



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

**POSGRADO DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN  
INGENIERÍA**

**VALIDACIÓN DE UN MÉTODO SIMPLIFICADO DE EVALUACIÓN  
SÍSMICA DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO  
IRREGULARES EN ELEVACIÓN**

**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:**  
**JOSUÉ MUÑOZ MORENO**

**T U T O R:**  
**DR. GUSTAVO AYALA MILIÁN**

México D.F., noviembre de 2011

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente:

Dr. Orlando Javier Díaz López

Secretario:

Dr. Oscar López Bátiz

1er. Vocal:

Dr. A. Gustavo Ayala Milián

2do. Vocal:

M. I. Raúl Jean Perrilliat

3er. Vocal:

Dr. Darío Rivera Vargas

**TUTOR DE TESIS**

DR. A. GUSTAVO AYALA MILIÁN

---

FIRMA

## DEDICATORIA

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco al Dr. A. Gustavo Ayala Milián, tutor de esta tesis, por compartir su tiempo y conocimientos, los cuales me ayudarán en mi desempeño profesional.

Agradezco al Dr. Darío Rivera, Dr. Oscar López Bátiz, M. I. Raúl Jean Perrilliat y Dr. Orlando Javier Díaz López, por la revisión de este trabajo y sus valiosos comentarios, que enriquecieron el contenido de este trabajo.

Agradezco a la Dra. Mabel Mendoza, al Dr. Mauro Niño, al M. I. Hugo Castellanos y a todo el equipo del Dr. A. Gustavo Ayala, por el apoyo brindado en la culminación de este trabajo

Agradecimiento especial al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por el apoyo económico recibido durante mis estudios de maestría

## ÍNDICE

<b>DEDICATORIA</b> .....	iii
<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....	iv
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> .....	vii
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b> .....	ix
<b>RESUMEN</b> .....	x
<b>ABSTRACT</b> .....	xi
<b>Capítulo 1 Introducción</b> .....	1
<b>Capítulo 2 Métodos de evaluación sísmica</b> .....	4
2.1 Antecedentes.....	4
2.2 Métodos actuales de evaluación sísmica .....	4
2.2.1 Método del espectro de capacidad.....	4
<i>ATC-40</i>	
<i>Método N2</i>	
2.2.2 Método de los coeficientes (FEMA 273).....	10
2.2.3 Método de empuje lateral modal .....	12
2.2.1 Método modal espectral evolutivo.....	13
2.2.2 Análisis dinámico incremental .....	13
2.3 Comparativa de los métodos descritos .....	14
<b>Capítulo 3 Análisis no lineal simplificado de evaluación</b> .....	16
3.1 Introducción.....	16
3.2 Definición de la demanda sísmica .....	17
3.3 Curva de capacidad.....	17
3.4 Curva de comportamiento .....	19
3.5 Punto de desempeño .....	20
3.5.1 Definición del punto de desempeño utilizando la Regla de Iguales Desplazamientos (RID) .....	21
3.5.2 Definición del punto de desempeño utilizando Espectros de Respuesta Constante (ERC).....	23
3.6 Evaluación del desempeño .....	25
<b>Capítulo 4 Ejemplos de aplicación</b> .....	26
4.1 Descripción de los marcos a evaluar .....	26
4.1.1 Descripción de la geometría de los marcos y de los materiales .....	26

4.1.2	Diagramas de momento-curvatura.....	29
4.2	Definición de la demanda sísmica .....	31
4.2.1	Justificación de la demanda sísmica a usar.....	31
4.2.2	Peligro sísmico en la zona de lago del Valle de México .....	32
4.3	Evaluación de los marcos propuestos.....	32
4.3.1	Curva de capacidad.....	32
4.3.2	Cálculo de la respuesta inelástica de los marcos utilizando la RID ....	33
	<i>Punto de desempeño</i>	
	<i>Configuración deformada</i>	
	<i>Distorsiones de entrepiso</i>	
	<i>Fuerzas cortantes de entrepiso</i>	
	<i>Distribución de articulaciones plásticas</i>	
4.3.3	Calculo de la respuesta inelástica de los marcos utilizando ERC .....	38
	<i>Punto de desempeño</i>	
	<i>Configuración deformada</i>	
	<i>Distorsiones de entrepiso</i>	
	<i>Fuerzas cortantes de entrepiso</i>	
	<i>Distribución de articulaciones plásticas</i>	
4.4	Evaluación de resultados .....	43
<b>Capítulo 5 Conclusiones y Recomendaciones</b> .....		<b>46</b>
5.1	Conclusiones.....	46
5.2	Recomendaciones .....	47
<b>Capítulo 6 Referencias</b> .....		<b>48</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Ejemplos de edificios colapsados, Sismo en Pakistán (2005), Sismo en Chile (2010)	2
Figura 2.1 Método del espectro de capacidad	5
Figura 2.2 Curva bilineal idealizada del espectro de capacidad	7
Figura 2.3 Curva de capacidad de un sistema de MGDL y su respectiva curva de capacidad de un sistema equivalente de 1GDL	9
Figura 2.4 Curva idealizada elastoplástica perfecta del espectro de capacidad	9
Figura 2.5 Curva bilineal idealizada de la curva de capacidad	10
Figura 3.1 Curva de capacidad de un marco de concreto	19
Figura 3.2 Curva de comportamiento de un marco de 8 niveles	20
Figura 3.3 Punto de desempeño definido (capacidad > demanda)	21
Figura 3.4 Punto de desempeño no definido (capacidad < demanda)	22
Figura 3.5 Punto de desempeño con corrección por periodos cortos	22
Figura 3.6 Idealización bilineal de la curva de comportamiento	23
Figura 3.7 Espectros de resistencia constante (ERC)	24
Figura 3.8 Punto de desempeño definido (capacidad > demanda)	24
Figura 3.9 Punto de desempeño no definido (capacidad < demanda)	25
Figura 4.1 Planta de la estructura y elevación del marco a evaluar, marco MI1	27
Figura 4.2 Planta de la estructura y elevación del marco a evaluar, marco MI2	28
Figura 4.3 Diagrama momento-curvatura idealizado ( $M - \phi$ )	29
Figura 4.4 Localización de la resistencia en vigas y columnas, a) marco MI1, b) marco MI2	30
Figura 4.5 Registro del sismo del 19 de septiembre de 1985, estación SCT dirección EW	31
Figura 4.6 Espectros de respuesta, a) Desplazamientos, b) Aceleraciones	31
Figura 4.7 Curva de capacidad y curva IDA, marco MI1	33
Figura 4.8 Curva de capacidad y curva IDA, marco MI2	33
Figura 4.9 Punto de desempeño en curva de comportamiento, marco MI1	34
Figura 4.10 Punto de desempeño en curva de comportamiento, marco MI2	34
Figura 4.11 Punto de desempeño en curva de capacidad, marco MI1	34
Figura 4.12 Punto de desempeño en curva de capacidad, marco MI2	35
Figura 4.13 Configuración deformada de los marcos, a) marco MI1, b) marco MI2	36
Figura 4.14 Distorsiones de entrepiso, a) marco MI1, b) marco MI2	36
Figura 4.15 Fuerzas cortantes de entrepiso ( $V_{\text{entrepiso}}$ ), a) marco MI1, b) marco MI2	37
Figura 4.16 Articulaciones plásticas en marco MI1, a) método estudiado (RID), b) ANPP	37
Figura 4.17 Articulaciones plásticas en marco MI2, a) Método estudiado (RID), b) ANPP	37
Figura 4.18 Idealización bilineal de la curva de comportamiento, marco MI1	38
Figura 4.19 Idealización bilineal de la curva de comportamiento, marco MI2	38

Figura 4.20 Espectro de resistencia constante, a) marco MI1, b) marco MI2	39
Figura 4.21 Punto de desempeño en curva bilineal idealizada, marco MI1	39
Figura 4.22 Punto de desempeño en curva bilineal idealizada, marco MI2	40
Figura 4.23 Punto de desempeño en curva de capacidad, marco MI1	40
Figura 4.24 Punto de desempeño en curva de capacidad, marco MI2	40
Figura 4.25 Configuración deformada de los marcos, a) marco MI1, b) marco MI2	41
Figura 4.26 Distorsiones de entrepiso, a) marco MI1, b) marco MI2	42
Figura 4.27 Fuerzas cortantes de entrepiso ( $V_{\text{entrepiso}}$ ), a) marco MI1, b) marco MI2	42
Figura 4.28 Articulaciones plásticas en marco MI1, a) método, b) ANPP	43
Figura 4.29 Articulaciones plásticas en marco MI2, a) método, b) ANPP	43
Figura 4.30 Localización del punto de desempeño definido con ERC y con RID, marco MI1	44
Figura 4.31 Localización del punto de desempeño definido con ERC y con RID, marco MI2	44



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1 Geometría de vigas y columnas, Marco MI1	27
Tabla 4.2 Geometría de vigas y columnas, Marco MI2	28
Tabla 4.3 Masas por nivel de los marcos MI1 y MI2	28
Tabla 4.4 Momentos de fluencia de las secciones de vigas y columnas, marco MI1	29
Tabla 4.5 Momentos de fluencia de las secciones de vigas y columnas, marco MI2	30
Tabla 4.6 Diferencia en porcentaje entre desplazamientos calculados con el método simplificado y los de un ANPP de los marcos MI1 y MI2.	45

## RESUMEN

En este trabajo se presenta el cálculo y evaluación de la respuesta inelástica de marcos de concreto reforzado irregulares en elevación desplantados en suelos blandos; mediante la aplicación de un método simplificado de evaluación sísmica basado en conceptos de ingeniería del desempeño, el cual utiliza análisis modales espectrales evolutivos en la construcción de la curva de capacidad. Este método calcula la respuesta inelástica en el punto de desempeño definido en la curva de comportamiento en un sistema de referencia de un grado de libertad (1GDL), en el formato espectral de pseudo-aceleración vs. desplazamiento (ADRS, por sus siglas en inglés), derivada de la curva de capacidad de un sistema de múltiples grados de libertad (MGDL). En la definición del punto de desempeño; en este trabajo se propone el uso de dos procedimientos, la regla de iguales desplazamientos (RID), Veletsos y Newmark (1960), con su corrección por periodos cortos propuesta por Vidic *et al.* (1994), especificada en el anexo B del Eurocódigo 8 (CEN, 2003), y espectros de resistencia constante (ERC). El desempeño calculado se compara con el obtenido de un análisis dinámico no-lineal paso a paso (ANPP), considerado como el método exacto en el cálculo de desplazamientos laterales, fuerzas cortantes, distorsiones de entrepiso y distribución de daño.

Para la validación y calibración del método utilizado, se calcula el desempeño sísmico de dos marcos con las características antes mencionadas y al ser comparado con el obtenido de un ANPP, se observa una aproximación aceptable.

## ABSTRACT

This paper presents the calculation and evaluation of the inelastic response of reinforced concrete frames irregular in elevation built on soft soil; by applying a simplified seismic evaluation method based on the performance engineering concepts, which uses evolutionary spectral modal analysis in the construction of the capacity curve. The inelastic response is calculated at the performance point defined on the behavior curve in a system of reference of a single degree of freedom (1GDL, by its acronym in Spanish), in the acceleration-displacement response spectrum format (ADRS), from the capacity curve of a multi degree of freedom system (MGDL, by its acronym in Spanish). In defining the performance point, this paper proposes the use of two procedures, the equal displacement rule (RID, by its acronym in Spanish) proposed by Veletsos y Newmark (1960), with correction for short periods presented Vidic et al (1994), specified in Annex B of Eurocode 8 (CEN 2003) and the equal strength spectra (ERC, by its acronym in Spanish). The calculated seismic performance is compared with the obtained from a non-linear step by step analyses (ANPP, by its acronym in Spanish) which is considered as the exact method to calculate lateral displacement, shear forces, interstorey drifts and damage distribution.

For validation and calibration of the method under study, this paper shows the seismic performance calculation of two frames with the above mentioned characteristics and it is compared with the obtained from an ANPP, showing an adequate approximation.

# Capítulo 1

## Introducción

En eventos sísmicos recientes, Turquía (1999), Pakistán (2005), Chile (2010) y Japón (2011) (fig. 1.1), numerosos sistemas estructurales irregulares han mostrado un desempeño sísmico inadecuado, aún cuando se argumenta fueron diseñados de acuerdo a los códigos de diseño estructural vigentes. Esta discrepancia, ha motivado el desarrollo de métodos simplificados de evaluación y diseño sísmico que intentan incluir el comportamiento inelástico real de las estructuras. Estos métodos tienen como objetivo principal el evitar el colapso de los edificios y el de reducir el número de pérdidas de vidas humanas debidas a sismo el cual aún es muy alto, acentuándose principalmente en países en vías de desarrollo.

De particular importancia en la evaluación de estructuras existentes y en la validación de diseño de estructuras nuevas, son los métodos aproximados de evaluación del desempeño sísmico. Dentro de estos métodos aproximados se encuentran el método del espectro de capacidad (Freeman, 1978) y su formalización dentro del informe ATC40 (ATC, 1996), el N2 (Fajfar y Gaspersic, 1996), el método de los coeficientes (FEMA, 1997) y otros más elaborados como, el método del espectro modal evolutivo (Requena y Ayala, 2000) y su modificación (Alba, 2005), el análisis espectral incremental (Aydinoglu, 2003), el análisis de empuje lateral adaptable basado en desplazamientos (Antoniou y Pinho, 2004), el método de empuje lateral modal (Chopra y Goel, 2002), y el método del análisis dinámico incremental (IDA, por sus siglas en inglés) propuesto por Vamvatsikos y Cornell (2002), entre otros; la mayoría de estos referenciados en el informe FEMA440 (FEMA, 2005). En la mayoría de los casos, estos métodos fueron desarrollados para resolver problemas específicos, por lo que se han tenido que evaluar para ser adecuados para generalizar su aplicación.

De los métodos antes mencionados, el método de evaluación modal espectral evolutivo modificado es aplicable a diversos sistemas estructurales en los que la contribución de los modos superiores de vibrar puede ser importante. Con la finalidad de estimar la versatilidad de este método, en este trabajo se calcula el desempeño de dos marcos de concreto reforzado irregulares en elevación desplantados en

suelo blando, medido en índices de desempeño tales como desplazamientos, fuerzas de entrepiso, distorsiones y distribución de daño, y se compara con el obtenido de un análisis no lineal paso a paso (ANPP).



**Figura 1.1 Ejemplos de edificios colapsados, Sismo en Pakistán (2005), Sismo en Chile (2010)**

Este trabajo se estructura en seis capítulos, los cuales se describen a continuación:

*Capítulo 1:* Introducción al problema, los objetivos y sus alcances.

*Capítulo 2:* Descripción breve de unos métodos de evaluación sísmica existentes (antecedentes), considerados por el autor como relevantes. Se presentan las bases teóricas que los sustentan así como los pasos a seguir para calcular la respuesta sísmica de una estructura asociada a un nivel de demanda, definida por un espectro de respuesta o diseño o por una señal sísmica registrada en un acelerograma. Al final de este capítulo se hace una comparativa entre los métodos.

*Capítulo 3:* Descripción detalladamente del método modal espectral evolutivo modificado, de las bases teóricas y de las hipótesis en lo sustentan. Se muestran dos procedimientos para definir el

punto de desempeño en la curva de capacidad, la regla de iguales desplazamientos (RID) o un espectro de resistencia constante (ERC).

*Capítulo 4:* Desarrollo de los ejemplos de aplicación al evaluar el desempeño sísmico de dos marcos de concreto irregulares en elevación desplantados en suelos blandos, éste se compara con el calculado de un ANPP.

*Capítulo 5:* Presentación de las conclusiones y las recomendaciones para estudios futuros.

*Capítulo 6:* Referencias bibliográficas utilizadas en el desarrollo de este trabajo.

# Capítulo 2

## Métodos de evaluación sísmica

### 2.1 Antecedentes

La actividad sísmica de la tierra ha generado, desde tiempos históricos, serios problemas a la infraestructura construida y ocasionado la muerte de miles de personas en todo el mundo por el colapso de edificios o por los efectos colaterales de este. Este hecho ha obligado a los investigadores y profesionales de la ingeniería estructural a estudiar el comportamiento sísmico de edificios y a desarrollar métodos de diseño y evaluación que garanticen la seguridad de sus ocupantes ante acciones sísmicas esperadas.

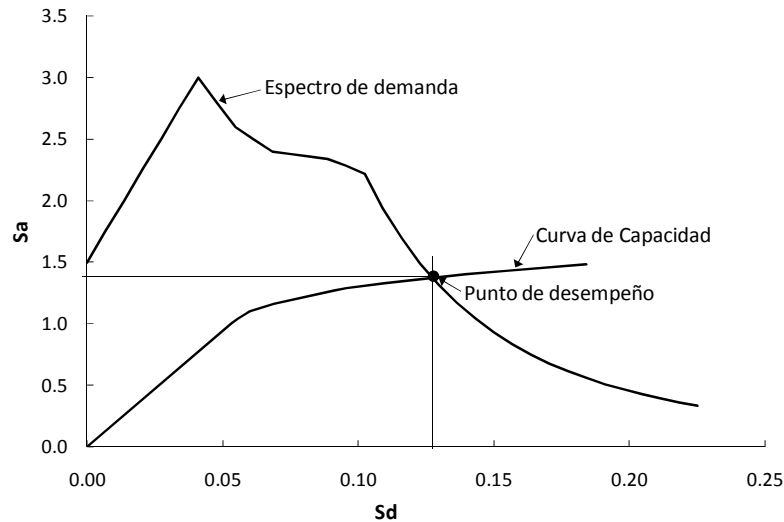
Actualmente, algunos de los métodos aproximados desarrollados para la evaluación del desempeño sísmico de un sistema estructural, expuestos en este capítulo, están basados en una metodología que determina el comportamiento no lineal de las estructuras con un análisis de empuje lateral monotónico creciente y otros más complejos, como el análisis dinámico incremental (IDA, por sus siglas en inglés), que utiliza análisis no lineales paso a paso, en ambos casos se construye la curva de capacidad, la cual relaciona el cortante basal de la estructura con el desplazamiento medido en un nodo de control así como el daño en la estructura con una intensidad de demanda definida.

### 2.2 Métodos actuales de evaluación sísmica

#### 2.2.1 Método del espectro de capacidad

Este método, desarrollado por Freeman (1978), se le considera como un método estático no lineal que proporciona el desempeño sísmico en el rango inelástico de una estructura, al encontrar el punto de desempeño en el espectro de capacidad en un sistema equivalente de un grado de libertad (1GDL), el

cual muestra la respuesta sísmica máxima de una estructura asociada a uno de sus modos de vibrar, por lo general al modo fundamental, sobre la curva de capacidad de un sistema de múltiples grados de libertad (MGDL), (fig. 2.1).



**Figura 2.1 Método del espectro de capacidad**

### **ATC-40**

El método del espectro de capacidad fue incluido con algunas modificaciones en el ATC-40 (ATC, 1996) como el método recomendado para la evaluación sísmica de estructuras. Este método se presenta en forma detallada en el capítulo 8 del ATC-40 (ATC, 1996), el cual propone tres procedimientos iterativos llamados A, B y C para calcular el espectro de demanda reducido, y con la ayuda de éste, encontrar el punto de desempeño en la curva de capacidad en formato ADRS. Los pasos a seguir son los siguientes:

1. Obtención de la curva de capacidad obtenida mediante un análisis de empuje lateral monótono creciente, conocida generalmente como curva del empujón o del pushover de la estructura. Esta curva puede ser calculada con la ayuda de un software de análisis estructural especializado en el área. En este tipo de análisis, se ha observado que la curva de capacidad es sensible al patrón de cargas utilizado, por lo que el patrón de cargas debe reflejar en lo posible el comportamiento de la estructura ante un evento sísmico.
2. Conversión de la curva del empujón al espectro de capacidad y del espectro de diseño y/o respuesta al espectro de demanda, en el formato ADRS mediante ecuaciones de la dinámica estructural. En la conversión de la curva de capacidad se asume que la respuesta de la estructura está gobernada por el modo fundamental de vibrar de la estructura y ésta se calcula con las ecs. 2.1, 2.2, 2.3 y 2.4.

$$PF_{1j} = \frac{\left[ \frac{\sum_{i=1}^N w_i \phi_i}{g} \right]}{\left[ \frac{\sum_{i=1}^N w_i \phi_i^2}{g} \right]} \quad 2.1$$



$$\alpha_{1j} = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_i}{g} \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right] \left[ \sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right]} \quad 2.2$$

$$S_{aj} = \frac{V_j / W}{\alpha_{1j}} \quad 2.3$$

$$S_{dj} = \frac{\Delta_{azotea,j}}{PF_{1j} \phi_{azotea,1}} \quad 2.4$$

donde:

$PF_{1j}$ : Factor de participación modal del modo fundamental de vibrar en el punto j de la curva

$\alpha_{1j}$ : Coeficiente de masa modal del modo fundamental de vibrar en el punto j de la curva

$w_i/g$ : Masa correspondiente al *i-ésimo* nivel de la estructura

$\phi_{i1}$ : Amplitud del modo fundamental de vibrar del sistema en el nivel i de la estructura

$N$ : Número de niveles de la estructura en estudio

$V_j$ : Cortante basal en el punto j de la curva

$W$ : Peso total de la estructura

$\Delta_{azotea,j}$ : Desplazamiento en la azotea en el punto j de la curva

$S_{aj}$ : Aceleración espectral en el punto j de la curva

$S_{dj}$ : Desplazamiento espectral en el punto j de la curva

La conversión del espectro de respuesta al espectro demanda se calcula con las ecs. 2.5 ó 2.6.

$$Sd_i = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sa_i g \quad 2.5$$

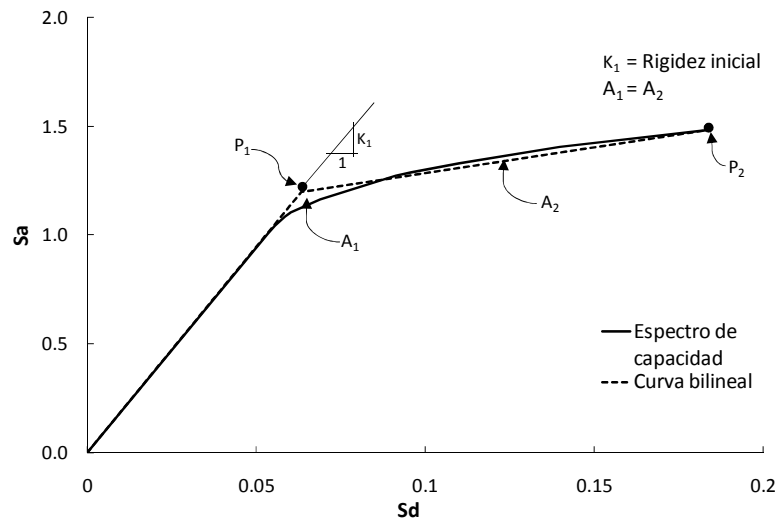
$$Sa_i = \frac{4\pi^2}{T_i^2 g} Sd_i \quad 2.6$$

donde:

$S_{di}$  : Desplazamiento espectral asociado al periodo  $i$  de un oscilador de un grado de libertad

$S_{ai}$  : Aceleración espectral asociada al periodo  $i$  de un oscilador de un grado de libertad

- Obtención de la curva bilineal idealizada calculada a partir del espectro de capacidad y del espectro de demanda. Ésta debe cumplir con las siguientes características: la pendiente inicial de la curva bilineal debe ser igual a la pendiente elástica del espectro de capacidad, el punto de desempeño preliminar ( $P_2$ ) se encuentra, inicialmente, empleando la RID y el punto de inflexión o punto de fluencia de la curva bilineal ( $P_1$ ) se ubica al cumplir con el principio de iguales energías. En la fig. 2.2 se muestra la curva bilineal idealizada de un espectro de capacidad o curva de capacidad.



**Figura 2.2 Curva bilineal idealizada del espectro de capacidad**

- Definición del punto de desempeño; éste se encuentra en el cruce del espectro de capacidad y el espectro de demanda reducido calculado con uno de los tres procedimientos denominados A, B y C, los cuales utilizan factores calculados de la curva bilineal idealizada del paso 3. Cuando el punto de desempeño tiene una diferencia menor al 5% con respecto al punto  $P_2$  de la curva bilineal idealizada del paso 3, se considera a éste como el punto de desempeño definitivo y cuando la diferencia es mayor al 5%, se calcula una nueva curva bilineal, en donde el valor de  $P_2$  pasa a ser el punto de cruce del espectro de capacidad y la curva bilineal del paso 3.
- Con el punto de desempeño definido se procede a calcular los índices de desempeño como desplazamientos, distorsiones, fuerzas cortantes de entrepiso y niveles de daño al aplicar en forma inversa las ecuaciones de la dinámica estructural del paso 2.

## Método N2

El método N2 desarrollado por Fajfar *et al.* (1996), define la respuesta máxima inelástica de una estructura de MGDG al ubicar el punto de desempeño en la curva de capacidad en el formato ADRS calculada con un análisis estático no lineal en el punto de cruce con el espectro de demanda correspondiente al espectro inelástico. Los pasos a seguir se describen a continuación:

1. Definición del espectro de respuesta o de diseño y su transformación al espectro de demanda en el formato ADRS con el uso de las ecuaciones de la dinámica estructural 2.7 y 2.8.

$$Sd_e = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sa_e \quad 2.7$$

$$Sa_e = \frac{4\pi^2}{T_i^2} Sd_e \quad 2.8$$

2. Cálculo de la curva de capacidad o curva del empujón con una serie de análisis estáticos no lineales. En el cálculo de ésta, el patrón de cargas o de desplazamientos permanece constante durante todo el análisis y la relación entre desplazamientos ( $\Phi_i$ ) y fuerzas laterales de entrepiso del modo  $i$  ( $F_i$ ), normalizados al punto de control, se calcula con la ec. 2.9

$$F_i = m_i \phi_i \quad 2.9$$

donde  $m_i$  es la masa de la estructura del modo de vibrar  $i$ .

3. Conversión de la curva de capacidad asociada a una estructura de MGDL a una curva de 1GDL en un sistema equivalente (fig. 2.3) con las ecs 2.10, 2.11, 2.12 y 2.13

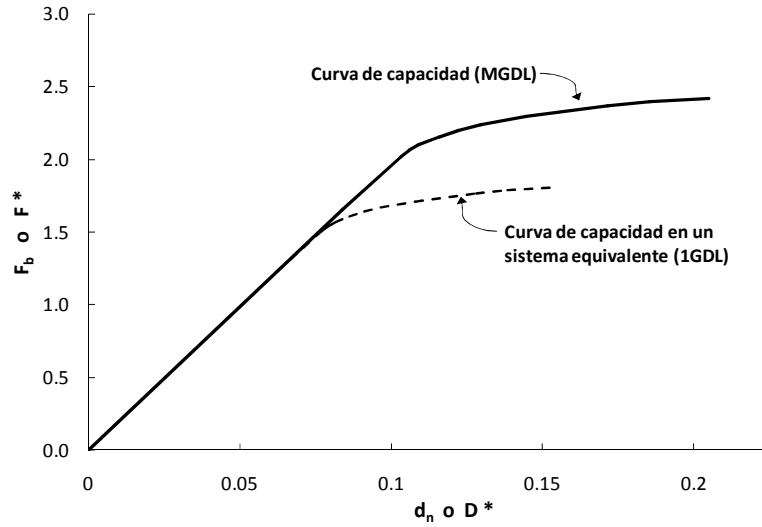
$$m^* = \sum (m_i \phi_i) \quad 2.10$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum (m_i \phi_i^2)} \quad 2.11$$

$$D^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad 2.12$$

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad 2.13$$

donde,  $m^*$  es la masa equivalente de un sistema de un grado de libertad,  $\Gamma$  es el factor de participación modal,  $d_n$  y  $F_b$  son el desplazamiento y el cortante basal en el nodo de control del sistema de múltiples grados de libertad, respectivamente y  $D^*$  y  $F^*$  son el desplazamiento y el cortante basal del sistema equivalente de un grado de libertad, respectivamente.



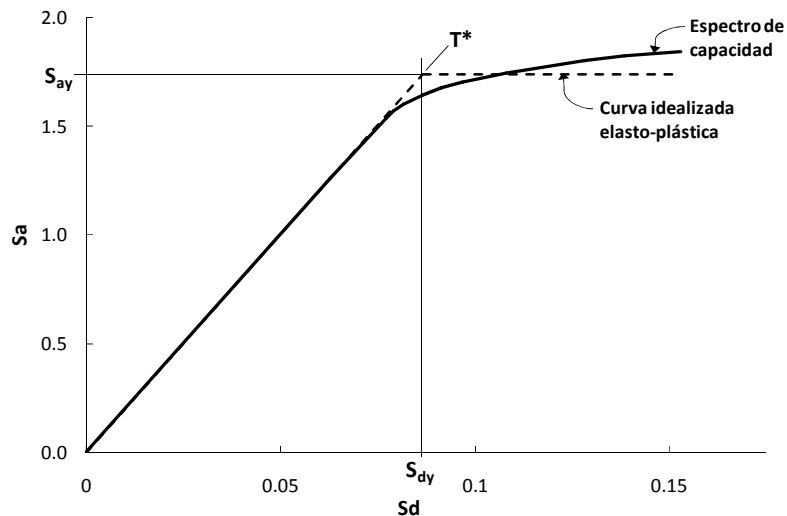
**Figura 2.3** Curva de capacidad de un sistema de MGDL y su respectiva curva de capacidad de un sistema equivalente de 1GDL

4. Cálculo del espectro de capacidad de la curva de capacidad de un sistema equivalente de 1GDL con las ecs. 2.14 y 2.15 y la conversión de ésta en una curva idealizada elastoplástica, usando el principio de iguales energías (fig. 2.4). El periodo en la rama elástica de la curva bilineal idealizada ( $T^*$ ) se calcula con la ec. 2.16.

$$Sa = \frac{F^*}{m^*} \tag{2.14}$$

$$Sd = D^* \tag{2.15}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{Sd_y}{Sa_y}} \tag{2.16}$$



**Figura 2.4** Curva idealizada elastoplástica perfecta del espectro de capacidad

5. Definición del punto de desempeño en la curva bilineal (elastoplástica) idealizada empleando la RID. Si  $T^*$  es menor a  $T_c$  se hace una corrección por periodos cortos. Definido el punto de desempeño en la curva bilineal idealizada, éste se ubica en la curva de capacidad utilizando la ec. 2.12 en forma inversa.
6. Calculo de los índices de desempeño tales como desplazamientos de entrepiso, distorsiones y rotaciones de los elementos.

### 2.2.2 Método de los coeficientes (FEMA 273)

Es un método estático no lineal descrito en el FEMA-273 (1997) que calcula la curva de capacidad de una estructura con un análisis de empuje lateral hasta alcanzar un nivel de daño establecido o el desplazamiento objetivo, en el que el nodo de control se define en el centro de masas del último nivel. A diferencia de los otros métodos, el punto de desempeño se define directamente sobre la curva de capacidad. El procedimiento se describe a continuación:

1. Cálculo de la curva de capacidad con un análisis de empuje lateral basado en fuerzas o en desplazamientos con un patrón de carga constante. Debido a que la forma de la curva de capacidad es dependiente del patrón de cargas o de desplazamientos, se recomienda calcular al menos tres curvas de capacidad con distintos patrones de carga o de desplazamiento. En estructuras asimétricas, las fuerzas o desplazamientos se deben aplicar en ambas direcciones.
2. Conversión de la curva de capacidad en una curva bilineal considerando una pendiente efectiva inicial ( $K_e$ ) igual a la pendiente de rigidez secante calculada al 60% de la resistencia de fluencia de la curva bilineal ( $V_y$ ), el periodo fundamental efectivo ( $T_e$ ) de la curva bilineal se calcula con la ec. 2.17, (fig. 2.5).

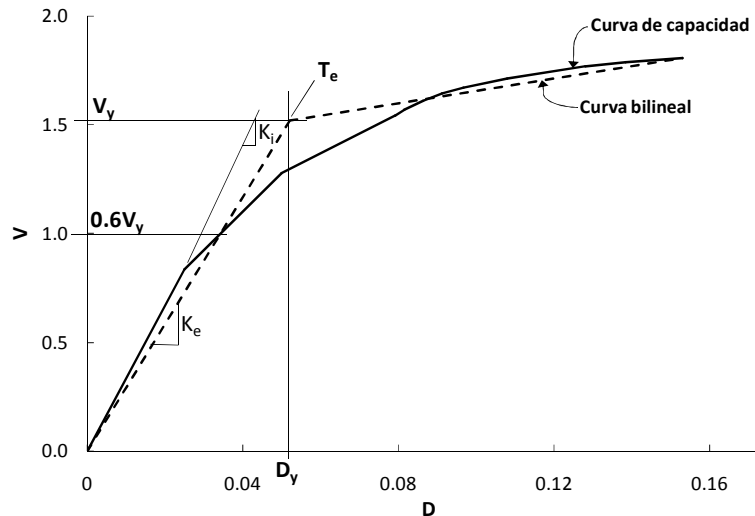


Figura 2.5 Curva bilineal idealizada de la curva de capacidad

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad 2.17$$

donde:

$T_i$  : Periodo fundamental de vibrar de la estructura sana

$K_i$  : Pendiente de rigidez elástica de la estructura sana

3. Definición del desplazamiento objetivo ( $\delta_t$ ) en el nodo de control, el cual representa el desplazamiento máximo alcanzado durante un evento sísmico. El  $\delta_t$  se calcula con la ec. 2.18.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad 2.18$$

donde:

$C_0$  : Factor que relaciona el desplazamiento espectral y el desplazamiento esperado en el punto de control

$C_1$  : Factor que relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado con el desplazamiento elástico del espectro de diseño con un periodo igual al  $T_e$ . Cuando  $T_e$  sea mayor o igual al periodo característico del suelo ( $T_0$ ),  $C_1 = 1$  y cuando sea menor se hace uso de la ec. 2.19.

$$C_1 = \frac{\left[ 1 + (R - 1) \frac{T_0}{T_e} \right]}{R} \quad 2.19$$

$$R = \frac{S_a}{V_y / W} \frac{1}{C_0} \quad 2.20$$

$R$  : Relación de resistencias

$S_a$  : Aceleración espectral obtenida del espectro elástico asociada al periodo fundamental de vibrar de la estructura

$W$  : Peso de la estructura

$C_2$  : Factor que considera el comportamiento histerético de la estructura y depende del sistema estructural empleado.

$C_3$  : Factor que considera el incremento de desplazamientos por el efecto  $P - \Delta$ . Este factor depende de la pendiente de posfluencia, del valor de  $T_e$  y de la relación de la resistencia elástica e inelástica de la estructura.

$S_a$  : Aceleración espectral obtenida del espectro de diseño elástico para un periodo igual a  $T_e$ .

4. Definición del punto de desempeño igual a  $\delta_t$  en la curva de capacidad y cálculo de los índices de desempeño asociados a este punto.

### 2.2.3 Método del empuje lateral modal

El método del empujón modal (MPA, por sus siglas en inglés) es un procedimiento estático no lineal desarrollado por Chopra y Goel (2002) con el que se calcula la respuesta inelástica de cada uno de los modos de vibrar de una estructura y con una regla de combinación modal se obtiene su respuesta total. El procedimiento a seguir para calcular la respuesta de un modo  $n$  de la estructura se describe a continuación:

1. Definición del patrón de cargas asociado al modo  $n$  ( $S_n^*$ ) de acuerdo a la ec. 2.21

$$S_n^* = m\phi_n \quad 2.21$$

donde:  $m$  es la masa de la estructura y  $\phi_n$  es la forma modal del modo  $n$ .

2. Cálculo de los desplazamientos en el nodo de control al aplicar el patrón de cargas del modo  $n$  a la estructura con incrementos monotónicos hasta alcanzar el desplazamiento objetivo ( $u_{rno}$ ) calculado con la ec. 2.22,

$$u_{rno} = \Gamma_n \phi_{rn} D_n \quad 2.22$$

donde:  $\Gamma_n$  es el factor de participación del modo  $n$ ,  $\phi_{rn}$  es el valor de la forma modal en el nodo de control y  $D_n$  es el desplazamiento máximo del modo  $n$  calculado con la ec. 2.23,

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \frac{F_{sn}}{L_n} = -\ddot{u}_g \quad 2.23$$

alternativamente,  $D_n$  puede ser calculado a partir de un espectro inelástico de respuesta o de diseño.

3. Con el desplazamiento máximo definido, se calcula la respuesta del modo  $n$  de la estructura con la ec. 2.24 medida en: desplazamiento de entrepiso, distorsiones, rotaciones de los elementos y fuerzas cortantes de entrepiso.

$$r_{no} = r_n^{st} A_n \quad 2.24$$

4. Evaluación de la respuesta de un nuevo modo de vibrar de la estructura de acuerdo a los pasos del 1 al 3.
5. La respuesta total de la estructura se calcula con una regla de combinación modal ya sea la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS, por sus siglas en inglés) desarrollada por Rosenblueth (1971) o la combinación cuadrática completa (CQC, por sus siglas en inglés) propuesta por Wilson, Der Kiureghian, y Bayo (1981) y ésta debe estar constituida al menos, por los modos de vibrar con un factor de participación modal mayor al 5% o por aquellos modos que sumen más del 90% de la participación modal.

### 2.2.4 Método modal espectral evolutivo

El método modal espectral evolutivo propuesto por Ayala (Ayala y Requena, 2000), calcula la respuesta inelástica de una estructura asociada a una demanda sísmica definida, en la que se toma en cuenta la participación de los modos superiores de vibrar y el cambio de las propiedades dinámicas conforme aparece el daño. Los pasos a seguir son los siguientes:

1. Definición de la demanda sísmica en términos de un espectro de diseño, de peligro uniforme o de respuesta.
2. Cálculo de la curva de capacidad de la estructura con un análisis de empuje lateral en el que el patrón de cargas se asocia a las formas modales de la estructura, las cuales cambian conforme la estructura se daña. La contribución de los modos superiores de vibrar se considera con una regla de combinación modal, ya sea la SRSS o la CQC.
3. Idealización bilineal de la curva de capacidad y la transformación de ésta al formato ADRS asociada al modo fundamental de vibrar en un sistema de 1GDL empleando las ecuaciones de la dinámica estructural.
4. Cálculo de la masa efectiva para un sistema de 1GDL, asociada al modo fundamental de vibrar de la estructura.
5. Construcción de la curva cortante basal *vs.*  $S_d$  al multiplicar la  $S_a$  de la curva bilineal calculada en el inciso 3 por la masa efectiva definida en el inciso 4. A esta curva se le conoce como la curva de comportamiento de un sistema de referencia de 1GDL.
6. Cálculo del desplazamiento espectral máximo ( $S_{d_{max}}$ ) de la estructura de 1GDL al realizar un análisis no lineal utilizando la demanda sísmica definida en el inciso 1.
7. Conversión del  $S_{d_{max}}$ , calculado en el inciso 6, al desplazamiento máximo de la estructura.
8. Cálculo de los índices de desempeño, asociados al desplazamiento máximo de la estructura de 1GDL definido en el inciso 7.

### 2.2.5 Análisis dinámico incremental

Análisis Dinámico Incremental (IDA, por sus siglas en inglés), es un método propuesto por Vamvatsikos y Cornell (2002) con el que se evalúa el desempeño estructural de una estructura al construir la curva de capacidad o la curva IDA, con los resultados de una serie de análisis dinámicos no lineales paso a paso (ANPP) empleando un registro sísmico escalado a múltiples niveles de intensidad. Los pasos a seguir son los siguientes:

1. Elaboración de un modelo analítico para un programa de análisis no lineal que calcule la respuesta sísmica de una estructura con un ANPP; DRAIN 2DX (Powell, 1993), RAUMOKO (Carr, 2002) y CANNY-E (Li, 1996) son algunos ejemplos.
2. Definición de la demanda sísmica a usar y los distintos factores de escala asociados a un nivel de intensidad definido.



3. Cálculo de una serie de análisis dinámicos no lineales paso a paso empleando el registro sísmico seleccionado con los factores de escala del inciso 2.
4. Construcción de la curva IDA al graficar el cortante basal máximo contra el desplazamiento máximo obtenidos de cada análisis dinámico no lineal paso a paso. La curva de capacidad se construirá hasta alcanzar un estado límite determinado.
5. Cálculo de la respuesta de la estructura medida en índices de desempeño tales como fuerzas, desplazamientos y distorsiones de entrepiso.

Este método propone evaluar la respuesta de la estructura empleando diferentes demandas sísmicas para evaluar si su comportamiento sísmico es estable.

Este método tiene las siguientes características:

- Relaciona de forma directa la respuesta de la estructura con la demanda sísmica a la que es sometida
- Evalúa la secuencia de daño en la estructura conforme la intensidad de la demandad sísmica se incrementa
- Determina si el comportamiento sísmico del edificio es estable o variable, al comparar las curvas IDA calculadas con diferentes registros sísmicos

### 2.3 Comparativa de los métodos descritos

Los métodos mostrados en este capítulo, a excepción del IDA, son métodos simplificados de evaluación que intentan calcular, en forma aproximada, la respuesta sísmica de una estructura en el intervalo elástico e inelástico, de los cuales se comenta lo siguiente:

- Son métodos que calculan el desempeño sísmico de una estructura al construir la curva de capacidad con un análisis de empuje lateral, en el que el patrón de cargas a usar permanece constante durante todo el análisis, por lo que no consideran el cambio de las propiedades dinámicas de la estructura conforme ésta se daña. Esta simplificación es considerada por el autor como una fuente de error en la respuesta de la estructura.
- El método modal espectral evolutivo es el único en el que los patrones de cargas son definidos por las formas modales de la estructura, mismas que cambian conforme la estructura se daña. La participación de los modos superiores de vibrar en la respuesta de la estructura se considera mediante una regla de combinación modal, SRSS o CQC.
- De acuerdo a estudios (Helmut, 1998), para calcular la curva de capacidad se requiere definir un patrón de cargas que simule en lo posible la respuesta real de la estructura, sí se utiliza un análisis de empuje lateral en la construcción de la curva de capacidad, ya que la forma de ésta depende, además de las características mecánicas y dinámicas de la estructura, del patrón de cargas utilizado, el cual puede cambiar considerablemente y en consecuencia obtener resultados muy diferentes a los que se presentarían en la realidad. Algunos de los métodos descritos, con el objetivo de mitigar esta diferencia, recomiendan calcular diferentes curvas de capacidad con diferentes patrones de carga para evaluar si la respuesta sísmica de la estructura es constante.

- El método de los coeficientes por su fácil aplicación, requiere que sea estudiado a detalle; ya que se podría cometer algún error en la selección de los factores y coeficientes, y en consecuencia calcular una respuesta sísmica equivocada.

El IDA es un método que simula el comportamiento en el intervalo inelástico de los elementos lo más parecido a la realidad al usar diferentes modelos de histéresis así como el de usar un ANPP que calcula la respuesta sísmica en cada instante de tiempo. Este método es considerado como exacto, ya que considera el cambio en las propiedades dinámicas de la estructura conforme esta se daña y por considerar la contribución de los modos superiores de vibrar con una superposición modal al sumarlos linealmente. Este método por la robustez numérica, es uno de los más tardados y laboriosos para su implementación, por lo que su uso se limita al campo de la investigación para ser comparado con otros métodos.

Por lo antes mencionados se observa que hay métodos que son sencillos de implementar en la evaluación del comportamiento inelástico de una estructura pero que tienen un porcentaje de error elevado en los resultados y hay otros como el IDA, en donde ocurre lo contrario, su uso es laborioso y tardado pero con un porcentaje de error bajo. El método en estudio, que se describe a detalle en el siguiente capítulo, es un método simplificado en el que la curva de capacidad se calcula con una serie de análisis elásticos modales en el tiempo, por lo que elimina el uso de un análisis del empujón y la fácil implementación en un software de análisis estructural comercial convierte a este método, a criterio del autor, en una excelente opción a una estructura que incursiona en el intervalo inelástico.

# Capítulo 3

## Análisis no lineal simplificado de evaluación

### 3.1 Introducción

La evaluación del comportamiento inelástico de estructuras bajo acciones sísmicas, asociando la demanda a un nivel de daño específico es un tema de alto impacto en el área de la ingeniería. Con el desarrollo de un método de evaluación simplificado se intenta, aunque de forma aproximada, lograr esto y con la evaluación y calibración se pretende ampliar la aplicación de éste a estructuras con características dinámicas especiales.

En este capítulo se explica el procedimiento y las bases teóricas del método simplificado de evaluación modificado propuesto por Ayala (Alba, 2005) a estudiar, el cual, calcula la respuesta sísmica de una estructura con los siguientes pasos:

1. Definición de la demanda sísmica
2. Construcción de la curva de capacidad asociada a una estructura 1GDL o MGDL con una serie de análisis elásticos modales en el tiempo.
3. Transformación de la curva de capacidad en una de comportamiento de un sistema de referencia de 1GDL.
4. Definición del punto de desempeño en la curva de comportamiento así como en la de capacidad al regresar de un sistema de referencia de 1GDL a una estructura de MGDL
5. Cálculo de los índices de desempeño asociados al punto de desempeño, medidos en desplazamientos, fuerzas de entepiso, distorsiones y distribución de daño.

### 3.2 Definición de la demanda sísmica

En la evaluación del comportamiento sísmico de una estructura, la selección de la demanda es función del nivel de peligro sísmico del sitio en el que se desplanta la estructura, de la importancia de la estructura y del nivel de daño esperado. Esta demanda puede ser un espectro de diseño, de respuesta o de peligro uniforme o un registro sísmico. Cuando se emplea un espectro, la contribución de los modos superiores de vibrar en la respuesta de la estructura se incluye mediante una regla de combinación modal y con una superposición modal cuando se usa un registro sísmico. En este trabajo se utiliza como demanda un registro sísmico para la evaluación del método con el objetivo de evitar el uso de una regla de combinación modal.

### 3.3 Curva de capacidad

Este método se basa en la construcción de la curva de capacidad, la cual se considera una propiedad del sistema estructura/demanda que caracteriza el desempeño de una estructura de MGD, *e.g.* desplazamientos de un punto de control *vs* los correspondientes niveles de demanda sísmica, *e.g.* cortante basal. Esta curva se construye a partir de una serie de análisis elásticos modales evolutivos, donde cada uno de éstos representa un punto de la curva de capacidad así como la fluencia de uno o un grupo de elementos.

Con la finalidad de simplificar el cálculo de la curva de capacidad de una estructura, se hacen las siguientes consideraciones:

- El comportamiento de la estructura de múltiples grados de libertad se caracteriza, para cada nivel de daño, a partir del desempeño de un sistema simplificado de referencia correspondiente al modo fundamental de vibrar
- El sistema de piso de los niveles se considera lo suficientemente rígido para ignorar las deformaciones axiales en vigas. De igual manera se ignoran estas deformaciones en columnas
- El punto de control es el nodo donde se presenta el desplazamiento máximo, regularmente éste se ubica en la parte más alta de la estructura (azotea)
- Los efectos inelásticos de los elementos estructurales *viga-columnas* atribuidos a sismo se concentran en los extremos. Estos efectos se consideran como concentraciones plásticas y se modelan a través de articulaciones plásticas y en el mejor de los casos como rótulas con rigidez a flexión reducida
- Cuando se considera un comportamiento elastoplástico de las articulaciones en los extremos de los elementos; éstos dejan de aportar rigidez al sistema estructural manteniéndose los niveles de fuerza resistente de los elementos afectados
- Para garantizar la existencia de modos normales, el amortiguamiento viscoso se idealiza como de Rayleigh.
- Se ignoran los efectos de torsión inducidos por irregularidades en planta y los efectos P- $\Delta$ .

Para encontrar el primer punto de la curva de capacidad definido como *punto de fluencia*, se requiere conocer el desplazamiento y el cortante basal que produzca la fluencia en el primer elemento de la estructura, en este análisis se consideran las cargas gravitacionales que actúan sobre la estructura; a

este desplazamiento se le denomina desplazamiento de fluencia ( $D_y$ ) y al cortante basal correspondiente, resistencia de fluencia ( $V_y$ ). Este punto se encuentra escalando la demanda sísmica por un factor de escala ( $Sf$ , por sus siglas en inglés) tal que genere la primera articulación en la estructura. Como la demanda sísmica está caracterizada por un registro sísmico, los análisis efectuados pueden ser análisis modales en el tiempo.

El valor de  $Sf$  para cada elemento es el cociente entre el momento de fluencia ( $M_y$ ) y el momento interno ( $M_{int}$ ) obtenido del primer análisis modal en el tiempo, ec. 3.1. El elemento con el  $Sf$  menor, es en el que se presenta la primera fluencia de la estructura (fig. 3.1) y el valor de  $D_y$  y  $V_y$  se obtienen directamente del primer análisis modal.

$$Sf_{(1)} = \frac{M_y + M_{GL}}{M_{int(1)}} \quad 3.1$$

Para calcular el siguiente punto de la curva de capacidad se realiza un nuevo análisis de la estructura considerando el daño generado, el factor de escala del nuevo análisis se calcula con la ec. 3.2.

$$Sf_{(j)} = \frac{M_y - M_{ac(j-1)}}{M_{int(j)}} \quad 3.2$$

donde:

$$M_{ac(j-1)} = \sum_{i=1}^{j-1} (M_{int(i)} Sf_{(i)}) + M_{GL} \quad 3.3$$

El desplazamiento y el cortante basal en el nuevo punto se obtienen a partir de las ecs. 3.4 y 3.5, respectivamente.

$$D_j = \sum_{i=1}^j (Sf_{(i)} \cdot d_{(i)}) \quad 3.4$$

$$V_j = \sum_{i=1}^j (Sf_{(i)} \cdot v_{(i)}) \quad 3.5$$

donde:

$M_{GL}$ : Momento actuante en los elementos debido a cargas gravitacionales

$M_{int(j)}$ : Momento interno máximo, producto del análisis asociado al  $j$ -ésimo punto de la curva de capacidad

$M_{ac(j-1)}$ : Momento interno acumulado al punto  $j$ -ésimo de la curva de capacidad

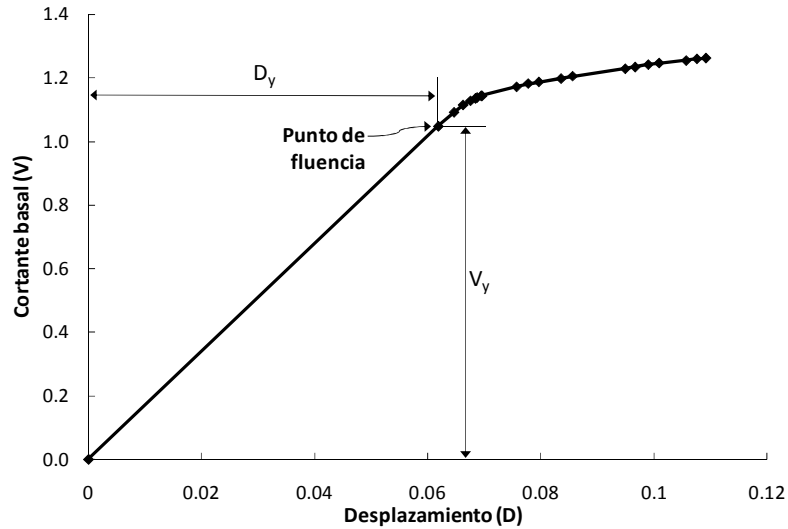
$D_j$ : Desplazamiento máximo acumulado en el nodo de control del  $j$ -ésimo análisis

$d_j$ : Desplazamiento máximo en el nodo de control del  $j$ -ésimo análisis

$V_j$ : Cortante basal máximo acumulado en el nodo de control del  $j$ -ésimo análisis

$v_j$ : Cortante basal máximo en el nodo de control del  $j$ -ésimo análisis

El resto de los puntos de la curva de capacidad se obtienen repitiendo el paso descrito anteriormente. Se recomienda realizar un análisis por cada articulación y el número de análisis dependerá del número de articulaciones que se presenten en la estructura sin que se genere inestabilidad local o global en el sistema o hasta alcanzar el nivel de desempeño definido. Para fines prácticos, el método permite hacer una concentración de daño al agrupar articulaciones por cada análisis. En la fig. 3.1 se ilustra una curva de capacidad de un marco de concreto.



**Figura 3.1** Curva de capacidad de un marco de concreto

### 3.4 Curva de comportamiento

Para conocer el punto de desempeño de la estructura se transforma la curva de capacidad de la estructura a la de un sistema de referencia de 1GDL asociado al modo fundamental de vibrar representada en el formato ADRS, denominada curva de comportamiento. A partir de los espectros elásticos de desplazamientos y aceleraciones asociados a la demanda sísmica y, con los  $S_f$  y el periodo fundamental de cada análisis, se construye la curva de comportamiento, utilizando las ecs. 3.6 y 3.7 para definir el primer punto ( $Sa_{(1)}$  ó  $Sa_y$  vs.  $Sd_{(1)}$  ó  $Sd_y$ ), y calculando el resto de los puntos con las ecs. 3.8 y 3.10.

$$Sa_{(1)} = S_{f(1)} \cdot Sa \quad 3.6$$

$$Sd_{(1)} = S_{f(1)} \cdot Sd \quad 3.7$$

$$Sa_{(j)} = Sa_{(j-1)} + \Delta Sa \quad 3.8$$

$$\Delta Sa_{(j)} = S_{f(j)} \cdot Sa \quad 3.9$$

$$Sd_{(j)} = Sd_{(j-1)} + \Delta Sd \quad 3.10$$

$$\Delta Sd_{(j)} = S_{f(j)} \cdot Sd \quad 3.11$$

donde:

$S_a$ : Es la pseudoaceleración espectral asociada al modo fundamental de vibrar de la estructura sana o con daño y su valor dependerá del nivel de daño que se esté analizando

$\Delta S_a(j)$ : Incremento de pseudoaceleración asociada al daño generado por el  $j$ -ésimo análisis

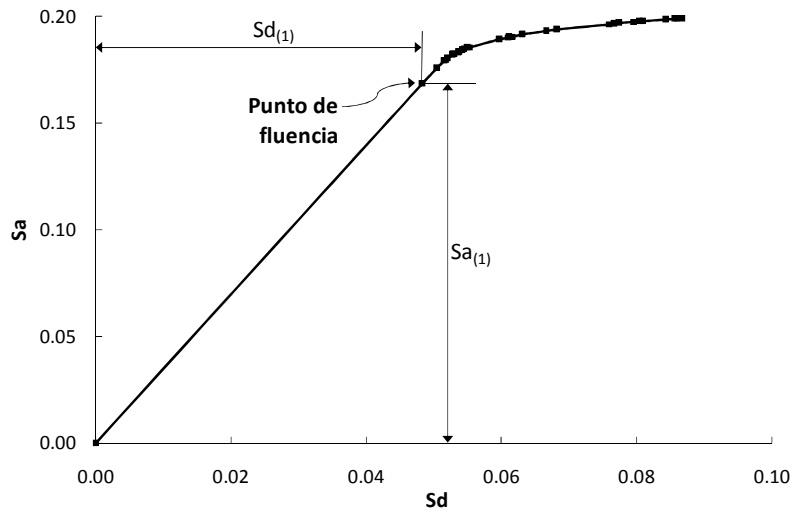
$S_d$ : Es el desplazamiento espectral asociado al modo fundamental de vibrar de la estructura sana o dañada y su valor dependerá del nivel de daño que se esté analizando

$\Delta S_d(j)$ : Incremento de desplazamiento asociada al daño generado por el  $j$ -ésimo análisis

$S_{a(j)}$ : Es la pseudoaceleración espectral del sistema de referencia asociada al nivel de daño  $j$

$S_{d(j)}$ : Es el desplazamiento espectral del sistema de referencia asociado al nivel daño  $j$

El número de puntos en la curva de comportamiento es igual al número de puntos que se tengan en la curva de capacidad. En la fig. 3.2 se muestra la curva de comportamiento derivada de la curva de capacidad de la fig. 3.1.



**Figura 3.2 Curva de comportamiento de un marco de 8 niveles**

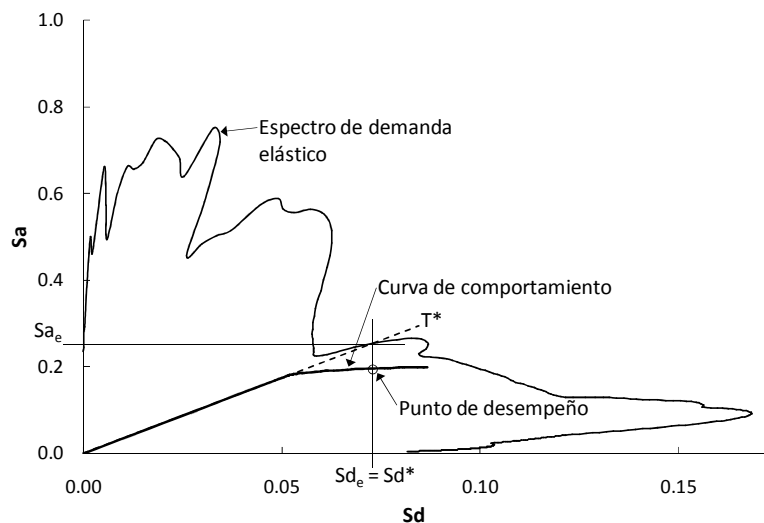
Para conocer la respuesta de la estructura asociada a la demanda sísmica, se define el punto de desempeño en la curva de capacidad y de comportamiento, el cual se calcula con alguno de los procedimientos descritos a continuación.

### 3.5 Punto de desempeño

Una vez definida la curva de comportamiento, en esta tesis el punto de desempeño se define usando RID propuesta por Veletsos y Newmark (1960) y ERC.

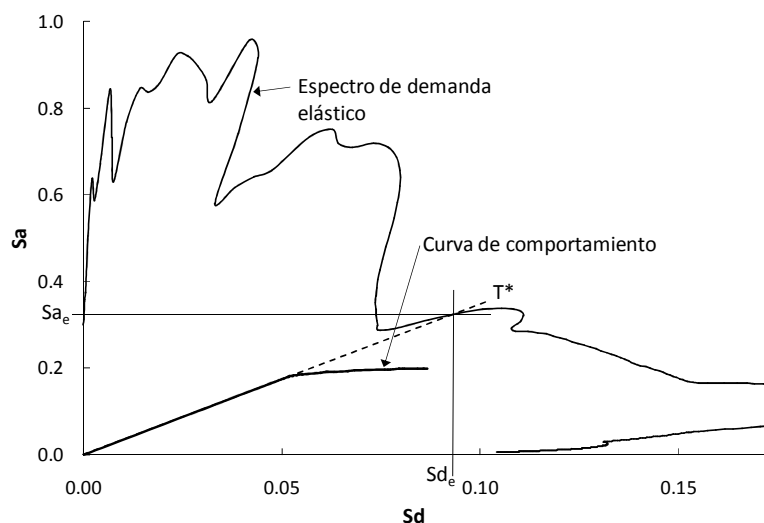
### 3.5.1 Definición del punto de desempeño utilizando la RID

La RID considera que el desplazamiento objetivo ( $Sd^*$ ) es igual al desplazamiento espectral de comportamiento elástico ( $Sd_e$ ) y dependiendo de la relación que exista entre el periodo fundamental de vibrar de la estructura sana ( $T^*$ ) y el periodo característico del suelo ( $T_c$ ) se aplica la corrección por periodos cortos propuesta por Vidic *et al.* (1994), ya que se ha observado en diversos estudios que en estructuras con un  $T^*$  menor al  $T_c$ , los desplazamientos inelásticos son mayores a los esperados. El  $Sd_e$  del sistema de 1GDL de referencia se determina graficando la curva de comportamiento junto con el espectro de demanda, calculado a partir de los espectros de aceleraciones y desplazamientos, y se traza una línea del origen con una pendiente igual a la pendiente elástica de la estructura, el cruce de ésta con el espectro de demanda define el  $Sd_e$ . El  $Sd^*$  se encuentra trazando una línea vertical que cruza al  $Sd_e$  y a la curva de comportamiento, tal como se muestra en la fig. 3.3.



**Figura 3.3 Punto de desempeño definido (capacidad > demanda)**

En la fig. 3.4 se muestra el caso en el que la línea vertical no cruza a la curva de comportamiento, esto indica que la resistencia de la estructura es menor que la demanda inducida por el sismo.





**Figura 3.4 Punto de desempeño no definido (capacidad < demanda)**

Si  $T^* < T_c$  se aplica la corrección para periodos cortos (fig. 3.6) especificado en el anexo B del Eurocódigo 8 (CEN, 2003). Esta corrección por periodos cortos, está calibrada para ser usada en estructuras de 1GDL desplantas en suelos firmes, la aplicación de ésta en estructuras desplantadas en suelos blandos intenta corregir, aunque no en su totalidad, los errores que se tienen en el cálculo de los desplazamientos inelásticos cuando se utiliza la regla de iguales desplazamientos.

Si  $V_y/m^* \geq Sa_e$ , la respuesta es elástica por lo que,

$$Sd^* = Sd_e \quad 3.12$$

Si  $V_y/m^* < Sa_e$ , la respuesta es no lineal por lo que,

$$Sd^* = \frac{Sd_e}{q_u} \left( 1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq Sd_e \quad 3.13$$

$$q_u = \frac{Sd_e m^*}{V_y} \quad 3.14$$

donde:

$T_c$ : Periodo característico del suelo, en espectros de diseño se considera en el límite de la rama donde la aceleración es constante

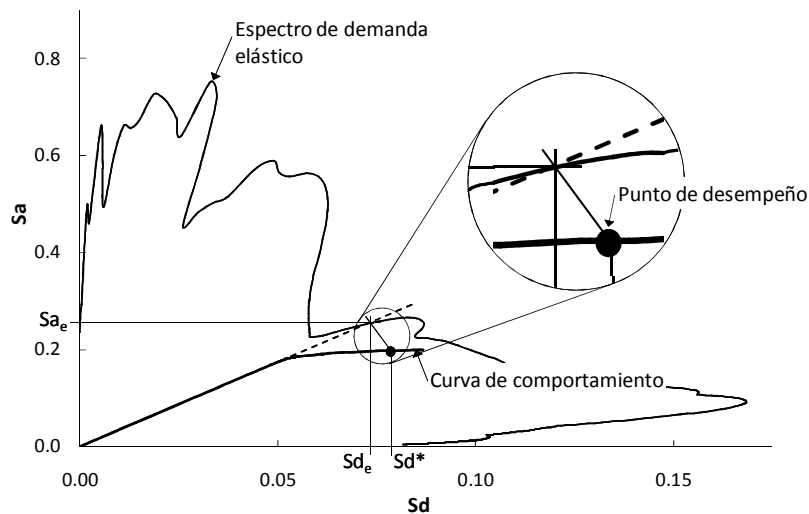
$q_u$ : Relación de resistencia elástica de la estructura a pseudoaceleración espectral elástica

$Sa_e$ : Seudoaceleración espectral elástica

$V_y$ : Cortante basal de fluencia

$m^*$ : Masa de la estructura

En la fig. 3.5 se muestra la corrección para periodos cortos de un marco de concreto.

**Figura 3.5 Punto de desempeño con corrección por periodos cortos**

### 3.5.2 Definición del punto de desempeño utilizando ERC

Para definir el punto de desempeño con un ERC, se siguen los siguientes pasos:

1.- Idealización de la curva de comportamiento mediante una representación bilineal utilizando el principio de iguales energías y conservando la pendiente de rigidez elástica (fig. 3.6); a partir de ésta se calcula la pendiente de posfluencia ( $\alpha$ ) utilizando la ec. 15.

$$\alpha = \frac{(Sa_u - Sa_y)(Sd_y)}{(Sd_u - Sd_y)(Sa_y)} \quad 3.15$$

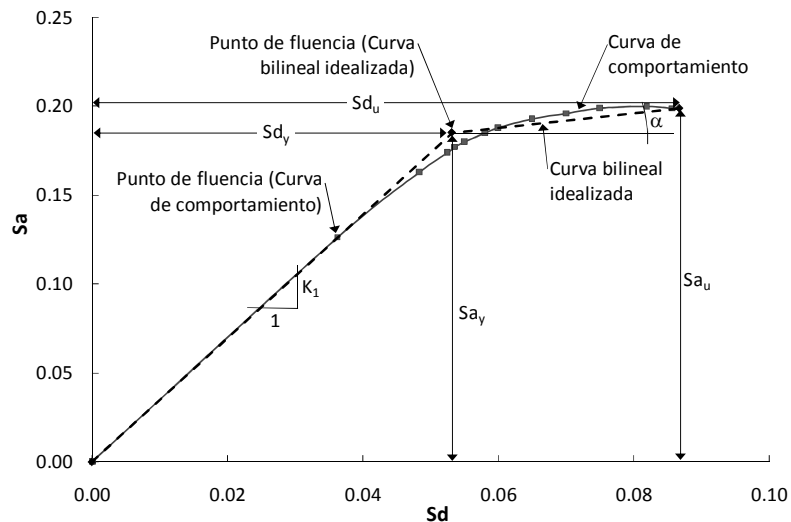
donde:

$Sa_y$ : Resistencia de fluencia por unidad de masa de la curva de comportamiento bilineal idealizada

$Sa_u$ : Resistencia máxima por unidad de masa de la curva de comportamiento bilineal idealizada

$Sd_y$ : Desplazamiento espectral de fluencia de la curva de comportamiento bilineal idealizada

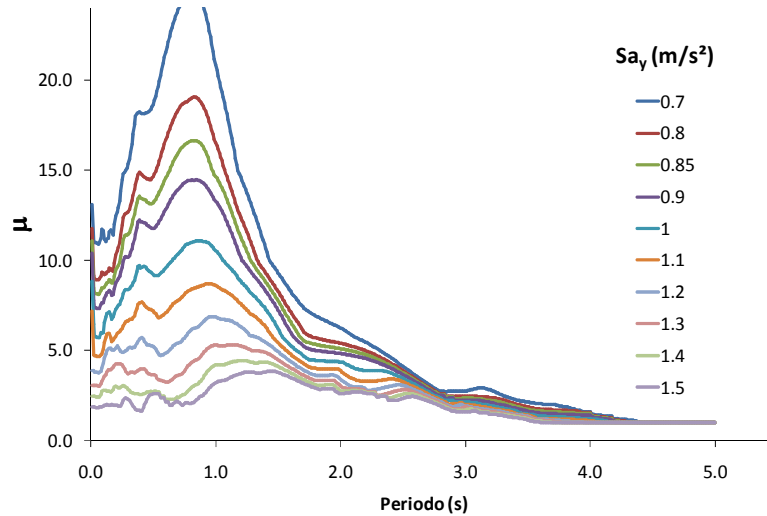
$Sd_u$ : Desplazamiento espectral máximo de la curva de comportamiento bilineal idealizada



**Figura 3.6 Idealización bilineal de la curva de comportamiento**

Como se observa en la fig. 3.6, el punto de fluencia de la curva de comportamiento es distinto al punto de fluencia de la curva bilineal idealizada.

2.- Se obtienen ERC con ductilidad variable, asociados a la demanda sísmica utilizada en la construcción de la curva de capacidad. En la fig. 3.7 se muestran ERC obtenidos a partir de un registro sísmico. La resistencia del ERC es la  $Sa_y$  de un oscilador de 1GDL asociada a una intensidad de demanda sísmica definida.

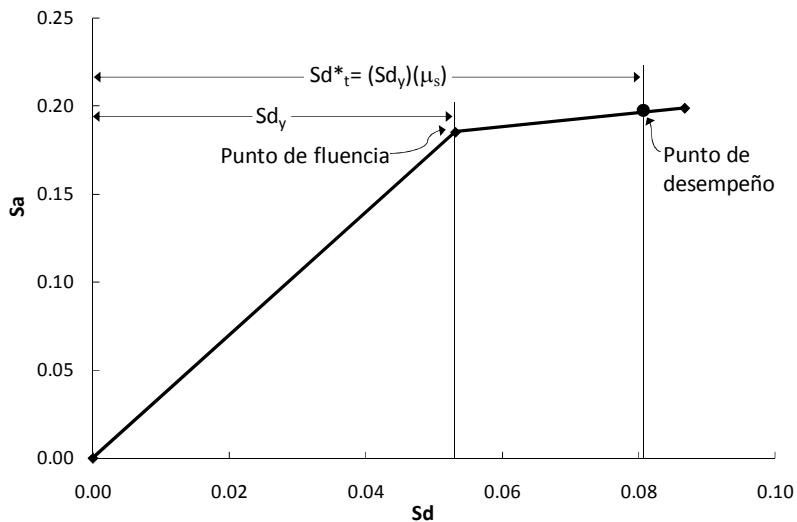


**Figura 3.7 Espectros de resistencia constante (ERC)**

3.- Para definir el punto de desempeño se utiliza el ERC con resistencia igual a  $Sa_y$  de la curva bilineal idealizada, de éste se obtiene la ductilidad del sistema ( $\mu_s$ ) al entrar con el periodo fundamental de vibrar de la estructura sana. El desplazamiento inelástico ( $Sd_t^*$ ) se calcula con la ec. 3.16.

$$Sd_t^* = (Sd_y)(\mu_s) \tag{3.16}$$

4.- Conocido el desplazamiento espectral inelástico, se evalúa si el sistema estructural es capaz de resistir la demanda sísmica. Si el  $Sd_t^*$  es menor al desplazamiento espectral máximo registrado en el sistema, el punto de desempeño se encuentra al trazar una línea vertical con un desplazamiento igual al  $Sd_t^*$  hasta cruzar a la curva bilineal idealizada, tal como se observa en la fig. 3.8.



**Figura 3.8 Punto de desempeño definido (capacidad > demanda)**

Si el  $Sd_t^*$  es mayor al desplazamiento máximo registrado en el sistema, la resistencia de la estructura es menor que la demanda sísmica a la que es sometida; como se observa en la fig. 3.9.

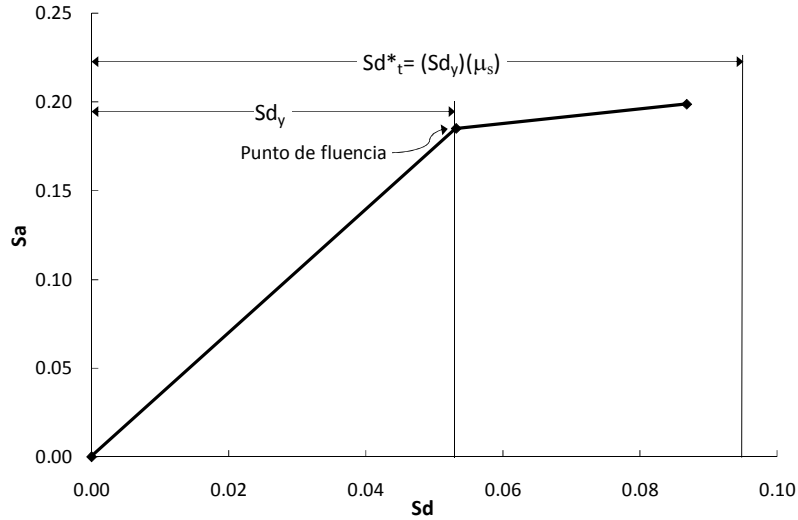


Figura 3.9 Punto de desempeño no definido (capacidad < demanda)

### 3.6 Evaluación del desempeño

Definido el punto de desempeño en la curva de comportamiento, ya sea con la RID o con un ERC; éste se ubica en la curva de capacidad y se calcula la respuesta de la estructura medida en términos de los índices de desempeño (desplazamiento, distorsiones, fuerzas cortantes de entrepiso, niveles de daño, etc.); los cuales se calculan al sumar la respuesta de cada uno de los análisis modales espectrales elásticos multiplicada por su respectivo factor de escala, como se indica en las ecs. 3.17 y 3.18.

$$D_{\max(i)} = \sum_{j=1}^N (Sf_j \cdot d_{ij}) \quad 3.17$$

$$V_{\max(i)} = \sum_{j=1}^N (Sf_j \cdot v_{ij}) \quad 3.18$$

donde:

$d_{ij}$ : Desplazamiento máximo en el nivel  $i$  del  $j$ -ésimo análisis

$v_{ij}$ : Cortante de entrepiso máximo en el nivel  $i$  del  $j$ -ésimo análisis

Las distorsiones de entrepiso se calculan a partir de la ec. 3.17.

Cuando el punto de desempeño definido en la curva de capacidad cae entre dos de los puntos que la forman, se interpola linealmente para conocer la respuesta de la estructura asociada al punto de desempeño de manera aproximada.

Con el objeto de evaluar y calibrar el método simplificado en estudio, la respuesta inelástica calculada, medida en índices de desempeño, se compara con la obtenida de un ANPP con el software DRAIN-2DX.

# Capítulo 4

## Ejemplos de aplicación

Para la validación y calibración del método se evaluaron dos marcos de concreto reforzado, irregulares en elevación, MI1 y MI2, obtenidos de dos estructuras diseñadas con el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF, 1987) y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, desplantadas en el suelo blando del valle de México. El diseño de estas estructuras lo realizó Hernández (1994), en la que se muestra la geometría de sus elementos, las características de los materiales que las forman, el detallado del acero de refuerzo y sus respectivos momentos de fluencia.

### **4.1 Descripción de los marcos a evaluar**

#### **4.1.1 Descripción de la geometría de los marcos y de los materiales**

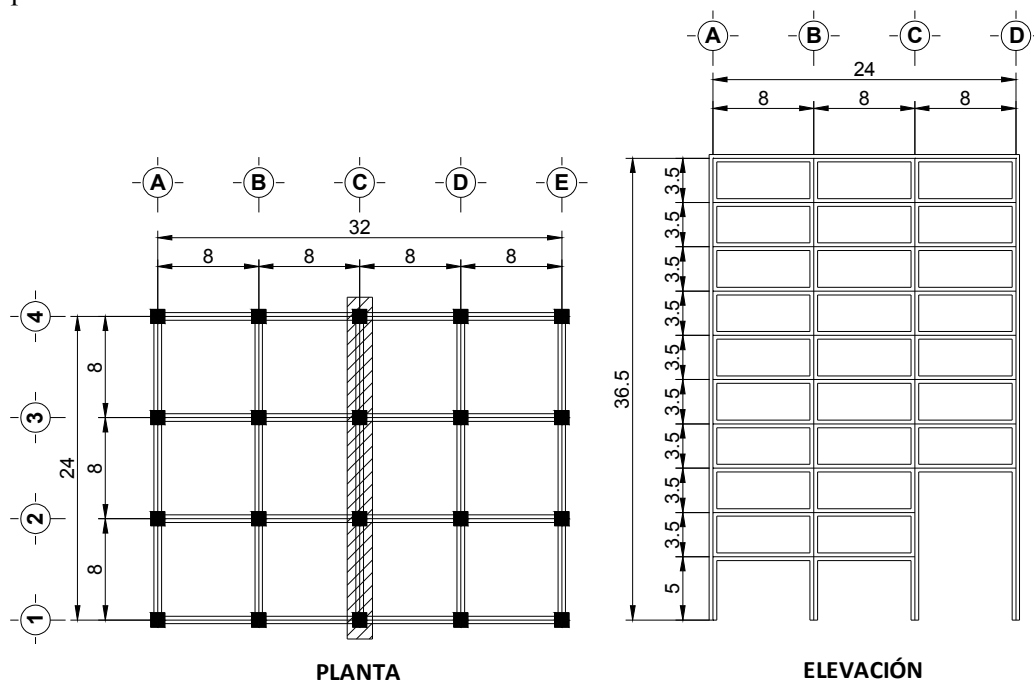
El marco MI1, es un marco irregular en elevación de concreto reforzado de tres crujiás y diez niveles; la altura de entrepiso de cada nivel es de tres metros y medio salvo el primer nivel que es de cinco metros, con una cimentación infinitamente rígida. Este marco forma parte de una estructura y su ubicación en planta se muestra en la fig. 4.1. La geometría de los elementos se muestra en la tabla 4.1.

Por otro lado, el marco MI2, es un marco irregular en elevación de concreto reforzado de tres crujiás y nueve niveles; la altura de entrepiso es de tres metros y medio salvo el primer nivel que es de siete metros y medio, con una cimentación infinitamente rígida. Este marco forma parte de una estructura y su ubicación en planta se muestra en la fig. 4.2. La geometría de los elementos se muestra en la tabla 4.2.

Las propiedades de los materiales utilizados son las siguientes: para el concreto, el  $f'c$  es de 250 kg/cm<sup>2</sup> con deformación nominal de 0.003 y módulo de elasticidad de 221359.436 kg/cm<sup>2</sup>; para el acero, el esfuerzo de fluencia,  $f_y$ , es de 4200 kg/cm<sup>2</sup> con deformación nominal de 0.0021 y módulo de elasticidad de 2040000 kg/cm<sup>2</sup>.

En el diseño sísmico de los marcos se usó el espectro de diseño para la zona III (terreno compresible) definido en el RCDF-1987 con un factor de comportamiento sísmico (Q) igual a 4, por lo que el diseño cumple con los requisitos de marco dúctil establecidos en las Normas Técnicas Complementarias del RCDF 1987.

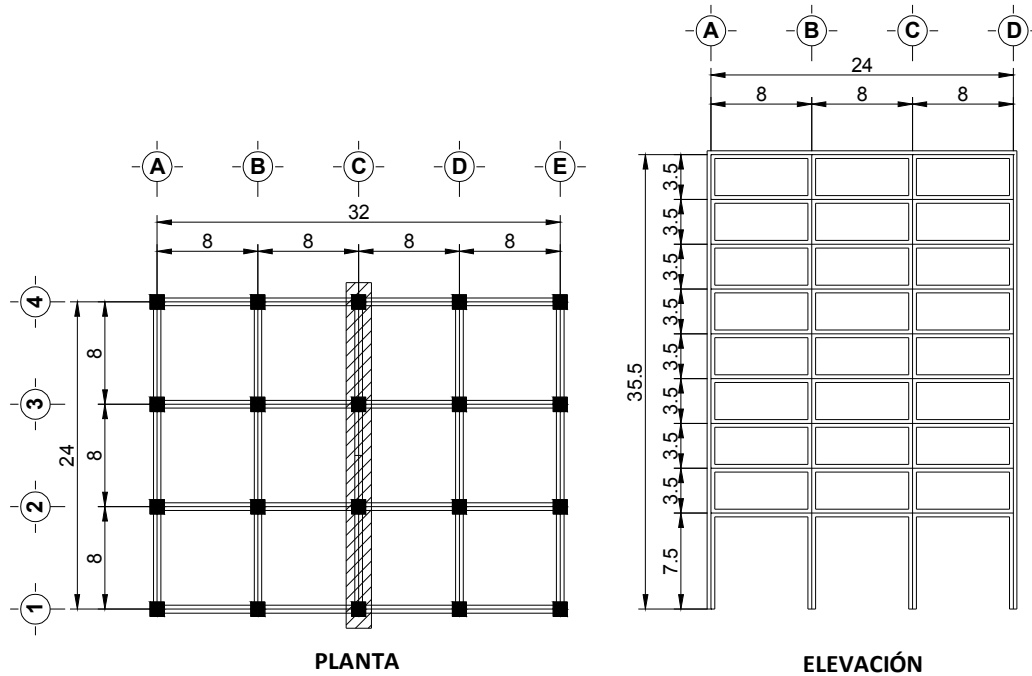
En cuanto al diseño estructural, la resistencia de los elementos se calculó considerando un modelo esfuerzo-deformación elastoplástico para el caso del acero y el modelo de Kent y Park (1971) modificado para el concreto. En las figs. 4.1 y 4.2 junto con las tablas 4.1 y 4.2 se muestran la geometría de vigas y columnas de los marcos MI1 y MI2 respectivamente y en la tabla 4.3 se muestra la masa por niveles de cada marco.



**Figura 4.1 Planta de la estructura y elevación del marco a evaluar, marco MI1**

**Tabla 4.1 Geometría de vigas y columnas, Marco MI1**

Vigas		Columnas	
Nivel	Sección(cm)	Entrepiso	Sección(cm)
10	60 X 30	10	70 X 70
9	60 X 30	9	70 X 70
8	75 X 30	8	80 X 80
7	75 X 30	7	80 X 80
6	75 X 30	6	80 X 80
5	85 X 35	5	90 X 90
4	85 X 35	4	90 X 90
3	95 X 35	3	100 X 100
2	95 X 35	2	100 X 100
1	95 X 35	1	100 X 100



**Figura 4.2** Planta de la estructura y elevación del marco a evaluar, marco MI2

**Tabla 4.2** Geometría de vigas y columnas, Marco MI2

Vigas		Columnas	
Nivel	Sección(cm)	Entrepiso	Sección(cm)
9	60 X 30	9	70 X 70
8	60 X 30	8	70 X 70
7	70 X 30	7	80 X 80
6	70 X 30	6	80 X 80
5	70 X 30	5	80 X 80
4	85 X 30	4	90 X 90
3	85 X 30	3	90 X 90
2	95 X 35	2	100 X 100
1	95 X 35	1	100 X 100

**Tabla 4.3** Masas por nivel de los marcos MI1 y MI2

Marco MI1		Marcos MI2	
Nivel	Masa (KN-s <sup>2</sup> /m)	Nivel	Masa (KN-s <sup>2</sup> /m)
10	123.62	9	172.89
9	148.9	8	208.25
8	156.02	7	215.96
7	158.41	6	219.31
6	158.28	5	219.11
5	168.67	4	229.51
4	171.22	3	233.07
3	177.88	2	248.79
2	136.93	1	277.39
1	143.44		

En la estimación de la respuesta sísmica en el intervalo no lineal, el diagrama *momento-curvatura* que aproxima el comportamiento real de los elementos, vigas y columnas, está en función de los modelos constitutivos utilizados en el concreto y el acero, de la aproximación con el comportamiento real en el intervalo inelástico de los elementos y del software a usar. Este diagrama puede ser un modelo bilineal o trilineal y dependiendo del nivel de curvatura alcanzado, es posible evaluar el nivel de daño de los elementos.

#### 4.1.2 Diagramas momento-curvatura

En la evaluación del desempeño de los marcos, se consideró una curva elastoplástica para definir la relación momento-curvatura que representa el comportamiento no lineal de los elementos que los forman. En la fig. 4.3 se muestra el diagrama momento-curvatura en el que se observa que una vez que la sección ha alcanzado la fluencia, el momento se mantiene constante y la curvatura se incrementa. En cuanto al comportamiento elástico como inelástico de las columnas, éstas fueron consideradas como elementos sometidos a flexión sin problemas por carga axial, omitiéndose la interacción carga axial-momento.

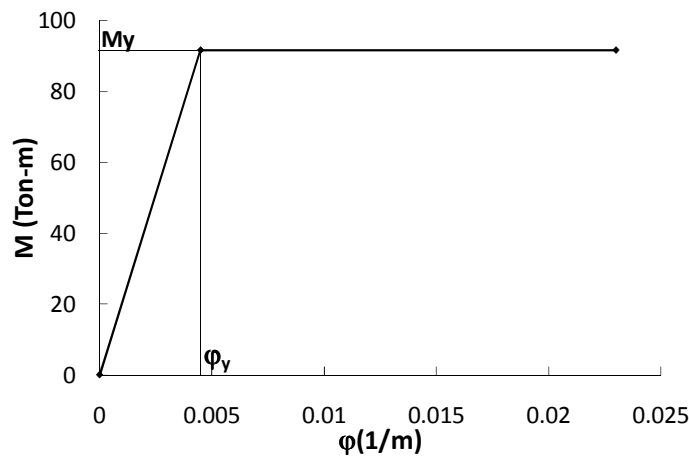


Figura 4.3 Diagrama momento-curvatura idealizado ( $M - \varphi$ )

En las tablas 4.4 y 4.5 se muestran el momento de fluencia de las secciones de los elementos del marco MI1 y MI2 respectivamente y su localización se muestra en la fig. 4.4.

Tabla 4.4 Momentos de fluencia de las secciones de vigas y columnas, marco MI1

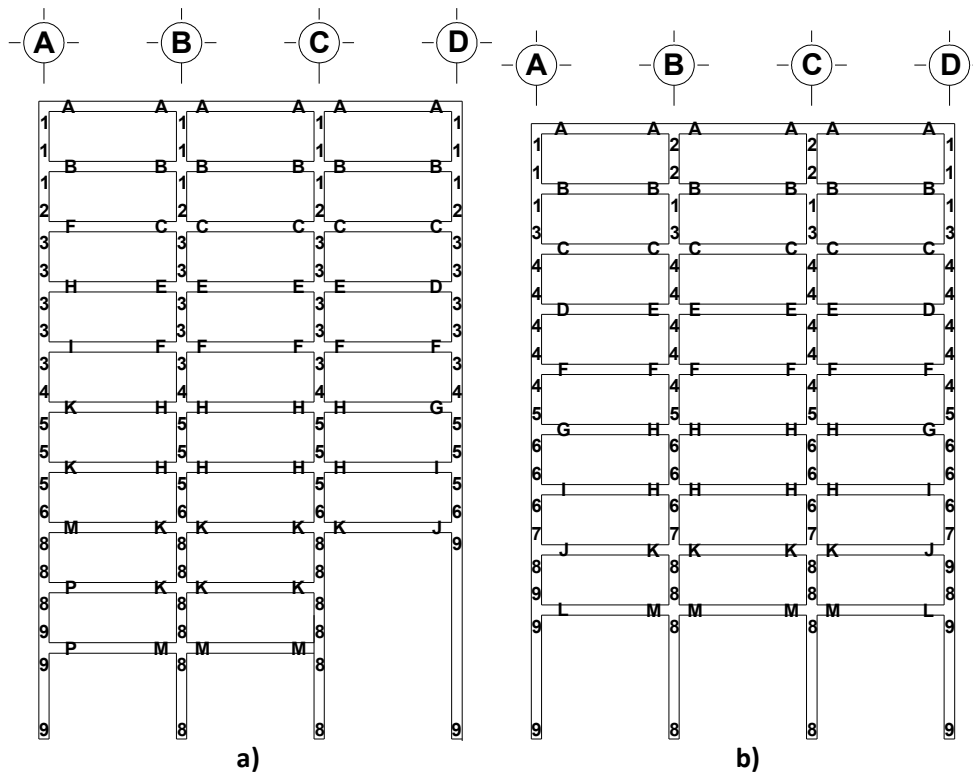
Vigas			Columnas		
Resistencia No.	Momento (+) (KN-m)	Momento (-) (KN-m)	Resistencia No.	Momento (+) (KN-m)	Momento (-) (KN-m)
A	216.9	434.7	1	663.1	663.1
B	217.0	422.2	2	883.8	883.8
C	283.8	578.4	3	1069.2	1069.2
D	257.7	522.8	4	1269.6	1269.6
E	265.9	523.1	5	1494.6	1494.6
F	425.3	880.4	6	1794.8	1794.8
G	367.0	787.0	7	3044.4	3044.4
H	477.7	920.4	8	2084.6	2084.6
I	480.2	1031.3	9	3519.6	3519.6
J	426.4	916.0			
K	646.0	1223.8			



Vigas ( <i>continuación</i> )			Columnas ( <i>continuación</i> )		
Resistencia No.	Momento (+) (KN-m)	Momento (-) (KN-m)	Resistencia No.	Momento (+) (KN-m)	Momento (-) (KN-m)
L	648.8	1358.3			
M	732.3	1546.3			
N	903.3	1398.0			
O	1078.0	1564.2			
P	906.5	1713.3			
Q	1078.2	1723.8			

**Tabla 4.5 Momentos de fluencia de las secciones de vigas y columnas, marco MI2**

Vigas			Columnas		
Resistencia No.	Momento (+) (KN-m)	Momento (-) (KN-m)	Resistencia No.	Momento (+) (KN-m)	Momento (-) (KN-m)
A	216.8	446.9	1	663.1	663.1
B	283.8	578.4	2	705.8	705.8
C	393.9	810.6	3	883.8	883.8
D	478.8	876.0	4	1069.2	1069.2
E	395.9	868.1	5	1269.6	1269.6
F	479.6	921.5	6	1493.7	1493.7
G	596.3	1235.7	7	1794.8	1794.8
H	595.2	1162.3	8	2084.6	2084.6
I	595.8	1204.1	9	4803.1	4803.1
J	732.3	1546.3			
K	904.6	1507.7			
L	906.5	1713.3			
M	905.3	1557.3			



**Figura 4.4 Localización de la resistencia en vigas y columnas, a) marco MI1, b) marco MI2**

## 4.2 Definición de la demanda sísmica

Para la evaluación de la respuesta inelástica de los marcos, se usa como demanda sísmica la señal E\_W registrada en la estación SCT del sismo de Michoacán ocurrido el 19 de septiembre de 1985. La estación está ubicada en el valle de México, con un  $T_c = 2$  s. El sismo se generó frente a las costas de Michoacán y Guerrero con una magnitud de 8.1 en la escala de Richter causando daño a una cantidad importante de estructuras, en especial a las ubicadas en la zona del lago del valle de México.

### 4.2.1 Justificación de la demanda sísmica a usar

A la fecha el sismo del 19 de septiembre de 1985 ha sido el más costoso y mortal en México del que se tiene registro, motivo por el cual se ha utilizado en diversas investigaciones en las áreas de ingeniería sísmica, sismología y dinámica de estructuras; por lo que es usado en la evaluación del desempeño sísmico de los marcos M11 y M12 con el método estudiado en esta tesis. De acuerdo al registro de SCT, este sismo se inicia en forma leve, gradualmente se incrementa alcanzando un movimiento oscilatorio con un periodo aproximadamente de 2 s, alcanzando una duración de alrededor 2 min, causando daño en el valle de México; concentrándose especialmente en zonas donde el espesor de la capa de arcilla oscila entre 20 y 40 metros. Al estudiar los registro de varias estaciones se observó que; la aceleración máxima de 0.2 g, registrada en una estación ubicada aproximadamente a 20 km del epicentro, fue similar a la aceleración máxima registrada en la estación SCT ubicada aproximadamente a 400 km del epicentro, este hecho se debe principalmente a los efectos de sitio en la zona del lago. En la fig. 4.5 se muestra el acelerograma registrado en la estación SCT y en las figs. 4.6a y b, se muestran los espectros de respuesta de aceleraciones y desplazamientos derivados de éste, respectivamente.

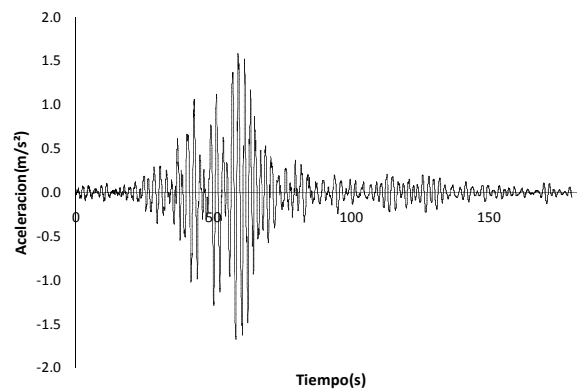


Figura 4.5 Registro del sismo del 19 de septiembre de 1985, estación SCT dirección EW

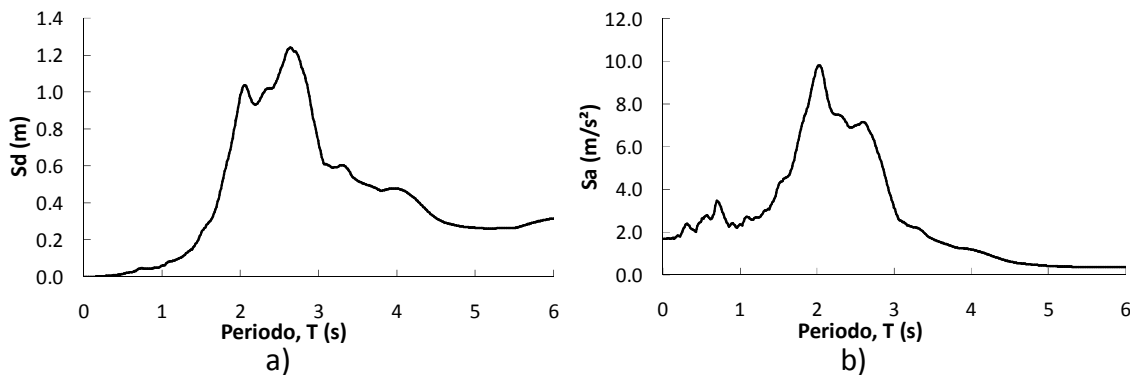


Figura 4.6 Espectros de respuesta, a) Desplazamientos, b) Aceleraciones

### 4.2.2 Peligro sísmico en la zona de lago del Valle de México

La Ciudad de México, por el tipo de suelo sobre el que se encuentra desplantada, presenta características tales que la hacen especial en el área de la ingeniería sísmica. Los sismos de subducción de gran magnitud generados en las costas de Jalisco, Michoacán, Guerrero y Oaxaca, llegan a la Ciudad de México con ondas de periodo largo, éstas al entrar en los suelos blandos del Valle de México incrementan su duración y amplitud, poniendo en riesgo la estabilidad estructural de los edificios. Esto se comprueba al observar en señales sísmicas registradas en las estaciones ubicadas en el valle de México, un incremento en las aceleraciones, aún cuando éstas se encuentren sobre suelos duros.

## 4.3 Evaluación de los marcos propuestos

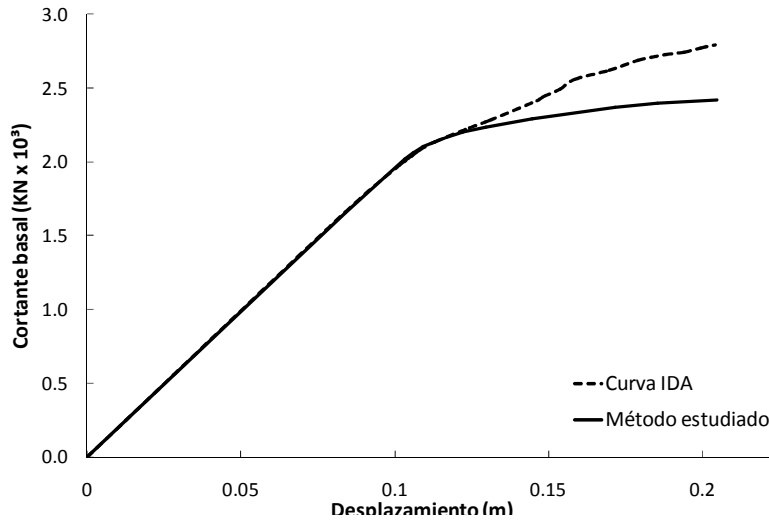
Para la evaluación de la respuesta inelástica de los marcos; se construye la curva de capacidad de ambos marcos hasta alcanzar un nivel de daño en el que la mayoría de las vigas y algunas columnas llegan a la fluencia.

Antes de iniciar con la construcción de la curva de capacidad, se calculan las propiedades dinámicas de los marcos con un análisis modal. Para el marco MI1, el periodo fundamental de vibrar es de 1.407 s con un factor de participación de masa modal de 0.78, y para el marco MI2 el periodo fundamental de vibrar es de 1.446 s con un factor de participación de masa modal de 0.806, en ambos marcos el periodo es menor al periodo característico del suelo.

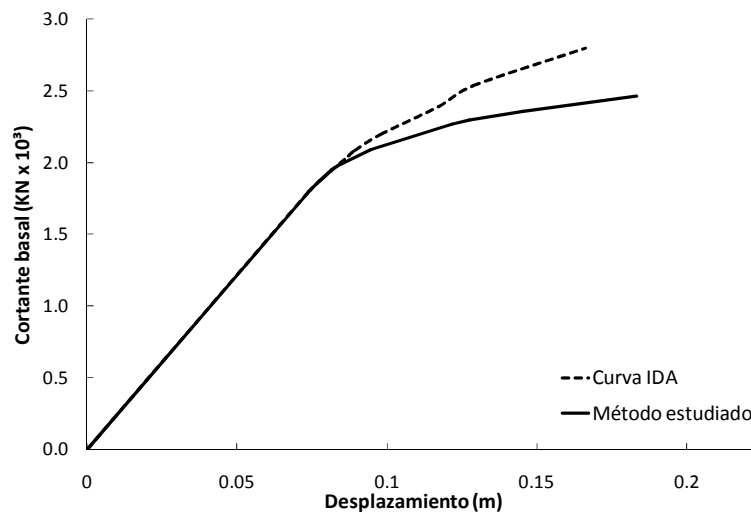
### 4.3.1 Curva de capacidad

Al construir la curva de capacidad calculada con el método de evaluación, y compararla con la obtenida de un IDA construida a partir de las respuestas, consideradas como exactas, de la estructura a diferentes niveles de intensidad, en ambos marcos se observa lo siguiente (figs. 4.7 y 4.8):

- En la rama elástica las dos curvas tienen la misma pendiente (rigidez) e iguales puntos de fluencia, ( resistencia)
- La rama inelástica de la curva de capacidad calculada con el método simplificado, muestra una pendiente menor; esto debido principalmente a la forma de modelar la articulación en el elemento, puesto que cuando se alcanza la fluencia en un lecho de refuerzo (superior o inferior) se asume que toda la sección han alcanzado la fluencia haciendo a la estructura menos resistente y más flexible, sin embargo esta condición no se presenta puesto que la sección mantiene cierta resistencia en el lecho en el que no se ha alcanzado la fluencia
- La diferencia entre el cortante basal calculado con el método simplificado y el IDA se incrementa conforme aumenta el daño en los marcos



**Figura 4.7 Curva de capacidad y curva IDA, marco MI1**



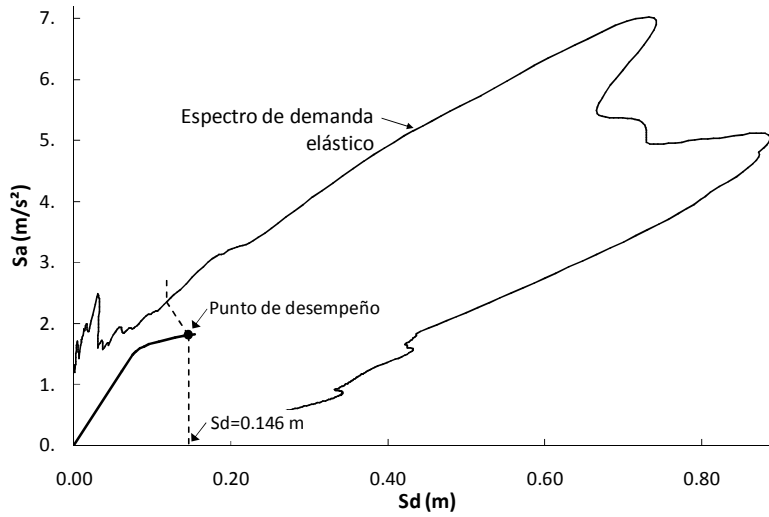
**Figura 4.8 Curva de capacidad y curva IDA, marco MI2**

### 4.3.2 Cálculo de la respuesta inelástica de los marcos utilizando la RID

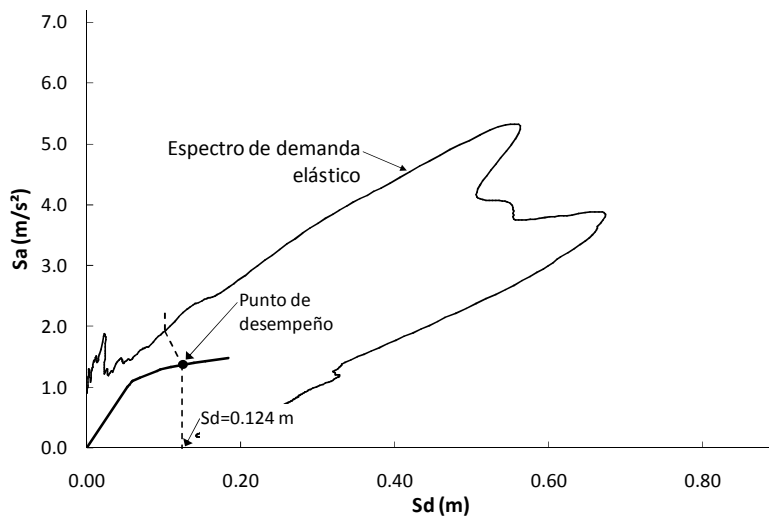
#### *Punto de desempeño*

Debido a las propiedades dinámicas de los marcos y al tipo de suelo de la zona blanda del valle de México, para definir el punto de desempeño en la curva de comportamiento, derivada de la curva de capacidad, con la RID, es necesario usar la corrección por periodos cortos, tal como se muestra en las figs. 4.9 y 4.10, en éstas se ubican los puntos de desempeño sobre las curvas de comportamiento de los marcos MI1 y MI2 respectivamente, junto con el espectro de demanda y en las figs. 4.11 y 4.12 se muestran estos mismos puntos sobre las curvas de capacidad.

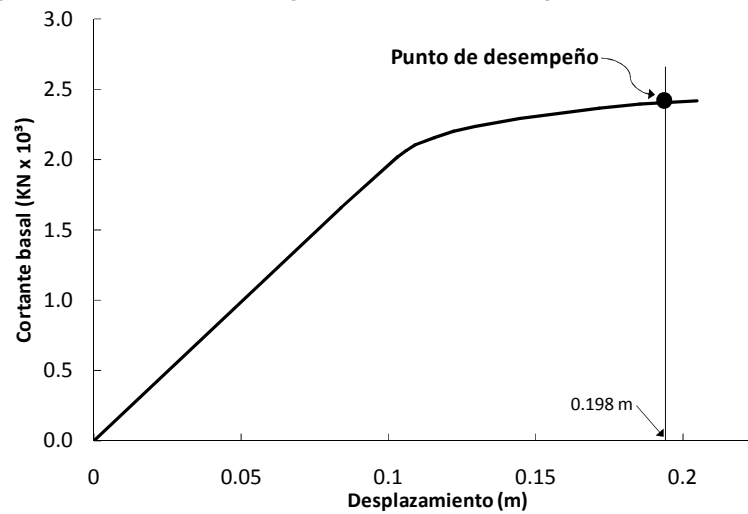
Con el punto de desempeño definido en la curva de capacidad, se obtiene los índices de desempeño de los marcos medidos en desplazamientos, distorsiones y fuerzas cortantes de entrepiso.



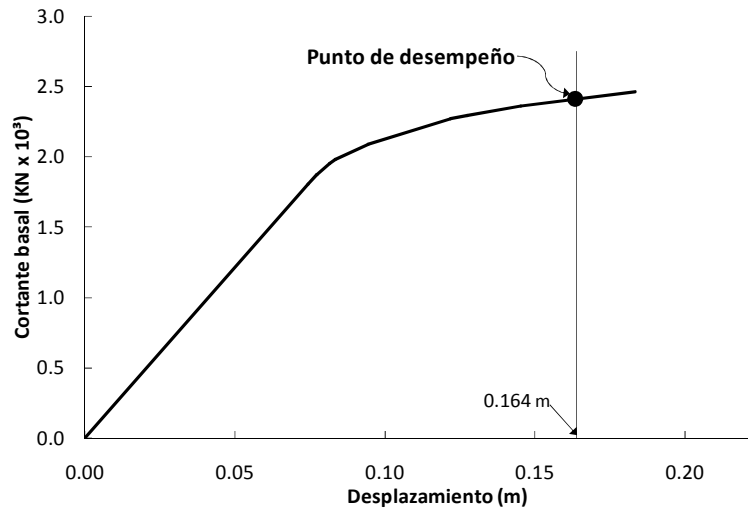
**Figura 4.9** Punto de desempeño en curva de comportamiento, marco MI1



**Figura 4.10** Punto de desempeño en curva de comportamiento, marco MI2



**Figura 4.11** Punto de desempeño en curva de capacidad, marco MI1



**Figura 4.12 Punto de desempeño en curva de capacidad, marco MI2**

### ***Configuración deformada***

Para los desplazamientos de entrepiso, en las figs. 4.13a y b se muestran las configuraciones deformadas de los marcos MI1 y MI2 respectivamente, calculadas con el método simplificado en el punto de desempeño definido en la curva de capacidad y con un ANPP, asociadas a la misma intensidad.

### ***Distorsiones de entrepiso***

En la fig. 4.14 se muestran las distorsiones de entrepiso de los marcos evaluados, calculadas con el método simplificado en el punto de desempeño definido en la curva de capacidad y con un ANPP, asociadas a una misma intensidad.

### ***Fuerzas cortantes de entrepiso***

En la fig. 4.15 se muestra las fuerzas cortantes de entrepiso de los marcos evaluados, calculadas con el método simplificado en el punto de desempeño definido en la curva de capacidad y un ANPP, asociadas a una misma intensidad.

### ***Distribución de articulaciones plásticas***

La distribución de articulaciones plásticas en vigas y columnas de los marcos evaluados, en el punto de desempeño definido en la curva de capacidad calculada con el método simplificado y las calculadas con un ANPP, asociadas a una misma intensidad se muestran en las figs. 4.16 y 4.17.

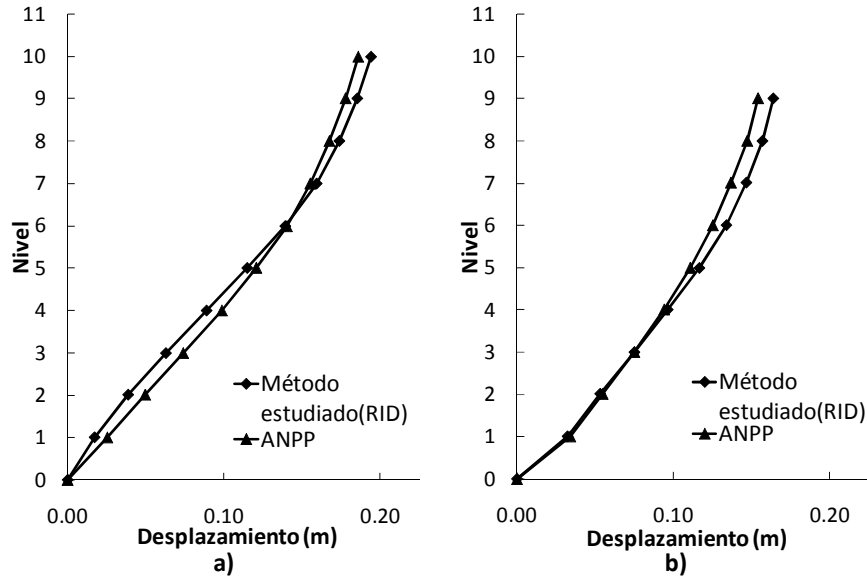


Figura 4.13 Configuración deformada de los marcos, a) marco MI1, b) marco MI2

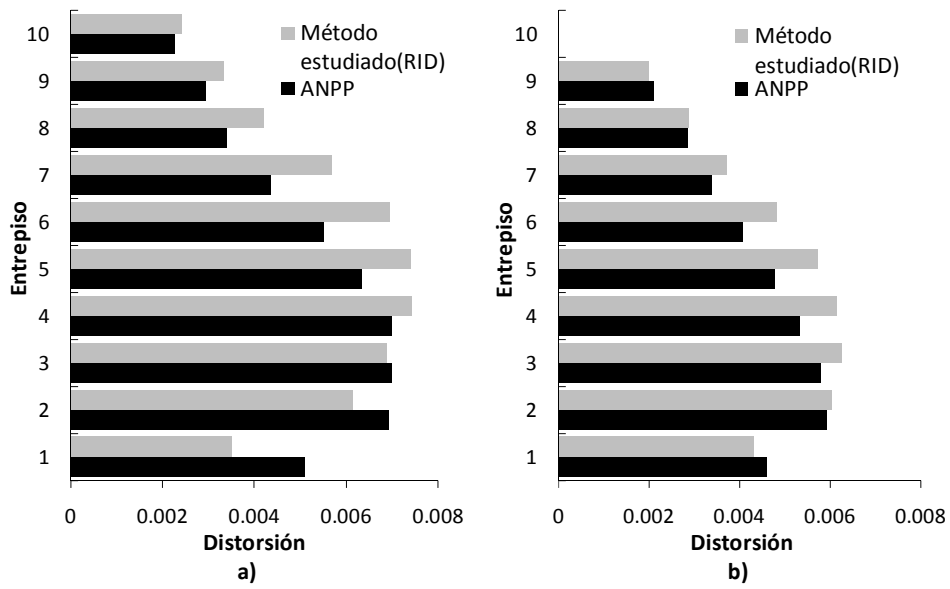


Figura 4.14 Distorsiones de entrepiso, a) marco MI1, b) marco MI2

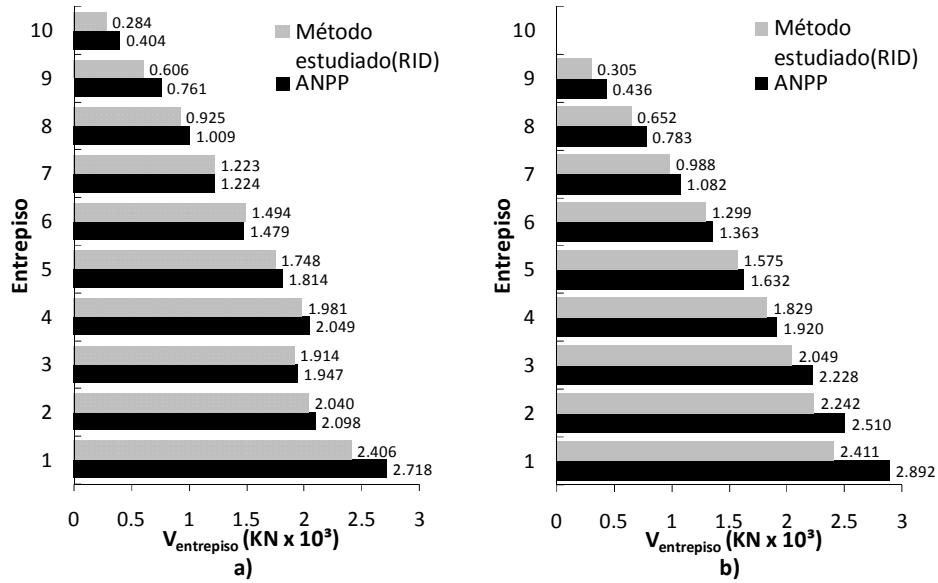


Figura 4.15 Fuerzas cortantes de entrepiso ( $V_{entrepiso}$ ), a) marco MI1, b) marco MI2

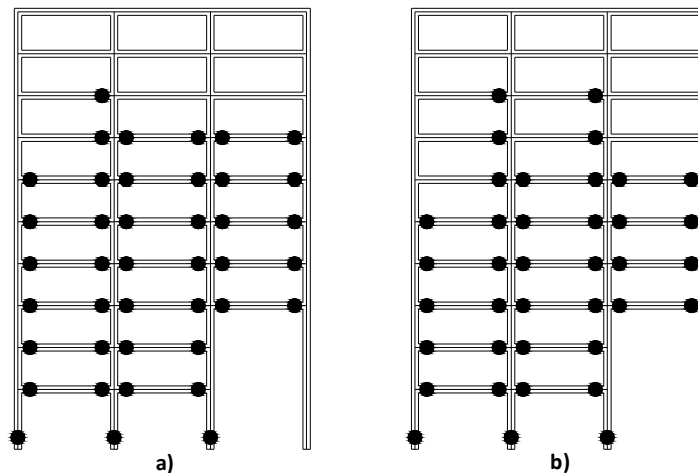


Figura 4.16 Articulaciones plásticas en marco MI1, a) método estudiado (RID), b) ANPP

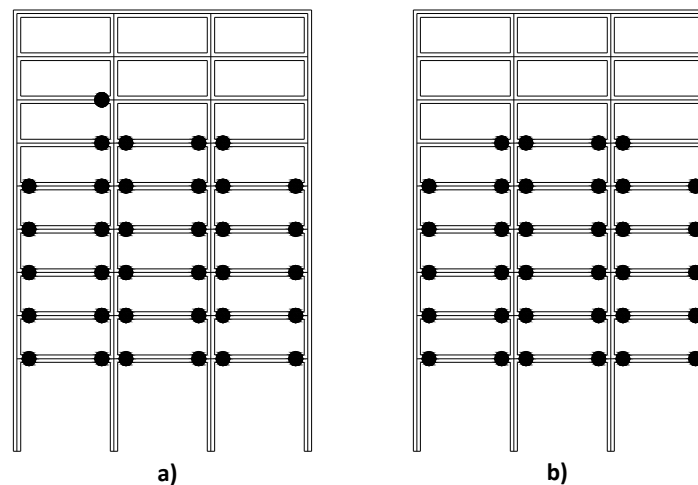


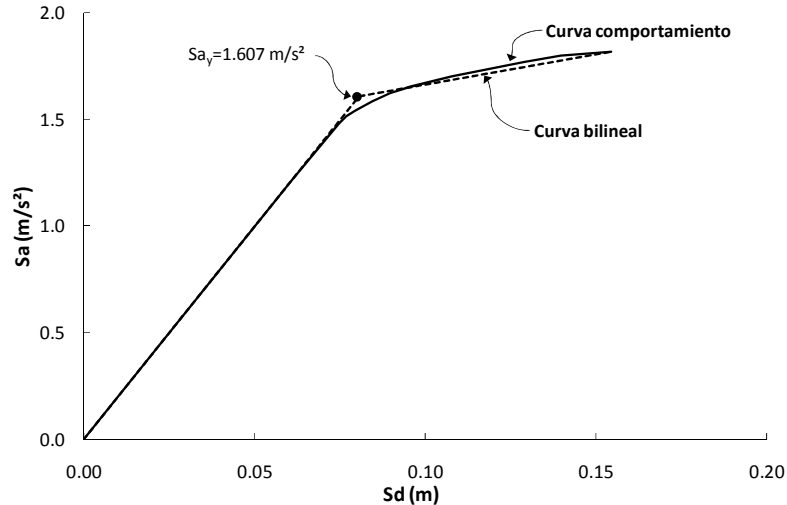
Figura 4.17 Articulaciones plásticas en marco MI2, a) Método estudiado (RID), b) ANPP



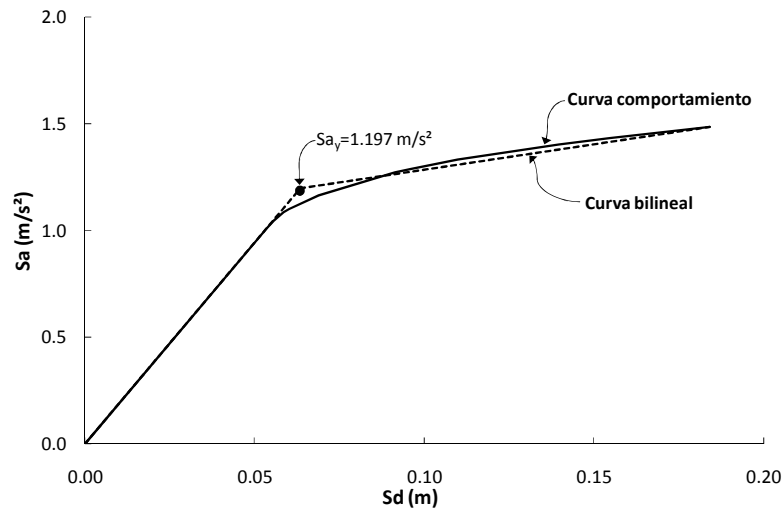
### 4.3.3 Cálculo de la respuesta inelástica de los marcos utilizando ERC

#### *Punto de desempeño*

En las figs. 4.18 y 4.19 se muestran las curvas de comportamiento del marco MI1 y MI2 respectivamente, derivada de la curva de capacidad junto con su respectiva curva bilineal en un sistema de referencia, en éstas se observa que el punto de fluencia de la curva bilineal es distinto al de la curva de comportamiento. De acuerdo a éstas, para el marco MI1 la  $S_{a_y}$  es igual a  $1.607 \text{ m/s}^2$  y la  $\alpha$  es igual a  $0.1432$ . Para el marco MI2,  $S_{a_y}$  es igual  $1.197 \text{ m/s}^2$  y  $\alpha$  es igual a  $0.1266$ .



**Figura 4.18** Idealización bilineal de la curva de comportamiento, marco MI1



**Figura 4.19** Idealización bilineal de la curva de comportamiento, marco MI2

La  $\mu_s$  de cada marco, asociada a la demanda sísmica con la que se calculó la curva de capacidad, se obtiene de un ERC. La  $\mu_{s1}$  del marco MI1, igual a  $1.85$ , se obtiene del ERC de la fig. 4.20a; para el marco MI2 la  $\mu_{s2}$  es igual a  $2.0$  y ésta se obtiene del ERC de la fig. 4.20b.

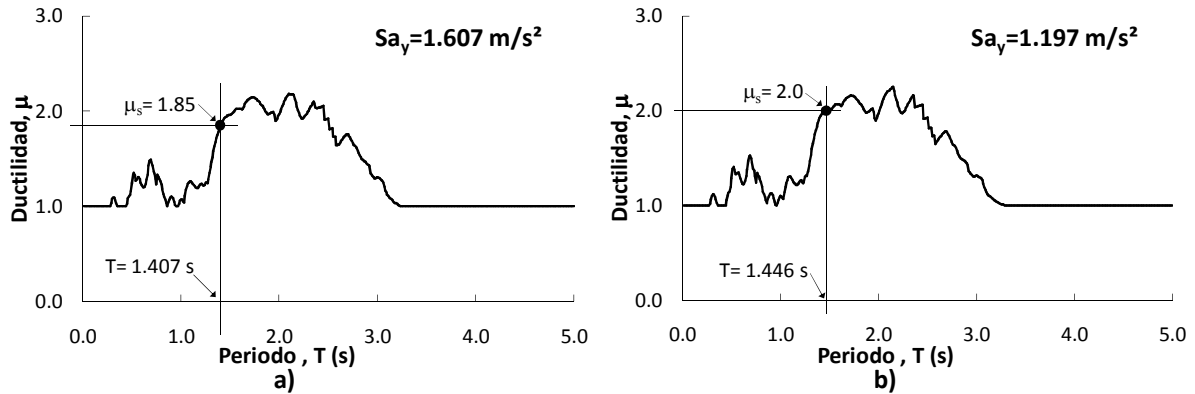


Figura 4.20 Espectro de resistencia constante, a) marco MI1, b) marco MI2

Una vez conocida la  $\mu_s$ , el punto de desempeño se identifica directamente sobre la curva bilineal idealizada. Los puntos de desempeño en las curvas bilineales idealizadas de los marcos MI1 y MI2 se muestran en las figs. 4.21 y 4.22. En ambas figuras se observa que los marcos son capaces de resistir la demanda sísmica a la que son sometidos.

Con el punto de desempeño definido en la curva de capacidad se calculan los desplazamientos, distorsiones y fuerzas cortantes de entrepiso de cada marco.

En las figs. 4.23 y 4.24 se muestran las curvas de capacidad de los marcos MI1 y MI2 respectivamente, en las que se ubica el punto de desempeño definido en la curva bilineal al regresar de un oscilador de un grado de libertad en un sistema de referencia a una estructura de múltiples grados de vibrar.

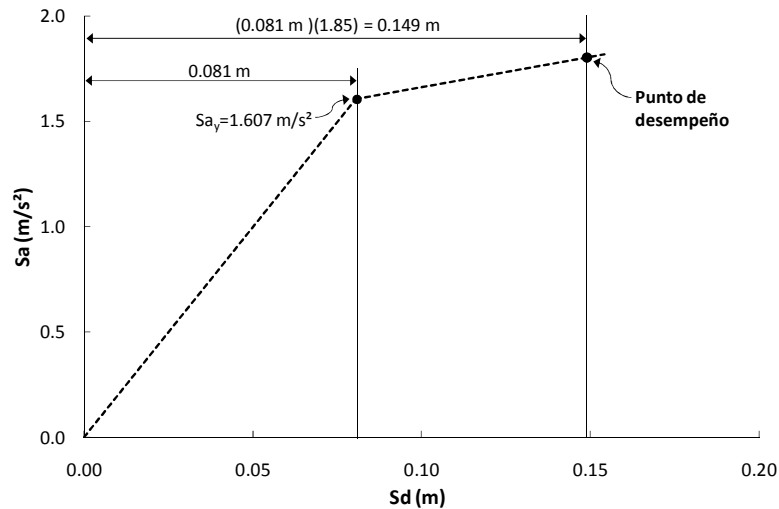
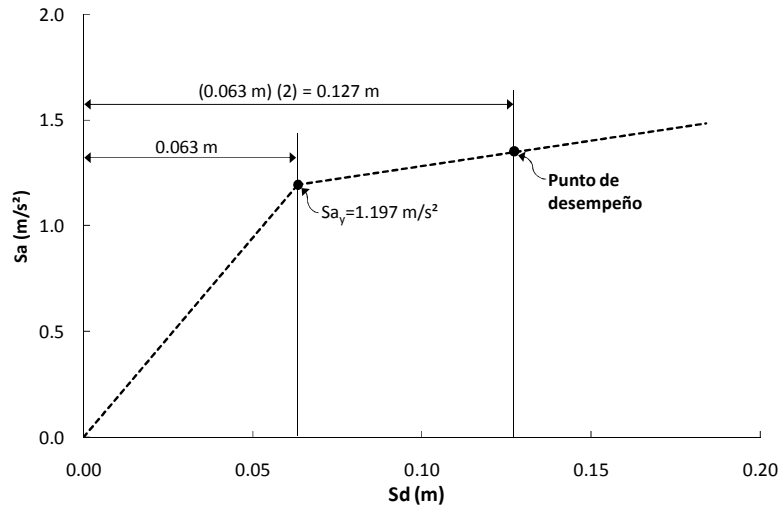
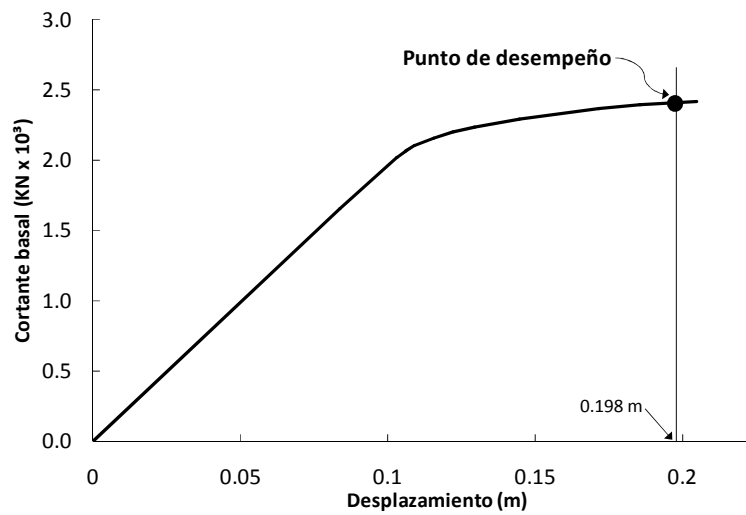


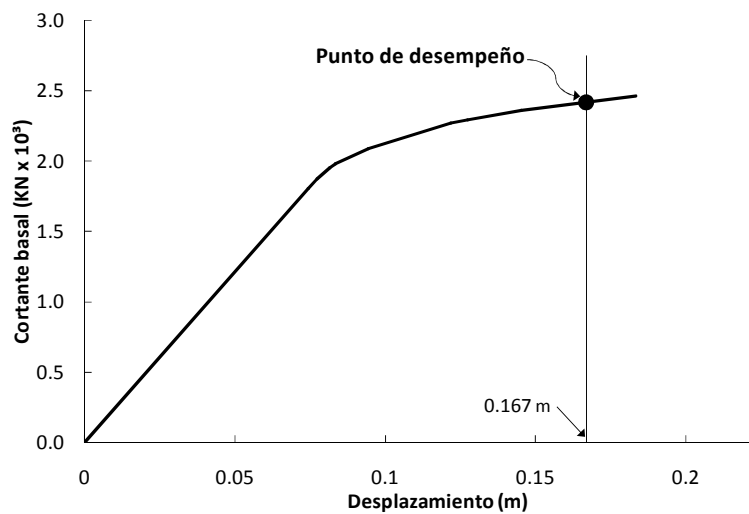
Figura 4.21 Punto de desempeño en curva bilineal idealizada, marco MI1



**Figura 4.22** Punto de desempeño en curva bilineal idealizada, marco MI2



**Figura 4.23** Punto de desempeño en curva de capacidad, marco MI1



**Figura 4.24** Punto de desempeño en curva de capacidad, marco MI2

### Configuración deformada

Para los desplazamientos de entrepiso, en las figs. 4.25a y b se muestran las configuraciones deformadas de los marcos MI1 y MI2 respectivamente, calculadas con el método simplificado en el punto de desempeño definido en la curva de capacidad y con un ANPP, asociadas a la misma intensidad.

### Distorsiones de entrepiso

En la fig. 4.26 se muestran las distorsiones de entrepiso de los marcos evaluados, calculadas con el método simplificado en el punto de desempeño definido en la curva de capacidad y con un ANPP, asociadas a una misma intensidad.

### Fuerzas cortantes de entrepiso

En la fig. 4.27 se muestra las fuerzas cortantes de entrepiso de los marcos evaluados, calculadas con el método simplificado en el punto de desempeño definido en la curva de capacidad y un ANPP, asociadas a una misma intensidad. En ambos marcos, se observa que las fuerzas cortantes de entrepiso calculadas con el ANPP son superiores en la mayoría de los casos.

Con la configuración deformada y las fuerzas cortantes de entrepiso se grafican las articulaciones plásticas que se presentan en los elementos de los marcos con el método simplificado y con el ANPP.

### Distribución de articulaciones plásticas

La distribución de articulaciones plásticas en vigas y columnas de los marcos evaluados, en el punto de desempeño definido en la curva de capacidad calculada con el método simplificado y las calculadas con un ANPP, asociadas a una misma intensidad se muestran en las figs. 4.28 y 4.29.

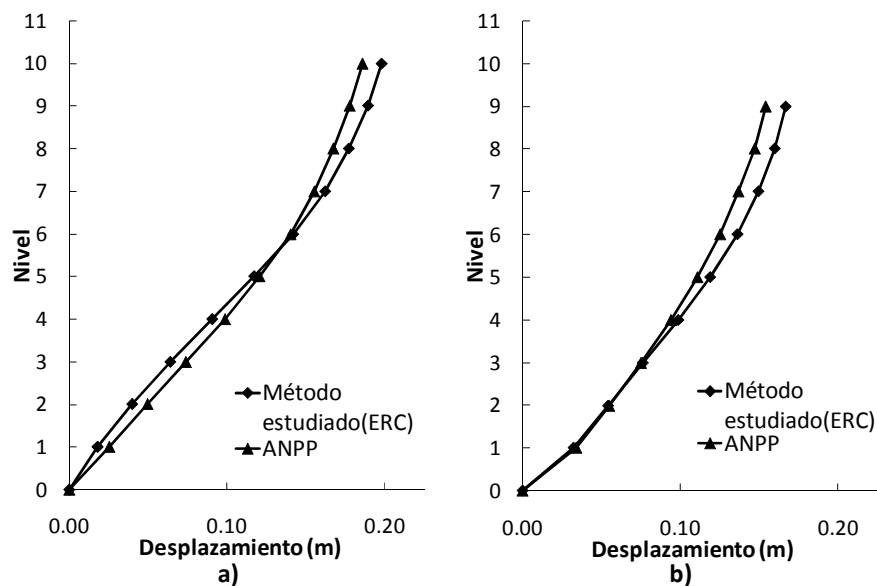


Figura 4.25 Configuración deformada de los marcos, a) marco MI1, b) marco MI2

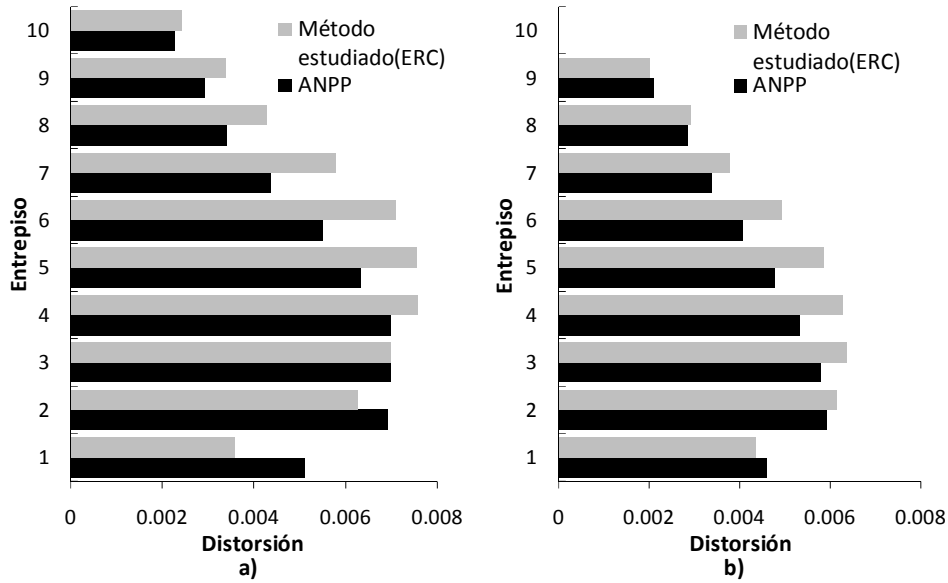


Figura 4.26 Distorsiones de entrepiso, a) marco MI1, b) marco MI2

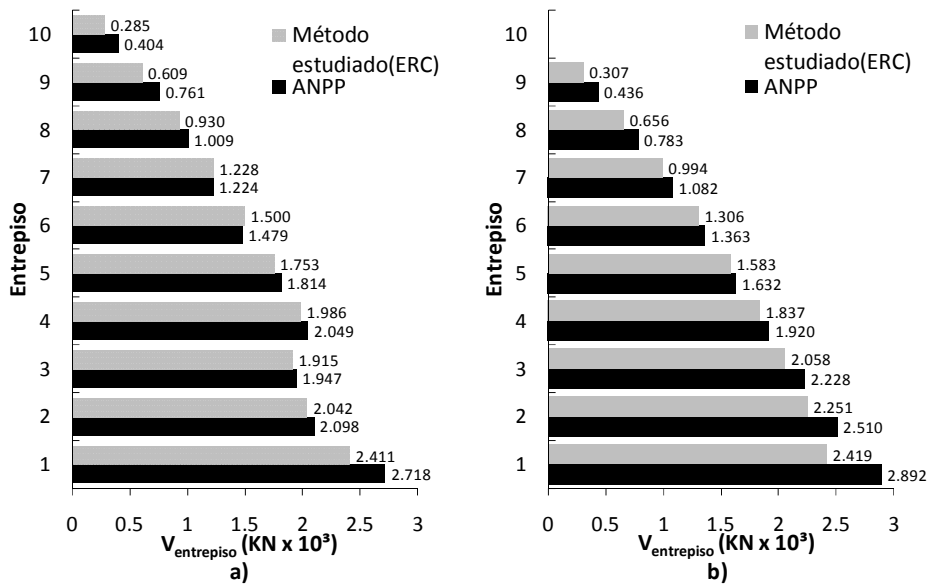
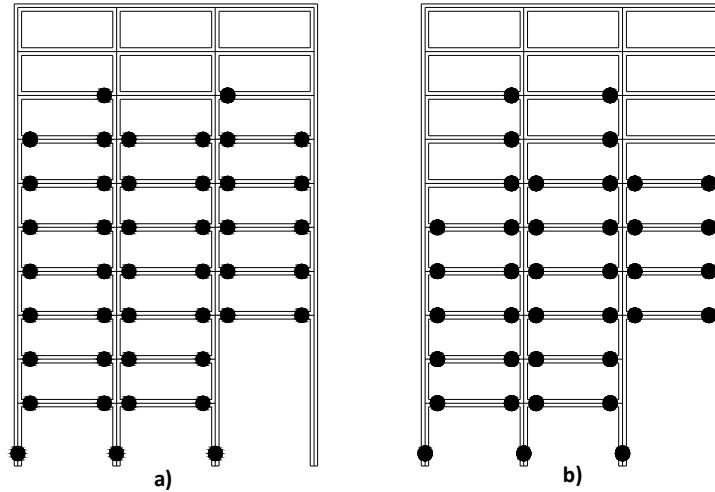
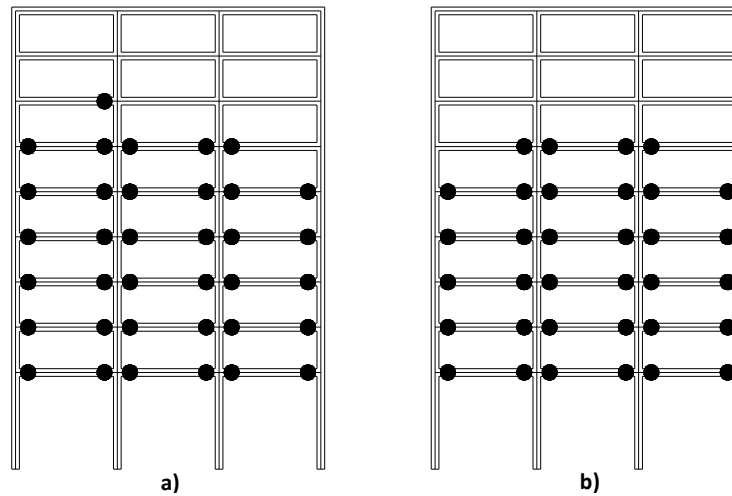


Figura 4.27 Fuerzas cortantes de entrepiso ( $V_{entrepiso}$ ), a) marco MI1, b) marco MI2



**Figura 4.28** Articulaciones plásticas en marco MI1, a) método, b) ANPP

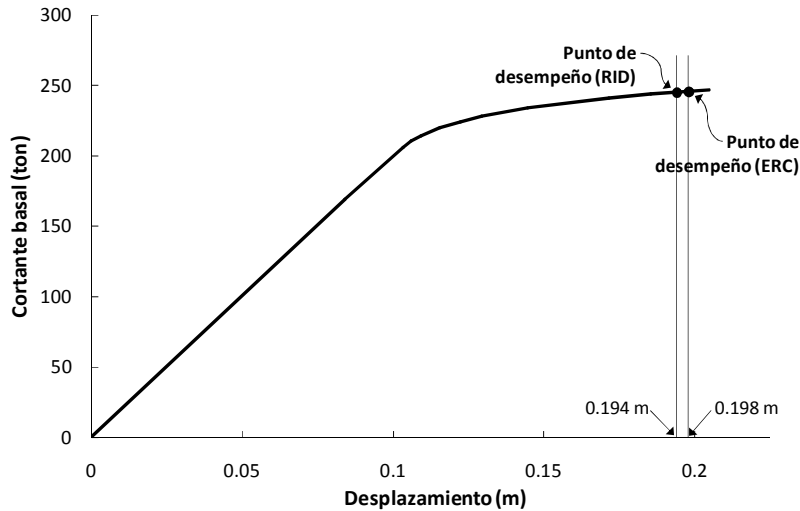


**Figura 4.29** Articulaciones plásticas en marco MI2, a) método, b) ANPP

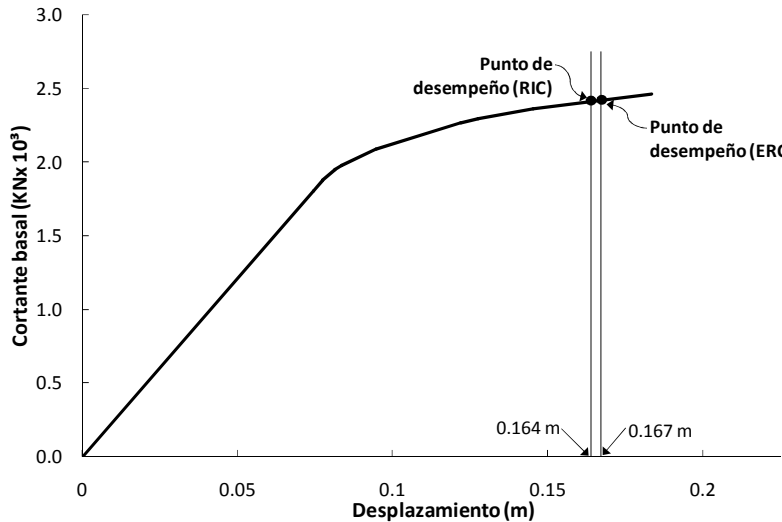
#### 4.4 Evaluación de resultados

Para la validación y calibración del método estudiado, al evaluar los resultados mostrados en el inciso 4.3 se observa lo siguiente:

- La curva de capacidad obtenida con el método simplificado muestra una resistencia (cortante basal) menor y un desplazamiento mayor, en ambos marcos, al compararla con la curva IDA (figs. 4.7 y 4.8). Esto se debe principalmente, a la articulación plástica que se le induce al elemento cuando alcanza su momento de fluencia en el método estudiado, haciendo a la estructura menos resistente y más flexible.
- En cuanto al punto de desempeño, los dos procedimientos (RID y ERC) utilizados para su ubicación en la curva de capacidad, resultan ser compatibles con el método estudiado, en las figs. 4.30 y 4.31 se observa que la diferencia entre estos puntos es de 0.4 cm para el marco MI1, y de 0.3 cm para marco MI2. Los índices de desempeño calculados con ambos procedimientos al ser comparados con los obtenidos de un ANPP muestran una diferencia mínima.



**Figura 4.30 Localización del punto de desempeño definido con ERC y con RID, marco MI1**



**Figura 4.31 Localización del punto de desempeño definido con ERC y con RID, marco MI2**

- La configuración deformada de los marcos, calculada con el método simplificado, es aproximada a la calculada con un ANPP. En un inicio se pensó que en todos los niveles los desplazamientos calculados con el método simplificado en el punto de desempeño serían mayores a los obtenidos con un ANPP y al evaluar a detalle las configuraciones deformada de ambos marcos (figs. 4.13 y 4.25) se observa que los desplazamientos en niveles inferiores son menores; esto se debe, principalmente, a la irregularidad geométrica en elevación de los marcos y al incremento en los factores de participación de los modos superiores de vibrar conforme se dañan los marcos. En la tabla 4.6 se muestra la diferencia en porcentaje entre los desplazamientos de cada nivel, calculados con el método simplificado y los calculados con un ANPP de los marcos evaluados.
- Las distorsiones de entrepiso de los marcos evaluados se muestran en la figs. 4.14 y 4.26; en ambas se observa que las distorsiones calculadas con el método simplificado en los niveles superiores son mayores a las calculadas con un ANPP, por lo que método resulta ser conservador. Las distorsiones máximas se presentan en los niveles donde el daño es mayor, en el marco MI1 se encuentra en el cuarto entrepiso y en el marco MI2 en el tercero

**Tabla 4.6 Diferencia en porcentaje entre desplazamientos calculados con el método simplificado y los de un ANPP de los marcos MI1 y MI2.**

Nivel	Marco MI1		Marco MI2	
	% (ERC)	% (RID)	% (ERC)	% (RID)
1	-29.43	-31.26	-5.05	-6.32
2	-19.74	-21.42	-1.86	-3.36
3	-13.23	-14.94	1.42	-0.39
4	-7.94	-9.74	4.63	2.73
5	-2.98	-4.89	7.37	5.32
6	1.35	-0.65	8.96	6.84
7	4.42	2.34	9.18	7.09
8	5.96	3.87	8.69	6.65
9	6.47	4.42	8.09	6.10
10	6.49	4.49		

- Las fuerzas cortantes de entrepiso calculadas con el método en ambos marcos son, en su mayoría, menores a las calculadas con el ANPP. Se observa que el cortante basal calculado con el método estudiado en el marco MI1 es menor en un 12.93% al calculado con el ANPP y para el marco MI2 éste resulta ser menor en un 19.94%. La diferencia de las fuerzas cortantes se debe principalmente a la articulación que se le induce al elemento cuando, ya sea el lecho superior o inferior de la sección, ha alcanzado la fluencia haciéndola más flexible y menos resistente.
- La configuración de daño en los marcos que genera el método simplificado es similar a la del ANPP, en las figs. 4.16, 4.17, 4.28 y 4.29 se observa que el número de articulaciones generadas por el método es ligeramente mayor, por lo que es conservador.

En general, los resultados obtenidos con el método simplificado son buenos, considerando que obtiene la respuesta de la estructura en el intervalo inelástico con una serie de análisis elásticos en los que la fluencia se induce con articulaciones plásticas en los elementos.



# Capítulo 5

## Conclusiones y Recomendaciones

### 5.1 Conclusiones

En este trabajo se presentó un método simplificado para evaluar el desempeño sísmico de marcos ocurriendo en el rango no lineal de comportamiento mediante parámetros como desplazamientos, distorsiones y fuerzas cortantes de entrepiso. Al comparar los resultados obtenidos con el método estudiado con los de un ANPP, se encontró una buena aproximación, por lo que es posible extraer las siguientes conclusiones:

- El método es aplicable a estructuras desplantadas en suelos blandos usando la corrección por periodos cortos cuando la evaluación de la respuesta sísmica de la estructura se calcula con la RID

- El método permite evaluar el desempeño sísmico de estructuras independientemente del código con el que fueron diseñadas

- El método es aplicable a marcos de concreto reforzado o acero con geometría regular o irregular en elevación.

- Por ser un método de evaluación, éste es aplicable a estructuras existentes o a estructuras que se encuentran en la etapa de proyecto.

- El método utiliza como demanda sísmica registros de temblores particulares o espectros de diseño. En ambos casos, la contribución de los modos superiores de vibrar es considerada

- Los ERC son compatibles con el método para definir el punto de desempeño

## 5.2 Recomendaciones

El método simplificado de evaluación se encuentra aún en la etapa de evaluación y calibración, por lo que, para su aplicación futura por los ingenieros de la práctica, es recomendable realizar diversos estudios en lo que se considere lo siguiente:

-Por tratarse de un método simplificado de evaluación, éste debe ser compatible con un software de análisis estructural comercial para ser usado por los ingenieros de la práctica.

-Para garantizar el desempeño de estructuras existentes calculado con el método simplificado se recomienda hacer la medición de los periodos de vibrar de la estructura en sitio, mismos que deberán usarse en la calibración de los modelos estructurales. En el caso de estructuras en proyecto, la rigidez inicial de los elementos estructurales, particularmente de las vigas, deberá reducirse a un porcentaje de la rigidez neta no agrietada.

-Implementar el efecto de torsión en la metodología para evaluar estructuras irregulares en planta ampliando el método propuesto a demandas sísmicas en dos direcciones ortogonales.

-Implementar en el método simplificado en estudio el uso de diagramas de interacción *Momento-Carga axial* de los elementos a compresión (Columnas) en la construcción de la curva de capacidad.

-Desarrollar en el software de análisis estructural comercial, un elemento con propiedades equivalentes a diferentes modelos de histéresis para representar el comportamiento no lineal de una manera más exacta.

-Para su implementación en los códigos o reglamentos de diseño, se recomienda evaluar el método aplicándolo a un número importante de estructuras de distintas características y desplantadas en suelos con distintas propiedades dinámicas.

-Desarrollar una ecuación que corrija los desplazamientos inelásticos calculados con la RID compatible con los suelos blandos de la zona de lago de la Ciudad de México.

## REFERENCIAS

- Alba F. (2005), "Método para la evaluación del desempeño sísmico de marcos planos", Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), Posgrado en Ingeniería, UNAM, México.
- Antoniou S. y Pinho R. (2004), "Development and verification of a displacement-based adaptativo pushover procedure", *Journal of Earthquake Engineering*; vol. 8, pp. 643-661.
- ATC (1996), "ATC-40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", Applied Technology Council, Redwood City California, EUA.
- Aydinoglu M. (2003), "An incremental response spectrum analysis based on inelastic spectral displacements for multi-mode seismic performance evaluation", *Bulletin of Earthquake Engineering*; vol. 1, pp. 3-36.
- Carr J. A. (2002), "Ruaumoko, Inelastic Dynamic Analysis Computer Program", University of Canterbury, Christ Church, Nueva Zelanda
- CEN 2003, "Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General Rules, seismic actions and rules for buildings", Commission of the European Communities (CEN), Bruselas, Belgica.
- Chopra A. y Goel R. (2002), "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 31, pp. 561-582.
- CSI (2009), "SAP2000, Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures", Computers and Structures Inc, Berkeley California, EUA
- Fajfar P. y Gaspersic P. (1996), "The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*"; vol. 25, pp. 31-46.
- FEMA (1997), "FEMA 273, NHERP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., EUA
- FEMA440 (2005), "Fema440, improvement of nonlinear static seismic analysis procedures", Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., EUA
- Freeman S. (1978), "Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motions", *Proceedings of Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures*, Detroit, pp. 589-605.
- Helmut K. (1998), "Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation", Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford California, EUA
- Hernández P. (1994), "Respuesta inelástica de edificios irregulares en elevación", Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), División de Estudios de Posgrado Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

- Kent D. C. y Park R. (1971), "Flexural Members with Confined Concrete", Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 97, pp. 1969-1990
- Li, K. N. (1996), "CANNY-E, Three-Dimensional Nonlinear Dynamic Structural Analysis Computer Program Package, Users and Technical Manual", Canny Consultants PTE LTD, Singapur.
- Newmark N.M. y Rosenblueth E. (1971), "Fundamental of Earthquake Engineering", Prentice Hall, New Jersey, EUA
- DDF (1987), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Departamento del Distrito Federal, México.
- Prakash V., Powell G. H. y Cambell S. (1993), "DRAIN2DX: Static and Dynamic Analysis of Inelastic Plane Structures", University of California, Berkeley, California, EUA
- Requena M. y Ayala G. (2000), "Evaluation of a simplified method for the determination of the nonlinear seismic response of RC frames", Proceedings of the Twelfth World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, Nueva Zelanda, Artículo 2109.
- DDF (1987), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Gaceta oficial del Departamento del Distrito Federal, México
- Vamvatsikos y Cornell (2002), "Incremental Dynamic Analysis", Earthquake Engineering and Structural Dynamics", vol. 31, pp. 491-514.
- Veletsos A. y Newmark N. (1960), "Effect of the inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions", Memories, 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Japón, vol. 2, pp. 895-912.
- Vidic T., Fajfar P. y Fischinger M. (1994), "Consistent Inelastic Design Spectra: strength and displacement", Earthquake Engineering and Structural Dynamics; vol 23, pp. 502-521.
- Wilson E., Der Kiureghian A. y Bayo E. (1981) "A replacement for the SRSS method in seismic analysis", Earthquake Engineering and Structural Dynamics", vol. 31, pp. 187-192.