



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO  
EN INGENIERÍA**

**INSTITUTO DE INGENIERÍA**

**ESTUDIO COMPARATIVO DE MÉTODOS DE DISEÑO  
SÍSMICO BASADOS EN DESPLAZAMIENTOS  
APLICADOS A ESTRUCTURAS RETICULARES DE  
CONCRETO REFORZADO**

**T E S I S**

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA**

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A:

**TIRSO DANIEL MÉNDEZ SILVA**

TUTOR:

**DR. A. GUSTAVO AYALA MILIÁN**



CIUDAD UNIVERSITARIA  
México 2011

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Orlando Javier Díaz López  
Secretario: M.I. Octavio García Domínguez  
Vocal: Dr. Amado Gustavo Ayala Milián  
1<sup>er</sup> Suplente: Dr. Darío Rivera Vargas  
2<sup>do</sup> Suplente: Dr. Oscar López Bátiz

Lugar o lugares donde realizó la tesis:

Instituto de Ingeniería, UNAM

**TUTOR DE TESIS:**

---

Dr. A. Gustavo Ayala Milián

## AGRADECIMIENTOS

Agradezco primeramente a dios por ponerme en este camino y permitirme conocer personas maravillosas, de las cuales he aprendido y aprenderé cosas valiosas a lo largo de esta hermosa ruta que es la vida.

Agradezco a mi padre Manuel Méndez Ramos, mi madre Magdalena Silva Salazar y a mis hermanos, cuyo apoyo incondicional ha sido uno de los principales sustentos de mi vida.

Agradezco a mi prometida y futura esposa Ana Laura Botello Moreno por todo el apoyo, comprensión y amor incondicional que me ha demostrado desde siempre.

Agradezco a mi tutor el Dr. A. Gustavo Ayala Milián, por permitirme formar parte de su equipo de trabajo, por compartir su tiempo, conocimientos y apoyo durante mis estudios de posgrado.

Agradezco al Dr. Orlando Javier Díaz López, Dr. Darío Rivera, Dr. Oscar López Bátiz y M. I Octavio García Domínguez, por la revisión de este trabajo y sus valiosos comentarios, que sin lugar a duda enriquecieron su contenido.

Agradezco al grupo de trabajo de mi tutor, a mis compañeros de generación por brindarme su amistad y apoyo, y agradezco en especial al M. I. Hugo Castellanos Rosado por sus observaciones, comentarios y sugerencias que me ayudaron a desarrollar mejor el presente trabajo.

Agradecimiento especial al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el apoyo económico recibido durante mis estudios de maestría y la posibilidad de realizar mi tesis como parte del proyecto “Desarrollo de conceptos, modelos teóricos y métodos simplificados para la evaluación y diseño sísmico de estructuras basadas en desempeño”.

Agradezco también a la Dirección General de Asuntos del Personal Académico (DGAPA), por el apoyo económico recibido durante la etapa final de la elaboración de la presente tesis.

# ÍNDICE

<b>Resumen</b> .....	iii
<b>Abstract</b> .....	iv
<b>Capítulo 1.- Introducción</b> .....	1
1.1. Definición del problema.....	1
1.2. Objetivos.....	2
1.3. Contenido del trabajo.....	2
<b>Capítulo 2.- Diseño sísmico basado en el desempeño</b> .....	4
2.1. Antecedentes del diseño sísmico estructural.....	4
2.2. Fundamentos del diseño sísmico basado en desempeño.....	5
2.3. Diseño sísmico basado en desplazamientos.....	10
2.3.1. Desventajas del diseño sísmico basado en fuerzas.....	10
2.3.2. Hipótesis fundamentales del diseño sísmico basado en desplazamientos.....	11
2.3.3. Métodos de diseño sísmico basados en desplazamientos.....	12
<b>Capítulo 3.- Métodos relevantes de diseño sísmico basados en desplazamientos</b> .....	17
3.1. Diseño sísmico directo basado en desplazamientos (Priestley <i>et al.</i> , 2007).....	17
3.1.1. Procedimiento de diseño.....	17
3.1.2. Diseño sísmico basado en desplazamientos con factor de energía.....	22
3.2. Diseño sísmico basado en deformaciones directas (Kappos y Stefanidou, 2010).....	27
3.2.1. Procedimiento de diseño.....	27
3.3. Diseño sísmico por desplazamientos con control de daño (Ayala <i>et al.</i> , 2009).....	32
3.3.1. Procedimiento de diseño.....	32
<b>Capítulo 4.- Ejemplo de aplicación de los métodos de diseño sísmico basados en Desplazamientos</b> .....	40
4.1. Consideraciones generales.....	40
4.2. Descripción del edificio.....	43
4.3. Aplicación de los métodos de diseño sísmico basados en desplazamientos.....	44

4.3.1. Aplicación del método diseño sísmico directo basado en desplazamientos (Priestley <i>et al.</i> , 2007).....	44
4.3.2. Aplicación del método de diseño sísmico basado en deformaciones directas (Kappos y Stefanidou, 2010).....	47
4.3.3. Aplicación del método de diseño sísmico por desplazamientos con control de daño (Ayala <i>et al.</i> , 2009).....	51
<b>Capítulo 5.- Evaluación y comparación de resultados.....</b>	<b>55</b>
5.1. Aspectos importantes a evaluar.....	55
5.1.1. Configuración de desplazamientos y distorsiones.....	55
5.1.2. Distribución de daño.....	57
5.1.3. Elementos mecánicos.....	59
<b>Capítulo 6.- Conclusiones y recomendaciones.....</b>	<b>62</b>
6.1. Conclusiones.....	62
6.2. Recomendaciones.....	63
<b>Referencias.....</b>	<b>64</b>

## RESUMEN

En la actualidad el diseño sísmico basado en desempeño ha tenido un importante desarrollo, el cual ha permitido crear procedimientos de diseño basados en diferentes índices de desempeño, tales como ductilidad, desplazamientos, energía, etc. En particular los procedimientos de diseño sísmico basados en desplazamientos permiten tener un mejor control del daño, ya que los desplazamientos en las estructuras inducidos por el movimiento del terreno producido por un sismo están directamente relacionados con el daño estructural, lo que explica porque al diseñar una estructura sometida a una demanda sísmica determinada se recomiende usar como parámetros de desempeño los desplazamientos objetivo máximos correspondientes a un estado límite.

En esta tesis se presenta una revisión exhaustiva de tres métodos de diseño sísmico basados en desplazamientos, el propuesto por Priestley, por Kappos y por Ayala. Para ilustrar la aplicación de cada uno de estos métodos, se diseña un marco regular de concreto reforzado de 17 niveles y, a partir de estos diseños y la correspondiente evaluación de los desempeños alcanzados vía análisis no lineales paso a paso, se discute la racionalidad de sus hipótesis, la precisión en la estimación del comportamiento estructural bajo las acciones de diseño y la facilidad de implementarlos en la práctica del diseño estructural. Este trabajo concluye con la discusión de las fortalezas y limitaciones de los métodos estudiados, así como las recomendaciones para investigaciones futuras relacionadas con este tema.

## **ABSTRACT**

Currently the performance-based seismic design has experienced an important development, which has produced design procedures based on different performance levels, such as ductility, displacement, energy, etc. In particular, the displacement based seismic design procedures allow a better damage control since the displacements induced to a structure by the ground motion caused by an earthquake, are closely related to the intensity of damage, something that explains why when designing a structure under a given seismic demand, the parameter that must be met is a target maximum displacement, corresponding to an acceptable damage limit state.

This thesis presents a comprehensive review of three displacement based seismic design methods proposed by Priestley, by Kappos and by Ayala. To illustrate the application of each method, a 17 storey reinforced concrete regular framework is designed and from these designs and their corresponding performance evaluations via nonlinear step by step analyses, the rationality of their hypotheses, the accuracy in estimating structural behavior under design actions and the ease of implementation in structural design practice is discussed. The paper concludes with a discussion of the strengths and limitations of the methods studied, as well as recommendations for future research related to this topic.

# 1.- INTRODUCCIÓN

Durante un evento sísmico, el movimiento del terreno se transmite a los edificios que se apoyan sobre éste. La base de un edificio tiende a seguir el movimiento del terreno, mientras que, su masa se opone a ser desplazada y a seguir el movimiento de su base. Se generan entonces las fuerzas de inercia y los desplazamientos que producen esfuerzos importantes en los elementos de la estructura y que pueden conducirla a la falla, las fuerzas y desplazamientos generados son función de la intensidad del movimiento del suelo (aceleraciones del terreno) y de las propiedades de la estructura misma. Por lo tanto el objetivo principal de la ingeniería sísmica es diseñar estructuras que cumplan con cierta integridad y resistencia para las diferentes intensidades sísmicas, evitando de esta manera fallas que ocasionen pérdidas de vidas humanas y económicas.

## 1.1 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

Los eventos sísmicos intensos de los últimos años tales como: ciudad de México (1985), Northridge (EUA, 1994), Kobe (Japón, 1995), Turquía (1999), Sichuan (China, 2008), entre otros, provocaron pérdidas humanas y económicas muy altas sobrepasando las esperadas, dejando en evidencia las limitaciones de los métodos de diseño actualmente existentes en los reglamentos. Estos métodos consideran factores de reducción de fuerzas y solo revisan los desplazamientos superficialmente al final del proceso, ocasionando que exista una gran incertidumbre al predecir el comportamiento estructural, debido a la naturaleza aleatoria del evento sísmico y de las intensidades extraordinarias que pueden alcanzar sus efectos.

Por lo tanto en los últimos años resurge la filosofía de diseño sísmico basado en el desempeño, que se define como: *“la selección de los criterios de diseño, sistemas estructurales y configuración apropiados; el dimensionamiento y detallado de una estructura así como de sus elementos no estructurales y contenido; y la garantía y el control de calidad durante la construcción y el mantenimiento a largo plazo, de manera que a niveles especificados de movimiento del terreno y con niveles predefinidos de confiabilidad, la estructura no se dañará más allá de ciertos estados límite u otros estados de utilidad”* (SEAOC, 1995). En base a estos principios se busca crear estructuras seguras y económicas, estableciendo por una parte, evitar el colapso, pero aceptando daño, ante un sismo excepcionalmente severo que se pueda presentar en la vida de la estructura; y, por otra, evitar daños de cualquier tipo ante sismos moderados que tengan una probabilidad significativa de presentarse en ese lapso.

Con base en lo anterior, se han desarrollado nuevas metodologías, enfocadas a tener un mejor control sobre los objetivos de desempeño estructural y considerar explícitamente los aspectos que influyen en la respuesta estructural. Para lograr esto, se han desarrollado diversos métodos basados en los desplazamientos y deformaciones, ductilidades, energía, etc.

El desplazamiento, de acuerdo con muchos investigadores es la forma más directa de medir la intensidad de daño en una estructura al presentarse un sismo. Por esta razón, se han desarrollado varios métodos de diseño sísmico por desplazamientos basados en desempeño.

Actualmente existe una gran variedad de métodos de diseño sísmico basados en desplazamientos y deformaciones: método de diseño sísmico directo basado en desplazamientos (Priestley *et al.*, 2007), diseño sísmico basado en deformaciones directas (Kappos y Stefanidou, 2010), diseño sísmico basado en desplazamientos con control de daño (López *et al.*, 2009), diseño sísmico basado en desplazamientos con factor de energía (Sullivan, 2010), diseño sísmico con deformación controlada (Panagiotakos *et al.*, 2001), diseño basado en desplazamientos usando el espectro inelástico (Chopra y Goel, 2001), método del espectro de capacidad (Freeman, 1998), diseño basado en desplazamientos directos (SEAOC, 1999), etc.

## 1.2 OBJETIVOS

Ya que en muchos casos, el desplazamiento es la forma más directa para cuantificar la intensidad de daño en una estructura, el objetivo de este trabajo es dar una explicación general de los métodos de diseño sísmico basado en desplazamientos, para tener una idea clara de los alcances y limitaciones de cada método.

Debido a que existe una gran variedad de métodos de diseño sísmico basado en desplazamientos, se seleccionan tres considerados los más importantes en base a su difusión e hipótesis consideradas, describiéndose a detalle, con la finalidad de determinar las ventajas y desventajas de su aplicación.

En trabajos anteriores se ha visto que los métodos de diseño sísmico basado en desplazamientos tienen muy buenos resultados al compararlos con un análisis dinámico paso a paso. Así, el método de diseño sísmico basado en desplazamientos con control de daño desarrollado por Ayala y colaboradores, (López, 2009), se basa en el principio básico de que la curva de capacidad de un sistema de múltiples grados de libertad puede idealizarse como una curva bilineal misma que se transforma mediante conceptos de la dinámica estructural a una de un sistema simplificado de referencia correspondiente al modo fundamental en el espacio espectral de pseudoaceleraciones vs desplazamientos (López, 2009), el método de diseño sísmico directo basado en desplazamientos desarrollado por Priestley, caracteriza a la estructura por la rigidez secante para un desplazamiento máximo y un nivel de amortiguamiento equivalente apropiado para la energía histerética disipada durante la respuesta inelástica (Aguilera, 2011) y el método de diseño sísmico basado en deformaciones directas, desarrollado por Kappos, se basa en análisis dinámico paso a paso (Kappos y Stefanidou, 2010).

Con el propósito de analizar y comparar la eficiencia de cada uno de los tres métodos seleccionados, se hace el diseño de un marco plano de concreto reforzado de 17 niveles destinado al uso de oficinas. Utilizando los límites de desplazamiento y deformación impuestos por el Reglamento de Construcción del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, RCDF/NTC-DS, (GDF, 2004) y el informe 273 de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, FEMA, por sus siglas en inglés, (FEMA, 1997). Para el diseño de los elementos estructurales se utiliza el registro SCT-EW 1985, considerando las bases de cada método.

La finalidad de este trabajo es darles los elementos básicos a los ingenieros estructuralistas, para aplicar los métodos de diseño sísmico basado en desplazamientos, sin dejar a un lado las limitantes que aún se presentan para estas metodologías. De manera igualmente importante despertar el interés de los investigadores, para hacer que estas limitantes se reduzcan y hagan posible su inclusión en los reglamentos futuros.

## 1.3 CONTENIDO DEL TRABAJO

El presente trabajo se divide en 6 capítulos, los cuales se describen de la siguiente forma:

- En este primer capítulo se define el problema, los objetivos que se desean alcanzar y el contenido general de la tesis.
- En el segundo capítulo se presentan los fundamentos y el estado actual del diseño sísmico por desempeño, así como las desventajas de los métodos basados en fuerzas que se encuentran en los reglamentos, también se describen los métodos de diseño sísmico por desplazamientos existentes actualmente y su justificación para utilizarlos.
- En el tercer capítulo se describen detalladamente los tres métodos seleccionados como los más relevantes e importantes del diseño sísmico basado en desplazamientos y el procedimiento que se debe seguir para el diseño de una estructura reticular de concreto reforzado. Estos tres métodos son: diseño sísmico directo basado en desplazamientos, diseño sísmico basado en deformaciones directas y diseño sísmico basado en desplazamientos con control de daño.

- En el cuarto capítulo se muestra la aplicación de los tres métodos de diseño sísmico basado en desplazamientos a un marco plano de concreto reforzado de 17 niveles. Se presentan las consideraciones generales, la descripción del marco plano y los resultados del procedimiento de cada uno de los métodos.
- En el capítulo quinto se comparan los resultados que se obtienen con cada método, los aspectos más importantes a evaluar son: desplazamientos y distorsiones; distribución de daño generado por las rotaciones actuantes y los elementos mecánicos actuantes en vigas y columnas.
- Por último en el capítulo sexto se presentan las conclusiones relacionadas con los métodos analizados, así como las recomendaciones de futuras investigaciones respecto al tema analizado.

## **2.- DISEÑO SISMICO BASADO EN EL DESEMPEÑO**

### **2.1 ANTECEDENTES DEL DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS**

El diseño sísmico de estructura ha estado en constante cambio a diferencia del diseño estructural para cargas gravitacionales, cargas vivas, cargas de viento, cargas de nieve, cargas de granizo, etc. A medida que se ha adquirido mayor conocimiento del comportamiento de estructuras ante sismos, los procedimientos se han ido actualizando y refinando.

A principios del siglo XX, las acciones sísmicas sobre las estructuras fueron percibidas como fuerzas laterales proporcionales a la masa debido al parecido o familiaridad de éstas en el diseño para otro tipo de cargas (viento, etc.), resistidas como acciones elásticas.

En la década de 1940 y 1950 la influencia del período estructural en la intensidad de las fuerzas de inercia se incorporó en el diseño estructural, pero el análisis estructural seguía basándose en una respuesta elástica.

Para las décadas de 1960 y 1970 se introdujo el concepto de ductilidad, gracias a que evidencia experimental y empírica mostraba que una estructura con un buen detallado podría sobrevivir niveles de movimiento del suelo capaces de inducir fuerzas de inercia mayores a las predichas por el análisis elástico, gracias a este concepto se desarrollaron las primeras relaciones entre ductilidad y factores de reducción de fuerzas basadas en la “regla de iguales desplazamientos”, Veletsos y Newmark (1961). Los procedimientos sísmicos mantuvieron el mismo enfoque, evaluando el comportamiento sísmico mediante la ductilidad usando factores de reducción de fuerza y realizando una revisión indirecta de los desplazamientos al final.

Para finales de la década de 1970 en Nueva Zelanda (Park y Paulay, 1975) se desarrollaron los principios del diseño por capacidad, el cual reconocía que una estructura bajo acciones sísmicas podría tener un mejor comportamiento si se aseguraba que se generaran articulaciones plásticas en vigas y no en columnas (mecanismo de “columna fuerte-viga débil”) y si la resistencia a cortante fuera mayor al cortante actuante, para así evitar una falla frágil por cortante. De aquí parte el diseño sísmico basado en desempeño, el cual se enfoca en tener un mejor control sobre los aspectos que influyen en la respuesta estructural.

Fue hasta las décadas de 1980 y 1990 que se le dio importancia a los desplazamientos, aceptando que el movimiento del terreno debido a un sismo induce desplazamientos y distorsiones en una estructura los cuales están directamente relacionados con la intensidad de daño. Por lo tanto la vulnerabilidad estructural debe estar relacionada con deformaciones y no con fuerzas (Priestley y Calvi, 1997). Gracias a esto, los desplazamientos se han vuelto un parámetro de control del comportamiento de edificaciones, de acuerdo a las tendencias del diseño sísmico basado en desempeño.

## 2.2 FUNDAMENTOS DEL DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO

La experiencia en sismos recientes ha puesto en evidencia una importante limitación del enfoque implícito en los códigos de diseño sísmico hasta ahora empleados; el desempeño de una edificación durante un sismo no está dado de manera explícita en estos códigos y los enfoques empleados no conducen a un eficiente control de los daños ni a una plena satisfacción de la filosofía de diseño sismo resistente (Bertero, 1992). Ya que la mayoría de los códigos para diseño sísmico solo consideran un nivel de intensidad sísmica, esto ha ocasionado que edificios diseñados con estos códigos sufran daños estructurales y/o no estructurales asociados a sismos de naturaleza frecuente, que aunque no ocasionan el colapso de la estructura, si afectan su funcionalidad, generando en consecuencia grandes pérdidas económicas. Por lo tanto, es importante reconocer que la seguridad ante el colapso debido a grandes sismos no implica necesariamente un comportamiento aceptable de la edificación durante sismos de pequeña o moderada intensidad, por lo que se requiere definir múltiples niveles de desempeño como una estrategia aceptable de evaluación.

El criterio actual del diseño sísmico basado en desempeño pretende predecir y controlar el comportamiento estructural, es decir, diseñar un sistema estructural para sustentar un nivel predefinido de daño bajo un nivel predefinido de intensidad sísmica. Dentro de la concepción del diseño basado en el desempeño sísmico, se encuentran las recomendaciones del Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) y las propuestas del ATC-40 (ATC, 1996). Ambas propuestas se fundamentan en los mismos conceptos.

El diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de apropiados esquemas de evaluación que permitan el dimensionamiento y detallado de los componentes estructurales, no estructurales y del contenido, de manera que para un nivel de movimiento especificado y con diferentes niveles de confiabilidad, la estructura no debería ser dañada más allá de ciertos estados límite (SEAOC, 1995). El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño en un edificio afectado por un sismo y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento sísmico. Este concepto no es solo aplicable a edificios, si no que puede ser extendido a todo tipo de estructuras e incluso a sus componentes no estructurales y contenido (Hamburger y Moehle, 2000; Porter *et al.*, 1993).

La idea principal de esta filosofía es determinar de manera cualitativa el comportamiento esperado de una edificación durante movimientos sísmicos de diferentes intensidades, estableciendo los conceptos fundamentales de nivel de desempeño, nivel de amenaza y desempeño esperado de la edificación.

El nivel de desempeño representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación y la funcionalidad de la edificación posterior al movimiento sísmico (ATC, 1996).

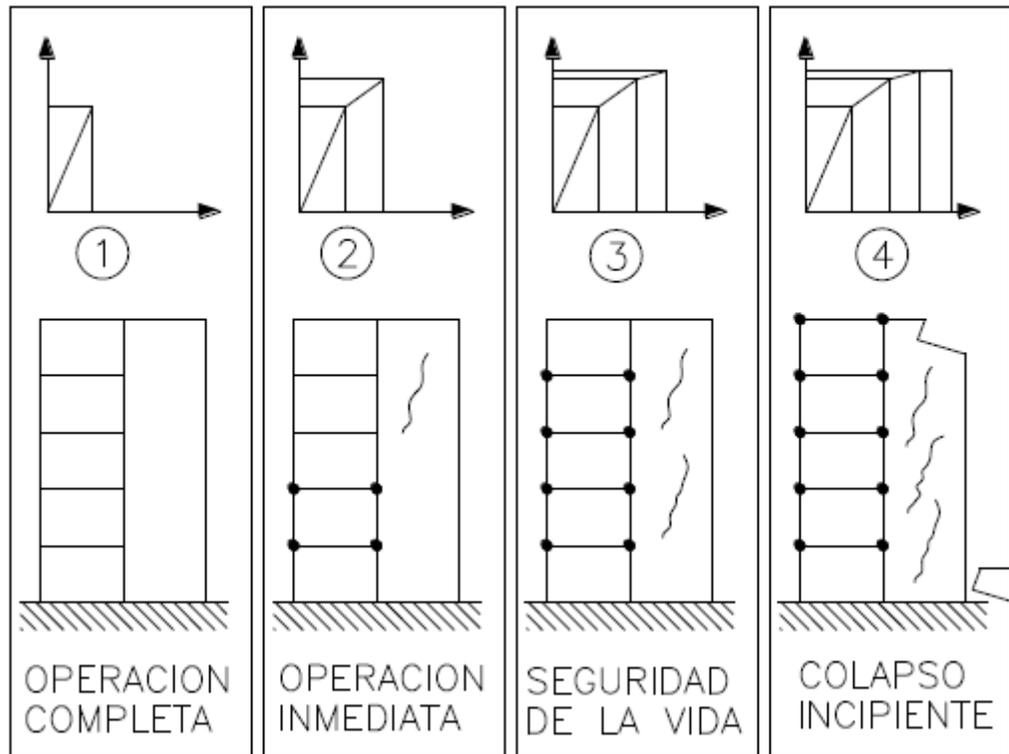
El Comité VISION 2000 y el informe ATC-40 definen los siguientes niveles de desempeño:

**Tabla 2.1 Definición de niveles de desempeño (VISION 2000 y ATC-40)**

Comité VISION 2000, SEAOC	ATC-40
<p><u>Completamente Operacional:</u> Nivel de desempeño en el cual no ocurren daños. Consecuencias sobre usuarios despreciables, la edificación permanece segura para sus ocupantes, todos los servicios de la edificación permanecen funcionales. No se requieren reparaciones.</p>	<p><u>Operacional:</u> Se relaciona con la funcionalidad. Los daños en componentes estructurales son limitados, los elementos no estructurales permanecen funcionando, las reparaciones requeridas no perturban las funciones, se mantiene la seguridad de los ocupantes, se mantienen las funciones de los servicios de la edificación.</p>
<p><u>Ocupación Inmediata:</u> Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos no estructurales y daños ligeros en elementos estructurales. Daño limitado, pero con interrupción parcial de las funciones de la edificación, se requieren reparaciones menores.</p>	<p><u>Ocupación Inmediata:</u> Los espacios de la edificación, los sistemas y los equipamientos permanecen utilizables. Se mantienen en funcionamiento los servicios primarios, servicios secundarios con pequeñas interrupciones. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.</p>
<p><u>Seguridad de Vidas:</u> Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos estructurales y no estructurales. Degradación de rigidez lateral, interrupción de servicios (eléctricos, mecánicos, vías de escape). El edificio probablemente requerirá reparaciones importantes.</p>	<p><u>Seguridad de Vidas:</u> Constituye en nivel de desempeño de la edificación que se espera alcanzar con la aplicación de los actuales códigos sísmicos. Se caracteriza por presentar daños limitados en componentes estructurales, eventual fallo de los no estructurales, posible fallo en los servicios. Con baja probabilidad de atentar contra la vida</p>
<p><u>Prevención al Colapso:</u> Nivel de desempeño en el cual ocurren daños severos en elementos estructurales y total en elementos no estructurales. Degradación de la rigidez lateral comprometiendo la estabilidad de la estructura, interrupción de servicios. Edificación completamente insegura para sus ocupantes y las reparaciones resultan no factibles técnica o económicamente.</p>	<p><u>Estabilidad Estructural:</u> Para este estado de daño no queda reserva alguna del sistema resistente a carga lateral, solo se mantiene capacidad del sistema resistente a cargas verticales para mantener la estabilidad de la estructura, el peligro para la vida es muy alto. Debido al nivel de daño no se requiere revisión de los componentes no estructurales. Se exige el desalojo de edificación.</p>

En la fig 2.1 se expresa de manera gráfica el daño estructural y los niveles de desempeño correspondientes.

## NIVELES DE DESEMPEÑO



**Figura 2.1 Niveles de desempeño según VISION 2000, (SEAOC, 1995)**

El desempeño esperado de la edificación es una expresión del comportamiento deseado o del desempeño objetivo que debe ser capaz de alcanzar un edificio sujeto a un determinado nivel de movimiento sísmico. Pueden definirse varios niveles de desempeño esperado, seleccionando diferentes niveles de desempeño de la estructura para cada uno de los niveles de movimientos especificados.

El desempeño esperado está muy ligado a la definición de los niveles de amenaza sísmica (peligro sísmico) que puede ser expresado en forma probabilista o determinista. En los enfoques probabilistas, especificando un nivel de movimiento asociado con una probabilidad de ocurrencia, mientras que en los enfoques deterministas, en términos del movimiento máximo esperado para un evento, con una magnitud dada y asociado a una fuente específica (Safina, 2002). El período medio de retorno es una expresión del período de tiempo medio, en años, entre la ocurrencia de sismos que producen efectos del mismo orden de severidad. La probabilidad de excedencia es una representación estadística de la posibilidad que las consecuencias de un sismo excedan un nivel de efectos determinados en un tiempo específico de exposición, en años. El libro azul de la SEAOC (1995) define los siguientes niveles de demanda sísmica (nivel de diseño sísmico):

- **EQ-I:** 50% de probabilidad en 30 años
- **EQ-II:** 50% de probabilidad en 50 años
- **EQ-III:** aproximadamente 10% de probabilidad en 50 años
- **EQ-IV:** aproximadamente 10% de probabilidad en 100 años

De acuerdo con el nivel de desempeño sísmico que debe satisfacer una estructura conforme a su función e importancia ante los niveles de daño resultantes de los movimientos sísmicos probables (nivel de diseño sísmico), el comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) establece una matriz de objetivos de desempeño que se ilustra en la fig 2.2.

*Objetivo básico:* Es el objetivo de desempeño para edificaciones de ocupación y uso normal (residencias y oficinas). Las estructuras deberán resistir diferentes sismos de diseño.

*Objetivo esencial:* Es el objetivo mínimo aceptable para inmuebles cuya operación es crítica después de un evento sísmico, como lo son hospitales, estaciones de bomberos, estaciones de policía, destacamentos militares, centros de control de emergencias o centros de comunicaciones.

*Objetivo de seguridad crítica:* Es el objetivo de desempeño para edificaciones que contienen grandes cantidades de material peligroso (centrales nucleares), la liberación de las cuales resultaría en un riesgo inaceptable para un amplio grupo de la población.

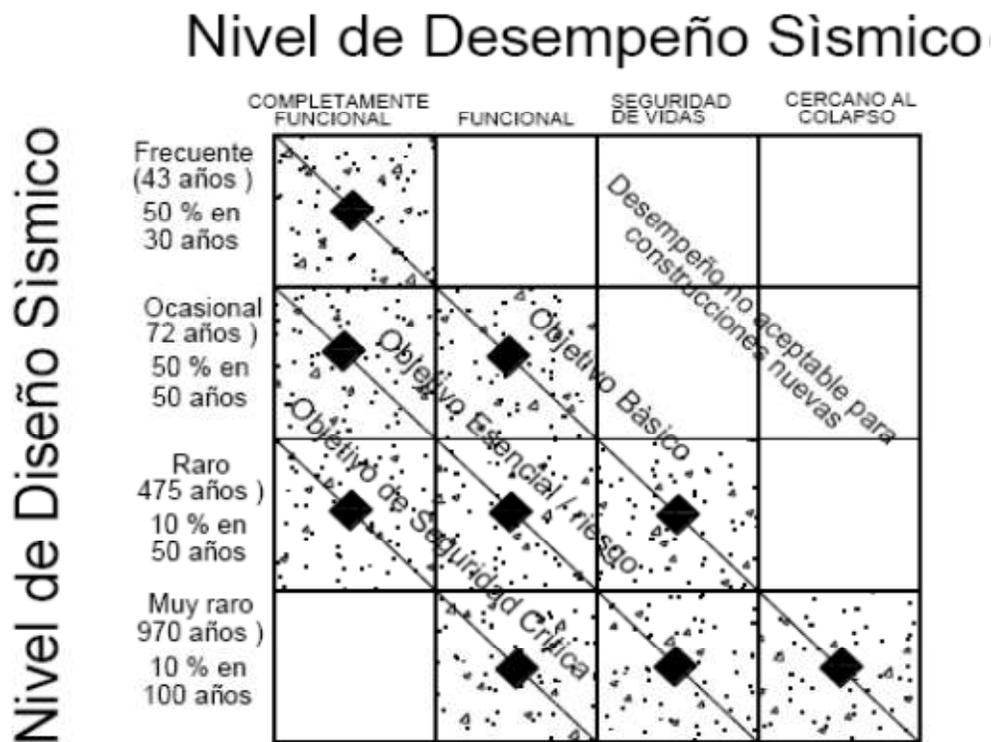


Figura 2.2 Objetivos de desempeño según VISION 2000, (SEAOC, 1995)

Se propone además, el empleo del concepto de índice de desempeño, el cual controla o cuantifica la intensidad de daño estructural o no estructural, correspondiente a un estado límite. Los índices de desempeño que más se utilizan son:

- Ductilidad
- Desplazamiento y/o distorsión
- Rotaciones en los elementos estructurales
- Capacidad de disipación de energía
- Velocidad máxima
- Aceleración máxima

*Ductilidad:* Ductilidad es la propiedad de una estructura, que se refiere a la capacidad de mantener resistencia para deformaciones muy superiores a aquella para la que se inicia la fluencia. La ductilidad es una propiedad muy importante en una estructura que debe resistir efectos sísmicos, ya que elimina la posibilidad de una falla súbita de tipo frágil y, además, pone en juego una fuente adicional de amortiguamiento (Bazán y Meli, 2001).

*Desplazamiento y distorsión:* El desplazamiento es la medida más importante de la respuesta sísmica de edificios, debido a que es la forma más adecuada de medir la intensidad de daño en una estructura, ya que tiene relación directa con la amplitud de las vibraciones y con posibles impactos a edificios vecinos. La distorsión o deriva es un índice adimensional relacionado con el desplazamiento, y se define como el desplazamiento relativo entre dos pisos sucesivos dividido entre la altura de entrepiso (es decir, el incremento en el desplazamiento lateral entre un piso y el siguiente). Estos dos índices son los más empleados para comparar el comportamiento de diferentes sistemas y para estimar el grado de daño que puede presentarse, tanto en la estructura como en los elementos no estructurales.

*Rotaciones en los elementos estructurales:* Son las deformaciones que sufren los elementos estructurales en sus extremos, esta dado en radianes. Las rotaciones están relacionadas con los desplazamientos por medio del diagrama momento-curvatura ( $M-\phi$ ) el cual describe el comportamiento del elemento estructural respectivo.

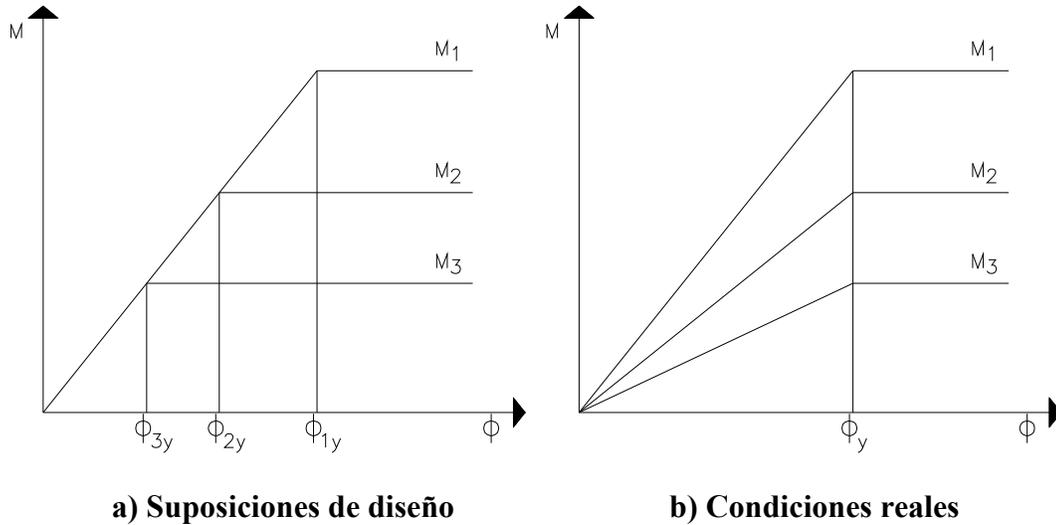
*Capacidad de disipación de energía:* Para tener una mayor capacidad de disipar energía, se necesita tener un gran número de articulaciones plásticas en la estructura y esto se logra con un mecanismo de falla que permita grandes deformaciones inelásticas que implican daño, sin llegar al colapso.

*Velocidad máxima:* la velocidad máxima es el parámetro que se usa para definir el cambio de posición con respecto al tiempo, es decir el movimiento de una estructura.

*Aceleración máxima:* La aceleración máxima es el parámetro que se usa para definir la intensidad del movimiento y sus efectos en la estructura, se expresa generalmente como fracción de la gravedad. A partir de la demanda sísmica se evalúa el daño, es común asociar las intensidades de los sismos a las probabilidades de excedencia en cierto tiempo, ya que de acuerdo a estas se determinan los estados límite que se deben revisar.

Gracias al desarrollo de la nueva filosofía de diseño basado en desempeño, se han propuesto numerosos métodos de diseño sísmico basados en desplazamientos que buscan crear estructuras que presenten una respuesta controlada, con el fin de asegurar el comportamiento adecuado de una edificación sujeta a diferentes intensidades sísmicas de diseño. Debido a que el objetivo principal de este trabajo es conocer los alcances y limitaciones de algunas de estas metodologías, las siguientes secciones se enfocan en este índice de desempeño para justificar su uso y desarrollo.



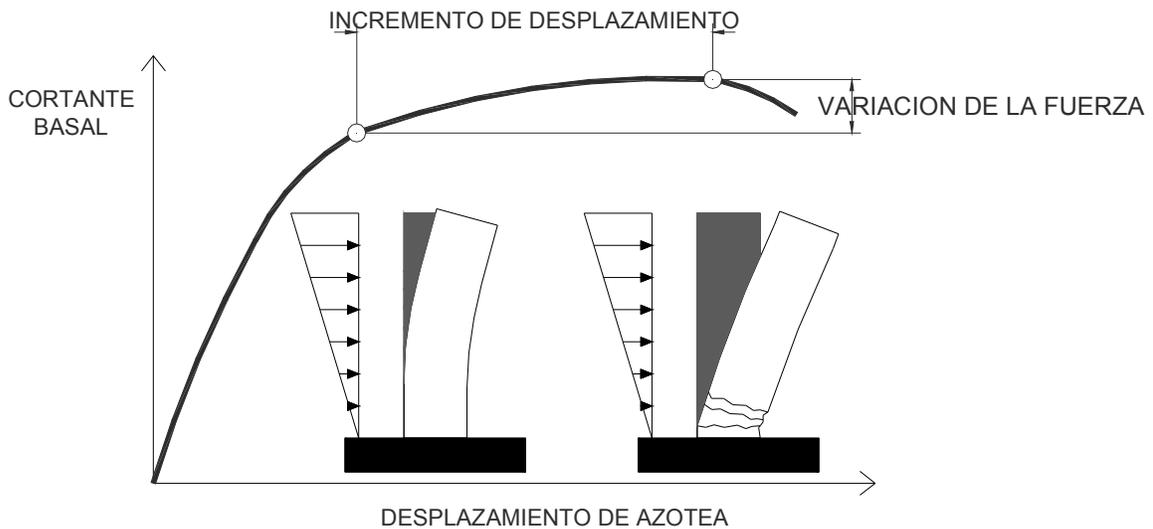


**Figura 2.4 Influencia de la resistencia en la relación momento-curvatura (M-φ)**

d) Los desplazamientos solo se revisan al final del diseño y se tratan de una manera superficial.

### 2.3.2 Hipótesis fundamentales del diseño sísmico basado en desplazamientos

Ya que los comportamientos de los elementos estructurales y no estructurales no se consideran adecuados si su deformación es excesiva bajo sismos asociados al estado límite de servicio y posiblemente contribuya a la inestabilidad de la estructura para el estado límite último. Generalmente, se acepta que el daño esté relacionado con la deformación unitaria y/o las distorsiones de entrepiso y debido a las deficiencias del diseño sísmico basado en fuerzas, se ha propuesto el diseño sísmico basado en desplazamientos, ya que con esto es posible determinar el desempeño de la estructura con mejor exactitud. Para ilustrar esto considérese el caso de un muro esbelto de comportamiento bilineal de escaza pendiente de postfluencia:



**Figura 2.5 Comportamiento de muro de concreto reforzado (FIB, 2003)**

En la fig 2.5 se observa que para un valor bajo de desplazamiento, el muro presenta agrietamiento del concreto y fluencia del acero. A partir de este valor empieza a formarse una articulación plástica en su base, que al llegar a la rotación crítica, después de incrementarse el desplazamiento, conduce a la falla. La magnitud del daño puede cuantificarse con la deformación de la articulación plástica la cual se relaciona directamente con los desplazamientos. En la curva de capacidad se observa que después de la fluencia, la variación de la fuerza no es significativa, por lo que no se puede cuantificar el daño a partir de ésta (López, 2009).

En el diseño sísmico basado en desplazamientos, el diseño se desarrolla estableciendo un desplazamiento objetivo; la resistencia y rigidez no se consideran como variables de diseño sino como resultados finales de este. Algunas de las ventajas principales son que: no es necesario el factor de reducción de fuerza lateral ( $R$  ó  $Q'$ ), no se requieren ecuaciones empíricas para estimar el periodo fundamental de la estructura, la resistencia y rigidez satisfacen los criterios de deformación y se aborda directamente la naturaleza inelástica de una estructura durante un sismo (Aguilera, 2011).

Por lo tanto es adecuado considerar los desplazamientos al inicio del diseño, enfocándose en las deformaciones y distorsiones para obtener una estructura que cumpla con los requerimientos de los diferentes estados límite, tomando en cuenta sus probabilidades de excedencia las cuales dependen de la sismicidad local y la importancia de la estructura, para cumplir con esto consideramos la matriz de objetivos de desempeño (SEAOC, 1995).

### 2.3.3 Métodos de diseño sísmico basados en desplazamientos

Existen varios métodos de diseño sísmico basados principalmente en desplazamientos, pero que cada uno considera diferentes aspectos. Ya que cada método tiene ciertos alcances y limitaciones, a continuación se mencionan los principales:

- Freeman, 1998 (“Método del espectro de capacidad”)
- Panagiotakos y Fardis, 1999 (“Diseño sísmico con deformación controlada”)
- SEAOC, 1999 (“Diseño sísmico basado en desplazamientos directos”)
- Aschheim y Black, 2000 (“Diseño sísmico para el punto de fluencia del espectro”)
- Browning, 2001 (“Método proporcionado para estructuras de concreto reforzado”)
- Chopra y Goel, 2001 (“Diseño basado en desplazamientos usando el espectro inelástico”)
- Priestley *et al.*, 2007 (“Diseño sísmico directo basado en desplazamientos”)
- Ayala *et al.*, 2009 (“Diseño sísmico por desplazamientos con control de daño”)
- Sullivan, 2010 (“Diseño sísmico basado en desplazamientos con factor de energía”)
- Kappos *et al.*, 2010 (“Diseño sísmico basado en deformaciones directas”)

*Método del espectro de capacidad (MEC):* Este método parece ser la mejor opción para revisar el desempeño en estructuras existentes con secciones y resistencias de elementos conocidas. Esto es porque el método requiere un espectro de capacidad para la estructura, el cual es gráficamente sobrepuesto dentro del espectro de demanda para diferentes niveles de ductilidad/amortiguamiento.

*Diseño sísmico con deformación controlada (DSDC):* Este método está basado en la deformación, usando la rigidez inicial con un espectro de respuesta. El método permite revisar la ductilidad objetivo para un sismo frecuente y para el sismo raro se requiere que las rotaciones inelásticas permisibles no sean excedidas. Como herramienta basada en el diseño por desempeño, el método parecería restrictivo ya que solo se revisan dos estados límite, además de que no se puede controlar el daño no estructural.

*Diseño sísmico basado en desplazamientos directos (SEAOC):* Este método es rápido y de fácil aplicación para obtener el cortante basal de diseño, correspondiente a una distorsión objetivo que

depende del nivel de desempeño. Tiene ciertas limitaciones, ya que no controla la demanda de ductilidad.

*Diseño sísmico para el punto de fluencia del espectro (DSPFE):* Este método permite diseñar por desempeño relativamente rápido, el método consiste en desarrollar un punto de fluencia en un espectro, el cual es usado para definir las regiones de diseño permisibles considerando una distorsión objetivo y valores adecuados de ductilidad. Se sugiere que la fuerza de fluencia corresponde a una ductilidad de desplazamiento específica y puede ser determinada aproximadamente de un espectro elástico usando la relación suavizada  $R-\mu-T$  definida por Miranda y Bertero (1994).

*Método proporcionado para estructuras de concreto reforzado (MPECR):* Este método es relativamente rápido y simple de usar, aunque solo es aplicable a marcos regulares de concreto reforzado. En éste proceso de diseño no se controlan las rotaciones inelásticas demandadas ni los límites de ductilidad.

*Diseño basado en desplazamientos usando el espectro inelástico (DBDEI):* Este método utiliza el paso inicial del método de Priestley y Calvi (1997) para determinar el desplazamiento objetivo y la ductilidad de diseño, el método entonces entra al espectro de respuesta inelástico de desplazamientos para obtener el período y la rigidez inicial. Con el desplazamiento de fluencia y la rigidez inicial conocidos, la fuerza de fluencia puede ser determinada. De este modo este método diseña las estructuras para un nivel de distorsión objetivo y rotaciones plásticas aceptables. En el proceso de diseño no se controla la ductilidad de desplazamiento.

*Diseño sísmico directo basado en desplazamientos (DSDBD):* Este método es aplicable a edificios, tanto con sistemas de carga a base de marcos como de muros de cortante. Consiste en caracterizar a la estructura por la rigidez secante para un desplazamiento máximo y un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente apropiado para la energía histerética absorbida durante la respuesta inelástica. El enfoque usado para caracterizar la estructura se basa en el procedimiento de análisis de estructura substituta (Shibata y Sozen, 1976).

*Diseño sísmico por desplazamientos con control de daño (DSDCD):* Este método idealiza la curva de capacidad de un sistema de múltiples grados de libertad con una curva bilineal misma que se transforma a una de un sistema simplificado de referencia correspondiente al modo fundamental de un espacio espectral de pseudoaceleraciones contra desplazamientos, mediante resultados obtenidos de un análisis modal de la estructura (López, 2009).

*Diseño sísmico basado en desplazamientos con factor de energía (DSBDFE):* Este método está dirigido a controlar el pico de las deformaciones inelásticas, igualando la energía externa impuesta por el sismo a la estructura con el trabajo interno hecho por la estructura para alcanzar el estado de deformación. La base del procedimiento de diseño es determinar la resistencia de diseño, para estimar la proporción del trabajo externo que queda almacenado en el pico de respuesta del sistema lineal, a través del uso de un factor de disipación de energía. Una de las limitaciones de este método es que sólo es aplicable a estructuras de baja a mediana altura.

*Diseño sísmico basado en deformaciones directas (DSBD):* Este método se basa en deformaciones directas, tomando en cuenta modelos estructurales de análisis parcialmente inelásticos que consideran análisis no lineal paso a paso, para registros escalados de acuerdo a dos estados límite basados en desempeño.

De manera general los métodos de diseño sísmico por desplazamientos logran diseños consistentes al compararlos con un análisis dinámico no lineal paso a paso (Sullivan, 2002). Cada uno de estos métodos considera simplificaciones para hacerlos adecuados en la práctica.

A continuación se presentan dos tablas en las cuales se aprecian los alcances y limitaciones de cada uno de los métodos de diseño sísmico basado en desplazamientos (Tablas 2.2 y 2.3) con respecto a los siguientes criterios:

1) *El rol del desplazamiento en el proceso de diseño:*

- Basado en deformación calculada (DCB)
- Basado en cálculo iterativo de deformación (IDSB)
- Basado en deformación directa (DDSB)

2) *Tipo de análisis utilizado en el proceso de diseño:*

- Modal espectral considerando rigidez inicial (ME-RI)
- Modal espectral considerando rigidez secante (ME-RS)
- Análisis de historia en el tiempo (T-HIST)

3) *Limitaciones en el tipo de estructuración:*

- Estructuras con base flexible
- Estructuras con irregularidad en planta
- Estructuras con irregularidad vertical

4) *Niveles de desempeño que pueden ser aplicados:*

- Completamente operacional (CO)
- Ocupación inmediata (OI)
- Seguridad de vidas (SV)
- Prevención al colapso (PC)

**Tabla 2.2 Comparativa de métodos de diseño por desplazamientos (Sullivan, 2002)**

		El rol del desplazamiento en el proceso	Tipo de análisis utilizado en el proceso	Tipos de estructuras		
				estructuras con base flexible	estructuras con irregularidad en planta	estructuras con irregularidad vertical
M D É E T S O P D L O A S Z A M I E N T D O E S	MEC	DDSB	ME-RS	NO	NO	NO
	DSDC	DCB	ME-RI	NO	NO	NO
	SEAOC	DDSB	ME-RS	NO	NO	NO
	DSPFE	DDSB	ME-RI	NO	NO	NO
	MPECR	IDSB	ME-RS	NO	N/A	N/A
	DBDEI	DCB	ME-RS	NO	NO	NO
	DSDBD	DDSB	ME-RS	SI	SI	SI
	DSDCD	DDSB	ME-RS	SI	SI	SI
	DSBDFE	DDSB	ME-RS	NO	NO	SI
	DSBD	DDSB	T-HIST	SI	SI	SI

**Tabla 2.3 Niveles de desempeño considerados en cada método**

		Niveles de desempeño			
		Completamente Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vidas	Prevención al colapso
MÉTODOS DE DISEÑO SÍSMICO POR DESPLAZAMIENTOS	MEC	NO	NO	SI	NO
	DSDC	SI	NO	NO	SI
	SEAOC	SI	SI	SI	SI
	DSPFE	SI	SI	SI	SI
	MPECR	NO	NO	NO	SI
	DBDEI	NO	SI	SI	SI
	DSDBD	NO	SI	NO	SI
	DSDCD	NO	NO	SI	NO
	DSBDFE	NO	SI	NO	SI
	DSBD	NO	SI	NO	SI

Después de considerar estos criterios en cada uno de los métodos de diseño sísmico por desplazamientos, para evaluar la efectividad de cada uno de ellos se consideraron las siguientes características:

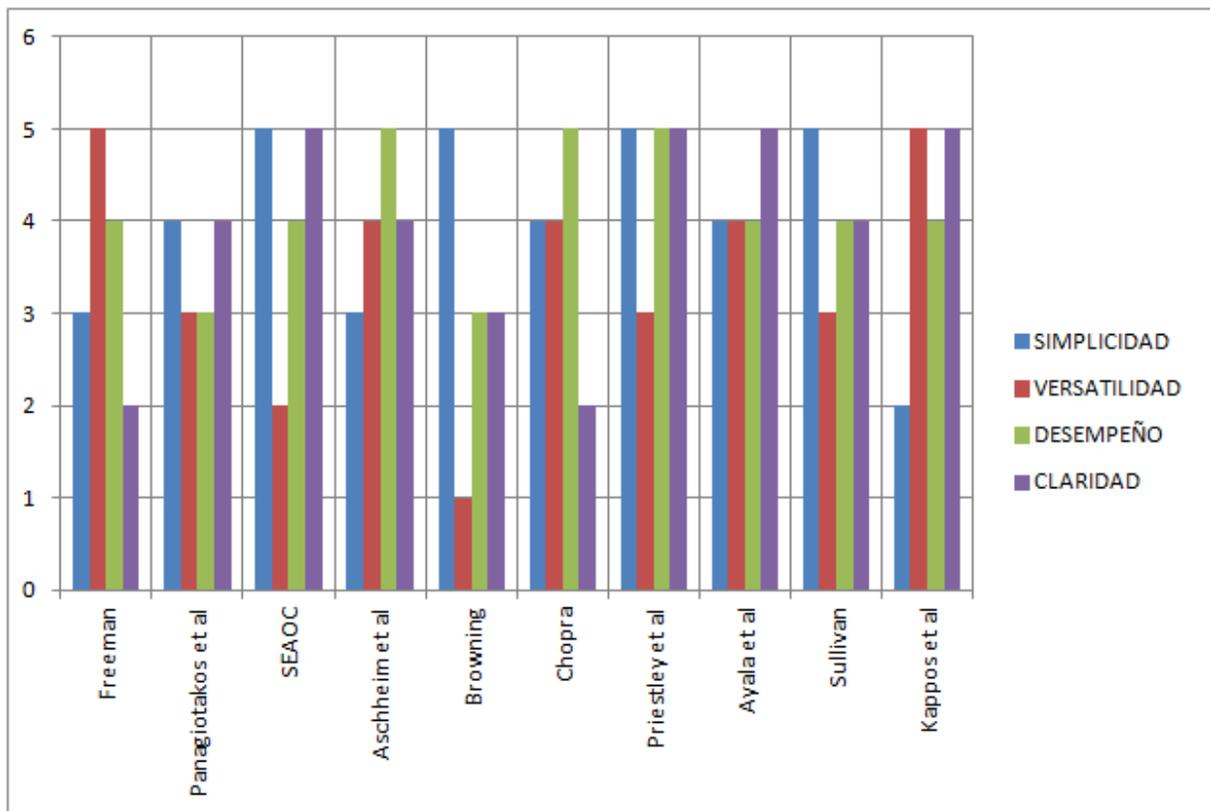
Simplicidad: con esta propiedad se consideran todos los métodos que son relativamente rápidos y fáciles de aplicar.

Versatilidad: aquí se evalúa la capacidad que tienen todos los métodos para diseñar varios tipos de estructuras con los adecuados niveles de desempeño.

Desempeño: con esta característica se considera la eficiencia de cada método, al diseñar una estructura con los parámetros de diseño adecuados.

Claridad: aquí se evalúa que los métodos proporcionen la suficiente información para poder diseñar sin hacer alguna suposición.

Esta evaluación resulta un poco subjetiva, ya que sólo se basa en la descripción de cada uno de los métodos, pero da una opinión rápida de la efectividad de cada método. La escala que se consideró es de 1 a 5, asignando a cada número las siguientes propiedades: 1, muy pobre; 2, pobre; 3, aceptable; 4, bueno; 5, excelente (fig 2.6).



**Figura 2.6 Evaluación de los métodos basados en desplazamientos (Sullivan, 2002)**

Con la descripción y comparación anterior de cada uno de los métodos de diseño basados en desplazamientos, se obtiene una idea clara de sus alcances y limitaciones. En la fig 2.6 se observa que la mayoría de estos métodos se enfocan en simplificaciones basadas en conceptos de la dinámica estructural para de esta manera adecuarlos a su aplicación en la práctica profesional.

Los enfoques que se usan actualmente en la práctica, generalmente son muy conservadores. Por lo tanto estos métodos basados en desplazamientos se puede tener un mejor control del daño por lo que resultan muy atractivos en la práctica, además de que al considerar de manera explícita los niveles de desempeño es posible lograr diseños de estructuras con comportamientos predecibles.

Gracias a los avances recientes en el diseño por desempeño y en la existencia de resultados experimentales, ha sido posible desarrollar esta gran variedad de métodos basados en desplazamientos. El reto es poder incluirlos en los actuales reglamentos de diseño, tomando en cuenta que algunos de los métodos necesitan mejorarse para perfeccionar sus resultados.

De acuerdo a las evaluaciones hechas en base a la descripción de cada uno de los métodos de diseño por desplazamientos, en esta tesis, con fines de evaluación se eligen tres métodos, los cuales son:

*Diseño sísmico directo basado en desplazamientos (DSDBD)*

*Diseño sísmico basado en deformaciones directas (DSBD)*

*Diseño sísmico por desplazamientos con control de daño (DSDCD)*

Ya que se acepta que estos métodos dan buenos resultados y tienen mucha importancia en el ámbito del diseño por desplazamientos, sus resultados se comparan entre sí al aplicarlos a una estructura

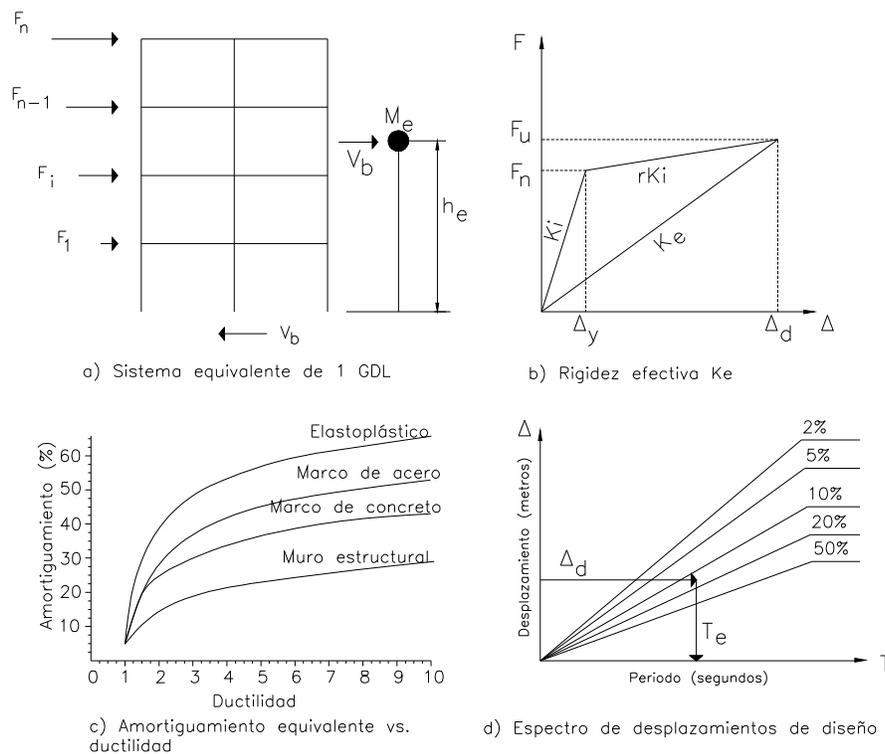
reticular de concreto reforzado. En la siguiente sección se mostrará a detalle el procedimiento de cada uno de estos tres métodos seleccionados.

### 3.- MÉTODOS RELEVANTES DE DISEÑO SÍSMICO POR DESPLAZAMIENTOS

#### 3.1 DISEÑO SÍSMICO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS (Priestley *et al.*, 2007)

El método de diseño sísmico directo basado en desplazamientos describe el comportamiento de la estructura a través de una rigidez secante al desplazamiento máximo y un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente asociado a la energía histerética absorbida durante la respuesta inelástica. El enfoque utilizado para el análisis de la estructura se basa en el procedimiento de la estructura sustituta (Shibata y Sozen, 1976).

Con el desplazamiento de diseño determinado de acuerdo al nivel de desempeño requerido y el amortiguamiento a partir de la demanda de ductilidad esperada, se obtiene el periodo efectivo para el desplazamiento máximo, de un espectro de diseño. A continuación, representando a la estructura como un sistema equivalente de un grado de libertad, se calcula la rigidez efectiva asociada a la respuesta máxima, de acuerdo a estos valores se calcula el cortante basal (fig 3.1).



**Figura 3.1 Fundamentos del diseño sísmico directo basado en desplazamientos (Priestley *et al.*, 2007)**

##### 3.1.1 Procedimiento de diseño

A continuación se enumeran los pasos a seguir, para cumplir con el método de diseño sísmico directo basado en desplazamientos para marcos de concreto reforzado:

*Paso 1: Seleccionar los límites de comportamiento*

Deben considerarse dos estados límite, estos son: completamente operacional (con un buen detallado el daño no estructural no deberá ser evidente para distorsiones menores que  $\theta=1\%$ ) y de control de daño (se puede definir por los límites de la deformación unitaria del material y los límites de distorsión de diseño destinados a restringir el daño no estructural). Este último está entre los límites de comportamiento operacional y de seguridad de vida, y depende de la importancia y función de la estructura. En casi todas las estructuras de concreto reforzado (muros o marcos), es posible que los límites de distorsión del reglamento controlen la distorsión de diseño (Aguilera, 2011).

Se proponen dimensiones iniciales de los elementos estructurales y se calcula la distorsión de fluencia de entrepiso, mediante la siguiente ecuación:

$$\theta_y = 0.50\varepsilon_y \left( \frac{L_b}{h_b} \right) \quad (3-1)$$

donde:

$\varepsilon_y$  = deformación de fluencia del acero de refuerzo

$L_b$  = claro de viga de un entrepiso

$h_b$  = peralte de viga

*Paso 2: Cálculo del desplazamiento de diseño del sistema equivalente*

Se define el desplazamiento de diseño del sistema equivalente, de acuerdo con los límites impuestos para el nivel de desempeño requerido. Considerando igualdad de trabajos de la estructura sustituta y el sistema real, se obtiene la siguiente ecuación:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (3-2)$$

donde:

$m_i$  = masa correspondiente al  $i$ ésimo nivel

$\Delta_i$  = desplazamiento correspondiente al  $i$ ésimo nivel

Para el cálculo de  $\Delta_i$  es necesario conocer el desplazamiento del entrepiso crítico, definido de acuerdo con las capacidades de deformación del elemento crítico o por el límite permisible de distorsión del entrepiso (López, 2009), se calcula el desplazamiento  $\Delta_i$  con la siguiente expresión:

$$\Delta_i = \omega_o \delta_i \left( \frac{\Delta_c}{\delta_c} \right) \quad (3-3)$$

$$\omega_o = 1.15 - 0.0034H_n \leq 1.0 \quad (3-4)$$

donde:

$\omega_0$  = factor de desplazamiento menor o igual a la unidad

$H_n$  = altura total de la estructura

$\Delta_c$  = desplazamiento de entrepiso crítico (desplazamiento del primer nivel)

$\delta_c$  = distorsión crítica (distorsión del primer nivel)

$\delta_i$  = configuración deformada asociada al primer modo del comportamiento inelástico del sistema.

A continuación se describen las ecuaciones para el cálculo de  $\delta_i$ , apropiadas para fines de diseño:

$$\delta_i = \frac{H_i}{H_n} \quad n < 4 \quad (3-5)$$

$$\delta_i = \frac{4}{3} \frac{H_i}{H_n} \left( 1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \quad n \geq 4 \quad (3-6)$$

donde:

$H_i$  = altura correspondiente al nivel  $i$

$n$  = número de niveles de la estructura

### *Paso 3: Cálculo del desplazamiento de fluencia y obtención de la ductilidad del sistema*

El desplazamiento de fluencia a la altura de la fuerza sísmica lateral resultante depende de la distorsión de fluencia y la altura efectiva (aproximadamente  $0.6H_n$  y  $0.7H_n$  para estructuras de marcos y muros respectivamente) y se calcula con la siguiente ecuación:

$$\Delta_y = \theta_y H_e \quad (3-7)$$

donde:

$\theta_y$  = distorsión de fluencia de entrepiso constante a lo largo de la altura (definida en paso 1)

$H_e$  = altura efectiva de la estructura sustituta

Los valores de la altura efectiva mencionados con anterioridad son adecuados para estructuras regulares, pero cuando la masa o la altura de los niveles varían significativamente con la altura total, debe determinarse un valor preciso. En estos casos, la altura efectiva ( $H_e$ ) se debe calcular como sigue:

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i H_i)} \quad (3-8)$$

Calculado el desplazamiento de fluencia del sistema equivalente, y con el desplazamiento de diseño previamente calculado, se puede obtener la ductilidad de desplazamiento con la siguiente expresión:

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (3-9)$$

*Paso 4: Cálculo del amortiguamiento viscoso equivalente*

El amortiguamiento viscoso equivalente ( $\xi_{eq}$ ) depende del sistema estructural y de la demanda de ductilidad del sistema. Existen gráficas con la relación  $\mu$ - $\xi_{eq}$ , dependiendo del sistema estructural, para un marco de concreto reforzado se calcula como:

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left( \frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right) \quad (3-10)$$

*Paso 5: Cálculo de la distribución de fuerzas en los entrepisos y cortante basal*

El cortante basal se debe distribuir verticalmente en proporción a la masa y la configuración deformada consistente con el desplazamiento máximo del sistema estructural:

$$F_i = V_b \frac{(m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (3-11)$$

donde el cortante basal de diseño para la respuesta máxima es:

$$V_b = K_e \Delta_d \quad (3-12)$$

donde la rigidez efectiva asociada a la respuesta máxima, se calcula como sigue:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (3-13)$$

La masa efectiva representa la masa modal del primer modo de comportamiento inelástico. La masa efectiva es aproximadamente el 70% de la masa total del edificio, se calcula con la siguiente ecuación:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (3-14)$$

Con los valores del desplazamiento de diseño ( $\Delta_d$ ), el amortiguamiento viscoso equivalente ( $\xi_{eq}$ ) y el espectro de desplazamientos (de cualquier registro acelerográfico) se obtiene el periodo efectivo ( $T_e$ ).

*Paso 6: Análisis del sistema equivalente y diseño de los elementos estructurales*

El análisis de la estructura se realiza con las fuerzas distribuidas de la ec 3-11, y debe basarse en la rigidez de los miembros representativa de las condiciones para la respuesta de desplazamiento máximo. Se recomienda utilizar una inercia de vigas reducida, para incluir el daño esperado en las mismas (mecanismo de viga débil-columna fuerte) y de esta manera estos miembros estén sujetos a acciones inelásticas:

$$I_b = \frac{I_{cr}}{\mu} \quad (3-15)$$

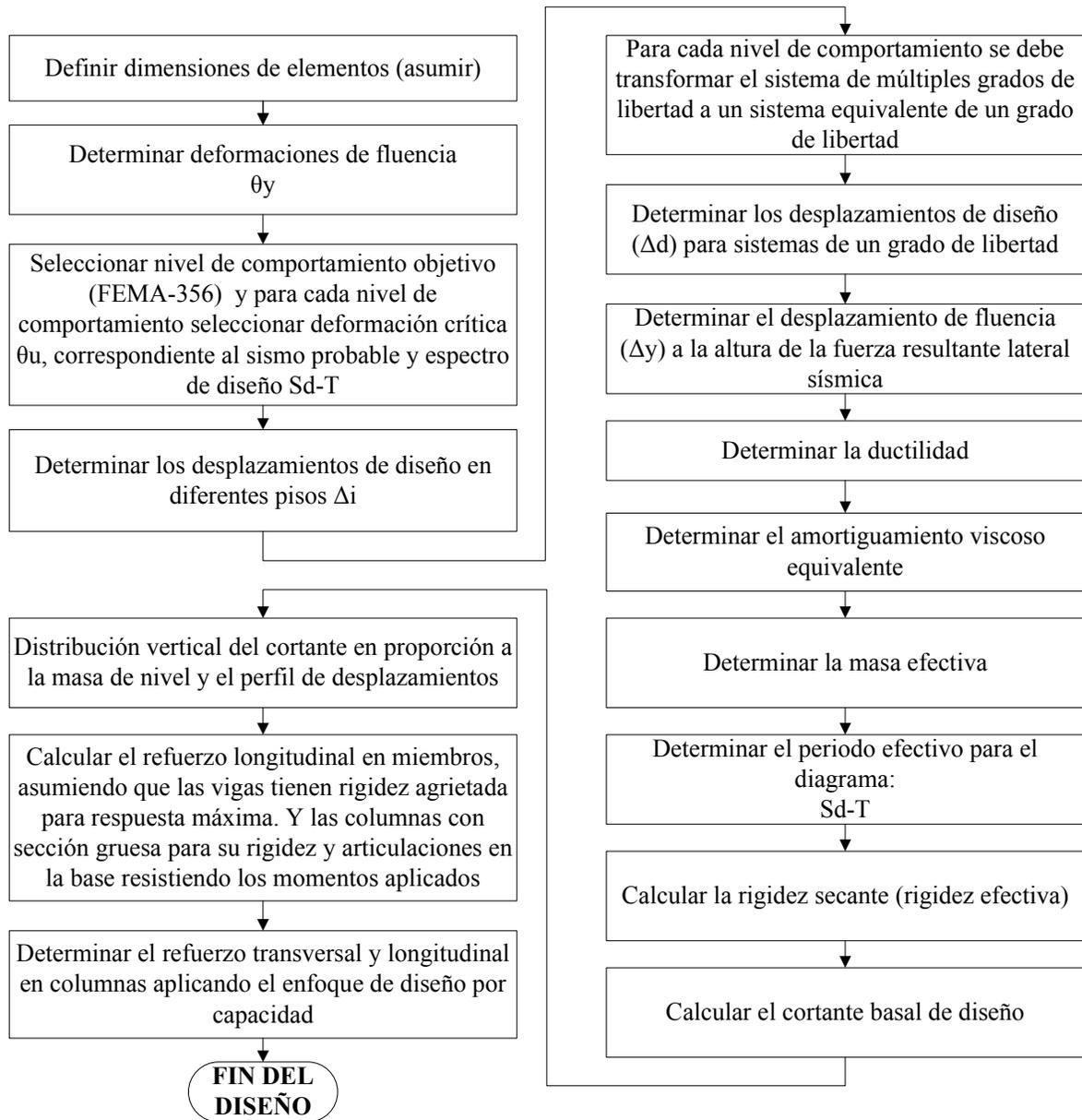
Las columnas se modelan con la inercia gruesa sin algún tipo de reducción, ya que serán diseñadas por capacidad. Se acepta que ocurra daño en la base de las columnas, por lo tanto la base de las columnas se modela como una articulación y aplicándole un momento tal que el punto de inflexión de las columnas del primer entrepiso se presente a una altura aproximada del 60% de la altura de este (López, 2009). Se debe cumplir con la siguiente condición:

$$\sum M_{bc} = 0.60V_b h_1 \quad (3-16)$$

Después de aplicar estas propiedades al modelo estructural, se realiza el análisis y se obtienen los elementos mecánicos. Con base en estos elementos mecánicos se calcula el refuerzo longitudinal en vigas y para las columnas se calcula el refuerzo longitudinal y transversal con el enfoque de diseño por capacidad. Por último se hace el detallado adecuado para que las vigas y las columnas de la base desarrollen un comportamiento dúctil.

Las fórmulas que se han mencionado son para estructuras reticulares de concreto reforzado (marcos de concreto reforzado), en caso de que el sistema estructural que se desea diseñar sea diferente (sistemas estructurales a base de muros, sistemas estructurales duales, sistemas estructurales con base flexible, etc.) o con otro material, las fórmulas deben adecuarse.

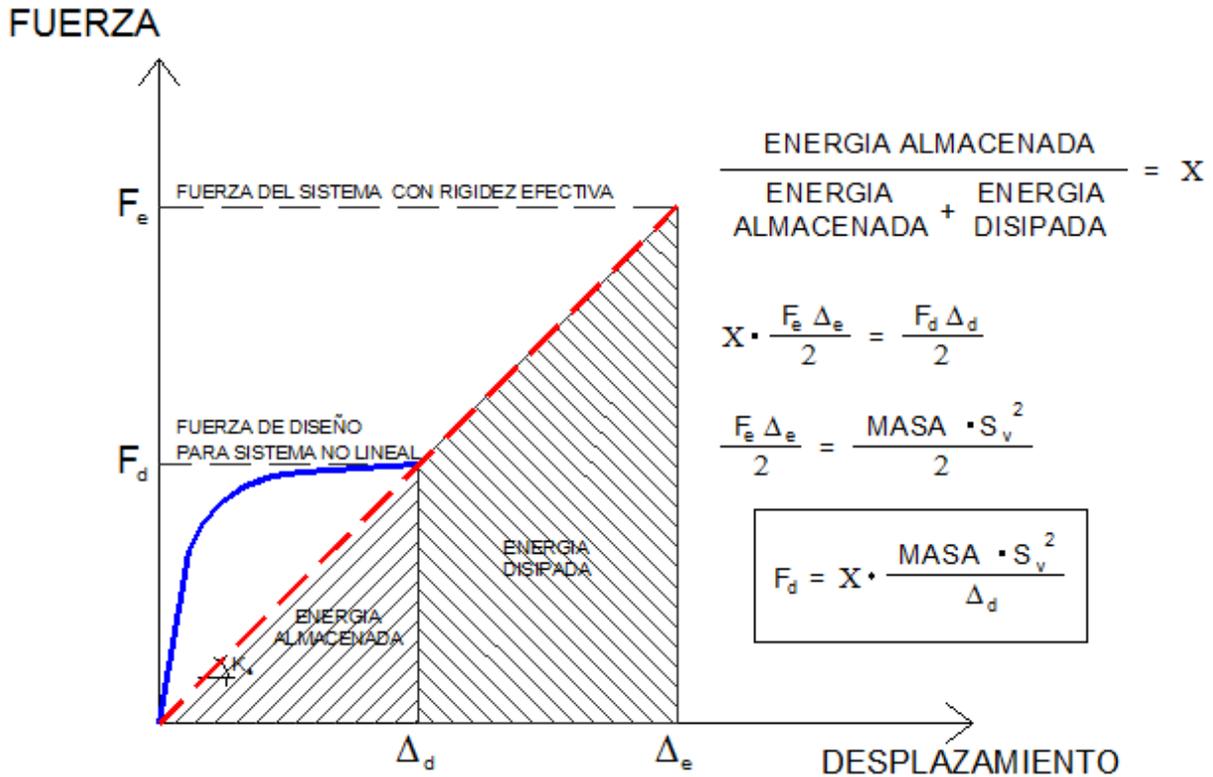
En la fig 3.2 se presenta el diagrama de flujo del procedimiento de diseño sísmico directo basado en desplazamientos (Priestley *et al.*, 2007):



**Figura 3.2 Diagrama de flujo de procedimiento de diseño sísmico directo basado en desplazamientos (Priestley *et al.*, 2007)**

### 3.1.2 Diseño sísmico basado en desplazamientos con factor de energía (Sullivan, 2010)

El método del factor de energía está dirigido a controlar las deformaciones inelásticas, igualando la energía externa impuesta a la estructura debido a un sismo (masa efectiva de un sistema equivalente de un grado de libertad multiplicada por la velocidad espectral al cuadrado dividida entre dos) con el trabajo interno hecho por la estructura (suma de la energía almacenada y disipada a través de la respuesta histerética) para alcanzar el estado de deformación (fig 3.3).

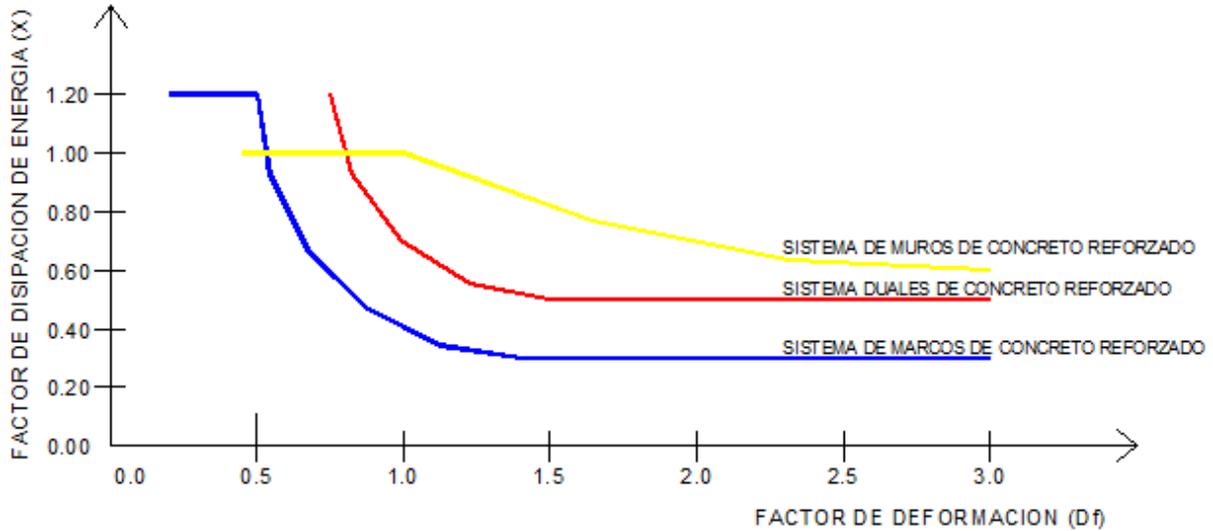


**Figura 3.3 Curva de capacidad considerando la energía del sistema y su relación con la rigidez efectiva (Sullivan, 2010)**

El objetivo de este método es determinar la resistencia de diseño, para estimar la proporción de trabajo externo que queda almacenado en el pico de respuesta del sistema lineal, a través del uso de un **factor de disipación de energía (X)**.

A continuación se detalla el procedimiento de diseño:

- 1.- Se debe calcular el factor de deformación (Df), este parámetro es una medida adimensional de la deformación total impuesta a la estructura, de acuerdo al nivel del desplazamiento de diseño (distorsión límite de reglamento). Depende del sistema estructural y es proporcional a la demanda de ductilidad
- 2.- Determinar el factor de disipación de energía (X) para el sistema. Se presentan diferentes curvas para determinar el factor de disipación de energía como función del sistema estructural, ya que cada estructura es diferente, las demandas de ductilidad son diferentes y por lo tanto también la disipación de energía (fig 3.4).



**Figura 3.4 Curva de factor de disipación de energía-factor de deformación (X-Df)**

Cabe mencionar que estas curvas solo existen para sistemas estructurales a base de muros con diferentes relaciones de aspecto (Grant *et al.*, 2005), si se necesita diseñar otro sistema estructural (marcos o sistemas duales), se deben calcular las curvas adecuadas.

3.- El factor de disipación de energía ( $X$ ) es usado para calcular el cortante basal de diseño:

$$V_{base} = x f_s \frac{M}{\theta_d} PSV^2 \leq 2\pi \sqrt{x m_e} \frac{PSV}{T_c} \quad (3-17)$$

Donde:

- M = masa total de la estructura
- $\theta_d$  = distorsión límite de diseño
- PSV = velocidad espectral pico
- $f_s$  = factor de estructura sustituta

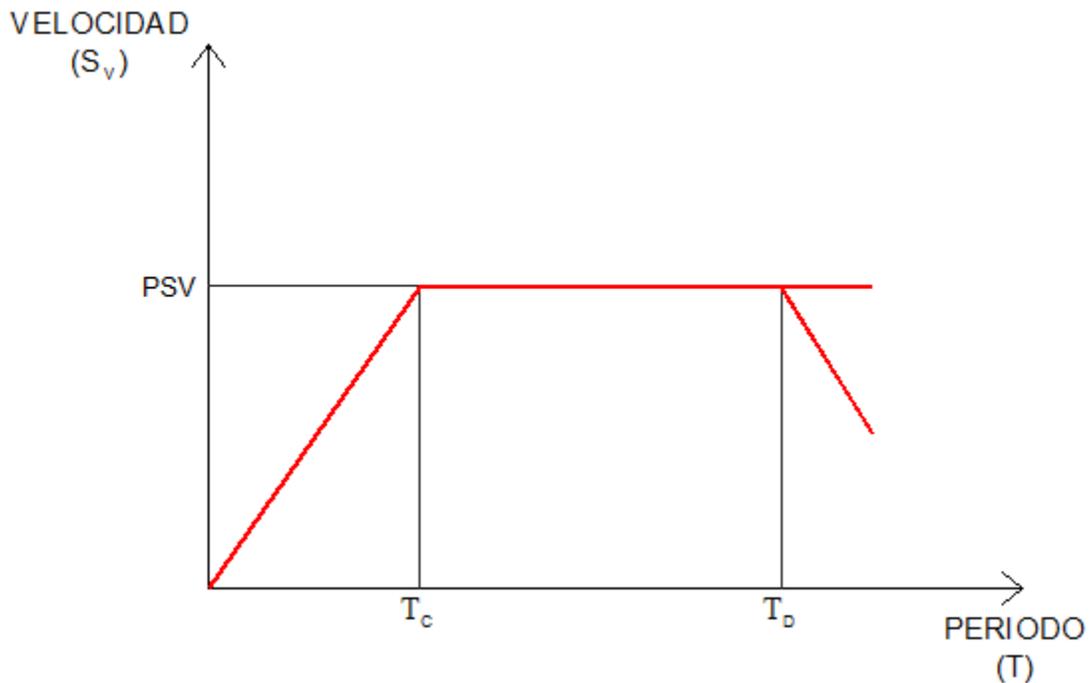
El factor de estructura sustituta, está relacionado con el procedimiento de estructura sustituta (Shibata y Sozen, 1976) y considera la masa efectiva ( $m_e$ ), el desplazamiento característico ( $\Delta_d$ , relacionado con la distorsión de diseño y la altura de la estructura), como se muestra en la siguiente expresión:

$$f_s = \frac{m_e H \theta_d}{M \Delta_d} \quad (3-18)$$

donde:

- $m_e$  = masa efectiva, se calcula con la ec (3-14)
- H = altura total de la estructura
- $\Delta_d$  = desplazamiento de diseño, se calcula con la ec (3-2)

En la fórmula del cortante, ec (3-17), se puede apreciar que se usa la velocidad espectral pico (PSV) ya que ésta permanece constante en la mayoría de los sistemas estructurales con periodo efectivo para los espectros de diseño comúnmente usados en los reglamentos (fig 3.5).



**Figura 3.5 Forma típica del espectro de velocidad incluida en la mayoría de los reglamentos (Sullivan, 2010)**

En la figura anterior se aprecia que para estructuras con periodos muy cortos, el PSV sobreestima las demandas, por lo tanto el cortante basal se limita con la expresión a la derecha de la ec (3-17) para considerar que el valor de la velocidad es más pequeño que el PSV para periodos más cortos que  $T_c$ . Y debido a que este método sólo se puede usar para estructuras de baja y mediana altura se tendrán siempre periodos más cortos que  $T_D$ .

4.- Con el cortante basal de diseño de la estructura sustituta, el momento resistente puede calcularse como:

$$M_{O/T} = f_h H V_{base} \quad (3-19)$$

donde:

$f_h$  = factor de altura, que es calculado con la siguiente ecuación:

$$f_h = \frac{H_e}{H} \quad (3-20)$$

donde:

$H_e$  = altura efectiva, calculada con la ec (3-8)

5.- Con el cortante basal de diseño, se puede hacer la distribución de las fuerzas en cada nivel de la estructura con la ec (3-11) y con estas fuerzas se hace el análisis del modelo estructural obteniendo los elementos mecánicos con los cuales se diseñan los elementos estructurales.

Este método tiene ciertas similitudes con el método directo de desplazamientos (Priestley et al., 2007) ya que también se fundamenta en los desplazamientos y en el procedimiento de estructura sustituta. La ventaja principal sobre los demás métodos es ser sencillo, rápido y de fácil utilización.

Sin embargo, el método tiene varias limitantes importantes que se mencionan a continuación:

- Los factores utilizados como el factor de disipación de energía ( $X$ ), factor de estructura sustituta ( $f_s$ ) y factor de altura ( $f_h$ ) son expresiones que tienen componentes empíricos.
- El método desprecia la base flexible, la torsión y los efectos P- $\Delta$ .
- Las curvas para encontrar el factor de disipación de energía se tienen que construir ya que dependen del sistema estructural que se esté analizando.
- El método sólo es aplicable a estructuras con altura baja y mediana.

Debido a las similitudes con el método directo basado en desplazamientos y a sus limitantes, este método no se va a comparar con los que se mencionan en las siguientes secciones.

### 3.2 DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DEFORMACIONES DIRECTAS (Kappos y Stefanidou, 2010)

Se presenta un método de diseño sísmico basado en deformaciones directas, tomando en cuenta modelos estructurales de análisis parcialmente inelástico que consideran análisis dinámicos no lineales paso a paso para registros escalados adecuadamente de acuerdo a dos estados límite basados en criterios de desempeño. El análisis dinámico no lineal paso a paso, tiene la característica principal de ser la herramienta más sofisticada actualmente disponible, ya que permite obtener la respuesta en el tiempo y posee una base matemática y física rigurosa.

#### 3.2.1 Procedimiento de diseño

El método es aplicable a edificios: a base de marcos reticulares regulares e irregulares, muros de cortante, sistemas duales (marcos reticulares y muros). A continuación se mencionan los pasos que se deben seguir:

*Paso 1: Diseño a flexión de las zonas con articulaciones plásticas basado en criterios de servicio*

Establecer un nivel básico de resistencia, asegurando que la estructura permanecerá en “servicio” después de un sismo con altas probabilidades de excedencia (50%/50 años). Por lo tanto se requiere un análisis inicial, el cual proporcionará la resistencia de los elementos (zonas de disipación de energía) que responderán inelásticamente durante las verificaciones de servicio.

Se seleccionan como zonas de disipación de energía a los extremos de todas las vigas y la base de las columnas de planta baja, utilizando el mecanismo de “columna fuerte-viga débil” en este mecanismo para que la estructura en su conjunto llegue al colapso se requiere que se formen articulaciones plásticas en todos los pisos y además en la base de las columnas, en el mecanismo de “columna débil-viga fuerte” para que se presente el colapso basta con que este mecanismo se forme en un solo entrepiso. Esto se aprecia en la fig 3.6:

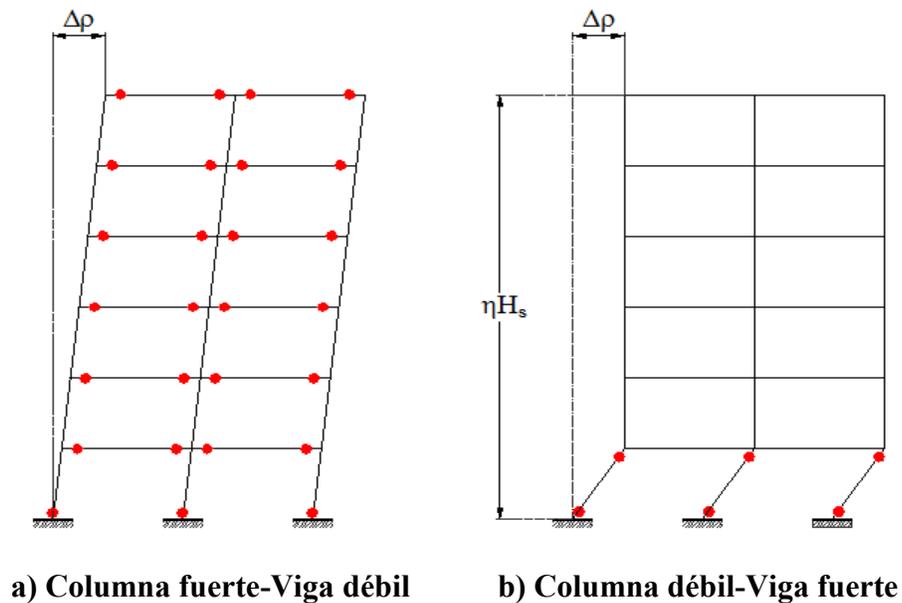
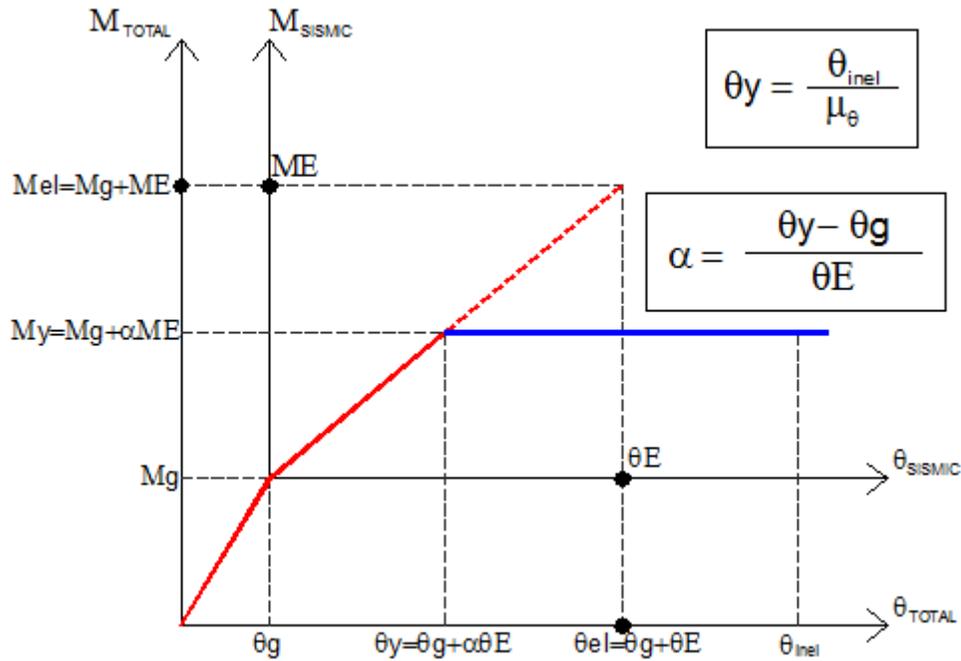


Figura 3.6 Mecanismos de respuesta inelástica para marcos

Se lleva a cabo un análisis elástico, del modelo derivado de un dimensionamiento preliminar. Usando como demanda un registro escalado de acuerdo al nivel de desempeño de ocupación inmediata (“servicio”). Se utiliza un valor  $\nu=2/3$  para modificar el sismo y con esto tomar en cuenta el posible sobrediseño debido a cuantías mínimas estipuladas en los reglamentos (Kappos y Stefanidou, 2010). Las rigideces consideradas son:  $50\%EI_g$  y  $EI_g$  para vigas y columnas respectivamente. Se deben utilizar valores medios en las resistencias de los materiales ( $f_{cm}$  para concreto y  $f_{ym}$  para acero).

Para obtener un factor de reducción  $\alpha$ , que permita controlar las deformaciones actuantes en las vigas, se relacionan las rotaciones elásticas con las correspondientes inelásticas (fig. 3.7).



**Figura 3.7 Definición de la pendiente del diagrama M- $\theta_{inel}$  y de  $\alpha$  para vigas**

Proponiendo el factor de ductilidad de rotación objetivo ( $\mu_\theta$ ) y la máxima rotación inelástica ( $\theta_{inel}$ ), de la  $\theta_{el}$  encontrada en el análisis elástico, se calcula la rotación de fluencia ( $\theta_y$ ) para cada elemento estructural. Por simplicidad se puede asumir que la respuesta M- $\theta$  es elastoplástica perfecta y que la pendiente del diagrama M- $\theta$  elástica y elastoplástica es la misma. Los momentos y rotaciones debidos a carga permanente (gravedad + viva reducida) son los que se aplican primero y permanecen constantes ( $\theta_g$ ,  $M_g$ ), y cualquier reducción de la fuerza elástica ( $M_{el}$ ) debería referirse a la carga sísmica que es aplicada después de la carga permanente. Entonces el momento de fluencia ( $M_y$ ) se calcula como:

$$M_y = M_g + \alpha M_E \quad (3-21)$$

donde el factor de reducción  $\alpha$ , el mismo para momentos y rotaciones, es:

$$\alpha = \frac{\theta_y - \theta_g}{\theta_E} \quad (3-22)$$

Por último, se calculan las fuerzas de diseño reducidas para cada viga, las cuales están directamente relacionadas con la ductilidad rotacional objetivo para el nivel de desempeño de servicio. La demanda de refuerzo longitudinal para vigas se calcula usando procedimientos de diseño a flexión y considerando los requerimientos mínimos de acuerdo a las normas. En caso de que la demanda de acero longitudinal resulte menor a los requerimientos mínimos, se debe hacer una reducción de la sección transversal, para que las deformaciones no resulten significativamente por debajo de las permisibles de acuerdo al nivel de desempeño. Con este proceder se intenta lograr un balance entre desempeño y economía.

#### *Paso 2: Selección de las acciones sísmicas*

El análisis dinámico no lineal paso a paso necesario para el diseño sísmico de acuerdo al método propuesto requiere la definición de registros apropiadamente escalados. El conjunto de acelerogramas usados para el análisis debe incluir un par de componentes para cada movimiento sísmico y es recomendable que se seleccionen basados en análisis de peligro sísmico. El registro sísmico usado para diseño, debe ser escalado de acuerdo al nivel correspondiente asociado al estado límite examinado. Los autores del método señalan que los acelerogramas deben ser actuales y reales, además recomiendan que se usen cuando menos 3 registros (Kappos y Manafpour, 2001).

#### *Paso 3: Establecer el modelo parcialmente inelástico*

En este paso se pide establecer el modelo parcialmente inelástico (PIM, por sus siglas en inglés) de la estructura, donde las vigas y la base de las columnas de planta baja son modelados como elementos que fluyen, con su resistencia basada en el refuerzo calculado para las fuerzas reducidas de acuerdo a las deformaciones inelásticas permitidas para el estado límite de servicio. En este modelo, las columnas restantes permanecen en el rango elástico.

#### *Paso 4: Verificaciones de servicio*

Hacer un análisis dinámico no lineal paso a paso para el modelo descrito en el paso anterior, con el registro escalado para la intensidad asociada al estado límite de “servicio” (50%/50 años). Se verifica que los valores máximos de distorsiones de entrepiso y rotaciones de articulaciones plásticas estén dentro de los valores permisibles de acuerdo con el reglamento. Los valores recomendados de distorsiones de entrepiso varían entre 0.2 a 0.6%, mientras que las rotaciones plásticas permisibles varían entre 0.001 a 0.005 rad para columnas y 0.005 para vigas (Kappos y Manafpour, 2001). En este paso se revisa el desempeño inelástico del sistema estructural y se verifica que el factor de ductilidad rotacional ( $\mu\theta$ ) obtenido para vigas y las bases de las columnas de planta baja sea consistente con el valor propuesto durante el diseño.

#### *Paso 5: Diseño del refuerzo longitudinal en columnas (y/o muros) para el estado límite de “seguridad de vida”*

El diseño de elementos considerados como elásticos (columnas y/o muros) en el modelo parcialmente inelástico (PIM), se basa en resultados inelásticos del análisis dinámico no lineal paso a paso, con el registro sísmico escalado para la intensidad asociada al estado límite de “seguridad de vidas” (probabilidad de excedencia 10%/50 años). Este análisis proporciona la combinación de momento crítico (M) y su correspondiente carga axial (N) de cada columna y/o muro. Para columnas sujetas a carga biaxial se deben considerar tres combinaciones: max (My) con su correspondiente Mz y N; max (Mz) y su correspondiente My y N; min (N) compresión o max (N) tensión y su correspondiente My y Mz. Y para columnas sujetas a carga uniaxial dos combinaciones serán suficientes.

Para este análisis se pide que se consideren los valores de diseño en las resistencias de los materiales ( $f_{cd}$  y  $f_{yd}$  para concreto y acero respectivamente) en los elementos que se van a diseñar.

Se considera que existen ciertas variaciones en la resistencia del material (debido a la conexión viga-columna), por lo tanto se puede llegar a considerar una sobreestimación del acero longitudinal durante

el diseño. Se propone entonces un factor de 1.26 ( $f_{ym}/f_{yd}$ ) para aumentar el momento y la fuerza axial, para así cumplir con el objetivo de desempeño y hacer que las columnas no fluyan, sin embargo este factor no es necesario para las columnas que si fluyen (base de columnas de planta baja) ya que para estas se consideró el valor medio de la resistencia de los materiales ( $f_{cm}$  y  $f_{ym}$ ).

*Paso 6: Diseño por cortante*

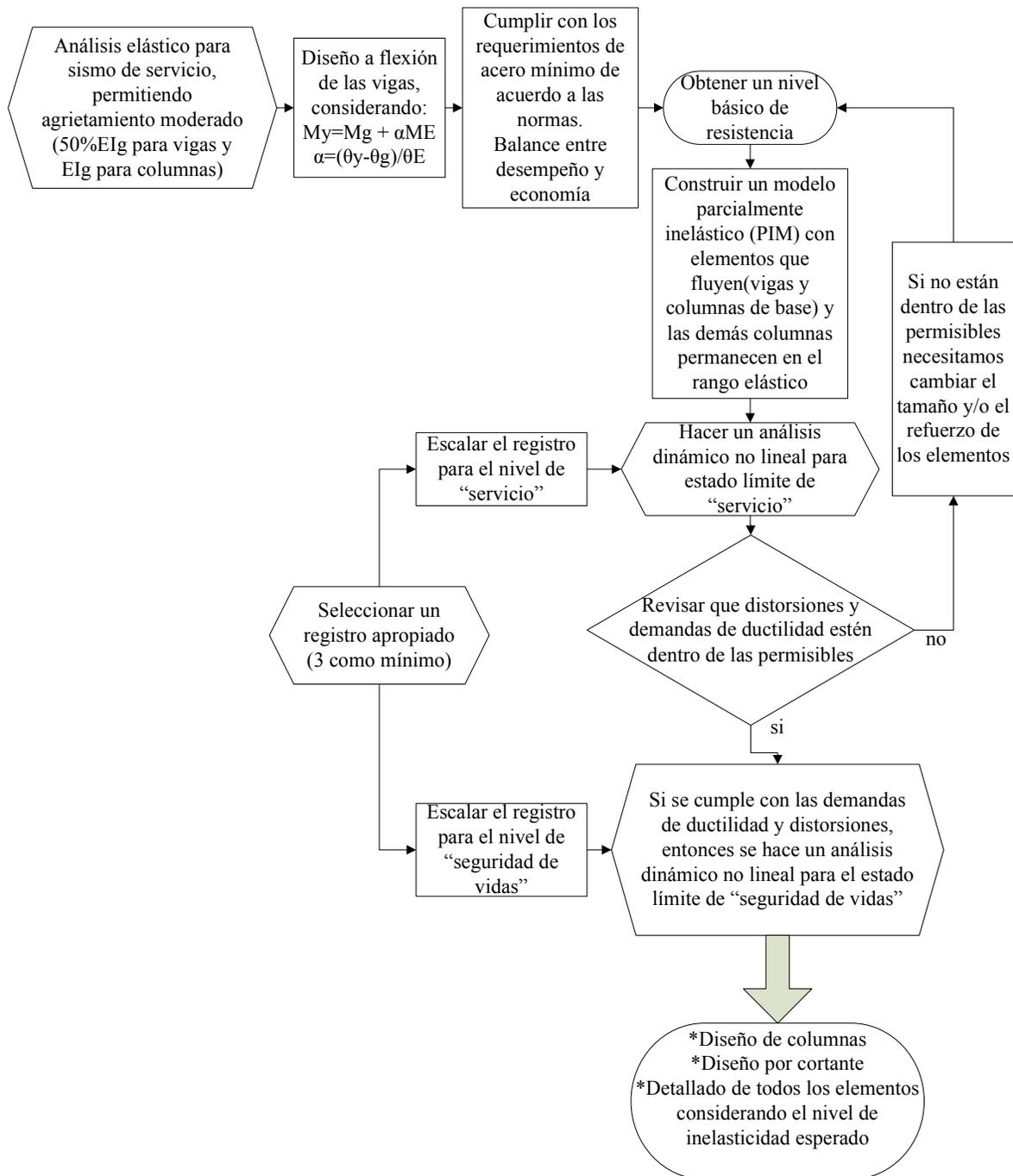
Las fuerzas de cortante deben corresponder a las acciones sísmicas de un sismo con probabilidades de excedencia de 2%/50 años (asociado con el nivel de desempeño “prevención al colapso”). Sin embargo para simplificar el procedimiento de diseño, el detallado y diseño por cortante debe llevarse a cabo usando las fuerzas por cortante calculadas en el análisis dinámico no lineal paso a paso para la acción sísmica asociada al nivel de desempeño de “seguridad de vida”, y para relacionarlo con el sismo de 2%/50 años se considera el factor  $\gamma_v$  (mayor a la unidad), se recomienda para vigas ( $\gamma_v=1.20$ ) y para columnas ( $\gamma_v=1.15$ ).

*Paso 7: Detallado para longitud de desarrollo, anclaje y confinamiento*

El detallado de todos los elementos debe hacerse para cumplir con longitudes de desarrollo, anclaje y confinamiento de acuerdo al nivel de inelasticidad considerado y al nivel de ductilidad.

Los pasos mencionados anteriormente son los que se deben seguir para cumplir con el método basado en deformaciones directas.

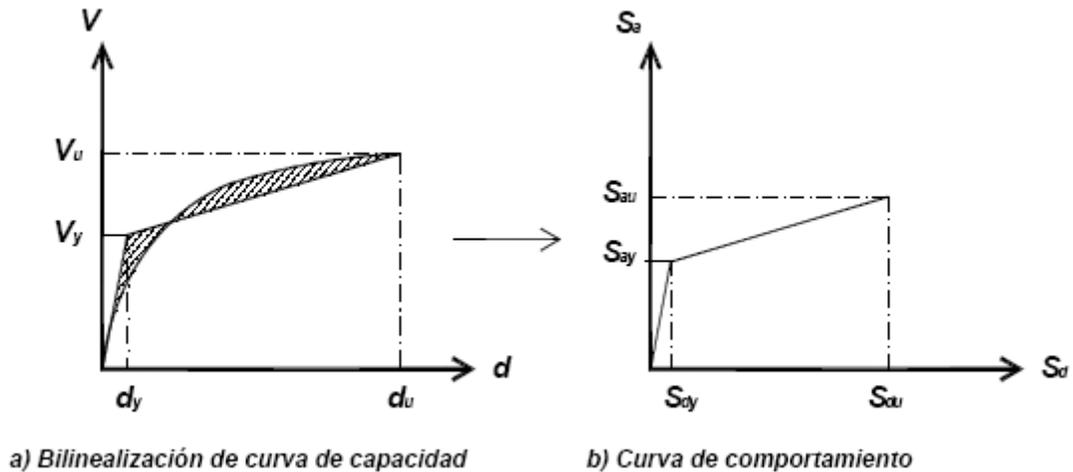
A continuación se presenta el diagrama de flujo (fig 3.8) del método basado en deformaciones directas:



**Figura 3.8 Diagrama de flujo del método de diseño sísmico basado en deformaciones directas (Kappos y Stefanidou, 2010)**

### 3.3 DISEÑO SÍSMICO POR DESPLAZAMIENTOS CON CONTROL DE DAÑO (Ayala *et al.*, 2009)

De acuerdo a López (2009), este método se basa en que la curva de capacidad de un sistema estructural de múltiples grados de libertad puede idealizarse como una curva bilineal definida al considerar la equivalencia de energía disipada con respecto a la curva real. Una vez definida, esta curva se debe transformar al espacio espectral de pseudoaceleraciones vs desplazamientos ( $S_a$  vs  $S_d$ ), correspondiente al modo fundamental, denominada curva de comportamiento del sistema simplificado de referencia (fig 3.9).



**Figura 3.9 Transformación de curva de capacidad a curva de comportamiento (López, 2009)**

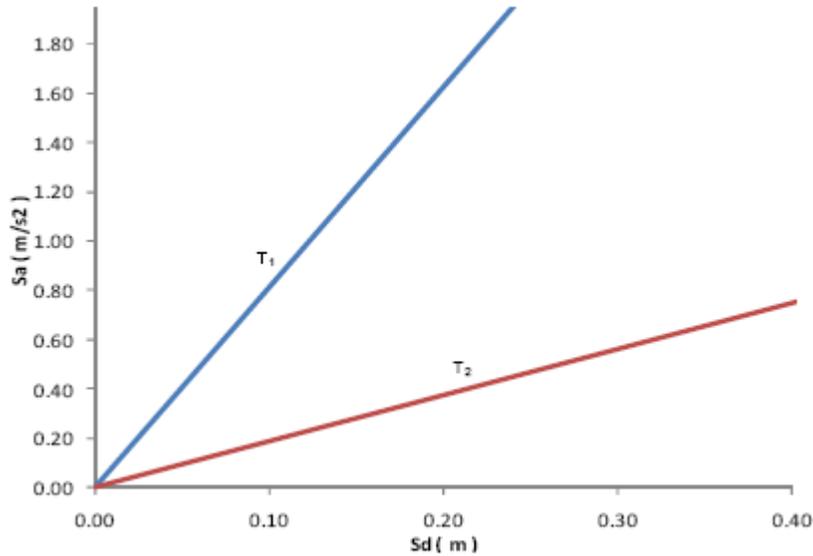
Se usa el concepto de sistema simplificado de referencia, el cual consiste en caracterizar a una estructura de múltiples grados de libertad mediante un sistema de un grado de libertad correspondiente al modo fundamental (Ayala, 2001).

La primera rama representa la etapa elástica de la estructura y la segunda representa las propiedades de la etapa inelástica, de acuerdo con la distribución de daño asociado al desplazamiento máximo (nivel de desempeño). La pseudoaceleración de fluencia ( $S_{ay}$ ) está ligada al nivel de demanda de los elementos que presentan daño y la pseudoaceleración última ( $S_{au}$ ) a los elementos que se comportan elásticamente.

#### 3.3.1 Procedimiento de diseño

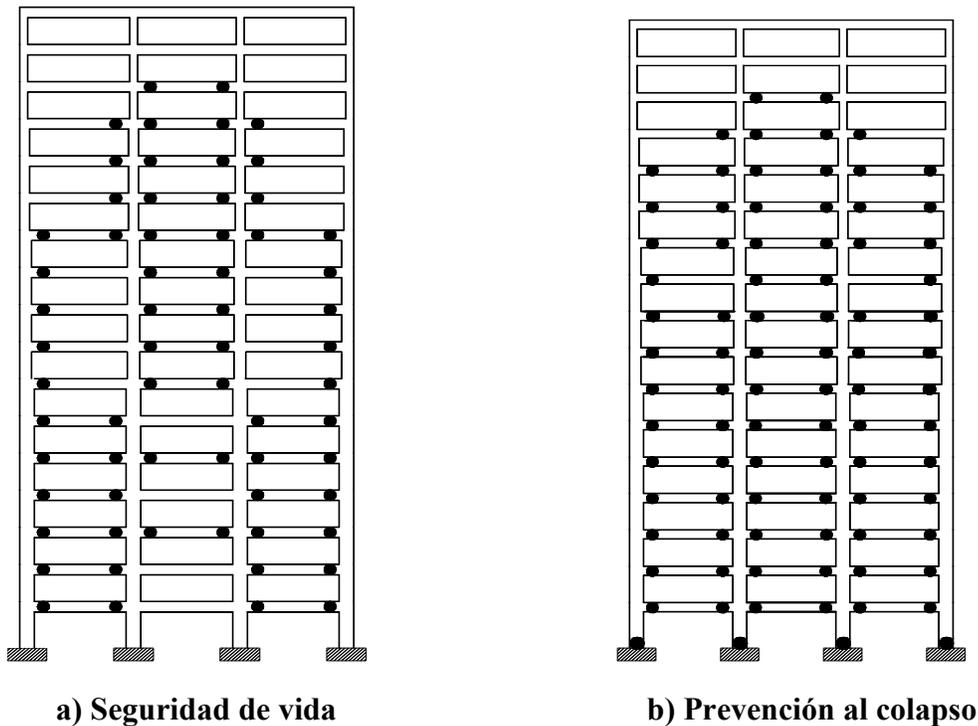
A continuación se describe el procedimiento a seguir para el caso de marcos de concreto reforzado de acuerdo con López (2009):

- 1- Diseño preliminar de la estructura a partir de un análisis para cargas gravitacionales y fuerzas laterales obtenidas de un diseño convencional basado en fuerzas o de una iteración previa en la aplicación de este método.
- 2- Análisis modal del modelo estructural generado a partir de las propiedades de las secciones obtenidas en el paso anterior (estructura elástica), de donde se obtiene el período fundamental de la estructura  $T_1$ , con lo que se define la pendiente de la rama inicial de la curva de comportamiento bilineal idealizada del modo  $T_1$  (fig 3.10).



**Figura 3.10 Ramas elástica e inelástica de la curva de comportamiento**

- 3- Para un nivel de desempeño definido, se propone una distribución de daño racional de acuerdo con las características de la estructura y las acciones de diseño consideradas (fig 3.11). Con base en esto, el daño se representa en el modelo estructural mediante articulaciones en los extremos de los elementos donde se acepta se presente comportamiento inelástico. De manera similar al paso anterior, se realiza un análisis modal de ésta estructura (dañada) y se obtiene el período correspondiente  $T_2$ , que define la pendiente de la segunda rama de la curva de comportamiento bilineal idealizada del modo fundamental (fig 3.10).

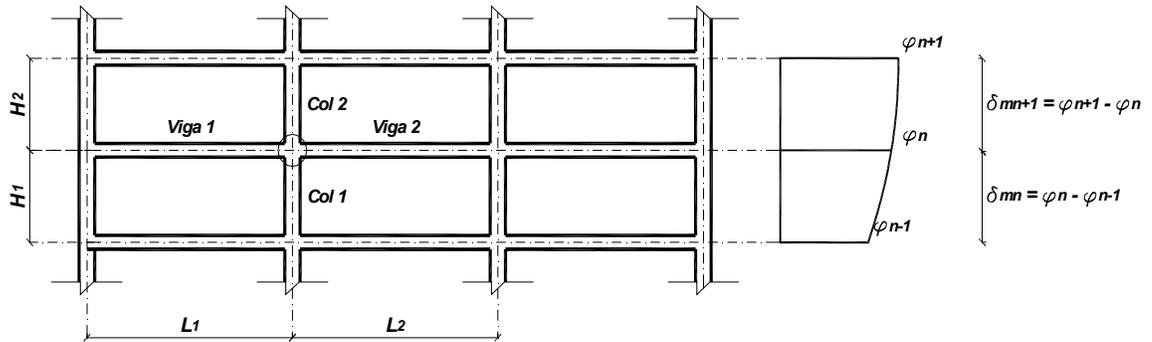


**Figura 3.11 Distribución de daño para dos estados límite diferentes**

- 4- Cálculo de la relación de rigidez de postfluencia a elástica,  $\alpha$ , mediante la siguiente expresión (Sandoval, 2000):

$$\alpha = \left( \frac{T_1}{T_2} \right)^2 \quad (3-23)$$

- 5- Se estima el desplazamiento modal de fluencia de azotea ( $d_{azy}$ ), considerando las propiedades del modelo dañado, a partir del equilibrio de un nudo central del entrepiso en cuestión suponiendo que las rotaciones en todos los nudos de dicho entrepiso y de los adyacentes son aproximadamente iguales (fig 3.12).



**Figura 3.12 Croquis para calcular  $d_{azy}$**

Con la siguiente expresión se obtiene  $d_{azy}$ :

$$d_{azy} = \frac{\delta_n H_1}{\delta_{mn}} \quad (3-24)$$

$$\delta_n = \frac{0.30 \varepsilon_y L_1 \left( \frac{I_{v1}}{L_1} + \frac{I_{v2}}{L_2} + \frac{I_{c1}}{H_1} + \frac{I_{c2}}{H_2} \right)}{h_{v1} \left( \frac{I_{c1}}{H_1^2} + \gamma_o \frac{I_{c2}}{H_2^2} \right) H_1} \quad (3-25)$$

$$\gamma_o = \frac{\delta_{mn+1}}{\delta_{mn}} \quad (3-26)$$

donde:

- $\delta_n$  = Distorsión de fluencia del modo fundamental del entrepiso donde ocurre la distorsión máxima
- $\delta_{mn}$  = Diferencia de formas modales, normalizadas con respecto al desplazamiento modal de azotea, del entrepiso donde ocurre la distorsión máxima
- $\delta_{mn+1}$  = Diferencia de formas modales, normalizadas con respecto al desplazamiento modal de azotea, del entrepiso inmediato superior a aquel donde ocurre la distorsión máxima
- $\gamma_o$  = Razón entre las diferencias de las formas modales  $\delta_{mn}$  y  $\delta_{mn+1}$
- $\varepsilon_y$  = Deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo

- $L_1$  = Claro central del entrepiso donde ocurre la distorsión máxima
- $L_2$  = Claro central adyacente del entrepiso donde ocurre la distorsión máxima
- $H_1$  = Altura del entrepiso donde ocurre la distorsión máxima
- $H_2$  = Altura del entrepiso inmediato inferior a aquel donde ocurre la distorsión máxima
- $I_{v1}, I_{v2}$  = Momentos de inercia de las vigas de los claros 1 y 2 respectivamente
- $I_{c1}, I_{c2}$  = Momentos de inercia de las columnas de los niveles 1 y 2 respectivamente
- $H_{v1}$  = Peralte correspondiente a la viga del claro 1

- 6- Con base en la distorsión objetivo,  $\delta_0$ , correspondiente al nivel de desempeño requerido, se define el desplazamiento objetivo de azotea,  $d_{az}$ , mediante la siguiente ecuación:

$$d_{az} = \frac{\delta_o H_1}{\delta_{mn}} \quad (3-27)$$

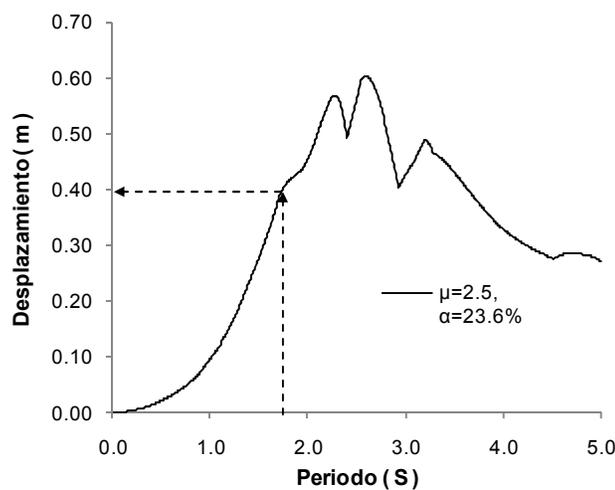
- 7- Considerando que la configuración deformada de un marco plano sujeto a una carga sísmica es muy similar a la forma modal fundamental, el desplazamiento modal objetivo de azotea se estima mediante la siguiente expresión:

$$d_{azo} = d_{az} \left( \frac{d_{az-\text{modofundamental}}}{d_{az-\text{todos los modos}}} \right) \quad (3-28)$$

- 8- Definidos los desplazamientos modales de fluencia y objetivo del sistema, se calcula la ductilidad modal  $\mu$ :

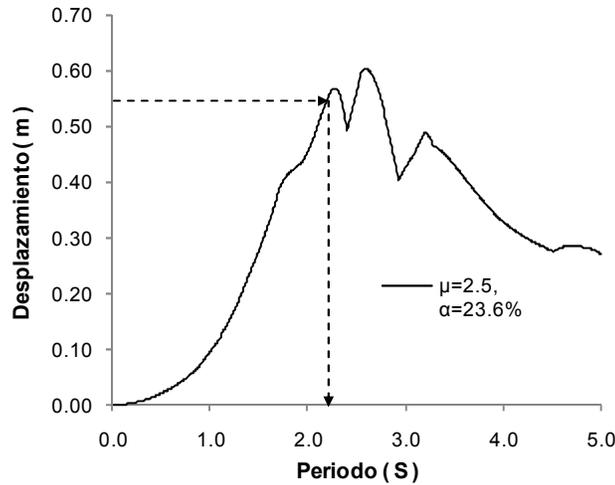
$$\mu = \frac{d_{azo}}{d_{azy}} \quad (3-29)$$

- 9- De un espectro de desplazamientos correspondiente a los valores de  $\mu$  y  $\alpha$  calculados, se obtiene el desplazamiento último correspondiente al período fundamental  $T_1$  de la estructura del prediseño  $d_{\text{ESPECTRO}}$  (Fig 3.13).



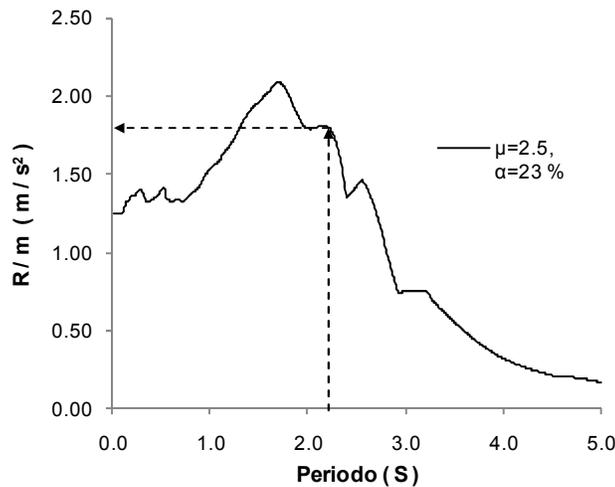
**Figura 3.13 Obtención del desplazamiento último del sistema**

10- Se compara el desplazamiento último obtenido del paso anterior  $d_{ESPECTRO}$  con el desplazamiento objetivo del marco  $d_{azo}$ . Si el valor del desplazamiento último obtenido con la estimación de ductilidad es cercano al del desplazamiento objetivo el resultado se considera satisfactorio. En caso contrario, se modifica el período inicial de la estructura  $T_1$  y/o la configuración de daño propuesta, y por tanto  $\alpha$ , para alcanzar el desplazamiento objetivo (fig 3.14). Si solo se modifica la rigidez, no se requiere un nuevo análisis modal, se pueden utilizar directamente las formas modales de la estructura y el valor de  $\alpha$  calculados para la estructura del prediseño. La estructura modificada se denomina estructura de diseño, a partir del cual se realiza el análisis de obtención de demandas, y a su período correspondiente se denomina período de diseño o período requerido,  $T_{REQUERIDO}$ .



**Figura 3.14 Obtención del período requerido  $T_{REQUERIDO}$  para alcanzar el desplazamiento objetivo**

11- Satisfecho el desplazamiento objetido  $d_{azo}$  de la estructura, de un espectro de diseño de resistencias correspondiente a la ductilidad modal y relación de rigidez posfluencia a inicial requerida, se obtiene la resistencia de fluencia  $R_y$  correspondiente a  $T_{REQUERIDO}$ . A partir de este paso  $T_{REQUERIDO} = T_1$  (fig 3.15).

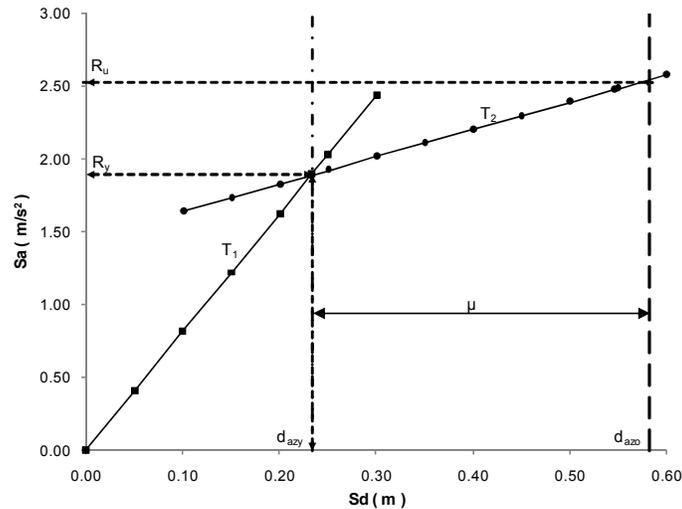


**Figura 3.15 Obtención de la resistencia correspondiente a  $T_1 = T_{REQUERIDO}$**

12- Cálculo de la resistencia última  $R_u$  del sistema de referencia, mediante la siguiente ecuación:

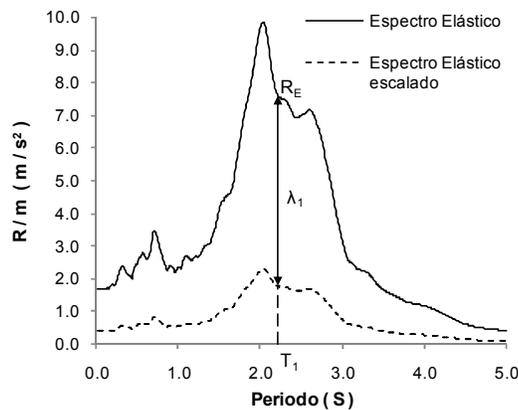
$$R_u = R_y [1 + \alpha(\mu - 1)] \quad (3-30)$$

13- Definidos los puntos característicos de la curva de comportamiento se procede al trazo de ésta (fig 3.16).



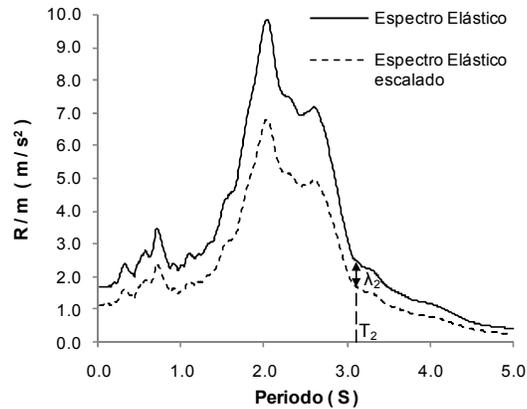
**Figura 3.16 Curva de comportamiento del sistema de referencia**

- 14- Con el objeto de considerar los efectos de las cargas vivas y muertas en la estructura, se realiza un análisis elástico por cargas gravitacionales de la estructura en su estado inicial.
- 15- Análisis modal espectral del modelo de la estructura elástica. El espectro elástico de diseño se escala con el factor  $\lambda_1$ , definido como la razón entre la resistencia por unidad de masa correspondiente al punto de fluencia de la curva de comportamiento y la pseudoaceleración del espectro elástico del período inicial  $T_1$  (fig 3.17).



**Figura 3.17 Escalamiento del espectro elástico de diseño para  $T_1$**

- 16- Análisis modal espectral del modelo de la estructura dañada con el espectro elástico escalado con el factor  $\lambda_2$ , definido como la razón entre la diferencia de resistencias por unidad de masa última y de fluencia de la curva de comportamiento y la pseudoaceleración del espectro para el período de la estructura dañada  $T_2$  (fig 3.18).



**Figura 3.18 Escalamiento del espectro elástico de diseño para  $T_2$**

- 17- Obtención de los elementos mecánicos de diseño superponiendo los efectos de las cargas gravitacionales y los análisis modales de la estructura elástica y la dañada, considerando el sentido del sismo más desfavorable.
- 18- Diseño de elementos estructurales de acuerdo al reglamento de diseño aplicable, considerando un criterio de resistencias mínimas de columnas, con el fin de asegurar un comportamiento “columna fuerte-viga débil”.

Es muy importante asegurar un comportamiento de “columna fuerte-viga débil” en el diseño sísmico de estructuras, por lo tanto se recomienda que en todos los nodos de la estructura las resistencias de las columnas sean mayores que las de las vigas, a excepción de los nodos donde se espera comportamiento inelástico, de acuerdo a la distribución de daño propuesta. Debido a esto, debemos cumplir con la siguiente ecuación:

$$\frac{\sum M_C}{\sum M_V} \geq \frac{R_u}{R_y} \quad (3-31)$$

donde:

$\Sigma M_c$  = Suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con factor de seguridad igual a uno, de las columnas que llegan a ese nudo

$\Sigma M_v$  = Suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con factor de seguridad igual a uno, de las vigas que llegan a ese nudo.

A continuación se presenta el diagrama de flujo del método de diseño sísmico basado en desplazamientos con control de daño (López, 2009).

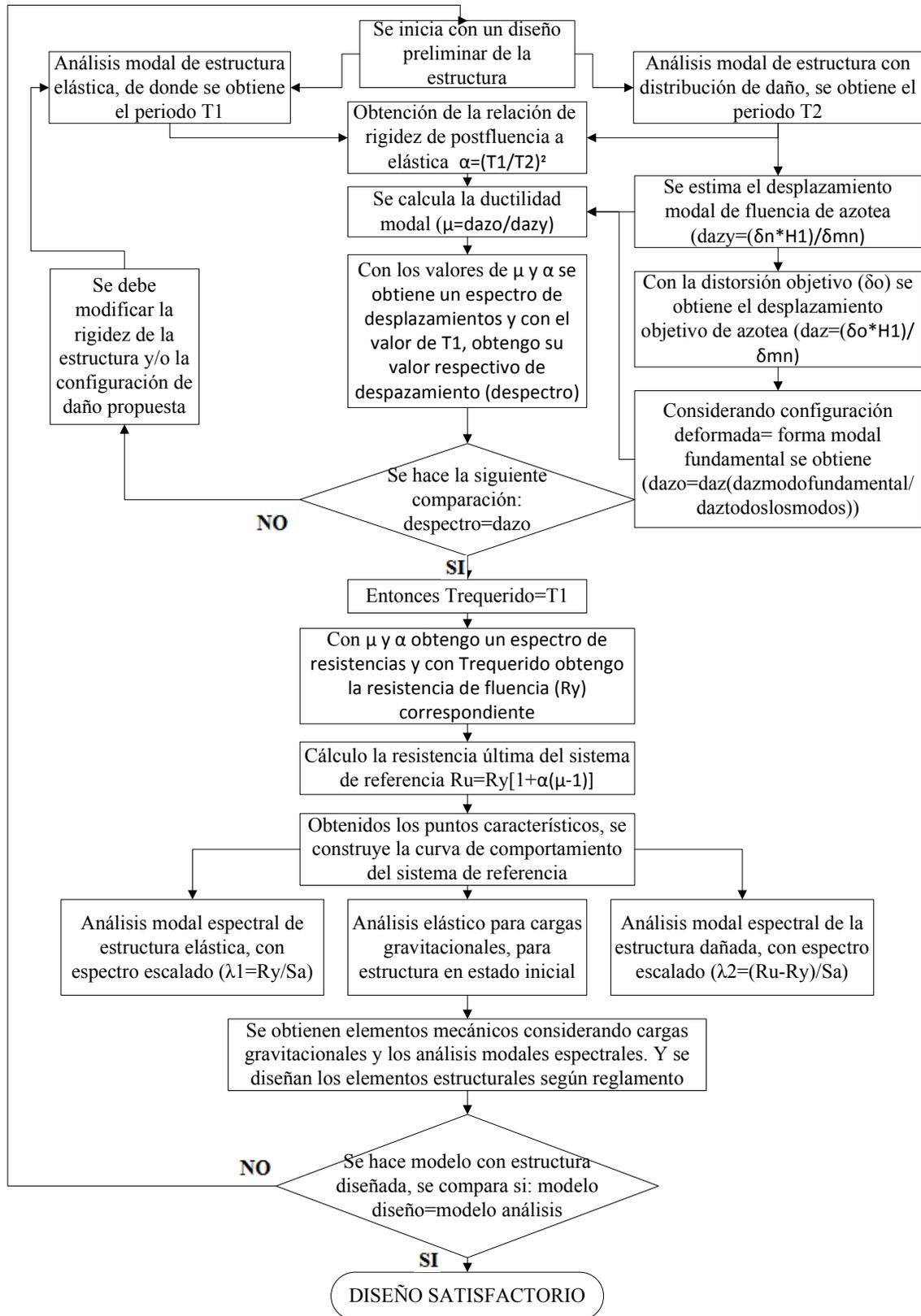


Figura 3.19 Diagrama del diseño por desplazamientos con control de daño (Ayala *et al.*, 2009)

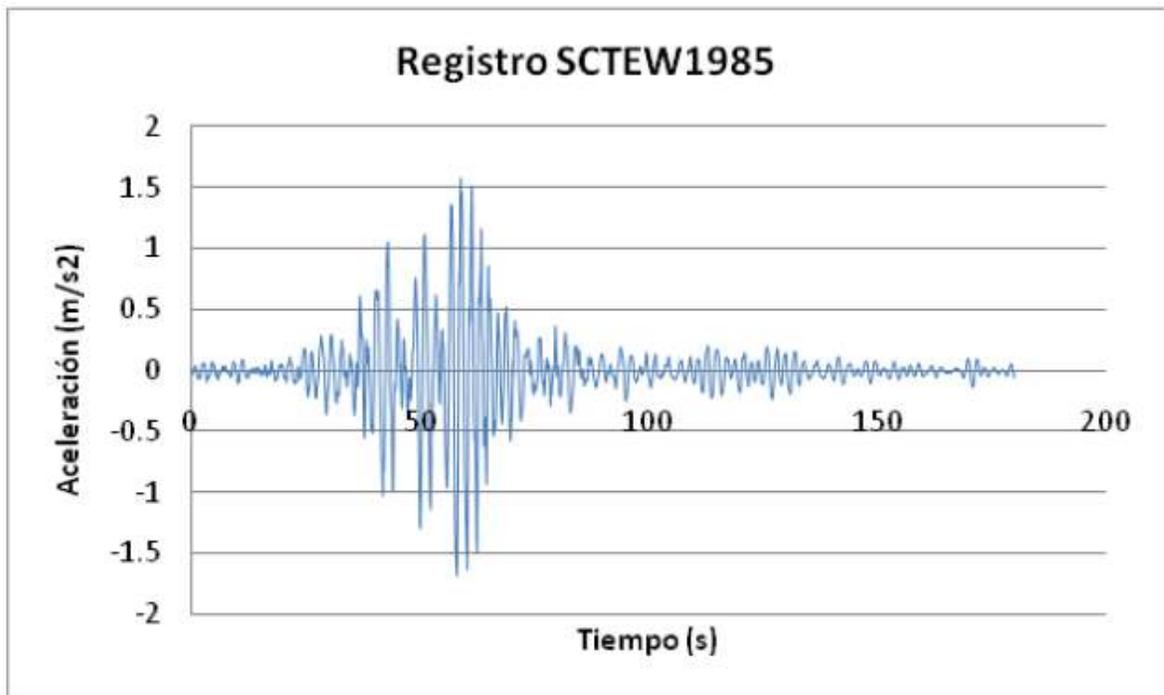
## 4.- EJEMPLO DE APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

### 4.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Con el fin de comparar el comportamiento, desempeño, resistencia requerida y facilidad de aplicación del método de diseño sísmico directo basado en desplazamientos (Priestley *et al*, 2007), diseño sísmico basado en deformaciones directas (Kappos y Stefanidou, 2010) y diseño sísmico por desplazamientos con control de daño (Ayala *et al*, 2009), se analizó y diseñó un marco interior de un edificio de estructura reticular de concreto reforzado, destinado para uso de oficinas.

Se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

- Para evaluar el comportamiento sísmico, se empleó la componente este-oeste de la señal sísmica, registrada en la estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes durante el sismo del 19 de septiembre de 1985(SCT-EW 1985), fig 4.1



**Figura 4.1 Registro sísmico**

- Como dimensionamiento preliminar de la estructura para los tres métodos comparados, se utilizó un diseño realizado por Varela, (1996). El cual se realizó de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (GDF, 1993). Las secciones obtenidas de este diseño se muestran en la Tabla 4.1.

**Tabla 4.1 Dimensionamiento preliminar (Varela, 1996)**

Tipo de elemento	Nivel	Sección transversal (m)
Columnas	1-7	1.10 x 1.10
Columnas	8-11	0.90 x 0.90
Columnas	12-14	0.75 x 0.75
Columnas	15-17	0.60 x 0.60
Vigas	1-17	0.35 x 0.90

- El análisis y diseño final de la estructura se hizo conforme el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (GDF 2004).
- Las propiedades de los materiales utilizados en el diseño de la estructura (trabes y columnas) se ilustran en la Tabla 4.2.

**Tabla 4.2 Propiedades de los materiales**

Características de los materiales				
Concreto			Acero de refuerzo	
Resistencia a la compresión	Módulo de elasticidad	Peso volumétrico	Esfuerzo nominal de fluencia	Módulo de elasticidad
$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$	$E_c = 221360 \text{ kg/cm}^2$	$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

- Las cargas reglamentarias para el análisis y diseño, son las mostradas en la Tabla 4.3.

**Tabla 4.3 Cargas muertas y vivas**

	Cargas muertas		Cargas vivas	
	Entrepiso	Azotea	Entrepiso	Azotea
Losa de 12 cm de espesor	290 kg/m <sup>2</sup>	290 kg/m <sup>2</sup>		
Acabado de piso	100 kg/m <sup>2</sup>	100 kg/m <sup>2</sup>		
Muros divisorios	160 kg/m <sup>2</sup>	--		
Sobrecarga (RCDF)	60 kg/m <sup>2</sup>	60 kg/m <sup>2</sup>		
Enladrillado	--	70 kg/m <sup>2</sup>		
Total	610 kg/m <sup>2</sup>	520 kg/m <sup>2</sup>		
Gravitacional			250 kg/m <sup>2</sup>	100 kg/m <sup>2</sup>
Sismo			180 kg/m <sup>2</sup>	70 kg/m <sup>2</sup>

- Para considerar las deformaciones permisibles (rotaciones), se usaron las normas NEHRP (FEMA, 1997). Las deformaciones permisibles se muestran en la Tabla 4.4.

**Tabla 4.4 Criterios de deformaciones aceptables del FEMA (FEMA, 1997)**

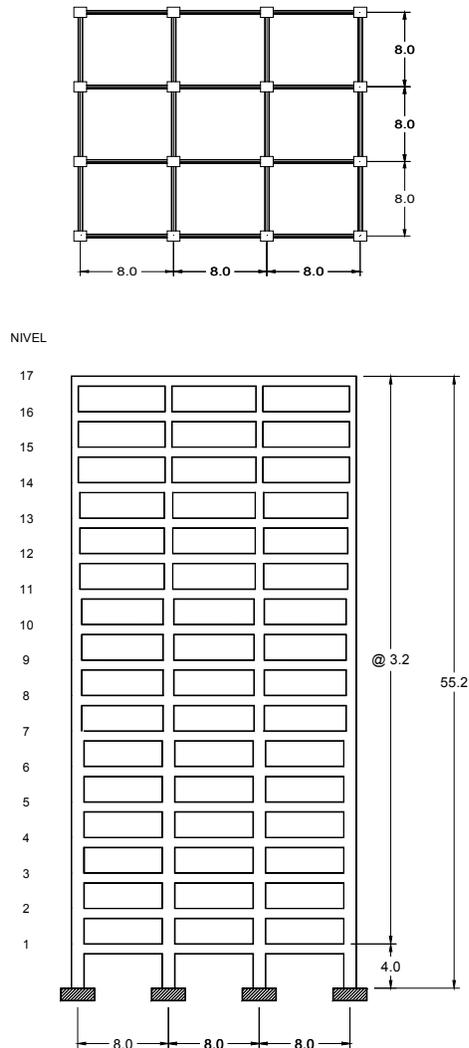
Condiciones			Parametros de modelado			Criterios aceptables				
			Rotaciones		Relación de resistencia residual	Rotaciones plásticas				
			plásticas (rad)			Tipo de componente				
					Primario		Secundario			
					Nivel de desempeño					
		a	b	c	OI	SV	PC	SV	PC	
<b>I.- Vigas controladas por flexión</b>										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Refuerzo transversal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
$\leq 0.0$	$S \leq d/3$	$\leq 3$	0.025	0.05	0.2	0.005	0.02	0.025	0.02	0.05
$\leq 0.0$	$S \leq d/3$	$\geq 6$	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
$\geq 0.50$	$S \leq d/3$	$\leq 3$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
$\geq 0.50$	$S \leq d/3$	$\geq 6$	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
$\leq 0.0$	$S > d/3$	$\leq 3$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
$\leq 0.0$	$S > d/3$	$\geq 6$	0.01	0.015	0.2	0	0.005	0.01	0.01	0.015
$\geq 0.50$	$S > d/3$	$\leq 3$	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
$\geq 0.50$	$S > d/3$	$\geq 6$	0.005	0.01	0.2	0	0.005	0.005	0.005	0.01
<b>II.- Columnas controladas por flexión</b>										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Refuerzo transversal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
$\leq 0.1$	$S \leq d/3$	$\leq 3$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.015	0.03
$\leq 0.1$	$S \leq d/3$	$\geq 6$	0.015	0.025	0.2	0.005	0.01	0.015	0.01	0.025
$\geq 0.40$	$S \leq d/3$	$\leq 3$	0.015	0.025	0.2	0	0.005	0.015	0.01	0.025
$\geq 0.40$	$S \leq d/3$	$\geq 6$	0.01	0.015	0.2	0	0.005	0.01	0.01	0.015
$\leq 0.1$	$S > d/3$	$\leq 3$	0.01	0.015	0.2	0.005	0.005	0.01	0.005	0.015
$\leq 0.1$	$S > d/3$	$\geq 6$	0.005	0.005	--	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
$\geq 0.40$	$S > d/3$	$\leq 3$	0.005	0.005	--	0	0	0.005	0	0.005
$\geq 0.40$	$S > d/3$	$\geq 6$	0	0	--	0	0	0	0	0

- No se consideraron efectos P-Δ.
- El programa utilizado para análisis lineal fue: SAP 2000 Versión 14 (CSI, 2009).
- El programa utilizado para análisis no lineal fue: DRAIN 2DX Versión 1.10 (Prakash *et al*, 1993). Con un modelo histérico bilineal estable para el modelado de los elementos y la interacción de carga axial y momento en el modelado de las columnas.

## 4.2 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

El marco interior seleccionado para el análisis y diseño conforme a los tres métodos basados en desplazamientos, tiene las siguientes características:

Marco estructural de concreto reforzado de 17 niveles, con simetría en ambas direcciones (planta cuadrada), con tres crujiás en cada sentido de 8 m, y alturas de entrepiso de 4.00 y 3.20 m para el primer nivel y los niveles subsecuentes respectivamente. El arreglo geométrico de la estructura en planta y elevación se muestra en la fig 4.2.



**Figura 4.2 Geometría en planta y elevación de estructura estudiada**

En la siguiente sección se detalla la aplicación de cada uno de los tres métodos seleccionados de diseño sísmico basado en desplazamientos al marco descrito anteriormente.

### 4.3 APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE DISEÑO SÍSMICO BASADOS EN DESPLAZAMIENTOS

#### 4.3.1 Aplicación del método de diseño sísmico directo basado en desplazamientos (Priestley *et al.*, 2007)

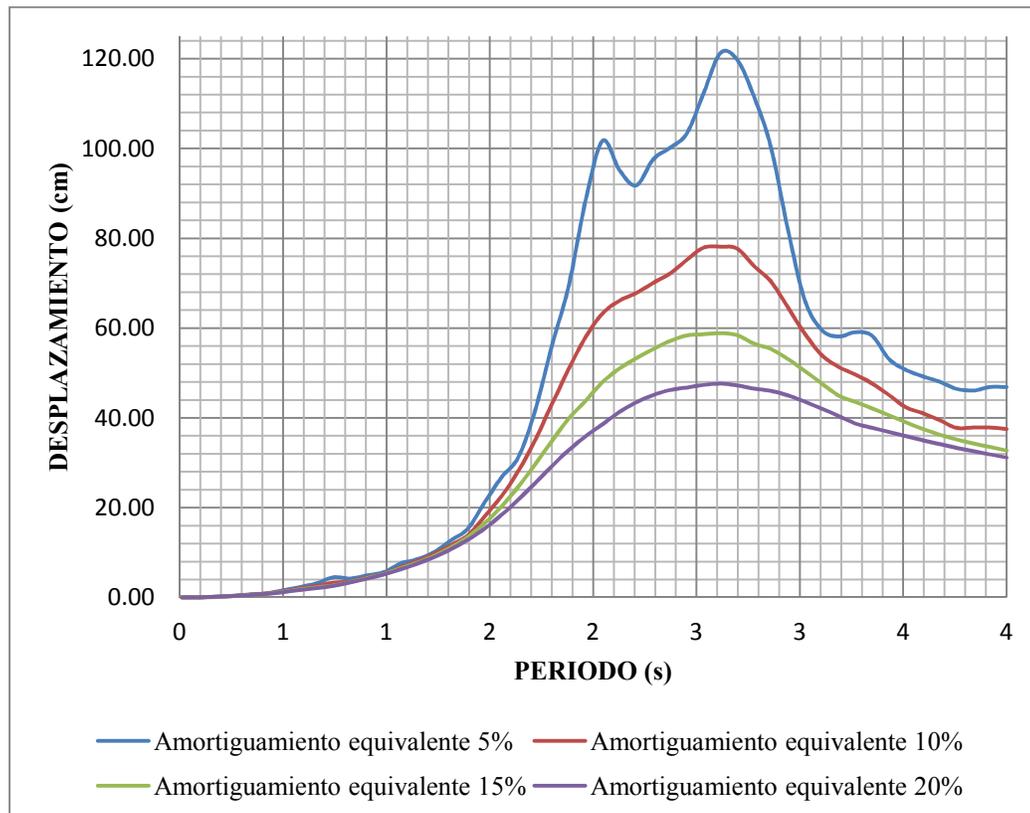
Se analizó un modelo elástico del marco interior de 17 niveles seleccionado aplicándole el vector de fuerzas laterales obtenidas con el método de diseño sísmico directo basado en desplazamientos y se diseñó conforme a los elementos mecánicos resultantes considerando el diseño por capacidad para las columnas. En el modelo se incluyeron las cargas gravitacionales actuantes.

Para iniciar con el método se consideraron los siguientes valores permisibles para distorsiones y deformaciones de Tabla 4.5:

**Tabla 4.5 Distorsiones y deformaciones permisibles**

Reglamento utilizado	Distorsión permisible	Deformación permisible ( $\theta_p$ )
RCDF/NTC-DS	0.0200	
FEMA-273	0.0218	0.02

Los espectros de desplazamientos utilizados se obtuvieron del registro sísmico SCT-EW 1985 con el programa Degtra A4 (Ordaz y Montoya, 2005). La fig 4.3 muestra los espectros de desplazamiento correspondientes a varios amortiguamientos equivalentes.



**Figura 4.3 Espectros de desplazamientos para varios valores de amortiguamiento equivalente obtenidos del registro SCT-EW 1985**

Considerando el prediseño realizado por Varela, (1996). Se obtuvieron las fuerzas laterales de acuerdo al procedimiento de diseño (Tabla 4.6):

**Tabla 4.6 Aplicación del método de diseño sísmico directo basado en desplazamientos (Priestley *et al.*, 2007)**

**a) Límites de comportamiento y propiedades de marco estructural**

MÉTODO DIRECTO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS		$\delta_i = \frac{4}{3} \frac{H_i}{H_n} \left( 1 - \frac{H_i}{4H_n} \right)$
$\delta_d = 0.0218$ $\theta_y = 0.50 \varepsilon_y \left( \frac{L_b}{h_b} \right) = 0.0089$	$\varepsilon_y = 0.002$	
DATOS:		$\Delta_i = \omega_o \delta_i \left( \frac{\Delta_c}{\delta_c} \right)$
$H_n = 55.2 \text{ m}$ $\omega_o = 1.15 - 0.0034 H_n \leq 1.0 = 0.962$	$H_1 = 4 \text{ m}$	
$\Delta_c = \delta_d * H_1 = 0.0872 \text{ m}$ (desplazamiento 1er. Nivel)		
$\delta_c = \delta_1 = 0.09$ (distorsión 1er. Nivel)		

**b) Distribución de fuerzas laterales sobre marco estructural de acuerdo al cortante basal**

Nivel i	Altura $H_i$ (m)	Masa $m_i$ (ton*s <sup>2</sup> /m)	$\delta_i$	$\Delta_i$ (m)	$m_i * \Delta_i$	$m_i * \Delta_i * H_i$	$m_i * \Delta_i^2$	Fi (ton)	Vi (ton)
1	4.00	11.90	0.09	0.084	1.00	3.99	0.08	5	526
2	7.20	11.90	0.17	0.149	1.77	12.75	0.26	8	522
3	10.40	11.90	0.24	0.212	2.52	26.20	0.53	11	514
4	13.60	11.90	0.31	0.273	3.24	44.13	0.88	15	502
5	16.80	11.90	0.37	0.332	3.95	66.30	1.31	18	488
6	20.00	11.90	0.44	0.389	4.62	92.49	1.80	21	470
7	23.20	11.90	0.50	0.444	5.28	122.47	2.34	24	449
8	26.40	11.90	0.56	0.497	5.91	156.02	2.93	27	425
9	29.60	11.90	0.62	0.548	6.52	192.90	3.57	30	398
10	32.80	11.90	0.67	0.597	7.10	232.90	4.24	32	369
11	36.00	11.90	0.73	0.644	7.66	275.79	4.93	35	336
12	39.20	11.90	0.78	0.689	8.20	321.33	5.65	37	302
13	42.40	11.90	0.83	0.732	8.71	369.31	6.38	39	264
14	45.60	11.90	0.87	0.773	9.20	419.50	7.11	42	225
15	48.80	11.90	0.92	0.812	9.67	471.66	7.85	44	183
16	52.00	11.90	0.96	0.849	10.11	525.58	8.58	46	140
17	55.20	10.25	1.00	0.885	9.07	500.47	8.02	94	94
$\Sigma =$		200.65			104.52	3833.79	66.47		

c) Obtención del cortante basal para distribución de fuerzas laterales

1	$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} =$	0.636	5	$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left( \frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) =$	0.14
2	$H_\epsilon = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} =$	36.68	6	El periodo efectivo ( $T_e$ ) se obtiene del espectro de desplazamientos, con los valores de $\Delta_d$ y $\xi_{eq}$	2.8
3	$\Delta_y = \theta_y H_\epsilon =$	0.3265	7	$m_\epsilon = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} =$	164
4	$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} =$	2	8	$K_\epsilon = \frac{4\pi^2 m_\epsilon}{T_e^2} =$	828
			9	$V_b = K_\epsilon \Delta_d =$	526

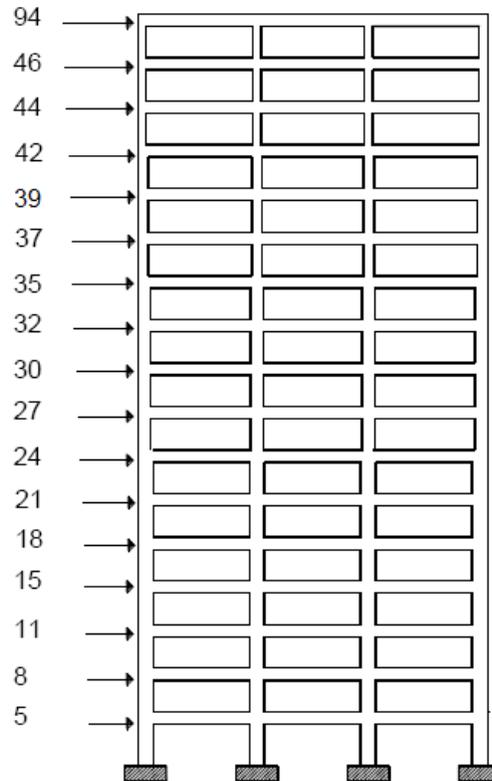


Figura 4.4. Modelo de marco con distribución de fuerzas laterales

Se hizo el análisis de la estructura aplicándole las fuerzas laterales obtenidas de la tabla anterior, y para el diseño se aplicaron los siguientes lineamientos establecidos en la metodología de Priestley:

- Se deben cumplir los criterios de desempeño para los niveles de intensidad sísmica, de acuerdo a la zona sísmica designada para la estructura.
- El comportamiento estructural se define mediante límites de deformación unitaria y de distorsiones, en base a las intensidades especificadas de diseño.
- Se deben considerar las siguientes resistencias de diseño de los materiales para las zonas con articulaciones plásticas (Tabla 4.8).

**Tabla 4.8 Factores de amplificación para la resistencia de los materiales**

Compresión del concreto	$f'_{ce} = 1.3 f'_c$
Compresión en la mampostería	$f'_{me} = 1.2 f'_m$
Acero de refuerzo	$F_{ye} = 1.1 f_y$
Acero estructural	$F_{ye} = 1.1 f_y$

- Para determinar la resistencia a flexión en las zonas con articulaciones plásticas no se consideran factores de reducción en la resistencia del material y para determinar la resistencia de los materiales en los elementos que se diseñan por capacidad si se deben considerar factores de reducción.
- Las articulaciones plásticas se deben localizar en las vigas y columnas de la base para tener un mecanismo satisfactorio.
- Se debe considerar una combinación apropiada de efectos gravitacionales y sísmicos.

La distribución y localización de las articulaciones plásticas permite definir los niveles de resistencia que deben tener los elementos, así los momentos de diseño y cortantes se amplifican para los elementos que no aceptan daño, con la intención de que a pesar de los posibles incrementos de resistencia de los materiales y la amplificación dinámica de modos superiores, las articulaciones se formen en los elementos que aceptan daño (Aguilera, 2011).

Después de hacer estas consideraciones se obtuvo el acero de refuerzo longitudinal y transversal de los elementos (vigas y columnas) de acuerdo a los elementos mecánicos del análisis y al enfoque de diseño por capacidad.

#### **4.3.2 Aplicación del método de diseño sísmico basado en deformaciones directas (Kappos y Stefanidou, 2010)**

Para ilustrar la aplicación del método de diseño sísmico basado en deformaciones directas se hizo el análisis y diseño del mismo marco interior de 17 niveles. Este método consiste en diseñar a flexión las zonas con articulaciones plásticas (vigas y columnas de base) con un modelo elástico partiendo de la deformación permisible conforme al estado límite de “servicio” y diseñar las columnas restantes para el estado límite de “seguridad de vidas”. Para evitar tener falla por cortante se usan ciertos factores de amplificación y por último se hace un detallado adecuado para desarrollar el comportamiento dúctil

esperado. Se deben usar combinaciones de carga gravitacional y sísmica conforme al reglamento utilizado.

El proceso inició con un análisis elástico convencional del modelo del marco de 17 niveles con el programa SAP2000, considerando que se van a presentar articulaciones plásticas en todas las vigas y la base de las columnas de planta baja. El registro SCT-EW 1985 se escaló al nivel de desempeño de servicio (0.20) y también se consideró otro factor de escala,  $v = 2/3$  debido a la sobrerresistencia, Por lo tanto el factor de escala total que se consideró es 0.13 del registro SCT-EW 1985. Se usó el dimensionamiento preliminar de Varela, 1996 y para la rigidez se consideró  $50\%EI_g$  para vigas y  $EI_g$  para columnas.

Las resistencias de los materiales se consideraron de acuerdo a lo que marca el Reglamento de Construcción del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, RCDF/NTC-DYCEC (GDF, 2004).

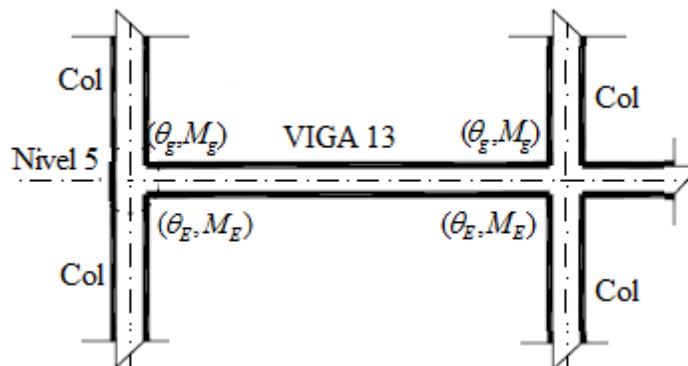
Partiendo de los valores de deformación y ductilidad permisibles de la Tabla 4.9 se calculó el momento con el cual se diseñan las vigas, haciendo una reducción del mismo para controlar las deformaciones.

**Tabla 4.9 Distorsión y deformación permisible para el estado límite de servicio**

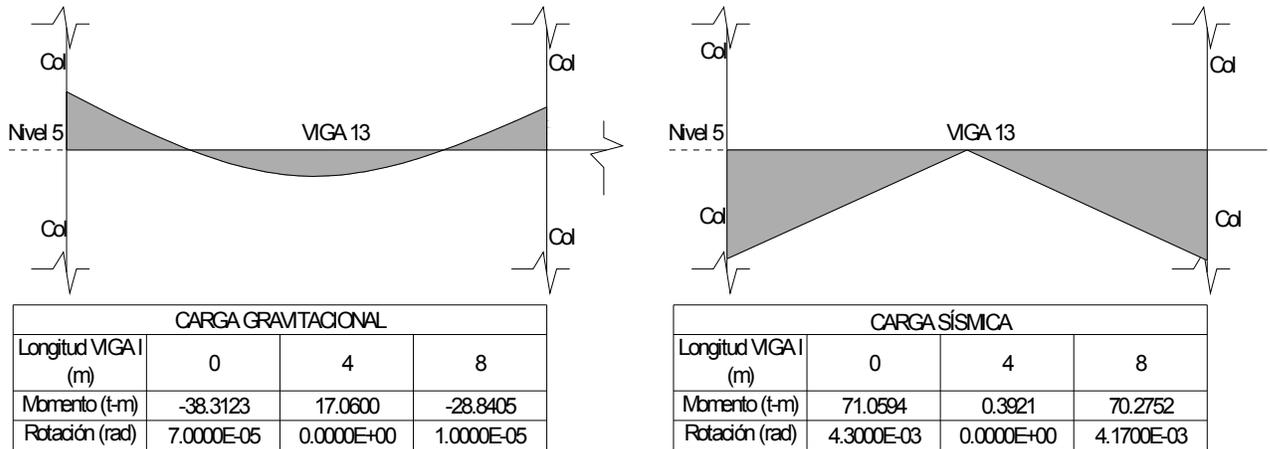
Reglamento utilizado	Distorsión permisible	Deformación permisible
RCDF/NTC-DS(Apéndice A)	0.004	
FEMA-273		0.005

$\mu = 2.0$  (ductilidad propuesta)  
 $\theta_{inel} = 0.005$

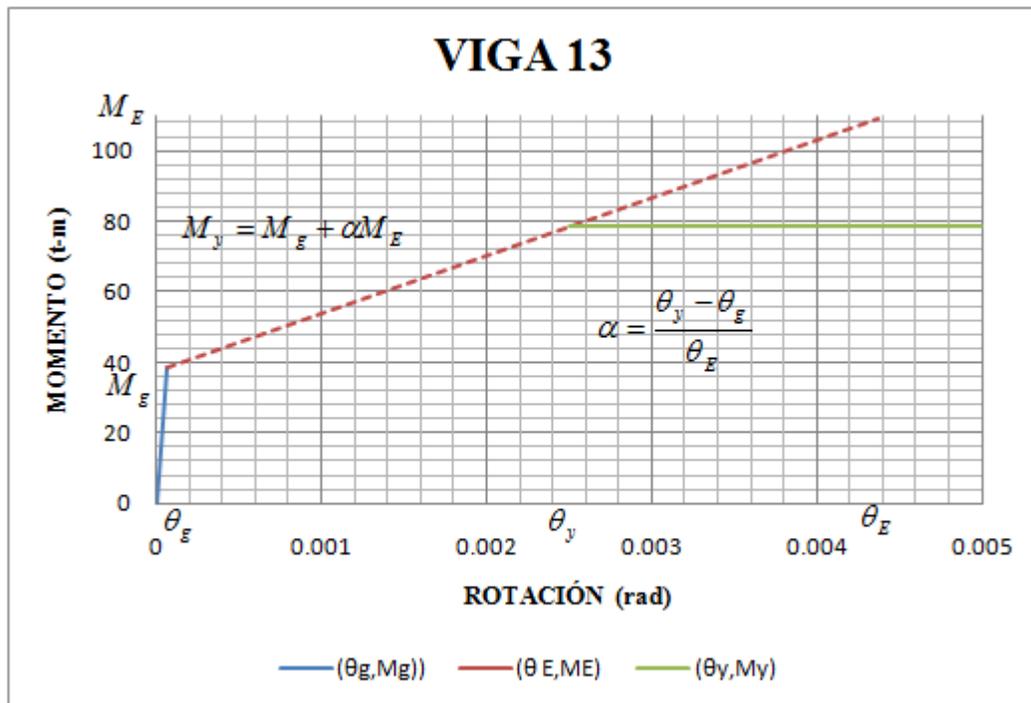
La fig 4.5 muestra gráficamente la reducción del momento de fluencia ( $M_y$ ) de una de las vigas del marco interior de 17 niveles.



**a) Elemento estructural**



**b) Distribución de momentos y rotaciones en los extremos de viga**



**c) Representación grafica de la reducción de My para viga**

**Figura 4.5 Reducción del momento para viga 13**

Usando las fórmulas de la Tabla 4.10 se hizo la reducción del momento de fluencia para vigas, tomando en cuenta que las columnas de la base no tuvieron reducción alguna.

**Tabla 4.10 Fórmulas para reducción de momento de fluencia**

$\theta_y = \theta_{inel} / \mu$
$\alpha = (\theta_y - \theta_g) / \theta_E$
$M_y = M_g + \alpha M_E$

En esta parte del procedimiento ya se tienen diseñadas las vigas y las columnas de la base, por lo tanto a continuación se seleccionan los acelerogramas para los análisis dinámicos paso a paso. Aunque el autor del método pide como mínimo 3 acelerogramas, en este trabajo solo se consideró solo 1 acelerograma apropiadamente escalado (Tabla 4.11), con el propósito de poder comparar los resultados del diseño con los de los otros métodos considerados.

**Tabla 4.11 Registro sísmico utilizado**

Registro sísmico	Factor de escala	Estado límite
SCT-EW 1985	0.13	“Servicio” (Ocupación Inmediata)
SCT-EW 1985	1.00	“Seguridad de vidas”

A continuación se construyó un modelo parcialmente inelástico donde las vigas y la base de las columnas de planta baja tenían su resistencia basada en el refuerzo calculado para las fuerzas reducidas y fuerzas sin reducir, respectivamente y el resto de las columnas permanecieron en el rango elástico, para la rigidez se hicieron las mismas consideraciones que en el primer modelo y las resistencias de los materiales se consideraron de acuerdo al RCDF/NTC-DYCEC (GDF, 2004).

A continuación se hizo un análisis dinámico paso a paso del modelo parcialmente inelástico en el programa DRAIN-2DX, con el registro escalado para la intensidad asociada al estado límite de “servicio”, la matriz de amortiguamiento se definió mediante el amortiguamiento proporcional de Rayleigh, se consideraron las frecuencias correspondientes al primero y cuarto modo, con una razón de amortiguamiento constante del 5% definiéndose así las constantes de proporcionalidad,  $\alpha$  y  $\beta$ . Usando los resultados de este análisis se verificó que los valores máximos de distorsiones de entrepiso y rotaciones de articulaciones plásticas (deformaciones) estuvieran dentro de los valores permisibles de acuerdo al reglamento.

Al verificar que se cumpliera con los límites impuestos por el reglamento, entonces se continuó con otro análisis dinámico no lineal paso a paso pero ahora con el registro escalado para la intensidad asociada al estado límite de “seguridad de vidas” y se obtuvieron las combinaciones críticas de los elementos mecánicos con los cuales se hizo el diseño de las columnas.

Los autores del método mencionan que se debe utilizar un factor de 1.26 debido a la variación en las resistencias de los materiales, ya que piden resistencias de materiales medias y de diseño para vigas y columnas respectivamente. Pero en este ejemplo se utilizaron las resistencias de los materiales para vigas y columnas de acuerdo al RCDF/NTC-DYCEC (GDF, 2004), por lo tanto no se usó el factor de amplificación.

Al tener el diseño del acero longitudinal de las columnas y las vigas, se hizo la verificación para cumplir con los límites impuestos por el reglamento para el estado límite de “seguridad de vidas” (Tabla 4.12).

**Tabla 4.12 Distorsión y deformación permisible para el estado de seguridad de vidas**

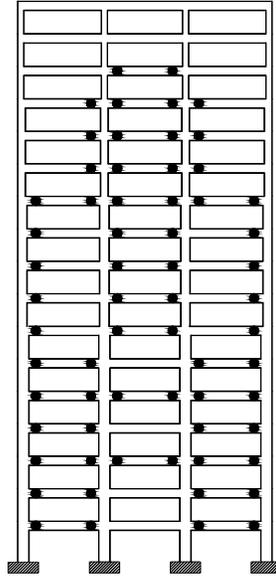
Reglamento utilizado	Distorsión permisible	Deformación permisible
RCDF/NTC-DS(Apéndice A)	0.030	
FEMA-273(Vigas)		0.02
FEMA-273(Columnas)		0.01

En seguida se continuó con el diseño por cortante para obtener el acero transversal, este se llevó a cabo usando las fuerzas por cortante calculadas en el análisis dinámico paso a paso para la acción sísmica asociada al estado límite de “seguridad de vidas” y para evitar fallas por cortante se usó un factor de amplificación mayor a la unidad. Se recomienda para vigas ( $\gamma_v = 1.20$ ) y para columnas ( $\gamma_v = 1.15$ ).

Por último se revisó el detallado (confinamiento, anclaje y longitudes de desarrollo) de todos los elementos, de acuerdo al RCDF/NTC-DYCEC (GDF, 2004) tomando en cuenta el nivel de inelasticidad esperado, esto es que se desarrolle la ductilidad que se está proponiendo.

#### **4.3.3 Aplicación del método de diseño sísmico por desplazamientos con control de daño (Ayala *et al.*, 2009)**

En esta sección se hizo el análisis y diseño del marco interior de 17 niveles con el método de diseño sísmico por desplazamientos con control de daño. Este método consiste en construir una curva de comportamiento bilineal del modo fundamental del marco de 17 niveles considerando un prediseño, proponiendo una distribución de daño basado en un mecanismo de columna fuerte-viga débil y definiendo el desplazamiento último conforme el nivel de desempeño requerido. Iniciando el procedimiento con el dimensionamiento preliminar (Varela, 1996) se obtuvo un modelo elástico y un modelo dañado proponiendo una distribución de daño congruente con el mecanismo de columna fuerte-viga débil (fig 4.6).



**Figura 4.6 Distribución de daño propuesta para el “modelo dañado”**

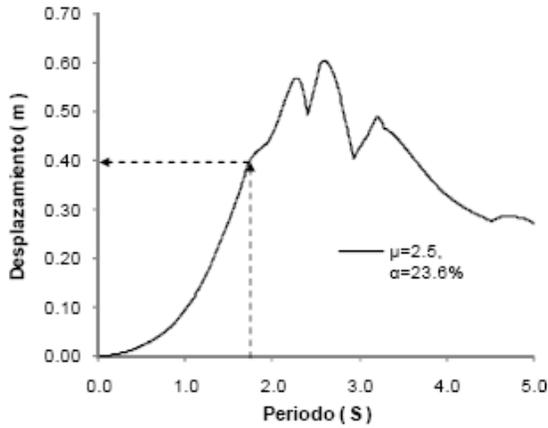
En la Tabla 4.13 se presentan los resultados al realizar un análisis modal espectral de cada modelo, considerando la distorsión de entrepiso  $\delta_o = 0.020$  correspondiente al estado límite de seguridad de vida.

**Tabla 4.13 Obtención de la ductilidad modal de desplazamiento ( $\mu$ )**

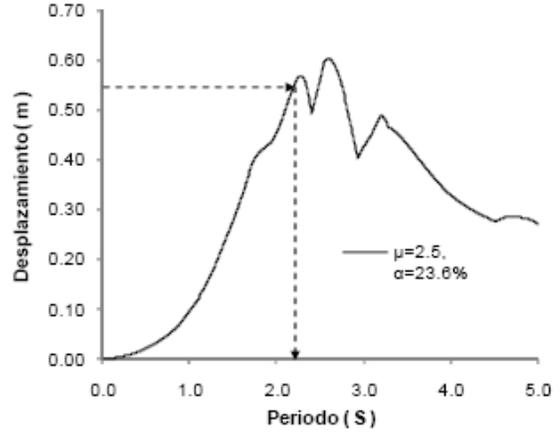
MODELO ELÁSTICO		MODELO DAÑADO	
T1=	1.73	T2=	3.57
Relación de rigidez de postfluencia	$\alpha = \left(\frac{T_1}{T_2}\right)^2 = 23$	$d_{azy} = \frac{\delta_r H_1}{\delta_{mri}} = 0.22$	
Ductilidad modal de desplazamiento del sistema de referencia	$\mu = \frac{d_{azo}}{d_{azy}} = 2$	$d_{az} = \frac{\delta_o H_1}{\delta_{mri}} = 0.72$	
		$d_{azo} = \frac{d_{az}}{FP_1} = 0.55$	

Se construyó un espectro inelástico de desplazamientos con los respectivos valores de  $\alpha$  y  $\mu$  calculados en la tabla anterior. De este espectro con el valor de  $T_1$  se obtuvo  $d_{ESPECTRO} = 0.40$  m.

El desplazamiento máximo demandado fue menor que el requerido para el nivel de desempeño especificado, por lo tanto se modificó el dimensionamiento preliminar a fin de que el periodo  $T_1$  del modelo elástico coincidiese con el periodo requerido  $T_{REQUERIDO}$  (fig 4.7).



a) Obtención de  $d_{\text{ESPECTRO}}$  de acuerdo a  $T_1$



b) Obtención de  $T_{\text{REQUERIDO}}$  de acuerdo a  $d_{\text{azo}}$

**Figura 4.7 Espectro inelástico de desplazamientos**

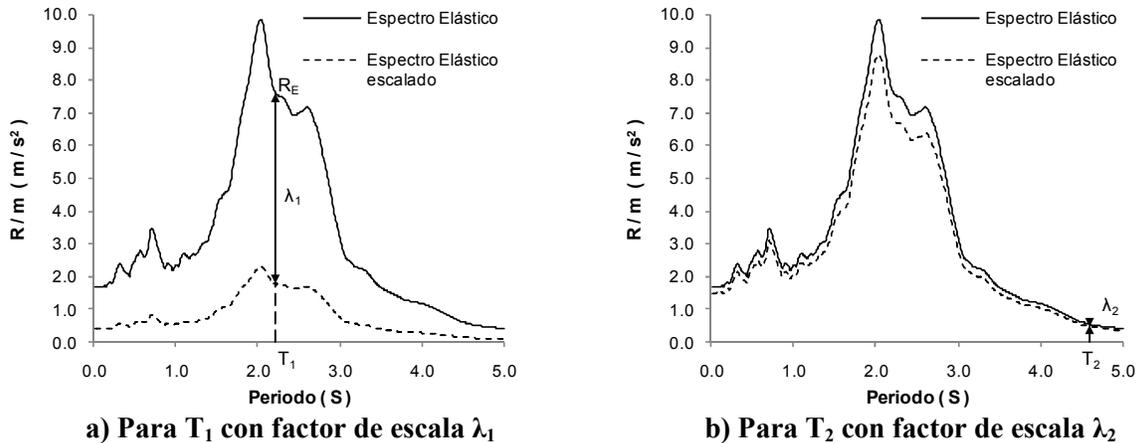
Se impuso la misma distribución de daño y se realizó otro análisis modal espectral al modelo dañado. La Tabla 4.14 muestra los resultados obtenidos.

**Tabla 4.14 Obtención de la ductilidad  $\mu$  considerando  $T_1 = T_{\text{REQUERIDO}}$**

MODELO ELÁSTICO		MODELO DAÑADO	
$T_1 =$	2.2	$T_2 =$	4.59
Relación de rigidez de postfluencia	$\alpha = \left(\frac{T_1}{T_2}\right)^2 = 23$	$d_{\text{azy}} = \frac{\delta_n H_1}{\delta_{m2}} = 0.22$	
Ductilidad modal de desplazamiento del sistema de referencia	$\mu = \frac{d_{\text{azo}}}{d_{\text{azy}}} = 2$	$d_{\text{az}} = \frac{\delta_o H_1}{\delta_{m2}} = 0.72$	
		$d_{\text{azo}} = \frac{d_{\text{az}}}{FP_1} = 0.55$	

El desplazamiento objetivo del marco es igual al desplazamiento último obtenido del espectro inelástico de desplazamientos,  $d_{\text{azo}} = d_{\text{ESPECTRO}}$ , por lo tanto se consideró satisfactorio el resultado. Entonces se procedió a construir un espectro inelástico de resistencia con los valores de  $\alpha$  y  $\mu$ , con el valor de  $T_1$ , se encontró el valor de resistencia respectivo  $R_y$  (fig 4.8).





**Figura 4.10 Espectros elásticos escalados**

De estos análisis se obtuvieron los elementos mecánicos de diseño superponiendo los efectos de las cargas gravitacionales y los resultados modales espectrales de la estructura elástica y la dañada, de acuerdo a estos se hizo el diseño de la estructura.

El amortiguamiento para este método, se definió proporcional a la masa y la rigidez (amortiguamiento de Rayleigh).

## 5.- EVALUACIÓN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS

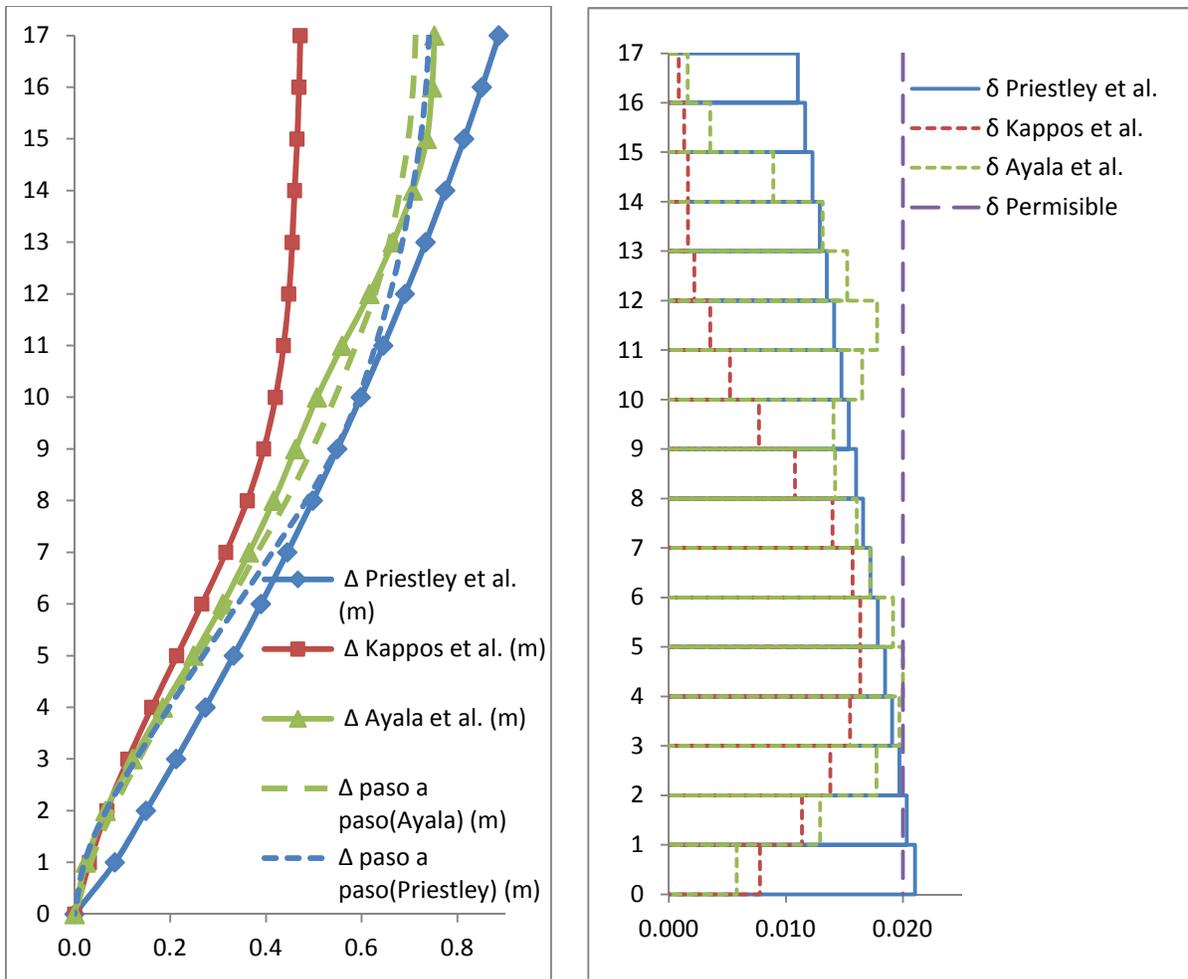
### 5.1 ASPECTOS IMPORTANTES A EVALUAR

En este capítulo se muestran los resultados de los tres métodos de diseño sísmico basado en desplazamientos que se aplicaron al marco interior de 17 niveles. El propósito principal es hacer una comparativa de lo siguiente:

- Las configuraciones de desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso, obtenidas de cada método.
- Las configuraciones de distribución de daño del marco estructural para cada uno de los métodos.
- Los elementos mecánicos resultantes.

#### 5.1.1 Configuración de desplazamientos y distorsiones

En la fig 5.1 y la Tabla 5.1 se muestran los desplazamientos resultantes y objetivos de cada método.



a) Desplazamientos laterales

b) Distorsiones de entrepiso

Figura 5.1 Comparación de desplazamientos y distorsiones

Tabla 5.1 Valores máximos y permisibles de desplazamiento y distorsión

Método	Ductilidad	Desplazamiento (m)		Distorsión	
		Objetivo	Máximo	Límite	Máximo
DSBDD, Priestley <i>et al.</i> (2007)	$\mu = 2.0$	$\Delta = 0.885$	$\Delta = 0.887$	$\delta = 0.0218$	$\delta = 0.0210$
DSBD, Kappos y Stefanidou (2010)	$\mu = 2.0$	$\Delta^*$	$\Delta = 0.472$	$\delta = 0.0200$	$\delta = 0.0164$
DSDCD, Ayala <i>et al.</i> (2009)	$\mu = 2.0$	$\Delta = 0.720$	$\Delta = 0.752$	$\delta = 0.0200$	$\delta = 0.0200$

En la fig. 5.1, se observa que con respecto a los desplazamientos hay una cierta correspondencia entre la respuesta del método directo de desplazamientos (Priestley *et al.* 2007) y el método de desplazamientos con control de daño (Ayala *et al.* 2009), esto como consecuencia de que los dos métodos parten de una distorsión permisible de diseño; en la misma figura se aprecia que para el método basado en deformaciones directas (Kappos y Stefanidou, 2010) se presenta una variación en los

desplazamientos en los pisos superiores producto del control que este método tiene sobre las rotaciones. Sin embargo para ninguno de los tres métodos se rebasaron las distorsiones máximas permisibles.

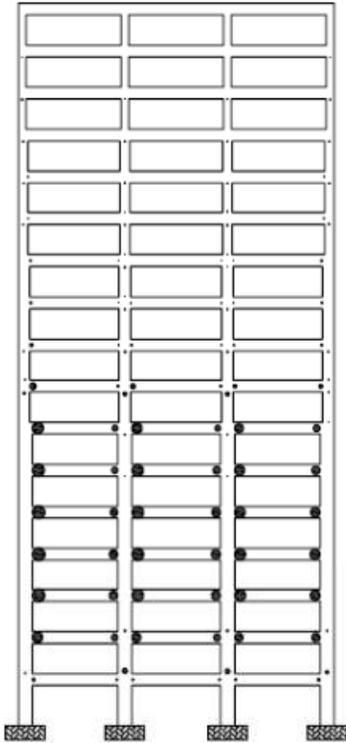
### 5.1.2 Distribución de daño

Con la finalidad de evaluar la eficiencia que tienen estos métodos en controlar el daño estructural, se compararon las distribuciones de daño alcanzadas en las estructuras, se revisó que se cumpliera el mecanismo de “columna fuerte–viga débil”, puesto que con este mecanismo se garantiza un comportamiento adecuado de la estructura.

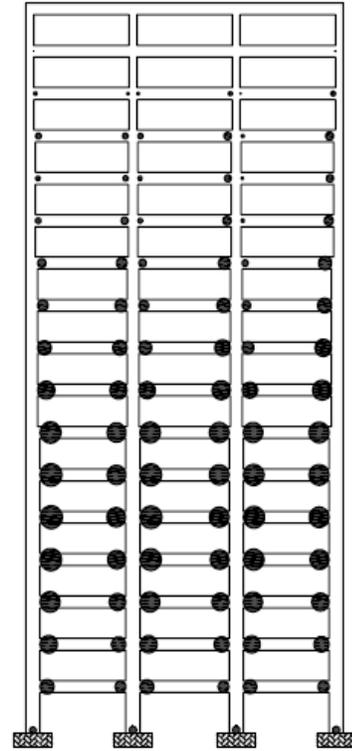
En la Tabla 5.2 se muestran las rotaciones límite vs rotación actuante y en la fig. 5.2 se muestran las distribuciones de daño resultantes. A partir de estos resultados se observa que los valores máximos de rotación para vigas y columnas no excedieron las permisibles. El método de diseño sísmico basado en deformaciones directas (Kappos y Stefanidou, 2010) y el método de diseño sísmico basado en desplazamientos con control de daño (Ayala *et al.* 2009) logran un adecuado control de la distribución de daño, esto debido a que el daño es un parámetro que se controla directamente al aplicar estos procedimientos de diseño; por otro lado se observa que mediante el procedimiento de diseño sísmico directo basado en desplazamientos (Priestley *et al.* 2007) no se logra un adecuado control del daño, ya que se presentan articulaciones plásticas en varias columnas, sin embargo los valores de las rotaciones desarrolladas por las columnas son pequeñas.

**Tabla 5.2 Valores máximos y permisibles de rotación ó deformación**

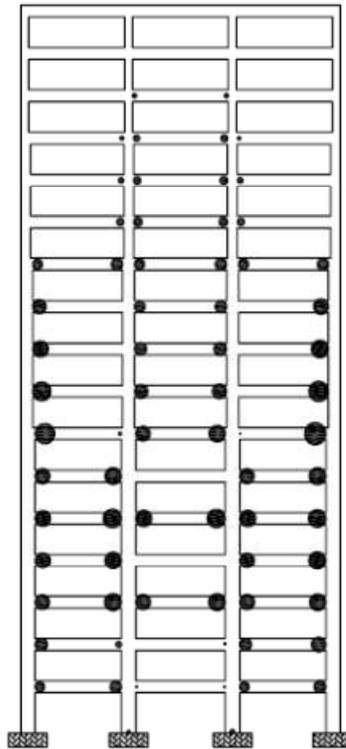
Método	Deformación o rotación (rad)			
	Vigas		Columnas	
	Objetivo	Máximo	Objetivo	Máximo
DDSBD, Priestley <i>et al</i> (2007)	$\theta = 0.02$	$\theta = 0.0097$	$\theta = 0.01$	$\theta = 0.0037$
DSBD, Kappos <i>et al</i> (2010)	$\theta = 0.02$	$\theta = 0.0173$	$\theta = 0.01$	$\theta = 0.006$
DSDCD, Ayala <i>et al</i> (2009)	$\theta = 0.02$	$\theta = 0.0166$	$\theta = 0.01$	$\theta = 0.003$



a) Priestley *et al*



b) Kappos y Stefanidou



c) Ayala *et al*

Figura 5.2 Distribución de daño en marco estructural para cada método analizado

### 5.1.3 Elementos mecánicos

En la fig 5.3 y Tabla 5.3 Se analizan los elementos mecánicos resultantes en el marco estructural para cada uno de los métodos estudiados.

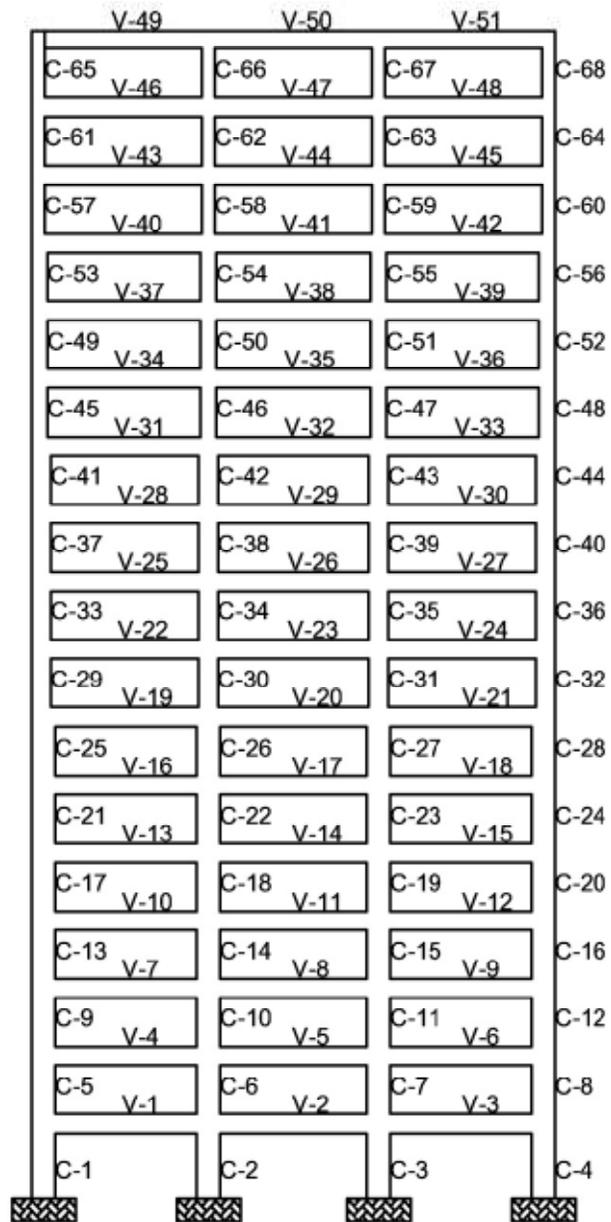


Figura 5.3 Numeración de vigas y columnas

Tabla 5.3 Elementos mecánicos

a) Vigas

ELEMENTO	Extremo	Cortante (KN)			Momento (KN-m)		
		DSBDD (Priestley et al)	DSBD (Kappos et al)	DSDCD (Ayala et al)	DSBDD (Priestley et al)	DSBD (Kappos et al)	DSDCD (Ayala et al)
VIGA V-2	Izquierdo	173.81	460.29	839.20	1357.86	860.43	2619.86
	Derecho	670.59	458.32	839.20	2019.74	844.94	2619.86
VIGA V-5	Izquierdo	306.88	461.27	1057.62	1890.40	854.25	3492.65
	Derecho	803.66	460.68	1057.62	2551.76	848.76	3492.65
VIGA V-8	Izquierdo	361.87	461.95	615.76	2110.57	857.00	1725.19
	Derecho	858.65	461.27	615.76	2771.50	851.51	1725.19
VIGA V-11	Izquierdo	379.43	462.44	1211.08	2181.03	858.77	4106.25
	Derecho	876.21	461.76	1211.08	2841.54	853.27	4106.25
VIGA V-14	Izquierdo	377.14	462.54	616.30	2172.07	859.36	1726.87
	Derecho	873.92	461.95	616.30	2832.18	853.86	1726.87
VIGA V-17	Izquierdo	365.98	462.44	1166.57	2127.52	858.96	3927.40
	Derecho	862.76	461.95	1166.57	2787.44	853.47	3927.40
VIGA V-20	Izquierdo	344.87	462.15	594.12	2043.73	857.79	1636.54
	Derecho	841.65	461.95	594.12	2702.35	852.29	1636.54
VIGA V-23	Izquierdo	303.99	461.17	566.93	1881.54	853.67	1525.88
	Derecho	800.77	461.56	566.93	2537.51	848.17	1525.88
VIGA V-26	Izquierdo	272.20	460.09	548.65	1754.66	849.74	1451.79
	Derecho	768.99	460.87	548.65	2410.10	844.25	1451.79
VIGA V-29	Izquierdo	238.20	459.30	527.84	1618.79	846.41	1367.82
	Derecho	734.98	460.29	527.84	2273.91	840.91	1367.82
VIGA V-32	Izquierdo	197.96	458.62	501.77	1459.34	843.86	1261.53
	Derecho	694.74	459.89	501.77	2111.45	838.26	1261.53
VIGA V-35	Izquierdo	138.85	438.80	467.73	1225.36	842.68	1122.88
	Derecho	635.63	450.28	467.73	1872.51	881.30	1122.88
VIGA V-38	Izquierdo	97.00	438.02	441.37	1068.05	843.27	1015.99
	Derecho	593.78	436.45	441.37	1705.10	675.22	1015.99
VIGA V-41	Izquierdo	44.33	426.83	408.99	850.30	771.16	883.54
	Derecho	541.11	420.55	408.99	1491.47	657.96	883.54
VIGA V-44	Izquierdo	26.59	382.96	370.48	574.14	769.20	727.00
	Derecho	471.19	389.26	370.48	1208.26	387.59	727.00
VIGA V-47	Izquierdo	75.83	347.47	431.62	374.44	717.41	968.20
	Derecho	420.96	355.02	431.62	1006.09	74.98	968.20
VIGA V-50	Izquierdo	120.12	262.91	329.15	107.13	470.68	649.87
	Derecho	306.82	265.46	329.15	639.66	-480.98	649.87

## b) Columnas

ELEMENTO	Carga axial (KN)			Cortante (KN)		
	DSBDD (Priestley et al)	DSBD (Kappos et al)	DSDCD (Ayala et al)	DSBDD (Priestley et al)	DSBD (Kappos et al)	DSDCD (Ayala et al)
COLUMNA C-2	7651.38	8467.99	11646.20	1406.91	669.34	1229.82
COLUMNA C-6	7156.87	7969.64	10745.74	1605.21	710.15	1486.54
COLUMNA C-10	6671.26	7472.28	9765.74	1612.97	668.76	1365.40
COLUMNA C-14	6195.22	6971.97	9161.23	1605.48	688.07	1389.13
COLUMNA C-18	5728.15	6468.71	8288.69	1569.55	684.35	1343.51
COLUMNA C-22	5269.09	5964.48	7685.58	1506.54	679.24	1268.75
COLUMNA C-26	4818.72	5464.17	7255.60	1497.03	696.71	1369.86
COLUMNA C-30	4368.75	4967.78	6572.08	1320.82	633.63	1096.73
COLUMNA C-34	3915.85	4467.47	5892.97	1284.25	623.72	1114.88
COLUMNA C-38	3473.24	3963.24	5180.74	1168.91	588.01	1125.87
COLUMNA C-42	3039.24	3455.08	4434.97	1103.50	585.76	1001.28
COLUMNA C-46	2601.84	2953.79	3866.30	924.95	505.80	612.93
COLUMNA C-50	2156.20	2448.58	3123.94	830.29	499.62	504.96
COLUMNA C-54	1719.95	1940.42	2399.79	721.99	490.11	427.13
COLUMNA C-58	1282.60	1429.32	1716.14	542.03	409.18	399.02
COLUMNA C-62	824.53	917.73	1190.17	421.11	319.51	365.02
COLUMNA C-66	386.30	429.19	571.69	283.62	206.11	233.35

ELEMENTO	Momento (KN-m)		
	DSBDD (Priestley et al)	DSBD (Kappos et al)	DSDCD (Ayala et al)
COLUMNA C-2	6172.53	2933.19	5477.11
COLUMNA C-6	3898.64	2913.57	3846.74
COLUMNA C-10	3136.63	2668.32	3525.72
COLUMNA C-14	2753.38	2423.07	2583.86
COLUMNA C-18	2523.85	2099.34	2730.58
COLUMNA C-22	2512.29	1726.56	2961.75
COLUMNA C-26	2592.32	1549.98	2459.47
COLUMNA C-30	2286.03	1589.22	2028.65
COLUMNA C-34	2190.88	1559.79	2058.67
COLUMNA C-38	2017.02	1451.88	2115.57
COLUMNA C-42	1936.26	1353.78	2151.49
COLUMNA C-46	1600.78	1049.67	1194.98
COLUMNA C-50	1416.40	869.17	1020.54
COLUMNA C-54	1262.21	820.12	826.92
COLUMNA C-58	925.76	718.09	959.63
COLUMNA C-62	716.59	559.17	692.11
COLUMNA C-66	521.17	394.36	416.21

En las tablas anteriores se observan los elementos mecánicos resultantes al aplicar los tres métodos basados en desplazamientos y/o deformaciones. Las diferencias observadas de los resultados de fuerza cortante, carga axial y momento flexionante para cada método son muy altas, esto es debido a las hipótesis consideradas por cada método.

En base a las secciones de vigas y columnas consideradas en el análisis y los elementos mecánicos resultantes, se puede obtener el acero de refuerzo necesario cumpliendo con las normas respectivas.

## 6.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El presente trabajo muestra el análisis y diseño de un marco estructural de 17 niveles, desarrollado por tres de los métodos más importantes en el diseño sísmico basado en desplazamientos: método directo de diseño sísmico basado en desplazamientos, diseño sísmico basado en deformaciones directas y diseño sísmico basado en desplazamientos con control de daño. Destacando de esta manera las debilidades y fortalezas de cada método.

### 6.1 CONCLUSIONES

Las conclusiones más importantes de este trabajo, se presentan a continuación:

- ⇒ En los métodos de diseño sísmico basado en desplazamientos estudiados en este trabajo solamente se utilizan los parámetros de desplazamiento y deformación para iniciar con el procedimiento y en base a esos parámetros se obtiene la rigidez y resistencia del sistema estructural. Con lo cual se obtienen diseños consistentes y controlados, asegurando de esta manera un desempeño adecuado a diferencia de lo que ocurre en los procedimientos de diseño sísmico basados en fuerzas en donde los desplazamientos se revisan al final del proceso verificándose únicamente que no se excedan límites permisibles. Sin embargo con este enfoque no se puede garantizar un desempeño eficiente.
- ⇒ Existe similitud en los desplazamientos obtenidos de la aplicación del método directo de diseño sísmico basado en desplazamientos (Priestley *et al.* 2007) y el método de diseño sísmico basado en desplazamientos con control de daño (Ayala *et al.* 2009). para el caso del método de diseño sísmico basado en deformaciones directas (Kappos y Stefanidou, 2010), se observa una discrepancia en los desplazamientos de los niveles superiores de la estructura, Esto es debido a que en los dos primeros el desplazamiento es un parámetro inicial y de control durante el proceso de diseño mientras que para el último método el parámetro de control son las deformaciones de cada elemento. El mejor parámetro de control deben ser las deformaciones ya que con estas se controla el daño local, sin embargo lo ideal es tener un método que controle adecuadamente los desplazamientos y las deformaciones.
- ⇒ Se observa una gran variabilidad en la distribución de distorsiones en la altura, debido a que cada método analizado genera diseños diferentes de la estructura conforme a sus hipótesis, sin embargo para los tres métodos no se exceden las permisibles impuestas por los reglamentos. Si las distorsiones actuantes fueran mayor a las permisibles el daño en la estructura sería mayor al esperado. El método de Ayala *et al.* y el de Kappos y Stefanidou tienen una distribución de distorsiones mejor que el método de Priestley *et al.*
- ⇒ Las distribuciones de daño presentan diferencias importantes para cada uno de los métodos. En el método de diseño sísmico basado en deformaciones directas se tiene un control adecuado del daño; en el método de diseño sísmico basado en desplazamientos con control de daño, también se obtiene una distribución de daño aceptable, la cual es consistente con la distribución propuesta en la fase inicial del procedimiento; en el método de diseño sísmico directo basado en desplazamientos no se logra un buen control del daño ya que se presentaron pequeñas articulaciones plásticas en varias columnas. Debido a que las rotaciones en el método directo de diseño sísmico basado en desplazamientos fueron pequeñas se considera que en general en los tres métodos se mantiene el mecanismo de columna fuerte-viga débil, siendo el más transparente en el manejo de este parámetro el método de diseño sísmico basado en desplazamientos con control de daño.
- ⇒ Con relación a los elementos mecánicos resultantes, se encuentra que en general existen diferencias importantes como consecuencia de las hipótesis que se emplean en cada uno de los

procedimientos. Siendo importante la de distribución de daño, ya que el método de Priestley *et al.* pierde sensibilidad al hacer un diseño por capacidad, el método de Kappos y Stefanidou logra generar articulaciones plásticas en todas las vigas al basarse en las deformaciones y el método de Ayala *et al.* propone una distribución de daño al inicio del procedimiento. Si se requiere una gran precisión de resultados se recomienda utilizar el método de Kappos y Stefanidou, sin embargo si se requiere rapidez y resultados aceptables el método recomendado es el de Ayala *et al.*

- ⇒ Los tres métodos arrojan resultados aceptables conforme a sus bases e hipótesis de análisis y diseño. El método de diseño sísmico directo basado en desplazamientos es de fácil y rápida aplicación, pero requiere de un entendimiento conceptual de la respuesta esperada de la estructura, de diseño por capacidad y del diseño por desempeño; el método de diseño sísmico basado en deformaciones directas resulta tener una buena precisión ya que utiliza análisis dinámico paso a paso, sin embargo para implementarlo se requiere de un buen manejo de los conceptos de la dinámica estructural y tiene una mayor demanda de tiempo computacional, tanto en la recopilación de datos como en la interpretación de resultados; el método de diseño sísmico basado en desplazamientos con control de daño es de rápida aplicación, requiriendo de conceptos básicos de la dinámica estructural, así como del entendimiento de distribución de daño conforme los estados límite analizados para de esta manera obtener diseños controlados y eficientes.
- ⇒ En el presente trabajo solo se muestra la aplicación de los métodos basados en desplazamientos a un marco plano de concreto reforzado, sin embargo dada la base conceptual de cada uno, pueden utilizarse para el diseño de edificios regulares conformados por marcos, e incluso extender su aplicación a otros tipos de estructuras como: estructuras tridimensionales, estructuras duales a base de marcos y muros, estructuras con irregularidad en planta y/o elevación, estructuras con base flexible, entre otras, tomando en cuentas las consideraciones pertinentes.

## 6.2 RECOMENDACIONES

Con la finalidad de ampliar los alcances de los procedimientos de diseño estudiados en este trabajo se recomienda que en el futuro se realicen las siguientes investigaciones:

- ⇒ Evaluar los diseños resultantes (secciones y distribución de acero longitudinal y transversal) con los métodos de diseño sísmico basado en desplazamientos estudiados en este trabajo, con la finalidad de cuantificar si el balance entre el desempeño obtenido y el costo de la estructura es adecuado.
- ⇒ Diseñar otro tipo de estructuras y/o otras demandas sísmicas, a fin de comparar cuantitativamente la precisión y versatilidad de estas metodologías.
- ⇒ Estudiar la precisión en los resultados obtenidos por estos métodos al incluir los efectos de segundo orden ( $P-\Delta$ ), interacción suelo estructura y torsión para hacer extensiva su aplicación a edificios 3D.
- ⇒ Se deben realizar trabajos experimentales que permitan validar los parámetros utilizados en los procedimientos de diseño sísmico basado en desplazamientos aquí estudiados, con lo cual se aumente la confianza y se estimule la aceptación de los ingenieros de la práctica para usarlos regularmente en el ámbito del diseño estructural, haciendo posible su pronta inclusión en los reglamentos de diseño sísmico actuales.

## REFERENCIAS

- Aguilera, M.A., (2011), **“Métodos de diseño sísmico basado en desplazamientos con aplicación a estructuras reticulares de concreto reforzado”**, Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), Posgrado en Ingeniería, UNAM, México.
- Aschheim, M.A. and Black, E.F. (2000), **“Yield Point Spectra for Seismic Design and Rehabilitation”**, Earthquake Spectra, Vol. 16, No. 2, 317-336.
- ATC (1996) **“ATC-40 Seismic evaluation and retrofit of concrete Buildings volume 1”**, Applied Technology Council, Report: SSC 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, CA, EUA.
- Ayala, A.G. (2001), **“Evaluación del desempeño sísmico de estructuras, un nuevo enfoque”**, Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, Vol. 17, 3, pp. 285-303, Universidad Politécnica de Cataluña (UPC), Barcelona, España.
- Bazán, E. y Meli, R. (2001), **“Diseño sísmico de edificios”**, Editorial Limusa, Grupo Noriega Editores, México D.F.
- Bertero, V. (1992), **“Lessons Learned from Recent Catastrophic Earthquake and Associated Research”**, Primera conferencia internacional Torroja, Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (ICCET), Madrid, España.
- Browning, J. P. (2001), **“Proportioning of Earthquake-Resistant RC Building Structures”**, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 127, No. 2, 145-151.
- Chopra, K. y Goel, K. (2001), **“Direct Displacement-Based Design: Use of Inelastic Design Spectra vs. Elastic Design Spectra”**, Earthquake Spectra, Vol. 17, No. 1, pp. 47 – 64.
- CSI (2009), **“SAP 2000 Version 14”**, Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, EUA.
- Grant, D. N., Blandon, C. A. y Priestley, M. J. N. (2005), **“Modeling Inelastic Response in Direct Displacement Based Design”**, Research Report ROSE-2005/03, IUSS Press, Pavia, Italia.
- FEMA (1997), **“FEMA 273 NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings”**, Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- FIB (2003), **“Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings”**, Bulletin 25 Federation Internationale de Betón, Lausanne, Suiza.
- Freeman S. A. (1998), **“The Capacity Spectrum Method as a Tool for Seismic Design”**, Proceedings of the 11 European Conference on Earthquake Engineering, Sept 6-11, Paris.
- GDF (2004), **“Reglamento de construcciones para el Distrito Federal y normas técnicas complementarias”**, Diario Oficial de la Federación, Gobierno del Distrito Federal, México.

Hamburger R. O. y Moehle J. P.(2000), **“State of Performance Based-Engineering in the United States”** ,Second US-Japan Workshop on Performance-Based Design Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, Sapporo, Japan.

Kappos, A. y Manafpour, A., (2001), **“Seismic design of R/C buildings with the aid of advanced analytical techniques”**, Engineering Structures 23(4): 319-332.

Kappos, A. y Stefanidou, S., (2010), **“A deformation based seismic design method for 3D R/C irregular buildings using inelastic dynamic analysis”**, Bulletin Earthquake Engineering 8(4): 875-895.

López, S.E., Castellanos, H. y Ayala A. G. (2009), **“Método de diseño sísmico por desplazamientos para marcos regulares de concreto reforzado”**, XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, SMIS, Puebla, México

López, S.E. (2009), **“Diseño por Desplazamientos de Estructuras de Concreto”**, Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), Posgrado en Ingeniería, UNAM, México.

Miranda, E. y Bertero, V. V. (1994), **“Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design”**, Earthquake Spectra, Vol. 10, No. 2.

Ordaz, M. y Montoya, C. (2005), **“DEGTRA A4 Versión 5.1”**, Programa de análisis espectral de señales, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Park, R. y Paulay, T. (1975), **“Reinforced Concrete Structures”**, John Wiley & Sons, Inc., Canada.

Panagiotakos, T.B. y Fardis, M.N. (1999), **“Deformation-Controlled Earthquake-Resistant Design of RC Buildings”**, Journal of earthquake Engineering, Vol. 3, No. 4, 498-518.

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

Porter, K., Johnson, G., Zadeh, M., Scawthorn, C. y Eder, S. (1993), **“Seismic Vulnerability of Equipment in Critical Facilities: Life Safety and Operational Consequences”**, New York: NCEER, Technical Report, NCEER-93-0022.

Prakash, V., Powell, G.H. y Campbell, S. (1993), **“DRAIN 2DX Version 1.10”**, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, CA.

Priestley, M. J. N. y Calvi, G. M. (1997), **“Concepts and Procedures for Direct Displacement-Based Design”**, Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Fajfar y Krawinkler(eds.), Balkema, Rotterdam, 171-181.

Priestley, M. J. N., Calvi, G. M. y Kowalsky, M. J. (2007), **“Displacement Based Seismic Design of Structures”**, IUSS Press, Pavia, Italia.

Safina, S. (2002), **“Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales análisis de su contribución al riesgo sísmico”**, Tesis de Doctorado, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales

y Puertos Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Universidad Politécnica de Cataluña (UPC), Barcelona, España.

Sandoval, P. (2000), “**Procedimiento de diseño sísmico por desempeño basado en un método simplificado de análisis no lineal**”, Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), Posgrado en Ingeniería, UNAM, México.

SEAOC (1995), Vision 2000, “**Performance Based Seismic Engineering of Buildings**”, Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA, EUA.

SEAOC (1999), Vision 2000, “**Recommended Lateral Force Requirements and Commentary**”, Structural Engineers Association of California, 7<sup>th</sup> Ed, Sacramento, CA, EUA.

Shibata, A. y Sozen, M. (1976), “**Substitute Structure Method for Seismic Design in Reinforced Concrete**”, Jour. Str. Div. ASCE, 102, 6.

Sullivan, T. (2002), “**The Current Limitations of Displacement Based Design**”, A Dissertation Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the Master Degree in Earthquake Engineering, IUSS Press, Pavia, Italia.

Sullivan, T. (2010), “**Potential Benefits of an Energy Factor Displacement Based Design Approach**”, Proceedings of the 9<sup>th</sup> U. S. National and 10<sup>th</sup> Canadian Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 1470, July 25-29 2010, Toronto, Ontario, Canada.

Varela, J. (1996), “**Evaluación del comportamiento de un edificio alto de concreto reforzado, diseñado con los reglamentos de México y el Japón**”, Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), DEPMI, UNAM, México.

Veletsos, A. S. y Newmark, N. M. (1961), “**Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions**”, Proceeding of the 2<sup>nd</sup> World Conference Earthquake Engineering, Vol. 2, pp. 895-912, Tokyo, Japan.