$	Error e %
1	11.24	24.71	24.87	OK	SI	0.7
2	15.92	24.98	24.94	NO	SI	-0.1
3	15.11	24.94	24.87	NO	SI	-0.3
4	16.79	25.01	24.99	NO	SI	-0.1
5	19.62	25.10	25.11	OK	SI	0.0
6	22.86	25.18	25.20	OK	SI	0.1
7	28.37	25.27	25.30	OK	SI	0.1
8	34.83	25.33	25.38	OK	SI	0.2
9	46.44	25.41	25.45	OK	SI	0.2
10	69.63	25.48	25.52	OK	SI	0.1
11	109.39	25.54	25.56	OK	SI	0.1
12	170.11	25.57	25.59	OK	SI	0.1

Aun que la capacidad es inferior que la demanda en los niveles 2, 3 y 4, la diferencia entre ellos es insignificante. Para todos los niveles el error entre la capacidad y la demanda es mínimo, por lo que se considera que el refuerzo transversal calculado es correcto.

7. Determinación del refuerzo de confinamiento

Con base al refuerzo de confinamiento efectivo, detallamos la sección y establecemos la cuantía de refuerzo transversal.

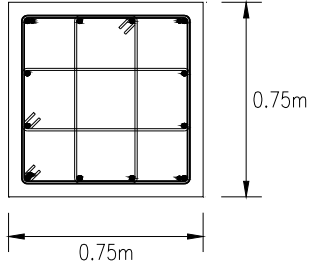
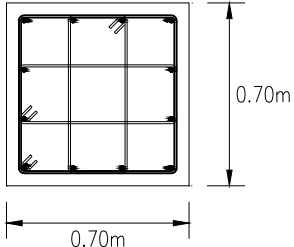
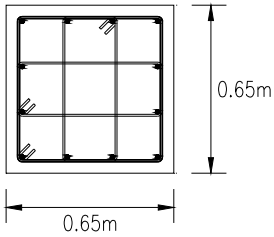
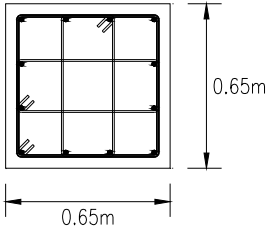
$$\rho_{st} = \frac{\lambda_e}{k_e}$$

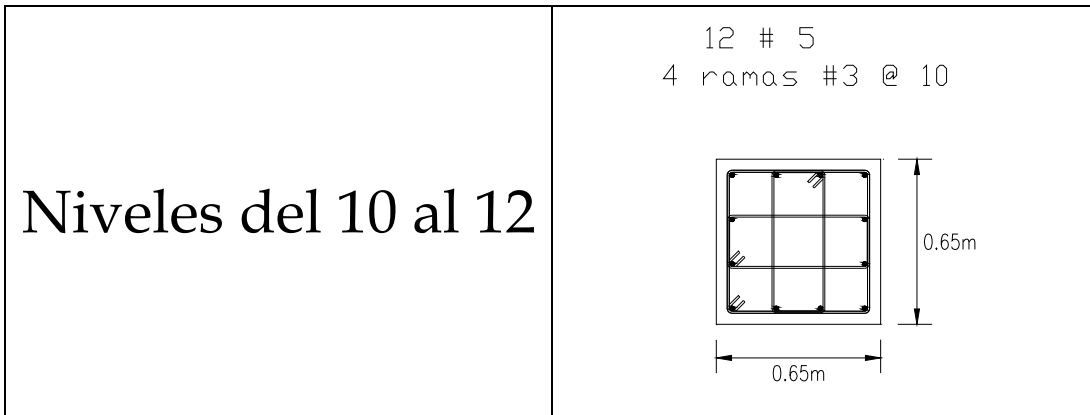
**Tabla 3.15 Armado de refuerzo transversal**

Nivel	$\rho_{ts}$	$s'$ (cm)	$A_{sh}$ (cm <sup>2</sup> )	Armado transversal	
				Cantidad	No
1	0.0113	7	2.66	4 ramas	# 3
2	0.0151	6	2.82	4 ramas	# 3
3	0.0159	6	2.72	4 ramas	# 3
4	0.0150	6	2.56	4 ramas	# 3
5	0.0141	7	2.82	4 ramas	# 3
6	0.0133	7	2.65	4 ramas	# 3
7	0.0124	8	2.83	4 ramas	# 3
8	0.0115	8	2.63	4 ramas	# 3
9	0.0107	8	2.44	4 ramas	# 3
10	0.0099	10	2.81	4 ramas	# 3
11	0.0090	10	2.57	4 ramas	# 3
12	0.0082	10	2.33	4 ramas	# 3

8. Secciones resultantes del análisis.

**Tabla 3.16 Secciones de columnas para el Diseño Sísmico Basado en Desplazamiento**

<p style="text-align: center;">Nivel 1</p>	<p style="text-align: center;">12#5 + 4#4 4 ramas #3 @ 10</p> 
<p style="text-align: center;">Nivel 2</p>	<p style="text-align: center;">12#5 + 4#3 4 ramas #3 @ 9</p> 
<p style="text-align: center;">Niveles 3 y 4</p>	<p style="text-align: center;">12 # 5 4 ramas #3 @ 9</p> 
<p style="text-align: center;">Niveles del 5 al 9</p>	<p style="text-align: center;">12 # 5 4 ramas #3 @ 10</p> 



### 3.2.3 Diseño basado en resistencia

Para el diseño basado en resistencia se tomó como base el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF, 2004) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC 2004). Para este análisis consideramos las mismas características de los materiales, concreto con  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , y acero de refuerzo con  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , la estructura está ubicada en la Zona III a, definida en el reglamento de construcción, la carga repartida es de  $2 \text{ t/m}$  en cada uno de los niveles.

#### 1. Propuesta de secciones

Como primer paso definimos las secciones en vigas y columnas en función de la geometría del edificio.

Vigas en todos los niveles  $50 \text{ cm} \times 120 \text{ cm}$   
Columnas en todos los niveles  $150 \text{ cm} \times 150 \text{ cm}$

#### 2. Determinación de cortantes sísmicos

Derivado de la ubicación de la estructura tenemos definido un coeficiente sísmico  $c = 0.4$  para la zona III a y en función de las condiciones de la estructura consideramos que el factor de comportamiento sísmico  $Q = Q' = 4$ . Los cortantes en la estructura fueron determinados a partir del método sísmico estático definido en el RCDF (2004).

$$P_i = \frac{c}{Q'} \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} \sum w_i$$

donde;  $c$  es un coeficiente sísmico,  $w_i$  es el peso del nivel  $i$ ,  $h_i$  es la altura sobre el terreno al nivel  $i$  y  $Q$  es el factor de comportamiento sísmico.

**Tabla 3.17 Cortantes de entrespiso**

Nivel	$W_i$ (t)	$h_i$ (t)	$W_i h_i$	$P_i$ (t)	$V_i$ (t)
12	42	49	2,058	7.62	7.62
11	42	45	1,890	7.00	14.62
10	42	41	1,722	6.38	21.00
9	42	37	1,554	5.76	26.76
8	42	33	1,386	5.13	31.89
7	42	29	1,218	4.51	36.40
6	42	25	1,050	3.89	40.29
5	42	21	882	3.27	43.56
4	42	17	714	2.64	46.20
3	42	13	546	2.02	48.22
2	42	9	378	1.40	49.62
1	42	5	210	0.78	50.40
<b>Suma</b>	<b>504</b>		<b>13,608</b>		

3. Revisión de los desplazamientos máximos permisibles

Con los cortantes y secciones definidas se obtiene el desplazamiento en la estructura para cada nivel y se compara con los desplazamientos máximos permisibles del RCDF (2004).

$$\Delta_u = \Delta_i \cdot Q$$

**Tabla 3.18 Revisión de los desplazamientos permisibles**

Nivel	$D_i$	$\Delta_i$	$\Delta_u$	$\Delta$ permisibles		Observación	
				0.006H	0.012H	0.006H	0.012H
0	0.0000	0.0000	0.0000	0	0		
1	0.0043	0.0043	0.0173	0.03	0.06	OK	OK
2	0.0101	0.0058	0.0231	0.024	0.048	OK	OK
3	0.0160	0.0059	0.0236	0.024	0.048	OK	OK
4	0.0215	0.0054	0.0218	0.024	0.048	OK	OK
5	0.0262	0.0048	0.0190	0.024	0.048	OK	OK
6	0.0302	0.0040	0.0160	0.024	0.048	OK	OK
7	0.0335	0.0032	0.0130	0.024	0.048	OK	OK
8	0.0360	0.0025	0.0102	0.024	0.048	OK	OK
9	0.0379	0.0019	0.0077	0.024	0.048	OK	OK
10	0.0393	0.0014	0.0056	0.024	0.048	OK	OK
11	0.0403	0.0010	0.0040	0.024	0.048	OK	OK
12	0.0411	0.0008	0.0032	0.024	0.048	OK	OK

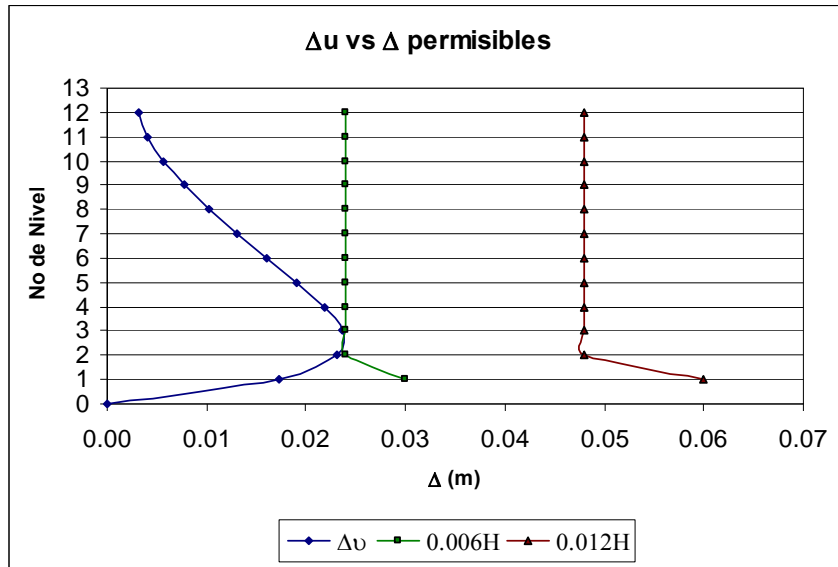


Figura 3.9 Comparacion de  $\Delta_u$  y  $\Delta_{\text{permisibles}}$

donde;  $D_i$  es el desplazamiento absoluto,  $\Delta_i$  es el desplazamiento relativo,  $\Delta_u$  es el desplazamiento último y  $H$  es la altura del entrespo.

Las secciones propuestas son correctas para cumplir con los desplazamientos máximos permisibles.

#### 4. Determinación del refuerzo longitudinal

Con ayuda del programa de cómputo para el análisis de estructuras SAP 2000, se obtuvieron los elementos mecánicos en la estructura debidos a las cargas gravitacionales y sísmicas (Figura 3.10).

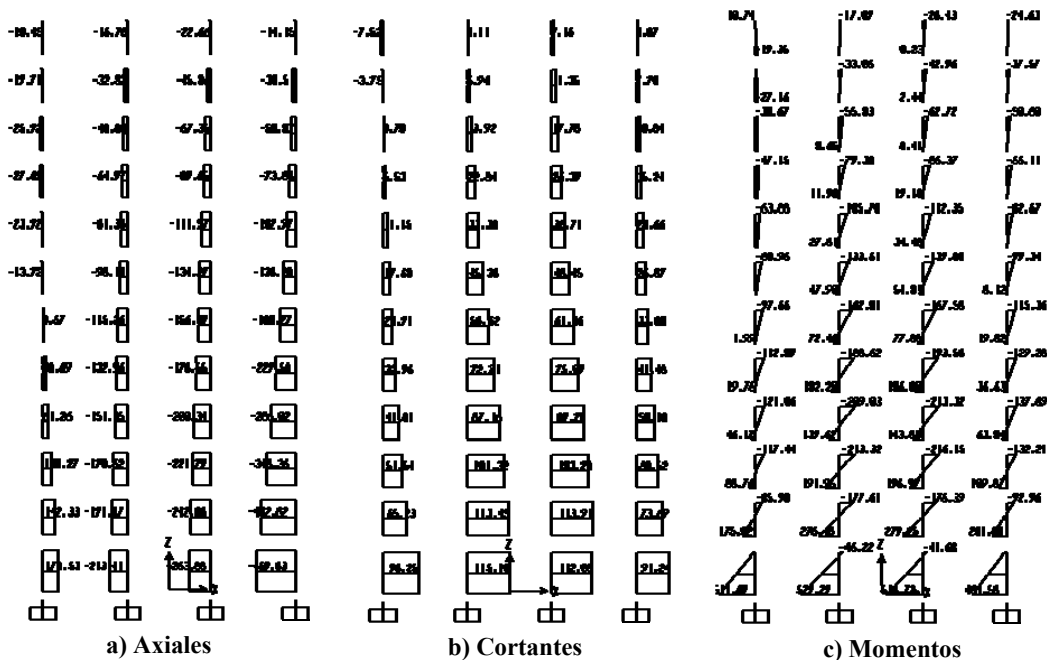


Figura 3.10 Elementos mecánicos en columnas

La cuantía de refuerzo longitudinal se determinó a partir de los diagramas de iteración para columnas.

$$\rho = \frac{qf''c}{fy}$$

$$As = \rho bd$$

$$R = \frac{Mu}{F_R bh^2 f''c}$$

$$K = \frac{P_u}{F_R bh f''c}$$

Considerando la sección más desfavorable en cada nivel se obtuvieron los resultados que se presentan en la tabla 3.20.

**Tabla 3.19 Acero de refuerzo longitudinal para cada entrespiso**

Nivel	P <sub>U</sub> (t)	V <sub>U</sub> (t)	M <sub>U</sub> (t-m)	K	R	q	p	As (cm <sup>2</sup> )
1	198.34	126.5	581.32	0.06	0.13	0.22	0.0089	<b>195.01</b>
2	183.33	124.7	303.34	0.06	0.07	0.18	0.0073	<b>159.56</b>
3	168.09	111.5	234.75	0.05	0.05	0.12	0.0048	<b>104.60</b>
4	152.36	96.0	230.23	0.05	0.05	0.12	0.0048	<b>104.60</b>
5	136.15	80.2	207.96	0.04	0.05	0.12	0.0048	<b>104.60</b>
6	119.56	64.8	178.84	0.04	0.04	0.12	0.0048	<b>104.60</b>
7	102.73	50.4	147.83	0.03	0.03	0.12	0.0048	<b>104.60</b>
8	85.76	37.3	117.29	0.03	0.03	0.12	0.0048	<b>104.60</b>
9	68.68	25.7	88.46	0.02	0.02	0.12	0.0048	<b>104.60</b>
10	51.59	16.0	61.85	0.02	0.01	0.12	0.0048	<b>104.60</b>
11	34.53	8.4	38.14	0.01	0.01	0.12	0.0048	<b>104.60</b>
12	17.29	4.1	20.82	0.01	0.00	0.12	0.0048	<b>104.60</b>

El refuerzo longitudinal en la mayoría de los elementos es el mínimo.

#### 5. Determinación del acero transversal

Para determinar el refuerzo transversal se usaron las siguientes expresiones:

$$\text{si } \rho < 0.015 \quad V_{cR} = \left( F_R bd (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c} \right) \left( 1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} \right)$$

$$\text{si } \rho \geq 0.015 \quad V_{cR} = \left( 0.5 F_R bd \sqrt{f_c} \right) \left( 1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} \right)$$

$$V_{sR} = V_u - V_{cR}$$

**Tabla 3.20 Diseño del refuerzo por cortante**

Nivel	P <sub>u</sub>	V <sub>u</sub>	V <sub>cR</sub>	V <sub>sR</sub>
1	198,341	126,478	98,368	28,110
2	183,326	124,674	89,658	35,016
3	168,091	111,496	76,491	35,005
4	152,361	96,041	76,126	19,915
5	136,147	80,245	75,750	4,495
6	119,559	64,845	75,365	0
7	102,729	50,391	74,974	0
8	85,756	37,268	74,581	0
9	68,684	25,729	74,184	0
10	51,590	15,994	73,788	0
11	34,529	8,437	73,392	0
12	17,292	4,147	72,992	0

En la tabla 3.21 se observa que para los niveles 6 al 12 no es necesario refuerzo de confinamiento debido al cortante sísmico, pero es necesario cumplir con el refuerzo de confinamiento mínimo. En los niveles del 1 al 5 el cortante que toma el acero genera una cuantía de refuerzo transversal menor a la mínima, por lo que rige la cuantía de refuerzo transversal mínima en todos los niveles, dada por las siguientes expresiones.

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.3 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} s b_c \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_{yh}} s b_c \end{cases}$$

Separación del refuerzo transversal para la zona de cortante ( $S_1$ ).

$$S_1 \leq \begin{cases} \frac{b_{\min}}{4} \\ 6d_{b, \text{long}} \\ 100mm \end{cases}$$

Separación del refuerzo transversal para la zona de confinamiento ( $S_2$ ).

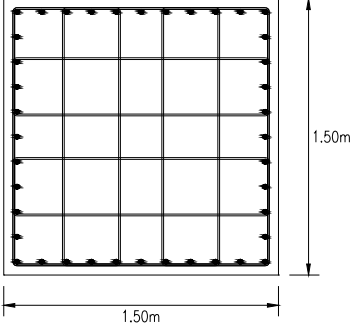
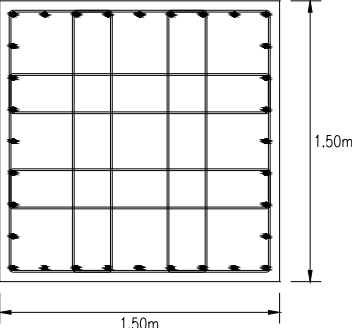
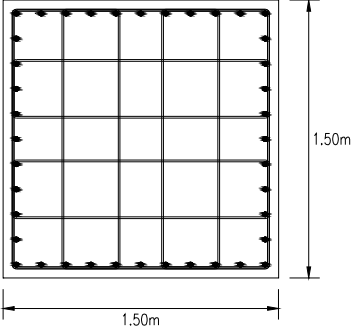
$$S_2 \leq \begin{cases} \frac{850d_{b, \text{longitudinal}}}{\sqrt{fy}} \\ 48d_{b, \text{estribo}} \\ \frac{b_{\min}}{2} \end{cases}$$

**Tabla 3.21 Acero de refuerzo transversal**

Nivel	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	A <sub>sh</sub>	No	Cantidad
1	10	46	7.61	# 4	6 ramas
2	10	46	7.61	# 4	6 ramas
3	10	46	7.61	# 4	6 ramas
4	10	46	7.61	# 4	6 ramas
5	10	46	7.61	# 4	6 ramas
6	10	46	7.61	# 4	6 ramas
7	10	46	7.61	# 4	6 ramas
8	10	46	7.61	# 4	6 ramas
9	10	46	7.61	# 4	6 ramas
10	10	46	7.61	# 4	6 ramas
11	10	46	7.61	# 4	6 ramas
12	10	46	7.61	# 4	6 ramas

6. Secciones resultantes del análisis.

**Tabla 3.22 Secciones de columnas para el Diseño Sísmico Basado en Resistencia**

<p style="text-align: center;"><b>Nivel 1</b></p> <p style="text-align: center;">40 var # 8 Zona de cortante 6 ramas # 4 @ 10 Zona de confinamiento 6 ramas # 4 @ 46</p>	
<p style="text-align: center;"><b>Nivel 2 y 3</b></p> <p style="text-align: center;">32 var # 8 Zona de cortante 6 ramas # 4 @ 10 Zona de confinamiento 6 ramas # 4 @ 46</p>	
<p style="text-align: center;"><b>Nivel del 4 al 12</b></p> <p style="text-align: center;">40 var # 6 Zona de cortante 6 ramas # 4 @ 10 Zona de confinamiento 6 ramas # 4 @ 46</p>	



### 3.2.4 Análisis de los resultados

De los resultados obtenidos se aprecia que las secciones en el Diseño Basado en Resistencia comparadas con las secciones del Diseño Basado en Desplazamiento son mayores. Para conocer la diferencia entre uno y otro procedimiento se realizó una tabla-resumen, en la cual se observa que efectivamente el consumo de materiales en el diseño basado en resistencia es hasta 5 veces la cantidad propuesta por el diseño basado en desplazamiento (Tabla 3.24).

**Tabla 3.23 Comparación entre DBR y DBD, en términos de cantidad de material**

	(DBR) Diseño Basado en Resistencia	(DBD) Diseño Basado en Desplazamiento	Relación DBR/DBD
Concreto (m <sup>3</sup> )	441	87	5.09
Acero Transversal (kg)	30,244	10,895	2.78
Acero Longitudinal (kg)	20,120	3,766	5.34
Total de acero (kg)	50,365	14,661	3.44

Si se considera un Precio Unitario (PU) para el metro cúbico de concreto de \$1,200 y un PU de \$1,350 para el la tonelada de acero de refuerzo se tiene que la diferencia en costo entre construir con un diseño y el otro es de \$ 907, 170.99 pesos, por lo que se obtiene un gran beneficio económico (Tabla 3.25).<sup>14</sup>

**Tabla 3.24 Comparación entre DBR y DBD, en términos de costos**

	(DBR) Diseño Basado en Resistencia	(DBD) Diseño Basado en Desplazamiento	Diferencia DBR-DBD
Concreto	\$ 529,200.00	\$ 104,028.00	\$ 425,172.00
Acero Transversal	\$ 408,298.06	\$ 147,087.36	\$ 261,210.70
Acero Longitudinal	\$ 271,624.75	\$ 50,836.46	\$ 220,788.29
Total de acero	\$ 679,922.81	\$ 197,923.82	\$ 481,998.99
<b>SUMA</b>	<b>\$ 1,209,122.81</b>	<b>\$ 301,951.82</b>	<b>\$ 907,170.99</b>

<sup>14</sup> NOTA: Los precios unitarios (PU) a los que se hacer referencia, fueron consultados de forma verbal con un representante de la empresa FORTA INGENIERIA (Diciembre, 2009).

### 3.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

Como se pudo notar en este trabajo el procedimiento de Diseño Basado en Desplazamiento, muestra mayor complejidad para el análisis de la estructura, debido a que se requiere de varias iteraciones para obtener un resultado aceptable, el procedimiento matemático no es complejo pero el hecho de realizarlo en varias ocasiones, es lo que lo convierte en un procedimiento menos aceptable desde el punto de vista práctico. En la tabla 3.26 se hace una comparación de los diseños analizados en términos cualitativos.

**Tabla 3.25\3.26 Comparación entre DBR y DBD**

<b>Objetivo</b>	<b>Diseño Basado en Resistencia (DBR)</b>	<b>Diseño Basado en Desplazamientos (DBD)</b>
Datos necesarios	Los datos más relevantes para este análisis son: características de los materiales, ubicación de la estructura para conocer el factor sísmico, características de la estructura para el factor de comportamiento sísmico.	Se requieren conocer las características de los materiales, el espectro de diseño para el estado límite de servicio y seguridad asociado al lugar donde se pretende diseñar lo cual hace más transparente el diseño sísmico.
Práctico	El procedimiento es sencillo además de que se está más familiarizado con él. En este caso solo se requiere revisar los desplazamientos permisibles, obtener fuerzas las fuerzas sísmicas y posteriormente los elementos mecánicos para detallar las secciones haciendo caso de todas las condiciones descritas por el RCDF.	El procedimiento resulta más laborioso por el hecho de ser un procedimiento iterativo, lo que lo hace más complicado como procedimiento manual. Con el uso de las computadoras esta barrera puede ser superada sin ningún problema ya que es completamente programable.
Economía	Del análisis de resultados se determinó que las secciones para el diseño basado en resistencia requieren de un volumen mayor de material, por consiguiente más mano de obra y equipo, lo que repercute en la economía de la construcción.	Con el procedimiento basado en desplazamiento, se determinaron secciones más óptimas, las cuales reducen el consumo de materiales mano de obra y equipo, contribuyendo así a la economía.
Control de daño	En el diseño basado en resistencia, el control del daño para el estado límite de falla no está explícitamente bien definido. Para considerar este	Al estar el daño vinculado con el desplazamiento de la estructura, se tiene una mejor apreciación de los daños que se pueden presentar en ella. Al

	<p>caso se hace uso de coeficientes que toman en cuenta la ductilidad y así se pretende evaluar la incursión de la estructura en el rango inelástico.</p>	<p>considerar estados límite de comportamiento bien definidos, acotamos a la estructura a que se comporte como lo indican estos límites.</p>
--	---	--

La ventaja principal del método de Diseño Basado en Desplazamiento no es el de la practicidad, pero los beneficios en cuanto a la predicción del comportamiento estructural y en consecuencia su confiabilidad para dotar a las estructuras de la seguridad necesaria, además de sus ventajas económicas, por consiguiente se puede tomar en cuenta como una opción para el diseño de columnas de edificios.

# CAPÍTULO 4

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este trabajo se revisaron los principales conceptos del diseño sísmico basado en desplazamiento como una opción viable para un diseño más racional y confiable de los edificios de concreto reforzado, poniendo énfasis en las columnas. De este estudio se derivan las conclusiones que se describen a continuación.

En esta tesis se propuso un procedimiento de diseño sísmico de edificios de concreto reforzado basado en conceptos de desplazamiento. De la revisión realizada a estos conceptos se rescatan aquellos que tienen buena estimación con respecto al desempeño de la estructura.

A partir del procedimiento descrito en esta tesis se logró obtener el diseño del marco de un edificio con el método de diseño basado en desplazamiento, el cual presenta ventajas significativas con relación a los procedimientos actuales de diseño basados en fuerzas. Se logró obtener el diseño para dos estados límite bien definidos por sus correspondientes niveles sísmicos, se consideró el comportamiento plástico de la estructura en el estado límite de supervivencia, con lo que se tiene mayor certeza de los posibles daños que pudiesen presentarse ante un evento extraordinario. Todos estos logros nos llevaron a secciones que presentan mayor eficiencia comparados con el procedimiento descrito en el RCDF (2004).

Este trabajo representa el inicio de un procedimiento que podría cambiar la forma de diseñar los edificios, debido a los beneficios implícitos en éste. Se requiere trabajar aun más para lograr analizar el comportamiento de edificios en tres dimensiones, considerar los efectos de torsión, la irregularidad en la estructura, mejorar el procedimiento desde el punto de vista práctico para lograr que sea aplicable a cualquier caso que se presente de forma más simple, entre muchos otros factores que participan en el comportamiento de la estructura.

El uso de la tecnología hoy en día es un factor muy importante ya que los procedimientos como el planteado en esta tesis pueden ser programados y hacer que el

procedimiento de iteración sea insignificante, de esta forma podríamos superar el principal reto que presenta el procedimiento de diseño basado en desplazamiento.

Al tener en cuenta que el diseño basado en desplazamiento permite optimizar materiales, es importante señalar que hoy en día este hecho cobra relevancia al buscar proteger el medio ambiente de las emisiones de gases contaminantes por la fabricación de materiales como el acero, por aquello que vivimos una fase de calentamiento global en el planeta, lo cual obliga a los ingenieros a diseñar con la menor cantidad de materiales que garanticen el buen desempeño de los edificios.

# REFERENCIAS

A.F.Alonso, M.Sanchez-Silva (2005) "Confiabilidad de un Sistema de un Grado de Libertad Considerando Diseño Directo por Desplazamientos", Universidad de los Andes, Bogota, tesis de maestría.

Alberto Sánchez Badillo y Amador Terán Gilmore (2008), "Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la zona del lago del Distrito Federal: Ejemplo de aplicación", Revista de ingeniería sísmica, No. 78 47-71.

Amador Teran Gilmore (1997), "Replanteamiento de los métodos actuales de diseño sismorresistente mediante el uso de conceptos de desempeño", Ingeniería Civil 333.

Aporta Walter J., Guarnieri Mauricio A. y Seguin, Carlos E. (2003), "Diseño Estructural por Desplazamientos para Sistemas de Múltiples Grados de Libertad", XIII Congreso sobre Métodos Numéricos y sus Aplicaciones.

ATC-40 (1996), "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", Volume 1.

Bazan / Meli (2007). "Diseño sísmico de edificios", Editorial LIMUSA.

Bertero, V. (1997). "Performance-Based Seismic Engineering: a critical review of proposed guidelines."

Carlos Avelar y Gustavo Ayala (2002), "Determinación de espectros de diseño de utilidad en el diseño sísmico basado en desempeño", Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica VII.

Díaz Barriga Juan Carlos, "Diseño sísmico de columnas de marcos transversales de puentes urbanos de concreto reforzado basado en desplazamiento", Especialidad en puentes, UNAM.

Egor P. Popov (2000), "Mecánica de Sólidos", Editorial, Edison Pearson.

Fundación ICA, A.C. (1988), "Experiencias Derivadas de los Sismos de Septiembre de 1985", Editorial LIMUSA.

Gulkan, P y M Sozen (1974), "Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquake motions", ACI, Vol. 71.

Henry J. Cowan (1993), "Diseño estructural de concreto reforzado", Editorial, CECSA.  
J. Díaz S. Zapata 1994, Resistencia de materiales, Editorial, LIMUSA.

Ismael Basilio Sánchez (2002), "Diseño sísmico por desempeño de marcos de edificios altos", Tesis de Maestría, UNAM.

Iwan (1980), "Estimating inelastic response spectra from elastic spectra", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 8.

J GERE (2004), "Timoshenko Resistencia De Materiales", Editorial: PARANINFO

Julián Carrillo (2007), "Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Estructuras Utilizando un Diseño por Desempeño", *Dyna*, Año 75, Nro. 155.

Julián Carrillo (2007), "Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras utilizando un diseño por desempeño", *Dyna*, Año 75. No 155.

Julián Carrillo (2008), "Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Estructuras Utilizando un Diseño por Desempeño", *Dyna*, Año 75, Nro. 155, pp. 91-102. Medellín.

Kowalsky, (1994), "Displacement based design-A methodology for seismic design applied to RC bridge columns", Master's thesis, University of California at San Diego, La Jolla, California.

M. R. Dalmau - J. Villardell (2003), "Análisis plástico de estructuras", Editorial UPC.

Manuel Jara Díaz y Joan Ramón Casas Rius (2002), "Modelo lineal equivalente para puentes con disipadores de energía histeréticos, basados en desplazamientos", *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*.

Mauricio Gallego (2001), "Diseño Sísmico por Desempeño en Colombia", *Revista de Ingeniería Universidad de los Andes*, No 13.

Meter Fajfar (2000), "A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design", *Earthquake Spectra*, Vol. 16 No. 3.

Miranda E. y Baéz J. I. (1998), "Factores de reducción de resistencia para estructuras en sitios firmes", *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Monterrey, Nuevo León.

Miranda E., M. Ordaz, J. Alonso y C. Montoya (1996), "Evaluación simplificada del riesgo sísmico de edificios en la ciudad de México", *Reporte Interno 6514*, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Newmark, N M y E Rosenblueth (1971), "Fundamentals of earthquake engineering", Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N J

Ordaz, M y L E Pérez (1998), "Estimation of strength-reduction factors for elastoplastic systems: a new approach", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 27.

Organización Panamericana de la Salud (2000), "Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud", *Serie Mitigación de Desastres*.

Oscar M. Gonzáles Cuevas (1985), "Aspectos fundamentales del concreto reforzado", Editorial LIMUSA.

Panagiotakos T.B. y Fardis M.N. (2001), "Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate", *ACI Structural Journal*, Vol. 98, No. 2, March-April 2001.

Park, R. y Paulay, T. (1975). "Reinforced concrete structures." John Wiley Sons. New York.

Patricio Zapata y Vinicio Suárez (2006), "Revisión de los Fundamentos del Diseño Basado en Desplazamientos para Puentes", Unidad de Ingeniería civil, Geología y Minas.

Priestley M J N (2000), "Performance based seismic design", Memorias 12th World Conference on Earthquake Engineering, Nueva Zelanda.

Ramírez Masferrer Javier Ángel (2001). "Estructuras de Hormigón y Sismos", Programa CYTED. Madrid.

Raúl Bertero (2004), "Ingeniería sísmica basada en el desempeño de las construcciones", Ingeniería Estructural, Año 12. No 29.

Raul D. Bertero and Vitelmo Bertero (2002), "Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach" Earthquake Engineering and Structural Dynamics.

RCDF (2004), "Reglamento de Construcción para el Distrito Federal", Editorial TRILLAS.

Ricardo León Bonett Díaz (2003), "Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada", Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña.

Rivera Vargas y Díaz Barriga Rivera (2009), "Evaluación de diferentes métodos de diseño sísmico de puentes basado en desplazamiento ", Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.

Rivera Vargas y Domínguez Rodríguez (2009), "Propuesta de cuantías de refuerzo longitudinal y transversal en columnas de puentes de concreto reforzado para satisfacer las demandas sísmicas del valle de México", Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.

Rivera Vargas y Meli Piralla (2008), "Procedimiento de diseño sísmico de columnas de puentes urbanos de concreto reforzado", Revista de ingeniería sísmica No. 79 1-23.

Rivera Vargas y Torres Delgado (2009), "Revisión de los métodos aproximados para calcular demandas de desplazamiento inelástico en suelos firmes y de transición", Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.

Rivera, D (2005a), "Diseño sísmico de columnas de puentes urbanos de concreto reforzado en la ciudad de México", Tesis de Doctorado, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM.

Rivera, D (2005b), "Revisión de los métodos aproximados para calcular demandas de desplazamiento inelástico en suelos blandos", Memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Ciudad de México.



Roberto Meli y Carlos Reyes (2002), "Criterios de diseño sísmico por desempeño y su aplicación en el reglamento de construcción para el Distrito Federal", Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica VII.

Rosenblueth, E y I Herrera (1964), "On a kind of hysteretic damping", Journal of Engineering Mechanics División ASCE, 90.

Ruiz, J y E Miranda (2004), "Inelastic displacement ratios for design of structures on soft soils sites", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 130, No. 12.

Santa Ana, P (1996), "Demandas de desplazamiento inelástico en estructuras en la zona blanda de la ciudad de México", Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Servicio Sismológico Nacional (2009), <http://www.ssn.unam.mx>

Sullivan, T J, G M Calvi y M N J Priestley (2003), "The limitations and performances of different displacement based design methods", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 7, Imperial College Press.

T. B. Panagiotakos and M. N. Fardis (2001), "A displacement-based seismic design procedure for RC buildings and comparison with EC8", Earthquake Engineering and Structural Dynamics.

Universidad de La Rioja (2009), <http://dialnet.unirioja.es/>

Veletsos A. S. y N. M. Newmark (1960), "Effect of inelastic behavior of simple system to earthquake motions", Proceedings Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokio, Japan.

Vinicio A. Suárez Chacón (2006) "Implementación del Diseño por Desplazamientos para Puentes en el Ecuador", Unidad de Ingeniería Civil Geología y Minas.

Vinicio Suárez Chacón, "DDBD como método alternativo dentro de la nueva norma de diseño sismo-resistente de AASHTO", Unidad de Ingeniería Civil Geología y Minas de la UTPL

Visión 2000 Committe (1995), "Performance based seismic engineering of buildings", Structural Engineers Association of California, (SEAOC).

Yael Hose, Pedro Silva and Frieder Seible (2000), "Developer of a performance evaluation database for concret bridge components and systems under simulated seismic loads", Earthquake Spectra, Vol. 16 No. 2.