



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA**  
**INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS**

**INFLUENCIA DE LA EVOLUCIÓN DE LAS FORMAS MODALES EN EL  
DESEMPEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS IRREGULARES, UTILIZANDO  
MÉTODOS APROXIMADOS DE EVALUACIÓN Y DISEÑO SÍSMICO**

**TESIS**  
**QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:**  
**DOCTOR EN INGENIERÍA**

**PRESENTA:**  
**MARCO ANTONIO ESCAMILLA GARCIA**

**TUTOR PRINCIPAL**  
**DR. A. GUSTAVO AYALA MILIÁN, INSTITUTO DE INGENIERÍA**

**COMITÉ TUTOR**  
**DR. DARÍO RIVERA VARGAS, FES ACATLAN**  
**DR. EDUARDO REINOSO ANGULO, INSTITUTO DE INGENIERÍA**  
**DR. OSCAR ALBERTO LÓPEZ BÁTIZ, CENAPRED**  
**DR. ORLANDO JAVIER DÍAZ LÓPEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA**

**MÉXICO, DF. MARZO 2016**

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: **DR. DARÍO RIVERA VARGAS**  
Secretario: **DR. EDUARDO REINOSO ANGULO**  
Vocal: **DR. A. GUSTAVO AYALA MILIÁN**  
1<sup>er</sup> Suplente: **DR. OSCAR ALBERTO LÓPEZ BÁTIZ**  
2<sup>do</sup> Suplente: **DR. ORLANDO JAVIER DÍAZ LÓPEZ**

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

**TUTOR DE TESIS:**

Dr. A. Gustavo Ayala Milián

-----  
**FIRMA**

## **Agradecimientos**

A la Universidad Nacional Autónoma de México por la oportunidad de formarme como un profesional de la ingeniería y permitirme realizar este trabajo de investigación doctoral en sus instalaciones.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, CONACyT, por el apoyo económico recibido durante mis estudios de doctorado.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por las facilidades otorgadas para realizar mi investigación doctoral y por el apoyo económico otorgado en la etapa final de este proyecto de investigación doctoral y

Al Dr. A. Gustavo Ayala Milián, director de esta tesis, por su tiempo y dedicación en el desarrollo de esta investigación, además de su paciencia e innumerables consejos para ser un mejor profesionalista y un mejor ser humano

A mi comité tutorial, Dr. Darío Rivera Vargas, Dr. Eduardo Reinoso Angulo, Dr. Oscar López Bátiz y Dr. Orlando Javier Díaz López, por su disposición e interés en la revisión de este documento de tesis y sus valiosos comentarios hechos lo largo de esta investigación que permitieron enriquecerla.

Al grupo de trabajo del Dr. Gustavo Ayala, Mabel Mendoza, Hugo Castellanos, José Eriban Barradas, Saúl Esteban López, Otoniel Palacios, entre otros, por las discusiones académicas y la retroalimentación derivadas de ellas. Un agradecimiento muy especial a Ma. del Carmen Hernández Flores por su apoyo incondicional y sus valiosos comentarios.

## Resumen

En esta tesis se presentan los resultados de una investigación sobre el comportamiento sísmico de estructuras irregulares *e.g.* puentes continuos con claros de gran longitud y edificios asimétricos, poniendo un particular interés en conocer, discutir y demostrar que la regularidad modal, *i.e.* evolución de las formas modales en el transcurso de la respuesta inelástica de la estructura puede llevar al analista a resultados erróneos, particularmente cuando se usan métodos aproximados de evaluación o diseño sísmico. Se discute la validez de la regla de iguales desplazamientos, especialmente cuando esta se aplica en la evaluación y diseño sísmico de estructuras con problemas de regularidad modal.

Para entender el desempeño de estructuras que frecuentemente presentan un comportamiento sísmico irregular se realiza un estudio conceptual de las debilidades y fortalezas de los métodos aproximados de análisis sísmico no lineal basados en la curva de capacidad y en los de conceptos de regularidad existentes. Se demuestra que la regularidad asociada a una geometría como la que proponen diversos reglamentos no siempre conduce a resultados satisfactorios y/o comparables con los obtenidos de un análisis dinámico no-lineal

Para detectar y corregir esta limitante se propone un índice de regularidad basado en la evolución de la composición modal en el transcurso de su respuesta inelástica y un método de evaluación y diseño sísmico aproximado basado en la validez de curva de capacidad como una propiedad estructural, donde en la construcción de la curva de capacidad se incluyen solo las formas modales con la misma composición modal. Finalmente para validar este índice de regularidad modal y el método aproximado propuesto se comparan los resultados obtenidos de su aplicación con los resultados obtenidos de un análisis dinámico no-lineal.

## **Abstract**

This thesis presents the results of a research project about the evaluation of the seismic performance of irregular structures such as long-span continuous bridges and in-plan asymmetric buildings. Particular emphasis is placed on discussing and showing how a condition, termed modal regularity and defined in terms of the evolution of modal shapes throughout the elastic and various inelastic stages that a structure goes throughout its seismic response, may lead analysts to erroneous results, particularly when approximate seismic assessment and design methods based on simplified nonlinear static analyses are used. Along the same lines, the validity of the results obtain from the equal displacement rule is discussed, particularly when this rule is used in the assessment or design of structures with modal regularity problems.

To understand the performance of structures that often show an incorrect performance when analyzed with approximate assessment methods a critical review of the weaknesses and strengths of the methods based on the capacity curve and in the current concepts of regularity is presented. It is shown that a regularity condition solely defined in terms of a simple geometry, as proposed by some current seismic codes, does not always offer results approximate enough with those obtained from a nonlinear dynamic analysis.

To detect and correct the undesirable effects of modal regularity on the calculated seismic performance of a structure, a modal regularity index, based on the evolution its modal composition throughout its elastic and inelastic response stages and a modification to the original approximate assessment methods based in the validity of the capacity curve as a structural property is proposed. This modification requires that the mode shapes throughout the elastic and inelastic analysis stages be approximately the same for the modes considered in the analysis. Finally, to validate the use of the modal regularity index to characterize the discussed ill condition and the approximate results obtained using the modified method when this condition exists; results of nonlinear dynamic analysis are compared with the approximate method.

## Contenido

<b>1</b>	<b>Introducción.....</b>	<b>1</b>
1.	Definición del problema.....	1
1.2.	Antecedentes .....	3
1.3.	Alcances de esta investigación .....	3
<b>2</b>	<b>Diseño sísmico de estructuras.....</b>	<b>4</b>
2.1	Introducción .....	4
2.2	Diseño sísmico basado en fuerzas .....	4
2.2.1	Regla de iguales desplazamientos .....	7
2.3	Diseño sísmico basado en desempeño .....	9
2.3.1	Diseño sísmico basado en desplazamientos .....	10
<b>3</b>	<b>Evaluación sísmica de estructuras .....</b>	<b>13</b>
3.1	Introducción .....	13
3.2	Curva de capacidad .....	14
3.3	Análisis de empuje lateral basado en fuerzas.....	15
3.4	Análisis de empuje lateral adaptables .....	17
3.5	Métodos de empuje lateral vía análisis modales espectrales.....	21
3.6	Análisis dinámico incremental, IDA .....	22
<b>4</b>	<b>Regularidad de las estructuras.....</b>	<b>24</b>
4.1	Introducción .....	24
4.2	Regularidad estructural en puentes .....	24
4.3	Regularidad estructural en edificios .....	28
4.4	Regularidad modal .....	29
<b>5</b>	<b>Método aproximado propuesto .....</b>	<b>32</b>
5.1	Introducción .....	32
5.2	Fundamentos del método propuesto.....	32
5.3	Método de evaluación .....	35
5.4	Método de diseño .....	38

<b>6</b>	<b>Ejemplos de aplicación.....</b>	<b>39</b>
6.1	Introducción .....	39
6.2	Demanda sísmica .....	43
6.3	Análisis de resultados en puentes.....	44
6.3.1	Detección de la regularidad modal en puentes continuos .....	45
6.3.2	Influencia del tipo de vector de carga lateral en la construcción de la curva de capacidad para puentes continuos .....	48
6.3.3	Estimación del desempeño sísmico en puentes .....	49
6.4	Análisis de resultados en edificios asimétricos .....	53
6.4.1	Detección de la regularidad modal en edificios .....	53
6.4.2	Desempeño sísmico del edificio estudiado .....	56
6.4.3	Método de diseño .....	59
<b>7</b>	<b>Conclusiones y recomendaciones .....</b>	<b>62</b>
7.1	Conclusiones .....	62
7.2	Recomendaciones.....	64
	Referencias.....	65

## Índice de figuras

Figura 2.1 Método de diseño sísmico de acuerdo con la filosofía del diseño sísmico basado en fuerzas	5
Figura 2.2 Influencia de la resistencia en los diagramas momento vs. curvatura, Priestley <i>et al.</i> , (2007)	7
Figura 2.3 Respuesta elástica e inelástica de un oscilador de un grado de libertad (Veletsos y Newmark, 1960)	7
Figura 2.4 Regla de iguales desplazamientos (Veletsos y Newmark, 1960)	8
Figura 2.5 Punto de desempeño corregido utilizando la corrección por periodos cortos CEN, Euro-código 8 (2004).	9
Figura 2.6 Matriz de objetivos de la PBSDP (SEAOC, 1995)	10
Figura 2.7 Ilustración conceptual de las dos etapas de curva de comportamiento (Castellanos 2013)	12
Figura 3.1 Anatomía de la curva de capacidad de una estructura	14
Figura 3.2 Anatomía de la curva de capacidad (Hamburger y Moehle)	15
Figura 3.3 Sistema equivalente de un grado de libertad	16
Figura 3.4 Curvas modales de capacidad asociadas a su correspondiente vector de fuerza lateral, Chopra y Goel (2000)	17
Figura 3.5 Actualización del vector de fuerzas laterales en cada paso de análisis. (Antoniou y Pinho, 2004a)	19
Figura 3.6 Factor k (FEMA, 1997) y vectores de fuerza lateral asociados a diferentes periodos	20
Figura 3.7 Diferentes tipos de patrones de carga lateral	21
Figura 3.8 Curvas modales de comportamiento, Aydinoglu (2003)	22
Figura 3.9 Curva de capacidad dinámica (Fragiadakis y Vamvatsikos, 2011)	23
Figura 4.1 Ductilidad de desplazamiento vs. Índice de regularidad, (Calvi <i>et al.</i> , 1994)	26
Figura 4.2 Evolución de la composición modal de una estructura regular y una irregular para diferentes estados de daño	30
Figura 5.1 Curva de comportamiento idealizada como bilineal asociada a un modo de vibrar	33
Figura 5.2a Curvas de comportamiento bi-linializadas para diferentes estados de daño	35
Figura 6.1 Geometría de los puentes regulares, AASHTO (2007), sin problemas de regularidad modal	40
Figura 6.2 Geometría de los puentes irregulares, AASHTO (2007), pero sin problemas de regularidad modal	40
Figura 6.3 Geometría de los puentes irregulares, AASHTO (2007), con problemas de regularidad modal	41
Figura 6.4 Sección transversal de las vigas (superestructura) y pilas (subestructura) de los puentes estudiados	41
Figura 6.5 Geometría del edificio estudiado	43
Figura 6.6 Registros sísmicos utilizados para la validación de las metodologías propuestas	44
Figura 6.7 Formas modales los puentes V232P y V333P para diferentes estados de daño	46
Figura 6.8 Formas modales los puentes V123P y V132P para diferentes estados de daño	47
Figura 6.9 Formas modales los puentes irregulares V213P y V313P para diferentes estados de daño	47
Figura 6.10 Curvas de capacidad del puente V232P, utilizando diferentes vectores de carga lateral	49
Figura 6.11 Curvas de capacidad del puente V123P, utilizando diferentes vectores de carga lateral	49
Figura 6.12 Curvas de capacidad del puente V213P, utilizando diferentes vectores de carga lateral	49



Figura 6.13 Perfil de desplazamientos y curva de capacidad para el puente V232P	51
Figura 6.14 Perfil de desplazamientos y curva de capacidad del puente V123P	51
Figura 6.15 Perfil de desplazamientos y curva de capacidad del puente V313P	52
Figura 6.16 Perfil de desplazamientos y curva de capacidad del puente V213P	52
Figura 6.17 Formas modales del edificio estudiado (Caso A) para diferentes estados de daño	54
Figura 6.18 Formas modales del edificio estudiado (Caso B) para diferentes estados de daño	55
Figura 6.19 Curvas de capacidad del edificio, Caso B, utilizando diferentes métodos de empuje lateral	56
Figura 6.20 Comparación índices de desempeño para el edificio estudiado dirección x (Caso A)	58
Figura 6.21 Comparación índices de desempeño para el edificio estudiado dirección y (Caso A)	58
Figura 6.22 Comparación de índices de desempeño para el edificio estudiado dirección y (Caso B)	59
Figura 6.23 Comparación índices del desempeño para el edificio estudiado, proyección x (Caso B)	59
Figura 6.24 Distribución de daño propuesta para el diseño sísmico basado en desplazamientos	60
Figura 6.25 Comparación del desempeño entre el método aproximado y un NLTHA para el puente V232P	60
Figura 6.26 Comparación del desempeño entre el método aproximado y un NLTHA para el puente V313P	61
Figura 6.27 Comparación del desempeño entre el método aproximado y un NLTHA para el puente V213P	61

### Índice de tablas

Tabla 4.1 Clasificación de puentes continuos asociados a la rigidez transversal $K$ , (a) y la longitud de claros $L$ , (b) de acuerdo a las normas AASTHO, (2007)	25
Tabla 6.1 Propiedades dinámicas elásticas e inelásticas de los puentes estudiados (Primer daño)	41
Tabla 6.2 Características de las propiedades mecánicas de los puentes estudiados	41
Tabla 6.3 Masas y momentos de inercia del edificio estudiado	42
Tabla 6.4 Momentos de fluencia de los elementos estructurales (Vigas) del edificio estudiado.	42
Tabla 6.5 Clasificación de los puentes estudiados usando diferentes índices de regularidad	48

# Capítulo 1

## Introducción

### 1. Definición del problema

Los códigos actuales de diseño sísmico enfatizan en sus normas que las estructuras ubicadas en zona de mediana y alta sismicidad deben de ser capaces de disipar la energía que les induce un sismo mediante un comportamiento inelástico; sin embargo, después de la ocurrencia de algunos sismos de intensidad considerable se ha observado que muchas estructuras diseñadas de acuerdo con algunos de estos códigos no han presentado un comportamiento congruente con sus objetivos de diseño. Siendo los puentes y los edificios asimétricos las estructuras más frecuentemente afectadas.

Debido a esto, parte de la ingeniería sísmica se ha orientado al desarrollo de “nuevas” metodologías de evaluación y diseño sísmico, poniendo un particular interés en los métodos basados en la filosofía de diseño sísmico basado en el desempeño (PBSDP, por sus siglas en ingles). Sin embargo, y a pesar de los esfuerzos realizados para el desarrollo de estos métodos, investigaciones recientes (Ayala y Escamilla, 2011) han demostrado que estos métodos no siempre ofrecen resultados congruentes con los obtenidos de un análisis dinámico no lineal paso a paso (NLTHA, por sus siglas en ingles), especialmente cuando el desempeño sísmico de un sistema de múltiples grados de libertad (MDOF, por sus siglas en inglés) no puede ser aproximado a partir del desempeño obtenido de un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF, por sus siglas en ingles).

Estas limitaciones han sido atribuidas, de acuerdo con algunos documentos en la literatura especializada, a la participación de los modos superiores, lo cual es más evidente en estructuras con una geometría irregular. Sin embargo, en recientes investigaciones se ha demostrado que hay otros factores que pueden influir significativamente en el desempeño sísmico de una estructura, especialmente cuando en su determinación se utilizan métodos que se basan en las mismas

suposiciones que la regla de iguales desplazamientos (Veletsos y Newmark, 1960), como es la regularidad modal, *i.e.* evolución de las formas modales en el transcurso de la respuesta inelástica, la cual si no se considera en el análisis pueden llevar a los analistas, por si sola, a resultados erróneos, tomando como referencia los resultados de un análisis dinámico incremental IDA (por sus siglas en inglés), metodología considerada con un fundamento matemático riguroso (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

El objetivo de este proyecto de investigación doctoral es conocer y discutir la influencia de la regularidad modal en el desempeño de una estructura bajo una demanda sísmica, caracterizada por un espectro de diseño suavizado o un registro sísmico particular, así mismo demostrar que ésta, por si sola, puede llevar al analista a resultados no congruentes con los obtenidos de un NLTHA, particularmente cuando se utilizan métodos aproximados de evaluación y diseño sísmico. Para entender mejor el comportamiento de una estructura con problemas de regularidad modal se desarrolló una investigación conceptual de la validez de los resultados obtenidos de métodos aproximados de evaluación y diseño sísmico, basados en la curva de capacidad como una propiedad de la estructura, particularmente cuando estos se aplican a estructuras con un comportamiento sísmico complejo, el cual en este trabajo de investigación se considera que está asociado principalmente a los problemas de regularidad modal, *e.g.* puentes continuos de grandes claros o edificios asimétricos. Para alcanzar este objetivo se tienen las siguientes metas:

- Desarrollo de un estudio conceptual de las debilidades y fortalezas de los métodos aproximados de evaluación sísmica existentes, poniendo un particular énfasis en las técnicas de empuje lateral para construir la curva de capacidad y en su aplicación a estructuras no gobernadas por el modo fundamental y con problemas de regularidad modal.
- Desarrollo y validación de un método aproximado de evaluación y diseño sísmico, basado en desplazamientos dentro del marco de la filosofía del diseño sísmico basado en desempeño, con el cual, se pueda estimar con suficiente aproximación el comportamiento sísmico de estructuras bajo demandas sísmicas de diseño, representadas por medio de espectros de diseño suavizados o registros de sismos particulares, aun cuando la estructura presente problemas de regularidad modal.
- Desarrollo y validación de un índice de regularidad modal,  $I_{MR}$ , con el cual, se pueda estimar con suficiente aproximación el grado de regularidad de la estructura; así mismo ayudar a los analistas a entender el comportamiento sísmico de las estructuras, particularmente, los puentes continuos y los edificios asimétricos, ante una demanda sísmica dada. Este índice buscará ser una herramienta útil para ayudar a los diseñadores a decidir qué tipo de análisis se debe usar en la evaluación y diseño sísmico de estructuras irregulares.

- Desarrollo de un estudio conceptual acerca de la validez de la definición de regularidad propuesta por la mayoría de los reglamentos de construcción de diseño sísmico actuales. Se discutirá y demostrará que los procedimientos y/o suposiciones presentados para estimar el grado de regularidad de una estructura presentada en estos códigos no tienen una relación directa con la validez de los métodos aproximados de evaluación y diseño sísmico.

### **1.2. Antecedentes**

En la actualidad los métodos aproximados de evaluación y diseño sísmico han adquirido una gran popularidad entre los diseñadores de la práctica en ingeniería estructural. Entre estos se encuentran especialmente los procedimientos simplificados de análisis de empuje lateral, SNAPs, (por sus siglas en inglés) basados en la construcción y uso de la curva de capacidad. Esta popularidad se ha debido principalmente a que algunas investigaciones han demostrado que para estructuras con un comportamiento sísmico gobernado por el primer modo de vibrar, ante una demanda sísmica de intensidad creciente, estos procedimientos pueden conducir a una buena aproximación, así como que su aplicación es relativamente simple y no implica un alto costo computacional. Sin embargo, y a pesar de los grandes esfuerzos que se han hecho en el desarrollo de métodos aproximados que conduzcan a resultados válidos, en la actualidad no existe ninguna metodología de evaluación y diseño sísmico aproximados que haya sido suficientemente validadas en estructuras consideradas como irregulares, de acuerdo a los actuales códigos de diseño sísmico, y/o estructuras con un comportamiento sísmico complejo, como el que involucra cambios en la configuración modal en el transcurso de la respuesta inelástica de la estructura.

### **1.3. Alcances de esta investigación**

En esta investigación se tienen como alcances el demostrar que la regularidad modal puede influir significativamente en los resultados obtenidos utilizando métodos aproximados de evaluación y diseño sísmico, proponer un índice de regularidad modal,  $I_{MR}$ , y desarrollar un método aproximado de evaluación y diseño sísmico capaz de ofrecer resultados congruentes con los obtenidos de un NLTHA, aun cuando la estructura haya sido considerada como irregular de acuerdo con los códigos de diseño actuales y/o el índice de regularidad propuesto en esta investigación. Demostrar que una definición de regularidad basada en la geometría de la estructura en términos de la distribución de masas y rigideces entre pilas adyacentes en puentes y niveles adyacentes en edificios, no garantiza que la estructura tenga un comportamiento sísmico irregular. Finalmente, se discute que la llamada regla de iguales desplazamientos no siempre ofrece resultados satisfactorios, tomando como referencia los resultados de NLTHA, particularmente cuando esta “regla” se aplica a estructuras de múltiples grados de libertad que presentan un comportamiento sísmico el cual no siempre puede ser asociado al comportamiento sísmico de un oscilador equivalente de un grado de libertad.

# Capítulo 2

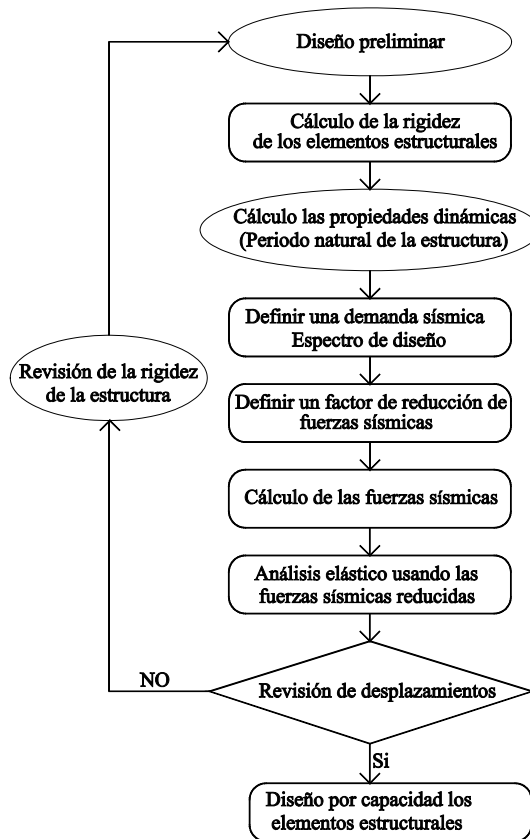
## Diseño sísmico de estructuras

### 2.1 Introducción

Después de la ocurrencia de sismos intensos se ha observado que las metodologías de evaluación y diseño sísmico aceptadas por la mayoría de los reglamentos de construcción no han garantizado que las estructuras tengan un desempeño sísmico congruente con el estimado en el diseño. No obstante de estas observaciones, la mayoría de los reglamentos aún siguen proponiendo el uso de metodologías, fundamentadas principalmente en la filosofía de diseño sísmico basado en fuerzas (FBSDP, por sus siglas en inglés). La mayoría de estos métodos están basados en la llamada regla de iguales desplazamientos, propuesta por Veletsos y Newmark (1960), la cual, solo es aplicable bajo ciertas circunstancias *e.g* periodos y características del suelo donde esta desplantada la estructura, características del oscilador, entre otras.

### 2.2 Diseño sísmico basado en fuerzas

Esta filosofía de diseño ha sido adoptada por la mayoría de reglamentos actuales y consiste en diseñar los elementos estructurales usando los resultados obtenidos de un análisis elástico lineal, asociado a una demanda sísmica caracterizada por un espectro de diseño elástico suavizado y reducido mediante un factor de ductilidad,  $R$  y/o  $Q$ . En esta metodología, los desplazamientos son un parámetro secundario que solo se revisan al final del proceso de diseño, asumiendo que la regla de iguales desplazamientos se cumple para todos los casos. Cuando los desplazamientos estimados superan a los desplazamientos establecidos por el reglamento entonces el diseño de la estructura se ajusta, estimándose nuevamente las demandas de fuerzas laterales. En la fig. 2.1 se muestran el procedimiento de diseño sísmico de la FBSDP.



**Figura 2.1** Método de diseño sísmico de acuerdo con la filosofía del diseño sísmico basado en fuerzas

No obstante de las deficiencias observadas en la aplicación de esta filosofía de diseño, la mayoría de los reglamentos de diseño sísmico actuales aún continúan proponiendo el uso de métodos basados en fuerzas, aceptando la validez de muchas suposiciones, las cuales no tienen un fundamento riguroso. Las principales inconsistencias encontradas en la FBSDP están relacionadas con la correlación entre la rigidez y la resistencia, la relación entre resistencia y ductilidad, la elección de la ductilidad del sistema estructural como el índice de desempeño de mayor importancia, la validez de la regla de iguales desplazamientos, entre otras. Se ha demostrado que cualquiera de estos factores puede llevar a los diseñadores de las estructuras a resultados no congruentes con los obtenidos de un NLTHA. En los siguientes incisos se describe algunas de las principales inconsistencias de los métodos de diseño sísmico basados en fuerzas.

- **Relación entre resistencia y ductilidad**

Al aceptarse como válida la regla de iguales desplazamiento se asume que a medida que la resistencia de un sistema inelástico se incrementa, su ductilidad de desplazamientos se

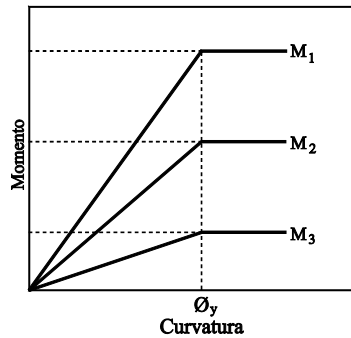
reduce; sin embargo, esto no se cumple en todos los casos, especialmente cuando la configuración modal asociada al modo fundamental varía significativamente en el transcurso de su respuesta inelástica o bien la respuesta de la estructura tiene una participación significativa de los modos superiores. Si los desplazamientos inelásticos son mayores que los desplazamientos elásticos se presenta una ductilidad de desplazamientos en la estructura mayor que la supuesta en el diseño, lo que implicaría un mayor nivel de daño al considerado.

- **Correlación entre la rigidez y la resistencia**

En los métodos de diseño sísmico acordes con la FBSDP es necesario conocer la rigidez “real” de cada uno de los elementos estructurales. Sin embargo, estimar esta rigidez no es sencillo, debido a que ésta depende de muchas variables que se conocen hasta el final del diseño estructural, *e.g.* el refuerzo longitudinal y transversal de la sección, el esfuerzo al que se encuentre sometida la sección, entre otras. Además de todo esto, actualmente no todos los reglamentos de construcción establecen metodologías para el cálculo de la rigidez efectiva, lo cual dificulta que los analistas puedan considerar en la evaluación o el diseño la rigidez “real” de los elementos estructurales. En la FBSDP se considera que la rigidez es independiente de la resistencia; sin embargo, en investigaciones recientes (Priestley, 2007; Castellanos, 2013) se ha observado que la rigidez de un elemento depende de la resistencia, donde si la resistencia se incrementa la rigidez también se incrementa (fig. 2.2).

- **Ductilidad del sistema estructural**

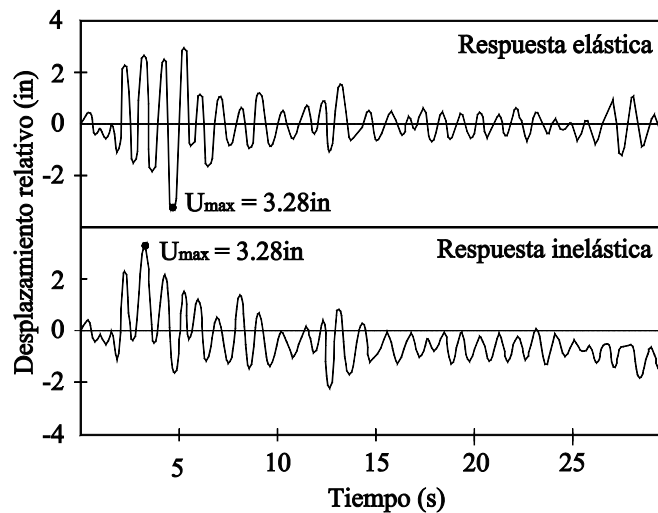
La ductilidad de una estructura se define como la relación entre su capacidad última y su capacidad de fluencia, donde generalmente la capacidad de un sistema estructural se asocia a los desplazamientos máximos de las pilas de los puentes o de un punto característico de azotea para edificios. A partir de este parámetro se intenta estimar la magnitud del daño en la estructura bajo una demanda externa. Sin embargo, definir los factores asociados a la ductilidad (capacidad última y capacidad de fluencia) es tan complicado como estimar el desempeño de esta, debido a que en la actualidad no existe una definición clara y única de la capacidad de fluencia y mucho menos de la capacidad última de una estructura.



**Figura 2.2** Influencia de la resistencia en los diagramas momento vs. curvatura, Priestley *et al.*, (2007)

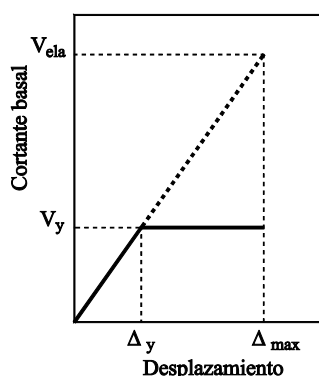
### 2.2.1 Regla de iguales desplazamientos

Los procedimientos de diseño sísmico adoptados en la mayoría de los códigos existentes están basados en la regla de iguales desplazamientos, la cual, establece que el desplazamiento elástico máximo obtenido de un oscilador de un grado de libertad sometido a una demanda sísmica caracterizada por uno o más registros sísmicos es, bajo ciertas circunstancias, aproximadamente igual al desplazamiento máximo inelástico de un oscilador de un grado de libertad bajo la misma demanda sísmica (ver figs. 2.3 y 2.4). Esta observación fue hecha por Veletsos y Newmark (1960) en una investigación sobre la relación de la respuesta entre sistemas elasto-plásticos y sistemas elásticos de un grado de libertad, en los cuales se tenía la misma rigidez inicial.



**Figura 2.3** Respuesta elástica e inelástica de un oscilador de un grado de libertad (Veletsos y Newmark, 1960)





**Figura 2.4** Regla de iguales desplazamientos (Veletsos y Newmark, 1960)

Debido al impacto de la regla de iguales desplazamientos en los métodos de evaluación y diseño sísmico de estructuras más utilizados en la ingeniería estructural práctica se han hecho un gran número de investigaciones (Ruíz-García y Miranda, 2003; Vidic *et al.*, 1994, entre otros), en las cuales, se discuten la validez de esta “regla” y se proponen algunos factores que corrigen los resultados cuando esta observación no es aplicable. La mayoría de estas investigaciones consisten en relacionar la respuesta obtenida de osciladores elasto-plásticos y la obtenida de osciladores elásticos, considerando los diferentes factores que pueden influir de forma significativa en la respuesta de estos osciladores, tales como: la rigidez inicial, el amortiguamiento, el comportamiento histerético, el tipo de sismo utilizado y el tipo de suelo donde se desplanta el oscilador.

La regla de igual desplazamientos ha sido extrapolada y utilizada en todo tipo de estructuras aun cuando diferentes estudios han concluido que esta regla no es siempre aplicable. No obstante de esto, está “regla” ha sido la base de la mayoría de los métodos propuestos en los códigos de diseño sísmico actuales. Sin embargo, solo algunos reglamentos y/o documentos técnicos (ATC-40, 1995, Eurocódigo EC8, 2004; FEMA 440, 2005) proponen utilizar las correcciones para periodos cortos. El Eurocódigo, EC8 (2004), propone usar la corrección por periodos cortos propuesta en el trabajo de Vidic *et al.*, (1994), misma que se aplica si el periodo fundamental de la estructura elástica ( $T^*$ ) es menor que el periodo característico del suelo ( $T_c$ ). Si la relación entre el cortante de fluencia ( $V_y$ ) y la masa de la estructura ( $m^*$ ) es mayor o igual a la pseudo-aceleración espectral de la estructura elástica ( $S_{ae}$ ), ec. 2.1, el desplazamiento espectral elástico ( $S_{de}$ ) es igual al inelástico ( $S_d^*$ ), ec. 2.2. (ver fig. 2.5). Sin embargo, si este periodo es menor, los desplazamientos espectrales ( $S_d^*$ ) son diferentes y se utilizan las ecs. 2.3 a 2.5.

$$\frac{V_y}{m^*} \geq S_{ae} \quad (2.1)$$

$$S_d^* = S_{de} \quad (2.2)$$

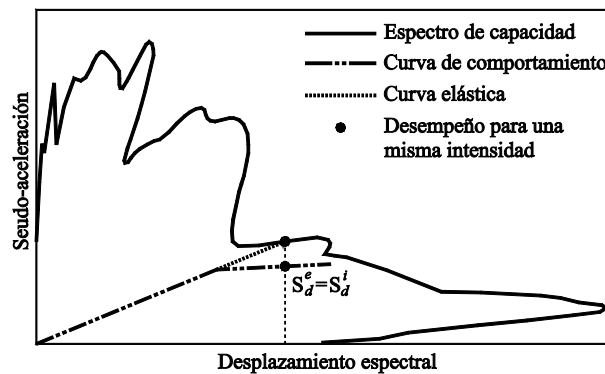
$$\frac{V_y}{m^*} < S_{ae} \quad (2.3)$$

$$S_d^* = \frac{S_{de}}{q_u} \left[ 1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq S_{de} \quad (2.4)$$

$$q_u = \frac{S_{ae} m^*}{V_y} \quad (2.5)$$

donde:

$q_u$  es relación de la resistencia elástica de una estructura y la pseudo-aceleración espectral elástica



**Figura 2.5** Punto de desempeño corregido utilizando la corrección por periodos cortos CEN, Euro-código 8 (2004).

### 2.3 Diseño sísmico basado en desempeño

Debido a las deficiencias observadas en la FBSDP diferentes autores han orientado esfuerzos a desarrollar nuevos métodos de evaluación y diseño sísmico, poniendo un particular énfasis en la filosofía PBSDP, la cual, tiene como objetivo principal diseñar estructuras económicas, seguras y con un comportamiento sísmico congruente con un NLTHA. En esta filosofía busca garantizar los niveles de daño estimados en el diseño estructural. Se establece que ante un sismo severo y con una probabilidad ocurrencia baja se debe evitar el colapso pero se acepta que se presente daño en los elementos estructurales, mientras que para sismos moderados que tienen una probabilidad de ocurrencia alta se debe evitar daños de cualquier tipo, principalmente en los elementos estructurales principales. El comité VISIÓN 2000 (SEAOC, 1995) propone una matriz de objetivos de diseño para edificios (fig. 2.6) basado en la filosofía PBSDP donde el nivel de desempeño es un estado asociado al daño máximo deseado en la estructura mientras que el nivel de demanda representa el peligro sísmico de la región donde se localiza la estructura, y es caracterizado mediante un grupo de eventos

sísmicos con intensidades de acuerdo a su periodo de retorno ( $T_r$ ) o su probabilidad de excedencia. Cada casilla representa un objetivo de diseño correspondiente a un sismo de diseño y el estado de daño máximo deseado para un tipo específico de estructura. Se considera que durante la vida útil de ésta se presentarán sismos de diversas magnitudes, los cuales deben ser resistidos con distintos niveles de daño representados por las diagonales de la matriz (Fig. 2.6).

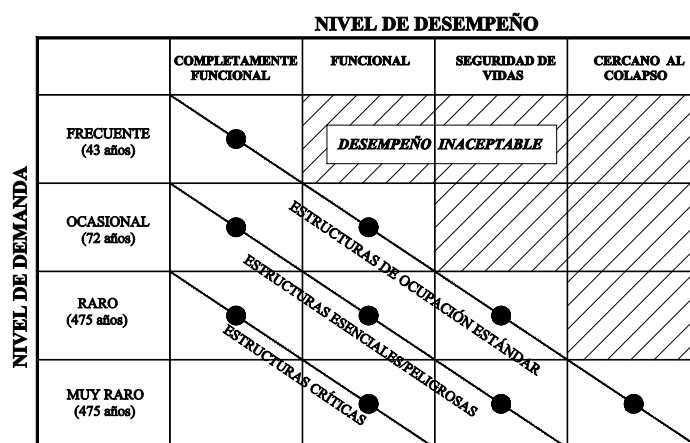


Figura 2.6 Matriz de objetivos de la PBSDP (SEAOC, 1995)

### 2.3.1 Diseño sísmico basado en desplazamientos

A pesar de que han surgido un gran número de métodos aproximados basados en la filosofía PBSDP, empleado diferentes índices de desempeño *e.g.* desplazamientos, ductilidades, energía, entre otros, los procedimientos que han sido más aceptados por la ingeniería estructural práctica son los que utilizan los desplazamientos como índice de desempeño. Debido principalmente a que en investigaciones recientes se ha demostrado que los desplazamientos son la forma más directa de evaluar el daño en una estructura ya que las deformaciones producidas por estos desplazamientos están directamente relacionadas con el daño estructural, afirmando que si se tiene un eficiente control de desplazamientos se tendrá un adecuado control del daño. Entre los procedimientos de diseño sísmico basado en desplazamientos más referenciados en la literatura especializada son los propuestos por Moehle (1992), Priestley *et al.*, (2007), Ayala *et al.*, (2012), entre otros.

Priestley *et al.*, (2007) propone un método directo de diseño sísmico (DDBD), basado en el concepto de la estructura substituta propuesto por Shibata y Sosen (1976). En este método, una estructura de múltiples grados de libertad (MDOF) se idealiza como un sistema elástico de un grado de libertad equivalente, el cual está asociado a un amortiguamiento viscoso igual a la suma del amortiguamiento viscoso del sistema de múltiples grados de libertad y el histérico correspondiente al comportamiento no-lineal, y a una rigidez secante asociada a un desplazamiento máximo. Adhikari *et al.*, (2010) y Kappos *et al.*, (2013) proponen una extensión del método DDBD orientado al diseño

de puentes continuos de concreto reforzado, en los cual se busca considerar la participación de los modos superiores. En los siguientes incisos se resume la extensión del método DDBD propuesta por Adhikari *et al.*, 2010.

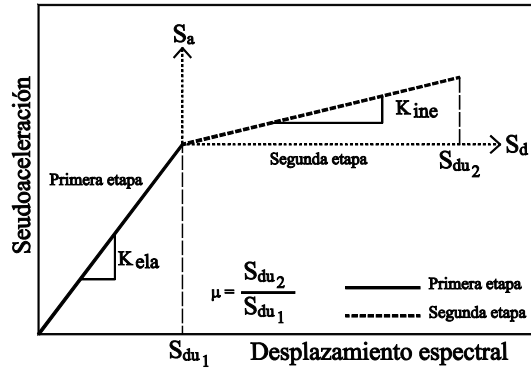
1. Estimar un pre-dimensionamiento de la subestructura (pilas) utilizando un diseño sísmico basado en la filosofía de diseño sísmico basado en fuerzas
2. Determinación de un perfil de desplazamientos con base en los límites de deformación unitaria o formas modales de vibrar (Dwairi y Kowalsky, 2005)
3. Definición de un sistema equivalente de un grado de libertad que incluye la determinación del amortiguamiento viscoso equivalente.
4. Determinación de la rigidez y resistencias requeridas para alcanzar el desempeño propuesto en el paso 2 mediante el uso de un espectro de desplazamiento asociado a varios niveles de amortiguamiento
5. Diseño de los elementos estructurales utilizando diseño por capacidad

Ayala *et al.*, (2012) Propone un método de diseño sísmico aproximado basado en la suposición de que el desempeño de una estructura de MDOF puede ser aproximado por el desempeño de un sistema de referencia, generalmente asociado al modo fundamental de la estructura. La curva de capacidad de la estructura se aproxima por una curva de capacidad bilineal generada usando el principio de iguales energías. A partir de esta curva bilineal se define una curva de capacidad en coordenadas espectrales ( $S_d$ - $S_a$ ) denominada curva de comportamiento, la cual, ofrece los parámetros para el diseño sísmico de la estructura.

La pendiente de la rama elástica de la curva de comportamiento representa la rigidez de la estructura en el rango elástico mientras que la segunda rama representa la rigidez de posfluencia o inelástica, (fig. 2.7). La rigidez de posfluencia se define utilizando una estructura con una distribución de daño asociada a un desplazamiento máximo predefinido, en función de un índice de desempeño obtenido de algún reglamento. Los pasos del método (Ayala *et al.*, 2012) se describe en los siguientes incisos.

1. Realizar un diseño preliminar de la estructura utilizando un método basado en fuerzas
2. Proponer una distribución de daño
3. Definir las propiedades dinámicas de la estructura sin daño y de la estructura con daño
4. Definir el desplazamiento objetivo de la estructura
5. Calcular el desplazamiento de fluencia de la estructura
6. Determinar la ductilidad, la relación entre la rigidez inicial y la rigidez de post-fluencia
7. Verificar que el desplazamiento objetivo sea congruente con un desplazamiento inelástico obtenido de un espectro inelástico
8. Calcular la resistencia,  $R_y/m$  y  $R_u/m$ , de la curva de capacidad

9. Construcción de la curva de capacidad
10. Obtener las fuerzas de diseño para los elementos estructurales mediante un análisis modal espectral
11. Diseñar los elementos estructurales



**Figura 2.7** Ilustración conceptual de las dos etapas de curva de comportamiento (Castellanos 2013)

# Capítulo 3

## Evaluación sísmica de estructuras

### 3.1 Introducción

Algunos de los sismos más intensos de los últimos años; México (1985), Northridge (1994), Kobe (1995), Chile (2010), entre otros. Han demostrado la vulnerabilidad de muchas estructuras existentes, aun cuando en muchos casos éstas se diseñaron utilizando procedimientos sismo-resistentes. Debido a esto, algunas investigaciones de la ingeniería sísmica se han orientado al desarrollo de nuevos métodos de evaluación, poniendo un particular énfasis en los métodos aproximados, los cuales tienen como objetivo principal estimar un desempeño sísmico congruente con el comportamiento sísmico, observado, de una estructura ante una demanda sísmica.

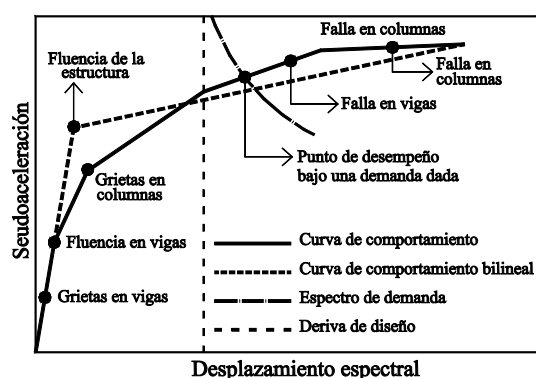
No obstante de que en los últimos años han surgido un gran número de métodos estáticos no lineales de evaluación sísmica, métodos basados principalmente en la validez de la curva de capacidad como una propiedad de la estructura, la mayoría de los reglamentos de construcción actuales continúan ofreciendo métodos “elásticos” de análisis. Debido a esto, algunos documentos técnicos y/o códigos, como el ATC 40 (1995), FEMA 440 (2005), Eurocodigo EC8 (1998) entre otros, han implementado dentro sus apartados algunos métodos aproximados para definir el desempeño de una estructura ante una demanda sísmica dada, *e.g.* el método del espectro de capacidad, Freeman (1978); el método N2 (Fajfar, 1996); el método de los Coeficientes (FEMA, 440) entre otros. Pese a que algunos de estos métodos han sido muy aceptados por la ingeniería práctica de los Estados Unidos y Europa, principalmente, en la mayoría de estos documentos técnicos no se especifican, claramente, las debilidades y los alcances de estos métodos provocando, en muchos casos, un uso erróneo de estos métodos, particularmente cuando se aplica a estructuras con un comportamiento sísmico complejo en los cuales los resultados obtenidos no siempre son congruentes con los obtenidos de un NLTHA, especialmente cuando las estructuras presentan problemas de regularidad modal.

### 3.2 Curva de capacidad

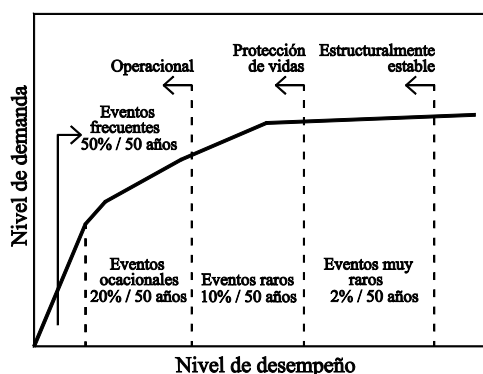
En los últimos 20 años han surgido un gran número de métodos aproximados de evaluación sísmica, asociadas a diferentes hipótesis y simplificaciones (estructura sustituta, curva de capacidad asociada a un sistema de referencia, entre otros); sin embargo, los métodos aproximados basados en la validez de la curva de capacidad como una propiedad estructural han sido los más aceptados por la ingeniería práctica, debido principalmente a su aparente simplicidad y sencilla aplicación.

La curva de capacidad intenta representar el comportamiento de una estructura bajo una demanda externa, generalmente caracterizada por un sismo, mediante un índice de desempeño que comúnmente está asociado a un desplazamiento máximo o deriva de entrepiso y una demanda, *e.g.* cortante basal. Esta curva proporciona información del comportamiento de la estructura que la mayoría de los métodos aceptados por los reglamentos de construcción actuales no son capaces de proporcionar como son los patrones de agrietamiento y la fluencia en la estructura en su evolución al colapso ante acciones de intensidad creciente, pero principalmente proporciona los índices de desempeño asociados a un nivel de demanda sísmica particular (figs. 3.1 y 3.2).

A pesar de que los métodos de evaluación sísmica basados en la construcción de curva de capacidad han sido muy estudiados y aceptados, en la actualidad todavía existe una falta de información, especialmente en la ingeniería práctica acerca de lo que significa esta curva y de la validez de sus resultados, particularmente cuando esta curva se construye a partir de estructuras con un comportamiento sísmico irregular. La curva de capacidad generalmente se obtiene a partir de un análisis de empuje lateral; sin embargo, esta curva también se puede construir utilizando un IDA, la cual se denomina como curva de capacidad dinámica.



**Figura 3.1** Anatomía de la curva de capacidad de una estructura



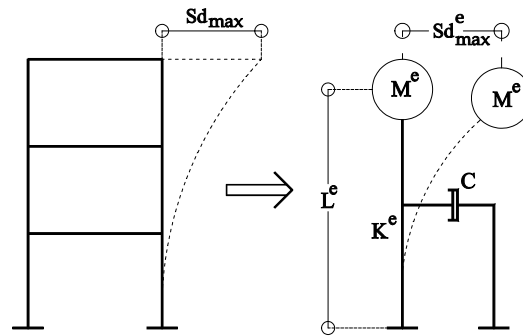
**Figura 3.2** Anatomía de la curva de capacidad (Hamburger y Moehle)

### 3.3 Análisis de empuje lateral basado en fuerzas

El objetivo principal del análisis de empuje lateral es ofrecer a los analistas una idea aproximada del comportamiento no lineal de una estructura sujeta a una fuerza externa, caracterizada por un vector de carga lateral y/o un espectro de diseño, mediante la construcción de la llamada curva de capacidad. El método de empuje lateral basado en fuerzas consiste en empujar una estructura estáticamente utilizando un vector de carga lateral monótona o evolutiva hasta alcanzar un desplazamiento objetivo predefinido. Durante cada evento de análisis se compara la capacidad de los elementos estructurales (vigas y columnas) con los elementos mecánicos obtenidos de un análisis asociado a una demanda externa, caracterizada mediante un vector de fuerzas laterales de distribución constante o variable.

El método de empuje lateral basados en fuerzas “tradicional” empuja la estructura mediante un vector de carga monótono, asociado al modo fundamental y se basan en la suposición de que el desempeño de una estructura de MDOF está directamente relacionado con el desempeño de un oscilador equivalente, SDOF, correspondiente al primer modo de vibrar de la estructura (fig. 3.3), lo cual implica que el comportamiento de la estructura estará gobernado por el primer modo y principalmente que la configuración modal permanecerá constante durante toda su respuesta inelástica. Sin embargo, esta consideración no es rigurosamente cierta, lo cual resulta evidente de la comparación entre los resultados obtenidos de un análisis de empuje lateral basado en fuerzas tradicional y un método con un fundamento riguroso (NLTHA), especialmente cuando estos métodos aproximados son aplicados a estructuras con una participación significativa de los modos superiores o a estructuras con problemas de regularidad modal, *e.g.* puentes continuos y edificios asimétricos.





**Figura 3.3** Sistema equivalente de un grado de libertad

Debido a las limitaciones encontradas en el análisis de empuje lateral “tradicional” basado en fuerzas se han desarrollado algunos métodos aproximados de evaluación sísmica, en los cuales, se busca considerar la participación de los modos superiores mediante la construcción de la curva de capacidad utilizando vectores asociados a sus diferentes formas modales de vibrar.

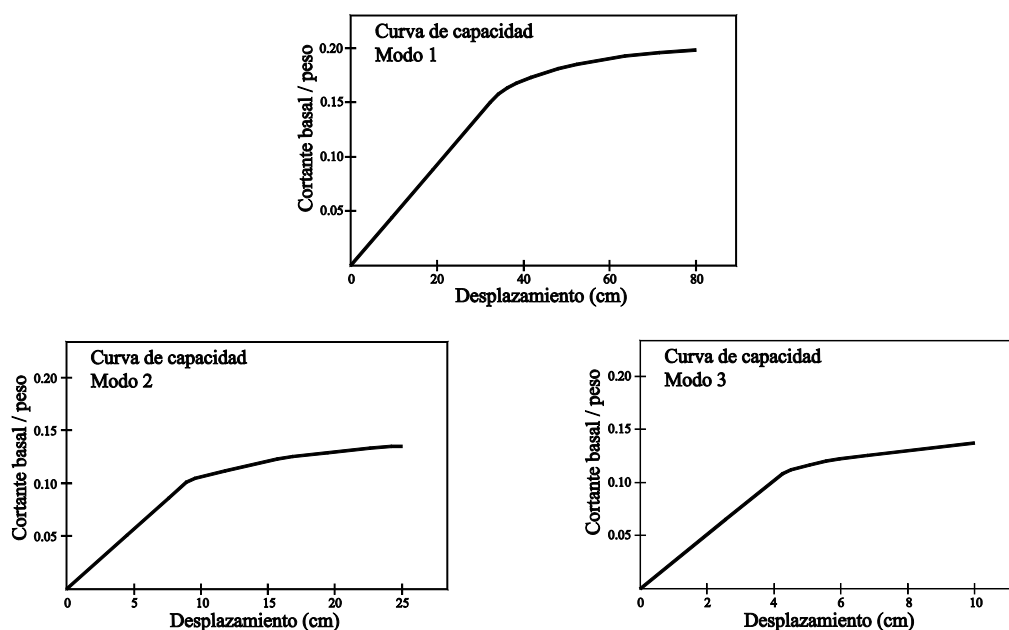
Paret *et al.*, (1996) propuso un método de empuje lateral basado en fuerzas que considera diferentes patrones de carga lateral, cada uno de ellos proporcional a su respectiva forma modal. Chopra y Goel (2000), proponen una variante de este método, denominado como MPA (“Modal Pushover Analysis”), el cual estima el desempeño de una estructura mediante una serie análisis de empuje lateral. El método MPA utiliza vectores de carga lateral constantes durante toda la respuesta de la estructura, donde la forma de estos vectores ( $S$ ) depende de las formas modales ( $\Phi$ ) y de la matriz de masas ( $m$ ). Para la definición de los vectores de carga lateral ( $S$ ) se utiliza la ec. 3.1.

$$S_i^* = m\Phi_n \quad (3.1)$$

donde:

el subíndice  $n$  indica el número de modo

El método MPA genera una curva de capacidad por cada uno de los modos que contribuyen de forma significativa a la respuesta de la estructura (fig. 3.4). Se obtiene un punto de desempeño y/o desplazamiento objetivo asociado a cada modo de vibrar de la estructura mediante la solución de la ecuación de movimiento asociada a cada modo o mediante el uso de espectros inelásticos. El punto de desempeño de la estructura se estima mediante la aplicación de una regla de combinación modal, considerando cada uno de los desplazamientos modales objetivo.



**Figura 3.4** Curvas modales de capacidad asociadas a su correspondiente vector de fuerza lateral, Chopra y Goel (2000)

### 3.4 Análisis de empuje lateral adaptables

Debido a que diferentes investigaciones han demostrado que el análisis de empuje lateral “tradicional”, en muchos casos, no ofrece resultados congruentes con los obtenidos de un NLTHA y aceptando que las propiedades del sistema estructural cambian desde la aparición del primer daño se han propuesto métodos de empuje lateral adaptables y/o evolutivos en donde las propiedades dinámicas y el vector de cargas laterales se actualizan en cada evento (Requena y Ayala, 2000; Antoniu y Pinho, 2004a; entre otros).

Los métodos de empuje lateral adaptables se basan en la suposición de que no existe una forma modal única en todo el transcurso de la respuesta inelástica de la estructura, esta puede cambiar significativamente de un estado de daño a otro y además los modos superiores pudiesen tener una contribución considerable; razón por la cual estos métodos permiten una estimación más apropiada de la curva de capacidad y de los índices de desempeño de una estructura que presenta comportamiento inelástico ante eventos sísmicos. En este tipo de análisis se utilizan patrones de carga lateral variables acorde con las propiedades dinámicas de la estructura que varían evento tras evento durante su etapa de comportamiento inelástico.

Requena y Ayala (2000) proponen un método aproximado de evaluación sísmica para edificios de concreto reforzado, basado en la suposición de que el comportamiento de una estructura está gobernado predominantemente por el modo fundamental durante toda la respuesta inelástica de la

estructura y por consiguiente el punto de desempeño se puede obtener utilizando un sistema de referencia de un grado de libertad equivalente correspondiente a este modo. Este procedimiento consiste en generar una curva de capacidad utilizando como demanda sísmica un vector de carga lateral adaptable monótono creciente ( $F^i$ ), que se aplican a la estructura hasta alcanzar un desplazamiento objetivo. Este desplazamiento se calcula a partir de un sistema de referencia de un grado de libertad equivalente, el cual está asociado a una curva de capacidad generada mediante un análisis de empuje lateral basado en fuerzas derivadas de análisis modales espectrales evolutivos.

En este método se actualiza el vector de carga y las propiedades dinámicas de la estructura en cada paso de análisis. Se proponen dos alternativas de vectores de fuerza lateral definidos mediante las ecs. 3.2a y 3.2b. Ambas ecuaciones son utilizadas por los métodos estáticos equivalentes. La ec. 3.2a solo considera la participación del modo fundamental mientras que la ec. 3.2b considera la participación de los modos superiores mediante la utilización de análisis de valores característicos y una regla de superposición modal.

$$F^i = \frac{W_i \left[ \sum_j (\Phi_{ij} \Gamma_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}}}{\sum_i W_i \left[ \sum_j (\Phi_{ij} \Gamma_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}}} V \quad (3.2a)$$

$$F^i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \left[ \left( \frac{\sum_{k=1}^N m_k \Phi_{kj}}{\sum_{k=1}^N m_k \Phi_{kj}^2} \right) m_i \Phi_{ij} S_{aj} \right]^2} \quad (3.3b)$$

donde:

$m_k$ : Masa correspondiente al entrepiso  $k$

$\Phi_{kj}$ : Forma modal del piso  $k$  en el modo  $j$

$m^k$ : Masa asociada al modo  $k$

$S_{aj}$ : Pseudo-aceleración espectral en el modo  $j$

$W_i$ : Peso del nivel  $i$

$\Gamma_j$ : Factor de participación del nivel  $j$ .

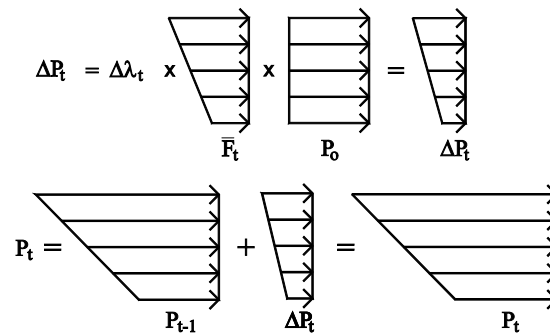
$V$ : Cortante basal de la estructura

Antoniou y Pinho (2004a) proponen un método aproximado para generar la curva de capacidad, el cual, consiste empujar la estructura utilizando un vector de carga lateral adaptable (ec. 3.3), hasta que el sistema estructural alcanza un desplazamiento máximo predefinido o hasta que se presente un mecanismo de colapso. En cada paso de análisis se realiza la actualización del vector de carga, la cual consiste en sumar el vector de carga del paso anterior y el incremento de carga necesario para que algún punto de la estructura llegue a su capacidad máxima. En la fig. 3.5 se muestra de forma esquemática la actualización de los vectores de carga para un evento  $n$ .

$$P_t = P_{t-1} + \Delta\lambda_t \bar{F}_t P_0 \quad (3.3)$$

donde:

- $\Delta\lambda_t$ : factor de incremento de carga
- $\bar{F}_t$ : Vector de carga actualizado normalizado
- $P_{t-1}$ : Vector de carga del paso anterior
- $P_0$ : Vector de carga nominal



**Figura 3.5** Actualización del vector de fuerzas laterales en cada paso de análisis. (Antoniou y Pinho, 2004a)

De investigaciones recientes (FEMA, 1997) se ha observado que la curva de capacidad generada mediante los análisis de empuje lateral basados en fuerzas es muy sensible al patrón de cargas utilizado para caracterizar la demanda sísmica, por lo que la forma de la curva puede variar significativamente para distintos patrones. Por este motivo, los reglamentos de construcción y/o documentos técnicos que permiten el uso de los métodos de empuje lateral recomiendan el uso de varios patrones de cargas para evaluar la respuesta de una estructura. Los vectores de fuerzas laterales más utilizados son los asociados a la forma del modo de vibrar fundamental de la estructura (vector de carga lateral triangular, vector de carga parabólico, entre otros, ver fig. 3.7). El Fema 273 (1997) propone el uso de los siguientes vectores de carga lateral:

El Vector UF: Este patrón de carga considera una distribución uniforme de fuerzas en todos los entrepisos de la estructura. Esta suposición difícilmente se cumplirá para un tipo de sismo particular; sin embargo, el uso de este vector de carga lateral resalta la capacidad de los entrepisos inferiores y magnifica la importancia de la fuerza cortante en los entrepisos superiores, con respecto a los momentos de volteo. El vector de distribución uniforme, UF, se calcula mediante la ec. 3.4.

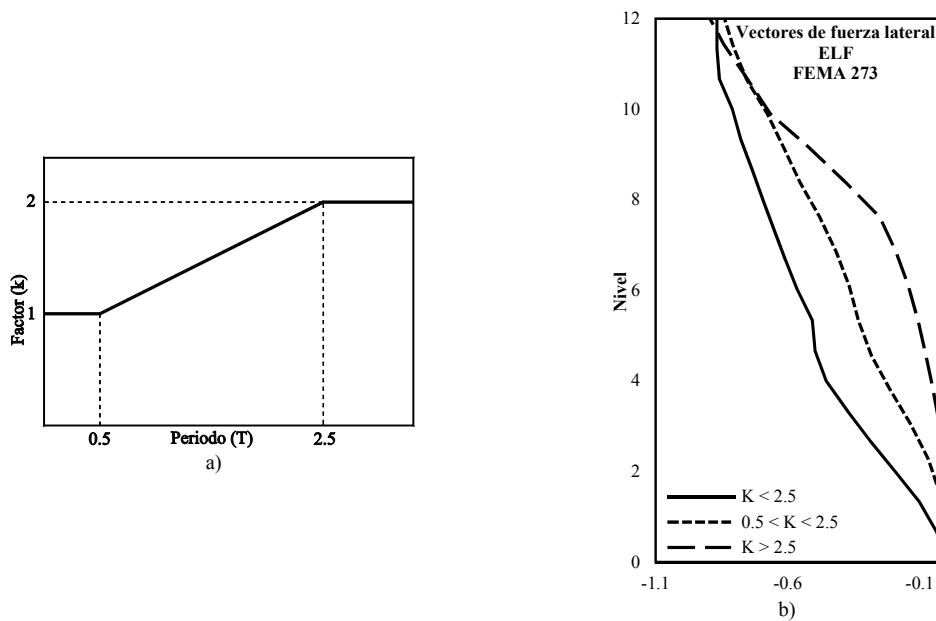
$$UF = \frac{W_i}{\sum_{i=1}^n W_i} \quad (3.4)$$

El vector MF: Este patrón de carga es similar a los patrones de carga lateral propuesta en algunos códigos de diseño para el cálculo de las fuerzas sísmicas equivalentes. La forma del vector MF se define mediante la configuración del modo fundamental. Para su cálculo se usa la ec. 3.5.

$$MF = \frac{W_i \Phi_i^{k1}}{\sum_{i=1}^n W_i \Phi_i^1} \quad (3.5)$$

El Vector ELF: Este patrón de carga estima la distribución de fuerzas laterales en función de la flexibilidad la estructura mediante el uso de un factor  $k$ , constante para periodos extremos (cortos y largos) y variable para periodos intermedios (fig. 3.6a). El vector ELF, se calcula mediante la ec. 3.6. En la fig. 6.3b se muestra la distribución de 3 vectores de fuerza lateral estimados utilizando diferentes factores de rigidez  $k$ .

$$ELF = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (3.6)$$



**Figura 3.6** Factor k (FEMA, 1997) y vectores de fuerza lateral asociados a diferentes periodos

El Vector multimodal: Este patrón de carga considera la participación de los modos superiores. Define la forma de la distribución mediante un análisis de valores característicos y una regla de combinación modal (SRSS). La magnitud del patrón de carga está definida por aceleración de la gravedad, obtenida mediante un espectro elástico. Para su cálculo se usa la ec. 3.7.

$$F_i = \Gamma^j m \Phi_i^j S_a^j \quad 3.7$$

donde:

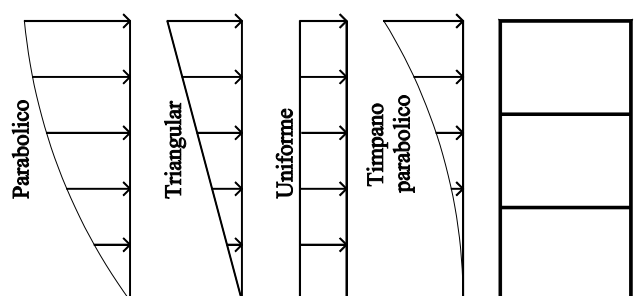
$W_i$ : Peso del entrepiso  $i$

$\Phi_i^j$ : Forma modal del entrepiso  $i$  correspondiente al modo  $j$

$m$ : Matriz de masas

$S_a$ : Aceleración asociada al modo  $j$

$\Gamma$ : Factor de participación del modo  $j$



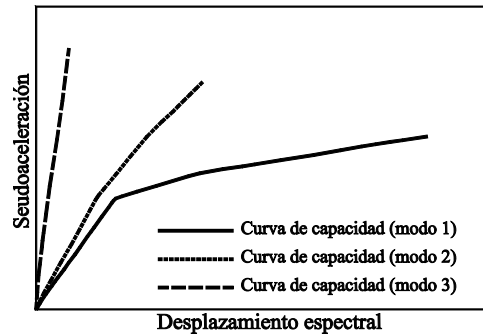
**Figura 3.7** Diferentes tipos de patrones de carga lateral

No obstante que los métodos adaptables basados en fuerzas consideran la evolución de la rigidez en el transcurso de su respuesta inelástica mediante la actualización de la demanda sísmica, caracterizada por un vector de carga lateral, el comportamiento no lineal de una estructura sujeta a una excitación sísmica es demasiado complejo de estimar. Recientes estudios han demostrado que la respuesta de una estructura puede definirse de manera más adecuada mediante un enfoque de desplazamientos (Antoniu y Pinho, 2004b) y/o vía análisis modales espectrales.

### 3.5 Métodos de empuje lateral vía análisis modales espectrales

Los métodos vía análisis modales estiman el comportamiento de una estructura mediante una serie de análisis modales espectrales evolutivos en donde en cada paso de análisis se actualiza las propiedades dinámicas de la estructura y por consiguiente la matriz de rigideces. Aydinoglu (2003) propone un método aproximado multimodal de evaluación sísmica llamado IRSA, por sus siglas en inglés. Este procedimiento obtiene la respuesta no lineal de una estructura mediante el uso de una serie de análisis modales espectrales lineales, donde cada análisis está asociado a un tramo de la curva de comportamiento bajo un nivel de demanda sísmica dado. Este método genera curvas modales de comportamiento independientes mediante un procedimiento modal espectral adaptable (Fig. 3.8). Para la estimación de los puntos de desempeño de cada curva modal utiliza la regla de iguales desplazamientos, propuesta por Veletsos y Newmark (1960).

El método IRSA idealiza el daño mediante articulaciones plásticas y en cada evento de análisis se redefine la matriz de rigidez de la estructura, considerando el daño y las reducciones correspondientes al efecto  $P-\Delta$  de los eventos anteriores.



**Figura 3.8** Curvas modales de comportamiento, Aydinoglu (2003)

Alba *et al.*, (2005) proponen un método de evaluación sísmica aproximado que tiene su origen en el método de empuje lateral adaptable basado en fuerzas, propuesto por Requena y Ayala (2000). Este método define el comportamiento de una estructura mediante una serie de análisis modales espectrales lineales subsecuentes, donde cada uno de ellos está asociado a un incremento de la demanda sísmica y a un nivel de daño producido. La curva de comportamiento ( $S_d$ - $S_a$ ) se genera evento a evento, es decir para generar una curva de capacidad completa se requieren tantos análisis modales espectrales como daños se generen en la estructura. Sin embargo, para fines prácticos la metodología admite que en cada evento de análisis se considere un conjunto de daños (articulaciones plásticas). En este método cada quiebre de la curva se define mediante el cálculo de un factor de escala ( $S_f$ ) asociado a la capacidad a la flexión de los elementos estructurales y a cada estado de daño de la estructura. Este factor  $S_f$  se define como la intensidad de la demanda sísmica necesaria para generar el próximo daño en la estructura, ec. 3.8. Este método utiliza la regla de iguales desplazamientos para estimar el desempeño de la estructura.

$$S_f = \frac{M_y - M_G}{M_{DS}} \quad (3.8)$$

donde:

$M_y$ : Momento flexionante de fluencia de cada uno de los elementos estructurales

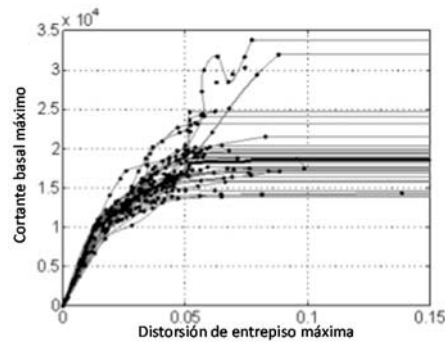
$M_g$ : Momento flexionante de los elementos estructurales asociado a la carga gravitacional.

$M_{DS}$ : Momento flexionante, de los elementos estructurales obtenidos de un análisis bajo una demanda sísmica caracterizada por un espectro de diseño suavizado sin escalar.

### 3.6 Análisis dinámico incremental, IDA

Vamvatsikos y Cornell (2002) proponen un procedimiento paramétrico que estima el comportamiento “exacto” de una estructura ante un conjunto de sismos o un sismo particular, utilizando un procedimiento con un riguroso sustento matemático denominado como análisis dinámico incremental (IDA). Este método consiste en aplicar una serie de análisis dinámicos no

lineales paso a paso, usando como demanda sísmica uno o varios registros sísmicos escalados a diferentes intensidades. Los análisis dinámico incremental proporcionan índices de desempeño considerados “exactos” y son plasmados en una curva de capacidad dinámica (fig. 3.9), en la cual es posible presentar los diferentes índices de desempeño asociados a niveles de intensidad sísmica (distorsiones de entrepiso vs. aceleraciones espectrales) y curvas de capacidad donde el comportamiento de la estructura se representa en coordenadas cortante basal vs. derivas de entrepiso o desplazamiento de azotea, (Fragiadakis y Vamvatsikos, 2011).



**Figura 3.9** Curva de capacidad dinámica (Fragiadakis y Vamvatsikos, 2011)



## Capítulo 4

# Regularidad de las estructuras

### 4.1 Introducción

La regularidad de las estructuras es un concepto que ha sido discutido ampliamente en la mayoría de los códigos de diseño sísmico; sin embargo, en la actualidad todavía existen algunas incertidumbres de la influencia de la regularidad en el comportamiento sísmico, especialmente cuando se utilizan los llamados métodos aproximados y se aplican a estructuras irregulares como son los puentes continuos de grandes claros y los edificios asimétricos.

Debido a esto los reglamentos de diseño sísmico actuales proponen realizar diseños conservadores cuando una estructura es considerada como irregular o asimétrica, mediante una penalización a la ductilidad de diseño, a través del uso o aplicación de los llamados factores de regularidad, sin embargo los factores de regularidad propuestos en la mayoría de los códigos de diseño sísmico, en la actualidad, no existen estudios en donde se explique su fundamento.

### 4.2 Regularidad estructural en puentes

Para las normas AASHTO, (2007) la mayoría de los puentes con una altura de pilas variable son considerados como irregulares. Esta clasificación se basa fundamentalmente en la relación de las propiedades mecánicas (rigidez y masa) y geométricas (longitud de elementos), entre claros adyacentes. En la tabla 4.1 se muestran algunas de las características que debe poseer un puente continuo para ser considerado como “irregular”, según lo establecido por este reglamento de construcción.

**Tabla 4.1** Clasificación de puentes continuos asociados a la rigidez transversal K, (a) y la longitud de claros L, (b) de acuerdo a las normas AASTHO, (2007)

No de claros	Relación de K Entre pilas adyacentes.	Estado del puente	No de claros	Relación de L Entre claros adyacentes.	Estado del puente
≤ 4	> 4	Irregular	4	> 3	Irregular
5	> 3	Irregular	3 y 4	> 2	Irregular
≥ 6	> 2	Irregular	Más de 5	> 1.50	Irregular

a)

b)

Debido a la falta de información acerca de la influencia de la regularidad estructural, que todavía existe dentro de la práctica sobre los resultados obtenidos de métodos aproximados de algunos reglamentos de diseño sísmico, algunos autores han encauzado sus esfuerzos a proponer índices de regularidad, capaces de estimar el grado de regularidad de una estructura; con el objetivo principalmente de ayudar al analista a entender el comportamiento de una estructura ante una demanda sísmica dada y así decidir si el método de análisis seleccionado es aplicable.

Calvi *et al.*, (1994) proponen un índice de regularidad elástico ( $I_R$ ) con el objetivo de evaluar el uso de los métodos de diseño sísmico de puentes, propuestos en el EC8-2 (1994), así como proporcionar al analista una herramienta para clasificar, como regular o irregular, la estructura de forma rápida y sencilla. Éste índice de regularidad ( $I_R$ ) consiste en relacionar la forma modal de la calzada aislada con la forma modal de todo el puente. Para su cálculo considera solo las propiedades elásticas de la estructura. Este índice se define mediante la ec. 4.1.

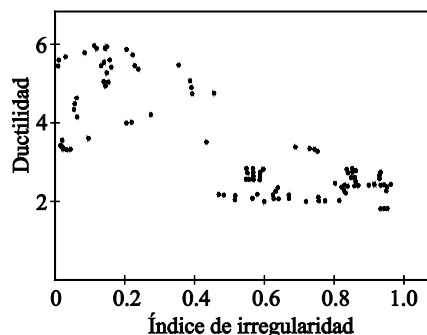
$$I_R = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left( \frac{\Phi_i^B}{\Phi_i^B M \Phi_i^B} M \frac{\Phi_i^D}{\Phi_i^D M \Phi_i^D} \right)^2}{n}} \quad (4.1)$$

donde:

- $\Phi_i^B$ : Forma modal del modo  $i$  del puente.
- $\Phi_i^D$ : Forma modal del modo  $i$  de la calzada del puente.
- $n$ : Número de modos considerados en los análisis modales espectrales.
- $M$ : Matriz de masas del puente.

La magnitud del índice,  $I_R$  varía en un intervalo de 0 a 1; un puente con un comportamiento regular presenta un índice de regularidad cercano a la unidad, mientras que un puente con un índice que tiende a cero tendrá un comportamiento irregular. Los resultados de la aplicación del índice de regularidad  $I_R$  propuesto por Calvi *et al.*, (1994) manifiestan que los enfoques de diseño del

Eurocódigo EC8-2, 1994 pueden llevar diseños con bajos niveles de seguridad para estructuras dúctiles, como se muestra en la fig. 4.1.



**Figura 4.1** Ductilidad de desplazamiento vs. Índice de regularidad, (Calvi *et al.*, 1994)

Isakovic y Fischinger (2000 y 2006) han llevado a cabo una amplia investigación sobre la influencia de la irregularidad en el comportamiento sísmico de puentes de concreto reforzado, tipo viaducto; encontrando que el grado de regularidad de un puente varía de acuerdo con parámetros tales como: la relación de la rigidez de la calzada y de las pilas, el tipo de apoyos y la ubicación de las pilas más rígidas.

Isakovic y Fischinger (2000) proponen 2 índices de regularidad un elástico y un inelástico “*index*”. El primer índice fue propuesto con el objetivo de validar el uso de los métodos de análisis elásticos uni-modales, mientras que el segundo índice se propuso con la objetivo de validar el uso del método estático no lineal N2, ambos para la evaluación sísmica de puentes continuos de concreto reforzado.

El índice de regularidad elástico estima el grado de regularidad mediante la comparación de las deformadas transversales normalizadas obtenidas mediante un análisis estático lineal, usando 2 diferentes patrones de carga lateral. Para el cálculo del índice de regularidad elástico, “*index*”, se utiliza las ecs. 4.2 a 4.4.

$$index = \frac{A_0 - A_1}{A_1} \quad (4.2)$$

$$f_i = m_i g \quad (4.3)$$

$$f_i = \frac{4\pi^2 S_d(T)}{T^2} \frac{d_{i,0} m_i}{g} \quad (4.4)$$

donde:

$A_0$ : Área bajo la deformada transversal normalizada obtenida de la primera iteración

$A_1$ : Área bajo la deformada transversal normalizada obtenida de la segunda iteración

$f_i$ : Patrón de carga transversal utilizado en el primer análisis estático lineal.

$F_i$ : Patrón de carga transversal utilizado en el segundo análisis estático lineal.

$T$ : Periodo fundamental de la estructura.

$m_i$ : Masa concentrada en un punto  $i$ .

Para el cálculo de la primera deformada transversal del puente se utiliza un patrón de cargas “uniforme”,  $f_i$  que considera el 100% de la aceleración de la gravedad,  $g$ , y se define mediante la ec. 4.3. La segunda deformada se genera mediante el uso de un patrón de carga lateral obtenida a partir de la deformada del análisis anterior considerando el periodo fundamental de la estructura. El segundo patrón de carga lateral,  $F_i$  se define mediante la ec 4.4.

El índice inelástico (Isakovic y Fischinger, 2000) “*index*” se define de forma similar que el correspondiente elástico; sin embargo, el índice inelástico considera la acumulación de daño mediante el uso de análisis estáticos no lineales para el cálculo de las deformadas transversales. La primera deformada se genera utilizando el método N2 (Fajfar y Gaspersic, 1996), el segundo patrón de carga se define a partir de la deformada del análisis anterior. El índice inelástico, “*index*” se define mediante la ec 4.5.

$$index = \frac{A_{N2} - A_1}{A_{N2}} \quad (4.5)$$

donde:

$A_{N2}$ : Área bajo la deformada transversal normalizada obtenida de la primera iteración, obtenida utilizando el método N2

$A_1$ : Área bajo la deformada transversal normalizada obtenida de la segunda iteración, donde el patrón de carga lateral tiene la forma de la deformada lateral de la primera iteración.

Los índices de regularidad propuestos por Isakovic y Fischinger (2000), se definen de 0 a 1. Para puentes con un comportamiento sísmico regular el índice de regularidad tiende 1 y para puentes irregulares el índice tiende a cero.

Maalek *et al.*, (2009) considera que una estructura es irregular si la respuesta está influenciada de forma significativa por la participación de los modos superiores, en su trabajo proponen 2 índices de regularidad inelásticos (FRI y SRI) ambos basados en la comparación de 2 deformadas transversales obtenidas con 2 diferentes patrones de carga lateral. Para el cálculo de estos índices se usan análisis estáticos no lineales basados en fuerzas. El índice FRI se basa en la suposición que

establece que el grado de regularidad de un puente continuo depende de la divergencia que pueda existir entre la deformada del puente y una deformada ficticia totalmente regular. Para el cálculo del índice *FRI* se utiliza la ec 4.6.

$$FRI = \frac{|S^A - S^B|}{|S^A|} \quad (4.6)$$

donde:

$S^A$ : Área bajo la deformada transversal normalizada obtenida de un SNAP solo considerando la calzada del puente o la deformada un puente regular conocido.

$S^B$ : Área bajo la deformada transversal normalizada obtenida de SNAP considerando toda la estructura.

El índice SRI se define de la misma forma que el FRI, sin embargo para el cálculo del SRI se utiliza el puente completo para generar ambas deformadas. Para el primer análisis estático no lineal se utiliza un patrón de carga considerando la participación solo del modo fundamental mientras que para la segunda deformada se utiliza un patrón de carga obtenido de un análisis modal espectral, utilizando una regla de combinación modal. Para definir el SRI se utiliza la ec 4.7.

$$SRI = \frac{|S^{SM} - S^{MM}|}{|S^{SM}|} \quad (4.7)$$

donde:

$S^{SM}$ : Área bajo la deformada transversal normalizada obtenida de un SNAP considerando un solo modo de vibrar.

$S^{MM}$ : Área bajo la deformada transversal normalizada obtenida de un SNAP considerando varios modos de vibrar, mediante un análisis modal espectral.

Los índices, FRI y SRI se definen en intervalo de 0 a 1. Para puentes con un comportamiento sísmico irregular el índice de regularidad tiende a la unidad, mientras que para un puente con comportamiento regular el índice tiende a cero.

### 4.3 Regularidad estructural en edificios

De acuerdo con la mayoría de los actuales códigos de diseño sísmico una estructura tipo edificio es considerada como irregular si no satisface con una serie de estrictos requisitos, en los cuales, se enfatiza principalmente que la geometría de la estructura debe ser simétrica y que la distribución de masas de entrepiso, rigideces laterales, resistencias y alturas debe ser similar entre

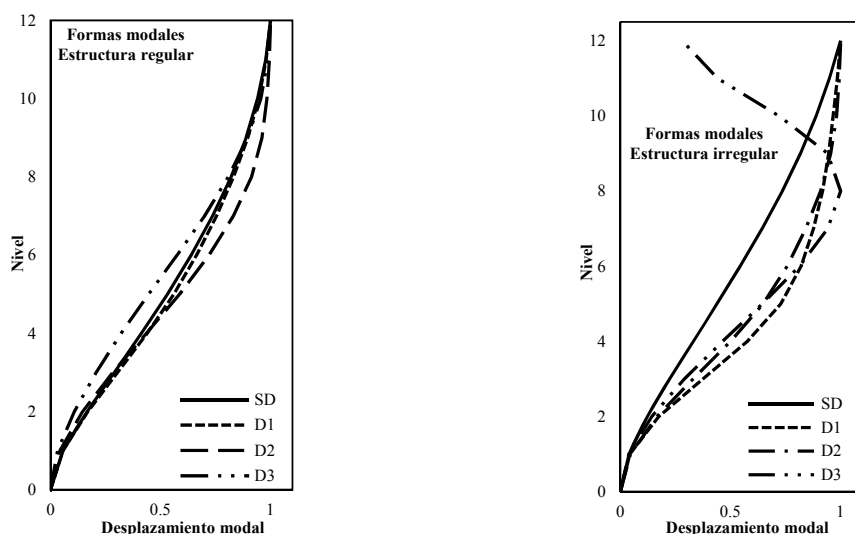
crujías y pisos adyacentes. El Reglamento de Construcción de la Ciudad de México y sus Normas Técnicas Complementarias, RCDF-NTC (GDF, 2004) especifican que para que una estructura tipo edificio pueda considerarse regular debe satisfacer 11 requisitos en los cuales se señala principalmente la estructura debe ser regular en planta y en altura *e.g.* la geometría de la estructura debe ser sensiblemente simétrica, con respecto a dos ejes ortogonales. Las entrantes y salientes del edificio no debe exceder del 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada entre otros.

Adicionalmente a estos requisitos el RCDF-NTC-Sismo (2004) considera una estructura como “fuertemente” irregular si la excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , excede en algún entrepiso de 20% de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada y si la rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100% a la del piso inmediatamente inferior. La diversidad de los requisitos para definir una estructura tipo edificio como regular no ha permitido una definición única de la regularidad en los edificios a través de un índice simple.

#### 4.4 Regularidad modal

No obstante de los grandes esfuerzos que se han hecho para conocer la influencia de la regularidad en el desempeño sísmico de una estructura asimétrica, ante una demanda sísmica dada, aun no se cuenta con una metodología de evaluación y diseño sísmico que sea capaz de estimar un desempeño sísmico comparable con el obtenido de un NLTHA, y mucho menos con un índice que detecte con la suficiente aproximación el grado de regularidad de una estructura. Debido a esto en esta investigación se propone una nueva definición de regularidad denominada como regularidad modal, la cual se manifiesta como un cambio en la configuración modal al pasar de un estado de daño a otro (fig. 4.2). El grado de regularidad modal puede variar desde un ligero cambio en las formas modales hasta la inversión de las formas modales de vibrar.

La regularidad modal puede presentarse en cualquier tipo de estructura *e.g.* puentes, edificios, naves industriales, entre otras, sin embargo en puentes cortos, tipo viaducto, el cambio en las formas modales en el transcurso de su respuesta inelástica se observa de forma muy clara, debido principalmente al reducido número de elementos estructurales (pilas). Este cambio de la configuración modal puede que se manifieste inmediatamente después de la fluencia de la primera pila, lo cual no ocurre en edificios donde los problemas de regularidad modal en la mayoría de los casos se manifiestan cuando la estructura ya presenta un daño considerable, y esto hace que los analistas rara vez no se percaten de su aparición.



**Figura 4.2** Evolución de la composición modal de una estructura regular y una irregular para diferentes estados de daño

Aunque la regularidad modal no es el único factor que influye para que el desempeño obtenido de un método aproximado no sea comparable con el estimado de un método con un fundamento riguroso, NLTHA, ésta puede ser una de las causas principales de estimar resultados erróneos cuando no se considera correctamente el cambio de las formas modales en el transcurso de la respuesta inelástica en el procedimiento de análisis. Algunos de los factores que intervienen de forma significativa para que la estructura, especialmente los puentes continuos, presente problemas de regularidad modal son:

1. La relación entre la rigidez de la superestructura y la rigidez de la subestructura.
2. La relación de rigidez entre pilas adyacentes.
3. El modelo de daño utilizado en el método de análisis.
4. La demanda sísmica utilizada.
5. Un diseño sísmico inadecuado

En esta trabajo se propone un índice de regularidad modal,  $I_{MR}$  con el objetivo de entender mejor la influencia de la regularidad en el comportamiento sísmico de estructuras irregulares, particularmente cuando se utilizan métodos aproximados y de ofrecer a los analistas una herramienta para identificar de forma rápida y sencilla el grado de regularidad de una estructura y estos pueda decidir que método de análisis es conveniente usar. La magnitud del índice,  $I_{MR}$  varía en un intervalo de 0 a 1; un puente o edificio con un comportamiento regular presenta un índice de regularidad cercano a la unidad y un puente o edificio con un índice que tiende a cero tendrá un comportamiento irregular.

El índice de regularidad modal propuesto en el presente trabajo consiste en el producto punto de dos vectores unitarios asociados a las formas modales para diferentes estados de daño y se calculan utilizando las ecs 4.8 y 4.9. Éste índice considera el comportamiento inelástico mediante el uso de análisis modales espectrales en las diferentes etapas del comportamiento inelástico y está basado en la evolución de las formas modales de un estado de daño a otro en el transcurso de su respuesta inelástica.

$$I_{RM} = \beta \sum_{j=1}^n \Phi_i^j \Phi_i^{j-1} \quad (4.8)$$

$$\beta = \frac{\Gamma_i S_{ai}}{\sum_{i=1}^n \Gamma_i S_{ai}} \quad (4.9)$$

donde:

$\Phi_i^j$  : Forma modal normalizada del modo  $i$  para un evento  $j$ .

$\Phi_{i-1}$  : Forma modal normalizada del modo  $i$  para un evento  $j-1$ .

$\Gamma_i$  : Factor de participación modal del  $i$ th modo.

$S_{ai}$  : Pseudo-aceleración correspondiente al modo  $i$ .



# Capítulo 5

## Método aproximado propuesto

### 5.1 Introducción

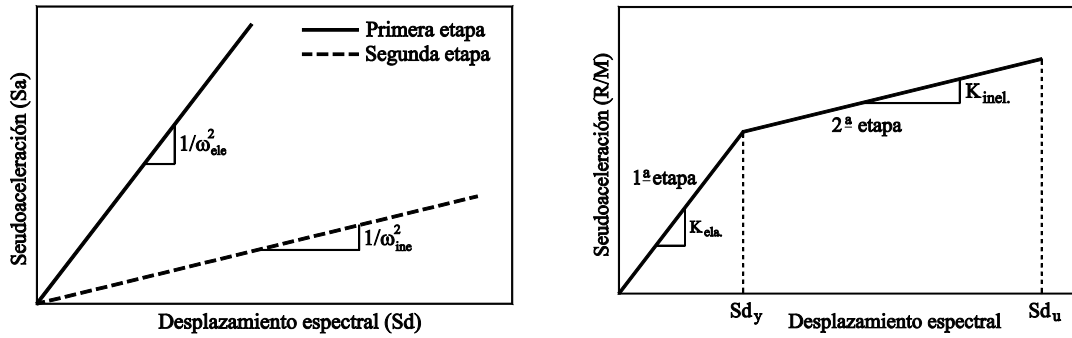
Debido a las incertidumbres encontradas en las suposiciones hechas por los métodos aproximados de evaluación y diseño sísmico, particularmente cuando estos se aplican a estructuras que presentan problemas de regularidad modal, en esta investigación se propone un método aproximado de evaluación y diseño sísmico basado en la filosofía PBSDP, en el cual, se intenta eliminar o disminuir los efectos no deseados de la regularidad modal provocados por los cambios en la configuración modal el transcurso de su respuesta inelástica. En esta corrección propuesta se define el desempeño sísmico de una estructura, bajo una acción sísmica dada, mediante la aplicación de una serie de SNAPs vía análisis modales espectrales.

### 5.2 Fundamentos del método propuesto

Este método aproximado, que incluye la corrección propuesta, conserva la esencia de la metodología original propuesta por Requena y Ayala (2000) y Alba *et al.*, (2005), sin embargo en esta propuesta se implementa la construcción de una curva de capacidad para cada modo que influye significativamente en el desempeño sísmico de la estructura. Esta metodología está fundamentada en la hipótesis de que es posible aproximar el desempeño sísmico de una estructura de MDOF, mediante la respuesta de un oscilador bilineal, SDOF, asociado a un sistema de referencia, donde cada oscilador está definido por las propiedades de las formas modales que más contribuyen a la respuesta inelástica de la estructura.

El principio fundamental de la corrección propuesta es la validez de la curva de capacidad como una propiedad de la estructura, la cual puede ser aproximada por una curva bilineal, caracterizada por 2 etapas (fig. 5.1), y definida mediante el principio de iguales energías entre la curva

“real” y la bi-linealizada. A partir de esta se puede construir la curva de comportamiento ( $S_d$ - $S_a$ ) del sistema de referencia de un oscilador (SDOF), usando conceptos de la dinámica estructural, y extraer el desempeño sísmico de la estructura ante una demanda sísmica dada.



**Figura 5.1** Curva de comportamiento idealizada como bilineal asociada a un modo de vibrar

Recientes estudios (Ayala y Escamilla, 2011) han demostrado que los resultados obtenidos de SNAPs no siempre son consistentes con los estimados de un NLTHA, especialmente cuando las formas modales que más contribuyen al desempeño sísmico cambian significativamente de un estado de daño a otro, aun cuando no exista participación de los modos superiores. En las ecs 5.1 a 5.11 se muestran porque los métodos aproximados basados en las mismas consideraciones que EDR deja de ser válida cuando la estructura presenta problemas de regularidad modal.

En el rango lineal la ecuación de equilibrio dinámico de un sistema, MDOF, puede ser escrito de la siguiente forma, ec 5.1.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F(t)\} \quad (5.1)$$

donde:

$[M]$  es la matriz de masas,  $[C]$  es la matriz de amortiguamiento y  $[K]$  es la matriz de rigideces;  $\{\ddot{u}\}$ ,  $\{\dot{u}\}$  y  $\{u\}$  es el vector de aceleración, velocidad y desplazamiento respectivamente y  $F(t)$  es el vector de fuerza impuesto por un sismo.

Haciendo un cambio del vector de desplazamiento,  $\{u\}$ , por un desplazamiento modal,  $\{x\}$ , *i.e.*,  $\{u\}=[\Phi]\{x\}$ , y pre-multiplicando por la matriz de formas modales transpuesta,  $[\Phi]^T$ , se obtiene lo siguiente, ec. 5.2.

$$[\Phi]^T[M][\Phi]\{\ddot{x}\} + [\Phi]^T[C][\Phi]\{\dot{x}\} + [\Phi]^T[K][\Phi]\{x\} = [\Phi]^T\{F(t)\} \quad (5.2)$$

Si  $\{\Phi_i\}$  es el vector de formas modales no amortiguadas de la estructura, para un modo  $i^{th}$  en el rango elástico, entonces se tiene que, ecs. 5.3 a 5.6.

$$\{\Phi_i\}^T [M] \{\Phi_i\} = m_i \quad (5.3)$$

$$\{\Phi_i\}^T [C] \{\Phi_i\} = c_i \quad (5.4)$$

$$\{\Phi_i\}^T [K] \{\Phi_i\} = k_i \quad (5.5)$$

$$\{\Phi_i\}^T \{F(t)\} = p_i \quad (5.6)$$

donde:

$m_i$  es la masa,  $c_i$  el amortiguamiento,  $k_i$  la rigidez y  $p_i$  la demanda externa de un oscilador ,SDOF, para el modo  $i^{th}$ , correspondiente al rango elástico de comportamiento. La ecuación de equilibrio dinámico de este oscilador es la siguiente, ec. 5.7.

$$m_i \ddot{x}_i + c_i \dot{x}_i + k_i x_i = -p_i \quad (5.7)$$

Si en un rango de comportamiento  $j$  se asume que  $[\Phi^j] \approx [\Phi]$ , *i.e.*, son aproximadamente iguales en el transcurso de su respuesta inelástica, la ecuación de equilibrio dinámico para un estado de comportamiento no lineal  $j^{th}$  la ec. 13 se puede escribir de la siguiente forma, ec. 5.8.

$$m_i \ddot{x}_i + c_i \dot{x}_i + k_i^j x_i = -p_i \quad (5.8)$$

Sin embargo, si la estructura es modalmente irregular, *i.e.*,  $[\Phi^j] \neq [\Phi]$  la ecuación de equilibrio dinámico para un oscilador asociado a un modo  $i^{th}$  es la siguiente, ec. 5.9.

$$m_i \ddot{x}_i + c_i \dot{x}_i + \{\Phi_i\}^T [K^j] \{\Phi_i\} \{x\} = -p_i \quad (5.9)$$

donde: El termino  $\{\Phi_i\}^T [K^j] \{\Phi_i\} \{x\}$  modifica la ecuación de equilibrio dinámico dada por la ec. 5.8, términos que invalidan el uso directo del análisis modal espectral cuando la matriz de rigidez es no diagonal, condición que puede guiarnos a resultados erróneos si es ignorada, *i.e.*, ec. 5.10.

donde:

$$[\Phi]^T [K^j] [\Phi] \neq [Diag k^j] \quad (5.10)$$

Por lo tanto para un oscilador asociado a un modo  $i^{th}$  la ecuación de equilibrio dinámico se puede escribir de la siguiente forma, ec 5.11.

$$m_i \ddot{x}_i + c_i \dot{x}_i + k_{ii}^j x_i = -p_i - \sum_{l=1 \neq i}^n k_{il}^j x_l \quad (5.11)$$

En conclusión, si una estructura tiene problemas de regularidad modal el último término de la ec. 5.11 influye significativamente en el desempeño de la estructura, por lo tanto el uso de procedimientos aproximados puede llevar a resultados no congruentes con los estimados de un análisis dinámico no lineal paso a paso, NLTHA. En este caso el correcto desempeño de la estructura

deberá obtenerse mediante iteraciones, invalidando el análisis modal espectral. En esta investigación el último término de la ec. 5.11 se considera despreciable, *i.e.* la matriz de rigideces  $[k]$  es aproximadamente diagonal.

### 5.3 Método de evaluación

El método propuesto consiste en generar la respuesta de una estructura mediante el cálculo de curvas modales de comportamiento independientes bi-linializadas (fig. 5.2a) en cada evento, donde en cada una de las curvas se incluye únicamente eventos con la misma configuración modal (fig 5.2b). La respuesta total de la estructura se obtiene sumando la participación de todas las curvas modales, utilizando una regla de superposición modal.

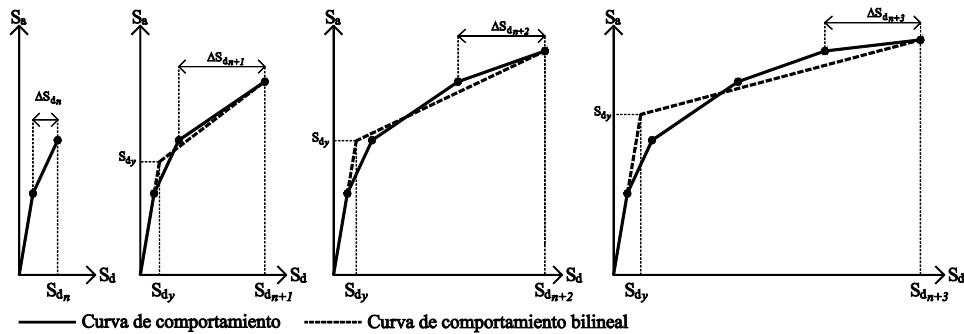


Figura 5.2a Curvas de comportamiento bi-linializadas para diferentes estados de daño

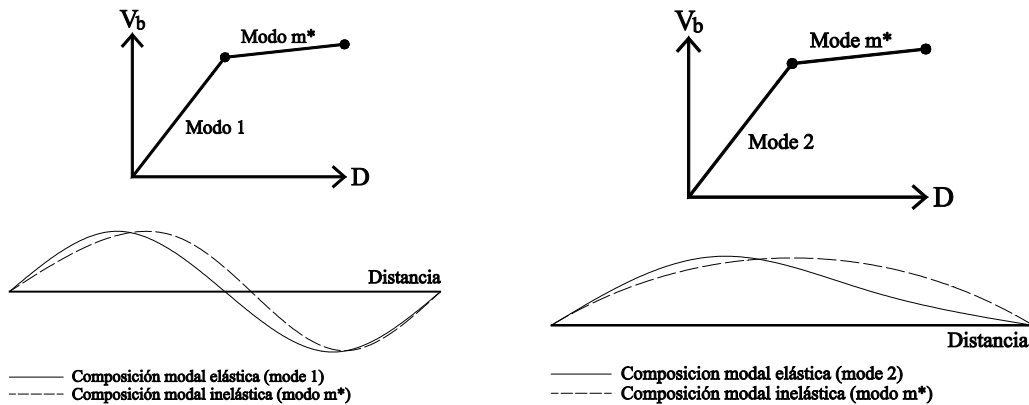


Figura 5.2b Curvas modales de comportamiento bi-linializadas para diferentes estados de daño, considerando la regularidad modal

Las curvas modales de capacidad se desarrollan paso a paso; es decir se calculan tantos puntos como articulaciones se formen en la estructura. Cada una de las ramas de la curva de capacidad se define mediante un análisis modal espectral asociado a su correspondiente nivel de daño. El

procedimiento propuesto para definir el desempeño de la estructura se describe en los siguientes incisos:

1. Definir una demanda sísmica: En este método se considera que la demanda sísmica está dada por un espectro de diseño suavizado, espectros de respuesta de un sismo particular o un conjunto de registros sísmicos asociados a un sitio dado.
2. Definir la capacidad de los elementos estructurales (pilas para el caso de puentes, vigas y columnas para edificios), momentos de fluencia ( $M_y$ ), mediante la construcción de diagramas de momento vs. curvatura o diagramas de interacción.
3. Cálculo de la rama elástica de la curva de capacidad: Esta rama se define mediante el cálculo de un factor de escala ( $S_f$ ) asociado a la capacidad a la flexión de los elementos estructurales. Este factor  $S_f$  se define como la intensidad de la demanda sísmica necesaria para generar el primer daño en la estructura (ec.5.12).

$$S_f = \frac{M_y - M_g}{M_{us}} \quad (5.12)$$

donde:

$M_y$ : Momento flexionante de fluencia de cada uno de los elementos estructurales

$M_g$ : Momento flexionante de los elementos estructurales asociado a la carga gravitacional.

$M_{us}$ : Momento flexionante, de los elementos estructurales obtenidos de un análisis bajo una demanda sísmica caracterizada por un espectro de diseño suavizado sin escalar.

4. Obtener las curvas modales de capacidad asociadas a los modos que contribuyen de forma significativa en el desempeño sísmico, utilizando los resultados de la etapa elástica de la curva de capacidad y las ecuaciones fundamentales de la dinámica estructural.
5. Cálculo de la segunda rama de la curva de capacidad (D- $V_b$ ): Para definir esta rama se utiliza un nuevo factor de escala (ec. 5.13). En este evento se utiliza un modelo estructural, en el cual se considera el daño acumulado correspondiente al incremento de la demanda sísmica calculado en el evento anterior.

$$S_f^2 = \frac{M_y - M_{ac}^2}{M_{us}} \quad (5.13)$$

donde:

El superíndice 2 es el número de evento de la construcción de la curva de capacidad y  $M_{ac}$  es el momento acumulado.

6. Revisar el grado de regularidad de estructura utilizando el índice de regularidad modal, ( $I_{MR}$ ) propuesto en este trabajo de investigación (ecs 4.8 y 4.9).
7. Obtener las curvas modales de comportamiento ( $S_a$ - $S_d$ ), asociadas a los resultados obtenidos de la primera y segunda rama de la curva de capacidad, donde en cada una de las curvas se incluya eventos con la misma configuración modal, utilizando las ecuaciones de la dinámica estructural básica (ATC 40, 2005), ecs. 5.14 y 5.17.

$$S_d = \frac{D}{\Phi_i \Gamma_i} \quad (5.14)$$

$$S_a = \frac{V_b}{\frac{w}{\alpha}} \quad (5.15)$$

$$\alpha = \frac{\left( \sum_{j=1}^N \frac{w \Phi_i}{g} \right)^2}{\left( \sum_{j=1}^N \frac{w}{g} \right) \left( \sum_{j=1}^N \frac{w \Phi_i^2}{g} \right)} \quad (5.16)$$

$$\Gamma_i = \frac{\left( \sum_{i=1}^N \frac{w \Phi_i}{g} \right)}{\left( \sum_{i=1}^N \frac{w \Phi_i^2}{g} \right)} \quad (5.17)$$

donde:

El subíndice  $j$  indica el nivel de la estructura

$\Gamma_i$ : Factor de participación asociado al modo  $i^{th}$

$\Phi_i$ : Forma modal del modo  $i^{th}$

$\frac{w}{g}$ : Masa del nivel  $j$

8. Obtener el desempeño de la estructura asociado a la intensidad de la demanda definida mediante la suma de los factores de escala. Para obtener el desempeño se utilizan las curvas de comportamiento, calculadas en los incisos anteriores, bi-linializadas mediante el principio de iguales energías. Se obtienen los desempeños de los osciladores bilineales de un grado de libertad asociados a cada curva y se combina utilizando una regla de combinación modal.
9. Calcular las ramas y sus correspondientes puntos de desempeño para subsecuentes eventos, repitiendo el proceso desde el paso 5. El método finaliza cuando se llega a un desplazamiento predefinido o se aplica el 100% de la demanda sísmica.

#### 5.4 Método de diseño

Este método aproximado de diseño con la corrección propuesta conserva la esencia de la metodología original propuesta por Ayala *et al.*, (2012), sin embargo en esta propuesta se considera la influencia de la regularidad modal mediante la construcción de una curva de comportamiento, asociada al modo fundamental, donde solo se incluyen únicamente los eventos con la misma configuración modal. La descripción de los pasos de la corrección propuesta se describe en los siguientes pasos.

1. Realizar un diseño preliminar de la estructura.  
El diseño preliminar de la estructura se utiliza para definir las dimensiones de las secciones y una distribución de rigideces elástica. En este diseño se recomienda utilizar un método basado en la filosofía de diseño basada en fuerzas donde la estructura se somete a una carga gravitacional y una carga lateral.
2. Proponer una distribución de daño.  
La distribución de daño se introduce mediante rotulas plásticas en los extremos de los elementos. En la zona de la articulación se puede considerar una rigidez a flexión nula o una rigidez equivalente, donde se considere el comportamiento histérico de los elementos.
3. Estimar el grado de regularidad de la estructura utilizando el índice de regularidad modal,  $I_{MR}$ .
4. Estimar las propiedades dinámicas de la estructura con y sin daño.
5. Proponer un desplazamiento de diseño objetivo en función de un reglamento de construcción.  
El desplazamiento de diseño se define en función de la capacidad máxima de deformación de un elemento estructural o un reglamento vigente.
6. Estimar un desplazamiento de fluencia. Este desplazamiento se estima utilizando una ecuación asociada a las propiedades de la sección (Priestley, 2007).
7. Verificar que el desplazamiento objetivo sea consistente con un desplazamiento inelástico obtenido de un análisis estático no lineal o mediante un espectro inelástico.
8. Calcular la resistencia  $R_y/m$  y  $R_u/m$  de la curva de capacidad
9. Construir la curva de capacidad
10. Obtener las fuerzas de diseño para los elementos estructurales mediante un análisis modal espectral.

# Capítulo 6

## Ejemplos de aplicación

### 6.1 Introducción

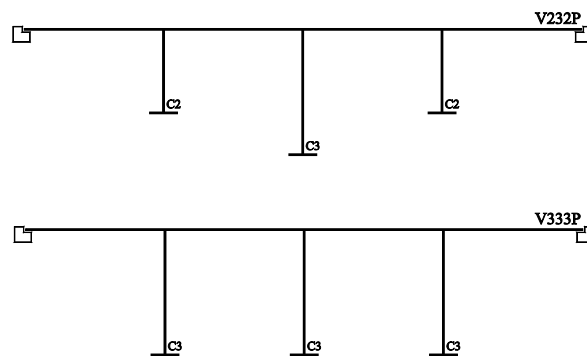
Para demostrar que la regularidad modal influye de forma significativa en el desempeño sísmico de una estructura, bajo una demanda sísmica, particularmente cuando los resultados son obtenidos utilizando métodos aproximados, se desarrolló un estudio conceptual de la validez de las suposiciones en las que están basadas la mayoría de los métodos aproximados de evaluación y diseños sísmico basados en desempeño y sus fundamentos. Se propuso un método aproximado de evaluación y diseño sísmico basado en desplazamientos y en el índice para estimar el grado de regularidad de una estructura, el cual está, basado en la evolución de la composición modal en el transcurso de la respuesta inelástica, denominado índice de regularidad modal ( $I_{MR}$ ). Para validar el índice  $I_{MR}$  y la metodología propuesta se diseñaron y evaluaron 6 puentes continuos de concreto reforzado y 2 edificios de 12 niveles de concreto reforzado con excentricidad en masa. Finalmente, se compararon los resultados obtenidos utilizando la metodología propuesta con los resultados estimados de un NLTHA.

Los puentes estudiados son tipo viaducto de 200 m de longitud, divididos en 4 claros de 50 m cada uno (figs. 6.1 a 6.3). La calzada es a base de vigas de concreto presforzado tipo cajón de 2 m de altura y 12 m de ancho con una zona maciza en la zona de la unión viga-columna. Las columnas son circulares de 2.5 m de diámetro para todos los puentes (fig. 6.4). La letra “V” indica el tipo de puente (V: Viaducto), la letra “P” indica el tipo de apoyo de estribos, (P: articulación), y los números intermedios, V123P, indican la relación de alturas entre pilas, tomando como referencia la pila de menor altura, C1, la cual tiene una altura de 7 m. En la tabla 6.1 y 6.2 se muestran las propiedades mecánicas y algunas de las propiedades dinámicas, elásticas e inelásticas, (periodos y factores de participación) de los puentes estudiados.

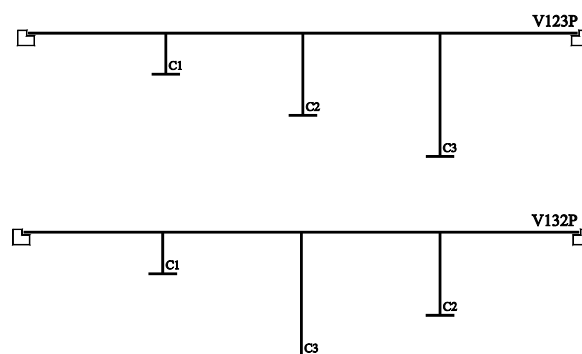


Los puentes V232P y V333P presentan una geometría regular y han sido considerados como estructuras sin problemas de regularidad por la mayoría de códigos de diseño sísmico, debido a su geometría regular y a su constante distribución de masa y rigidez entre pilas adyacentes. Los puentes V123P y V132P han sido considerados como estructuras irregulares, de acuerdo con los códigos de diseño sísmico actuales, sin embargo estos puentes no tienen problemas de regularidad modal de acuerdo al índice de regularidad modal ( $I_{MR}$ ) propuesto en esta investigación. Los puentes V313P y V213P presentan una geometría irregular y son considerados como irregulares por la mayoría de los códigos de diseño sísmico especializados en puentes y especialmente por la literatura especializada, particularmente el puente V213P, debido a que presenta una rigidez transversal que depende, en su mayoría, de una sola pila (pila central).

Todos los puentes estudiados en esta investigación fueron diseñados conforme con el euro-código EC8-2, 2004. En el diseño se utilizó un espectro de diseño suavizado, tipo 1, asociado a una zona sísmica Z1 y un factor de suelo igual a 1.20 asociado a suelo tipo C. Todos los puentes estudiados en esta investigación fueron diseñados con un factor de comportamiento sísmico igual a 3.0.

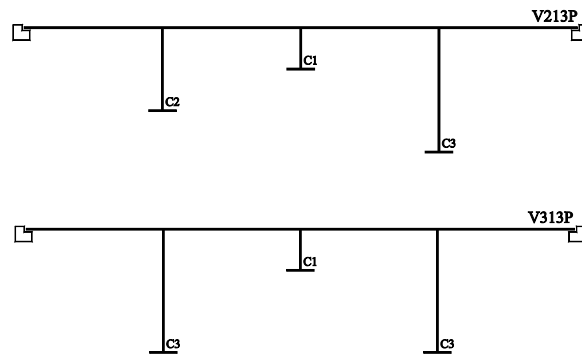


**Figura 6.1** Geometría de los puentes regulares, AASHTO (2007), sin problemas de regularidad modal

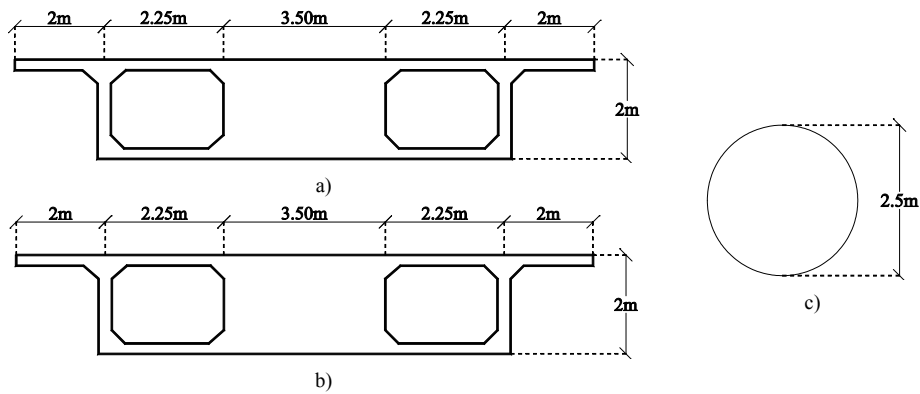


**Figura 6.2** Geometría de los puentes irregulares, AASHTO (2007), pero sin problemas de regularidad modal

## Ejemplos de aplicación



**Figura 6.3** Geometría de los puentes irregulares, AASHTO (2007), con problemas de regularidad modal



**Figura 6.4** Sección transversal de las vigas (superestructura) y pilas (subestructura) de los puentes estudiados

**Tabla 6.1** Propiedades dinámicas elásticas e inelásticas de los puentes estudiados (Primer daño)

Puente	Periodo elástico	Factor de part. elástico	Periodo inelástico	Factor de part. elástico
V123P	0.90	0.60	1.19	0.62
V132P	0.86	0.62	0.94	0.62
V213P	0.68	0.13	1.49	0.77
V232P	1.04	0.79	1.20	0.77
V313P	0.72	0.0	1.86	0.81
V333P	1.42	0.82	1.86	0.81

**Tabla 6.2** Características de las propiedades mecánicas de los puentes estudiados

Elemento	$f_c$ (Mpa)	$E_c$ (Mpa)	$\gamma_c$ (kN/m <sup>3</sup> )	$I_o$ (m <sup>4</sup> )
Calzada	35	26716	24	50
Pilas	35	26716	24	1.92

La calzada de todos los puentes estudiados en esta investigación se diseñó para permanecer elástica, aun cuando la estructura se encuentre sujeta a sismos de magnitud considerable. Se considera que el comportamiento inelástico solo se presenta en la subestructura (pilas) de los puentes.

El edificio estudiado tiene una geometría regular, en planta y elevación, con una relación ancho-largo de la planta de 2 a 1 (6 crujías en dirección X y 3 crujías en dirección Y). Sin embargo, este edificio es considerado como asimétrico debido a que existe una excentricidad entre el centro de masas y el centro de rigideces. En la evaluación del desempeño, ante una demanda sísmica dada, se consideraron 2 diferentes casos de análisis, en el primer caso (Caso A) se presenta una sola excentricidad del centro de masas,  $e_x$ , igual al 10% del largo del edificio, mientras que en el segundo caso (caso B) la excentricidad del centro de masas se presenta en ambas direcciones,  $e_x$  y  $e_y$ , igual al 10% de su lado del edificio correspondiente, (ver fig.6.5). La estructuración de este edificio es a base de marcos de concreto reforzado en ambas direcciones y un sistema de piso a base de una losa maciza de concreto reforzado de 12cm de espesor en todos los niveles. La altura de los entresijos es de 3.30 m (fig. 6.5). Este edificio fue diseñado conforme con el RCDF-NTC, GDF (2004).

Las propiedades del concreto y acero usados en el diseño del edificio son las siguientes: esfuerzo de compresión del concreto ( $f'_c$ ) igual a 24.52 Mpa, módulo de Young ( $E_c$ ) igual a 21.77 Mpa y peso volumétrico de 23.54 kN/m<sup>3</sup>. Se consideró un esfuerzo de fluencia del acero igual a 411.89 Mpa y un módulo de Young de 196.14 Gpa. En la tabla 6.3 y 6.4 se muestra la magnitud de las masas, los momentos de fluencia y los momentos de inercia de los elementos estructurales del edificio estudiado.

**Tabla 6.3** Masas y momentos de inercia del edificio estudiado

Nivel	Masas (kN-s)		Momento de inercia (m <sup>4</sup> )	
	Direccional	Rotacional	Columnas	Vigas
1 to 6	1266	303885	0.0833	0.0333
7 to 8	1266	303885	0.0833	0.0333
9 to 10	1266	303885	0.0833	0.0333
11 to 12	921	221007	0.0833	0.0333

a)

**Tabla 6.4** Momentos de fluencia de los elementos estructurales (Vigas) del edificio estudiado.

Marcos perimetrales (kN-m)		Marcos centrales (kN-m)	
M <sub>y</sub> (+)	M <sub>y</sub> (-)	M <sub>y</sub> (+)	M <sub>y</sub> (-)
1295	1686	941	1931
931	1500	755	1588
569	1255	569	1255
559	647	559	922

b)

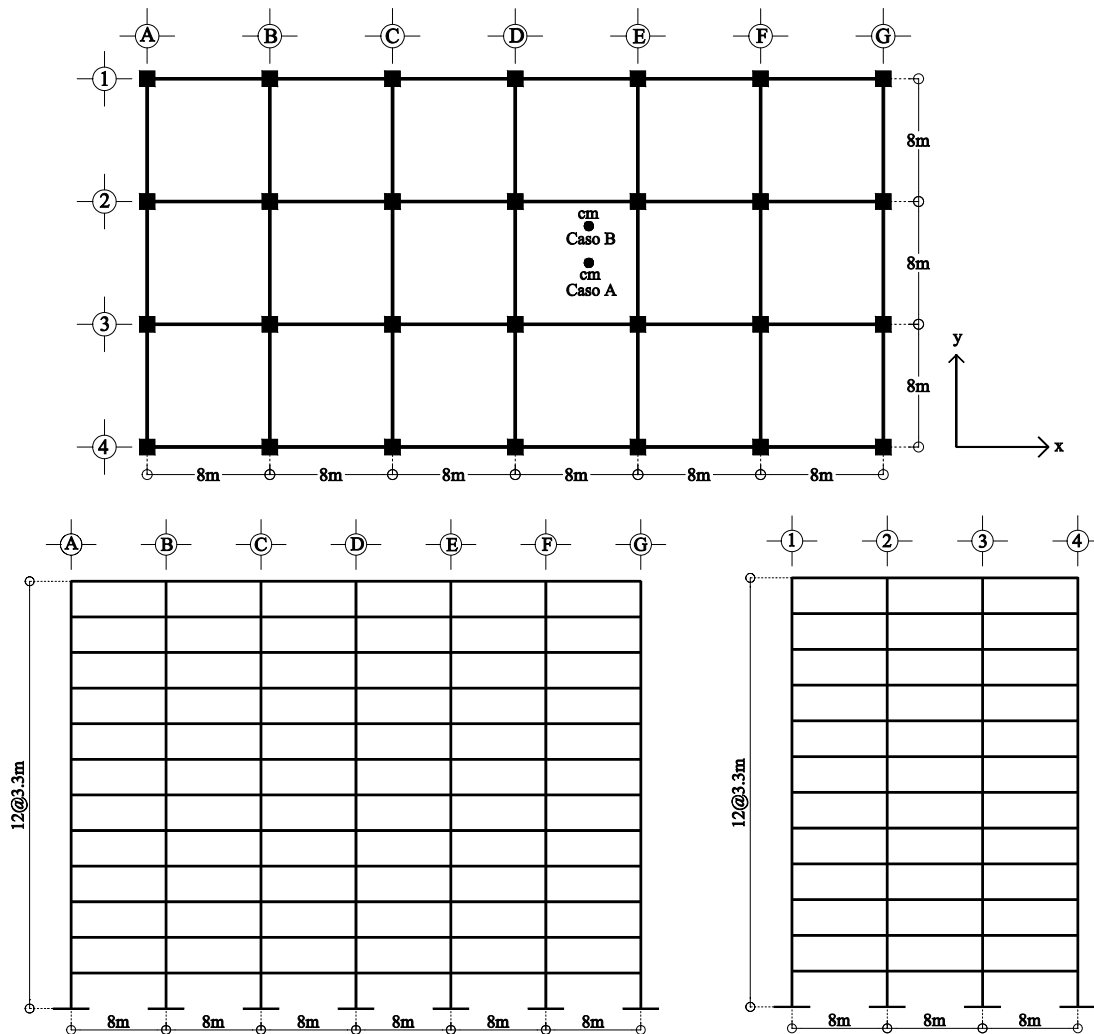


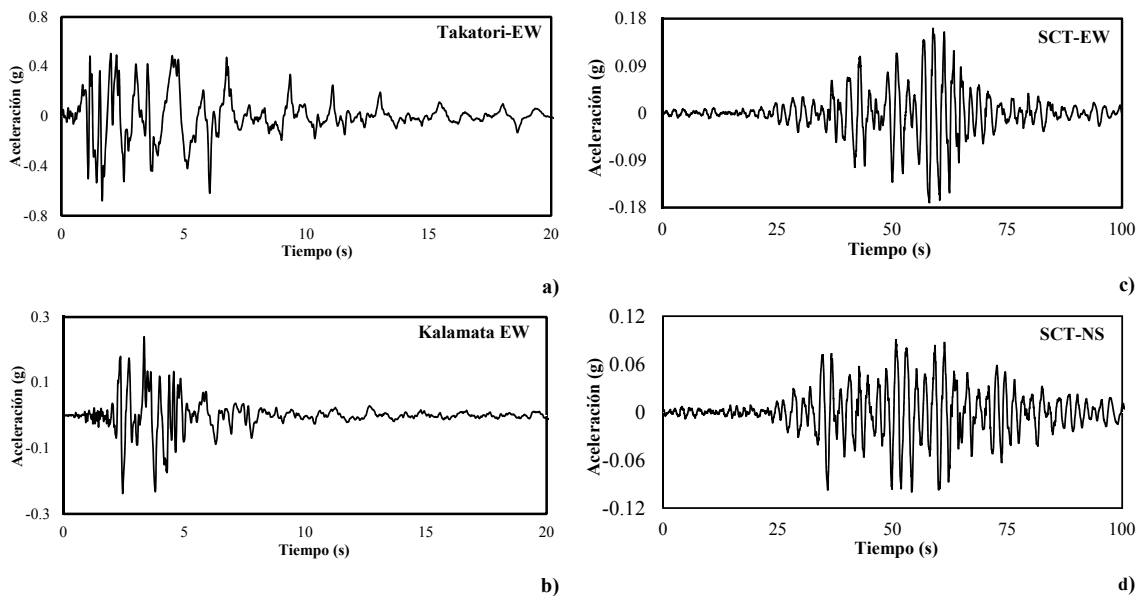
Figura 6.5 Geometría del edificio estudiado

## 6.2 Demanda sísmica

En esta investigación se utilizó como demanda sísmica una serie acelerogramas, debido a que se intentó evitar algunas de las incertidumbres que se tienen al utilizar un espectro de diseño suavizado o un espectro de respuesta, *e.g.*, la validez de las regla de combinación modal cuando es aplicada a estructuras que no son gobernadas por el modo fundamental o con problemas de regularidad modal. Los registros empleados en la evaluación y diseño utilizando el método aproximado propuesto fueron la componente E-W del sismo ocurrido el 17 de enero de 1995 en la ciudad de Kobe, Japón correspondiente a la estación de Takatori (fig. 6.6a) y la componente Este-Oeste del sismo ocurrido el 16 de noviembre de 1999 en la ciudad de Atenas, Grecia correspondiente a la estación Kalamata (fig. 6.6b). Para la evaluación sísmica del edificio caso A y caso B se eligió un registro característico

del valle de México, con componentes E-W y N-S registradas en la estación SCT (figs. 6.6c y 6.6d) del sismo ocurrido el 19 de septiembre de 1985 en la ciudad de México.

Los registros sísmicos utilizados en esta investigación se eligieron debido a que existe una correlación entre los dos primeros periodos de las estructuras estudiadas y las aceleraciones máximas del espectro de respuesta. En los análisis modales espectrales (método de diseño) y en el tiempo (método de evaluación) se utilizó el programa de análisis estructural comercial SAP2000, CSI (2009); para los NLTHA se utilizó el programa Perform 3D V5, CSI (2007).



**Figura 6.6** Registros sísmicos utilizados para la validación de las metodologías propuestas

### 6.3 Análisis de resultados en puentes

Con el objetivo de validar la metodología propuesta y el índice de regularidad modal se diseñaron y evaluaron una serie de estructuras con un comportamiento sísmico complejo, 6 puentes continuos de concreto reforzado y un edificio asimétrico en masas de 12 niveles de concreto reforzado. Se comparó la influencia de vectores de carga lateral en la construcción curva de capacidad. Se definió el grado de regularidad modal de las estructuras diseñadas utilizando el índice de regularidad modal propuesto, se estimó el desempeño de las estructuras estudiadas. Finalmente, se compararon los resultados obtenidos utilizando SNAPs con la corrección propuesta y los resultados obtenidos de un NLTHA.

### 6.3.1 Detección de la regularidad modal en puentes continuos

La regularidad modal se manifiesta como el cambio de la configuración modal en el transcurso de su respuesta inelástica, el cual puede llevar a obtener resultados erróneos, particularmente cuando la estructura es evaluada utilizando métodos aproximados. En esta investigación, la detección y estimación del grado de regularidad modal se hace mediante la aplicación del índice de regularidad modal,  $I_{MR}$ , propuesto y se compara sus resultados con otras propuestas (tabla 6.5.).

En las figs. 6.7 a 6.9 se muestra una comparativa de las formas modales elásticas e inelásticas de 6 puentes continuos para diferentes estados de daño (D1, D2, D3). En las figs. 6.7 y 6.8 se muestran la evolución de las formas modales en el transcurso su respuesta inelástica de los puentes sin problemas de regularidad modal y en la fig. 6.9 se muestra las formas modales para diferentes estados de daño para los puentes que presentan problemas de regularidad modal.

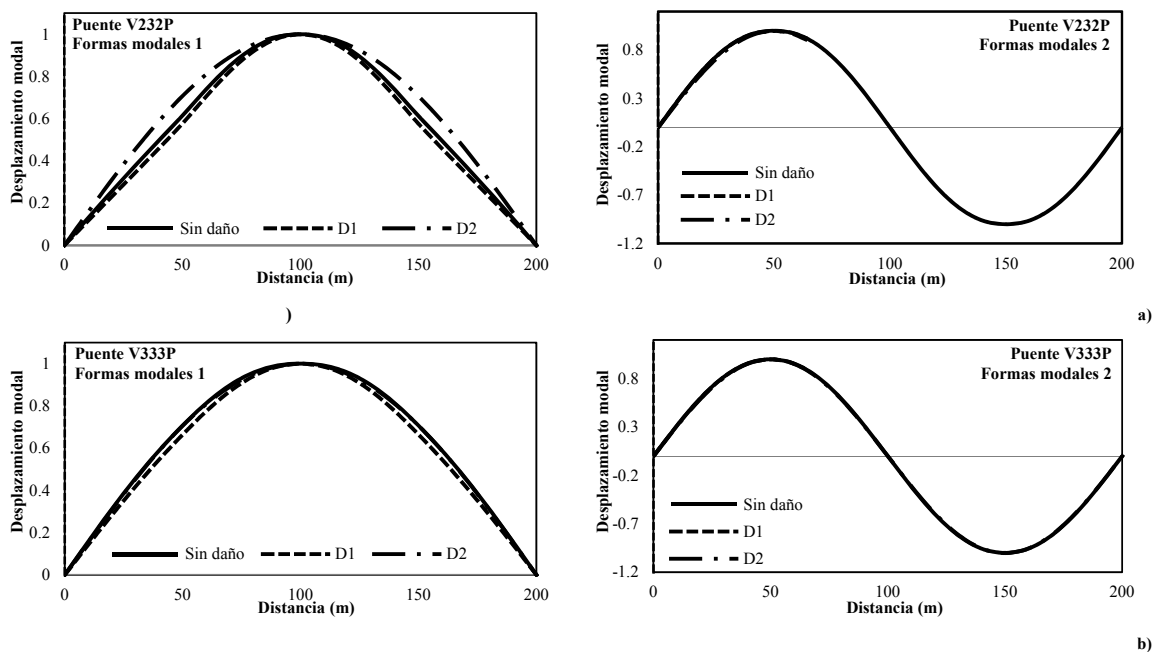
En las figs. 6.7a y 6.7b se muestra el caso de 2 puentes considerados como regulares por la literatura especializada (V232P y V333P). En esta figura se observa que la composición modal asociada a cada estado de daño se mantiene aproximadamente igual en el transcurso de la respuesta inelástica y consecuentemente la magnitud del índice de regularidad modal ( $I_{MR}$ ) se aproxima a la unidad. En este caso los métodos aproximados de evaluación y diseño sísmico pueden ofrecer resultados congruentes con los obtenidos de un NLTHA, de acuerdo a la teoría propuesta en esta investigación.

En las figs. 6.8a y 6.8b se observa la evolución de las formas modales en el transcurso de la respuesta inelástica de los puentes V123P y V132P, ambos considerados como irregulares por algunos de los códigos más utilizados para el diseño sísmico (AASHTO, 2007), debido a la irregularidad de las rigideces transversales entre pilas adyacentes. En esta figura se muestra que en la primera etapa de la respuesta inelástica de la estructura hay un cambio en la composición modal de los primeros dos modos de vibrar; sin embargo, en la parte final de la respuesta inelástica la composición modal permanece aproximadamente constante. No obstante del cambio en la composición modal en la primera etapa de la respuesta inelástica el índice de regularidad modal propuesto estima que esta estructura no presenta problemas de regularidad modal y consecuentemente es posible aplicar los métodos aproximados de evaluación y diseño a estructuras con estas características.

En la fig. 6.9a se observan las formas modales, para diferentes estados de daño, del puente V213P, el cual ha sido considerado como una estructura muy irregular por la mayoría de los autores que han estudiado la influencia de regularidad estructural en el desempeño sísmico de las estructuras. En esta figura se muestra que hay un cambio significativo en la composición modal de los dos primeros modos de vibrar y además hay una inversión de la composición modal asociada a los modos

1 y 2. La forma modal elástica asociada al modo 1 se asemeja a la del modo 2; sin embargo, la forma del modo 2 no se asemeja a ningún otro modo, lo cual disminuye la aproximación de los métodos aproximados, aun cuando se considera una corrección por regularidad modal. El índice de regularidad modal de este puente es considerado como bajo y consecuentemente la aplicación de los SNAPs podría no ofrecer resultados satisfactorios, tomando como referencia el NLTHA.

En la fig. 6.9b se observa una comparativa entre las formas modales elásticas e inelásticas de un puente considerado como irregular por los códigos de diseño sísmico actuales (V313P), debido a que la mayor parte de la rigidez lateral esta aportada por un solo elemento estructural. En esta figura se muestra una inversión de la composición modal asociada al modo 1 y el modo 2, la forma modal 1 se asemeja a la forma modal 2 en el estado de daño posterior, y la composición del modo 2 se aproxima a la composición modal del modo 1 del siguiente estado de daño. Debido a esto el índice de regularidad modal de este puente tiende a ser muy bajo y teóricamente los resultados obtenidos de los procedimientos simplificados no son comparables con los obtenidos con los calculados de un procedimiento considerado como exacto; sin embargo, si se aplica la corrección propuesta en esta investigación los resultados obtenidos de un SNAP pueden llegar a ser satisfactorios.



**Figura 6.7** Formas modales los puentes V232P y V333P para diferentes estados de daño

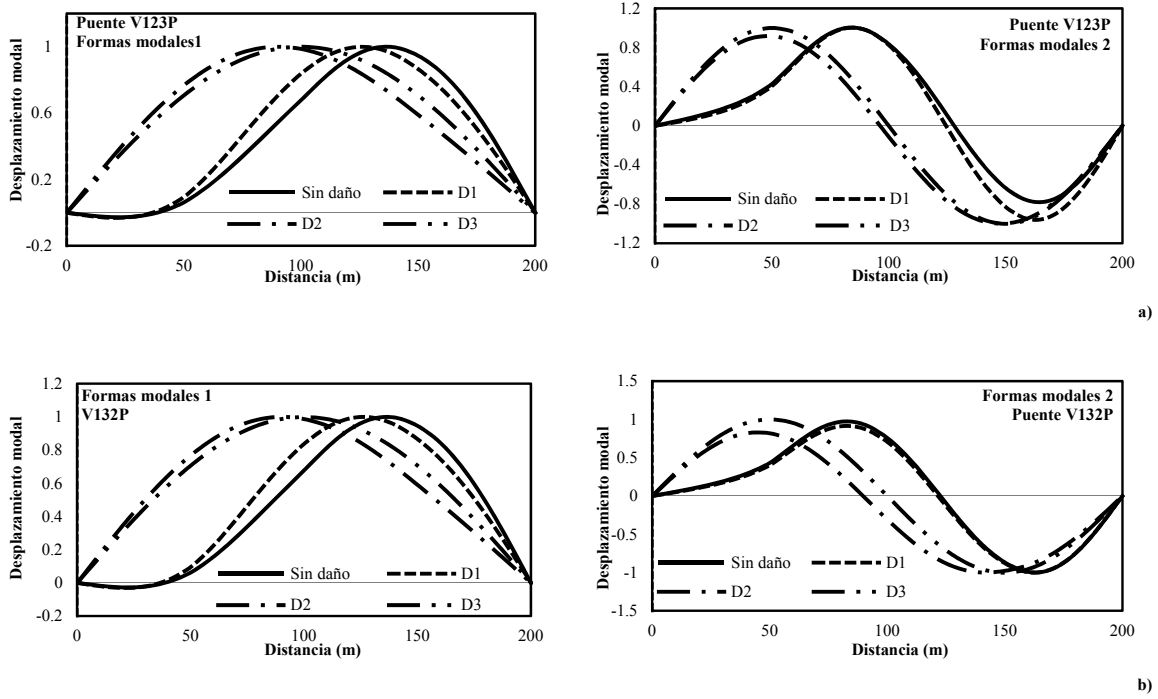


Figura 6.8 Formas modales los puentes V123P y V132P para diferentes estados de daño

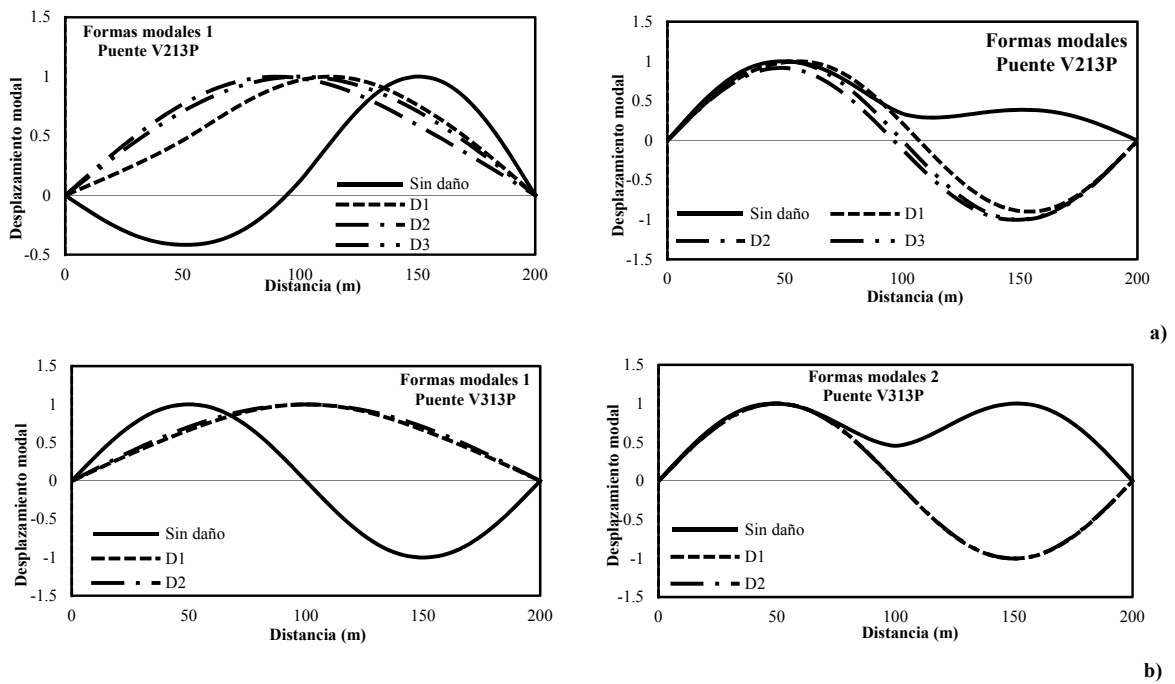


Figura 6.9 Formas modales los puentes irregulares V213P y V313P para diferentes estados de daño



**Tabla 6.5** Clasificación de los puentes estudiados usando diferentes índices de regularidad

Puente	1-FRI	I <sub>MR</sub>
V123P	0.91	0.83
V132P	0.96	0.80
V213P	0.58	0.56
V232P	1	1
V313P	0.97	0
V333P	1	1

### 6.3.2 Influencia del tipo de vector de carga lateral en la construcción de la curva de capacidad para puentes continuos

Estimar el desempeño de una estructura irregular como los puentes continuos utilizando un método aproximado basado en la validez de curva de capacidad depende, en gran parte, de la construcción de la curva de capacidad; sin embargo, la construcción de la curva de capacidad utilizando SNAPs es muy sensible al tipo de vector de carga lateral, por lo que la forma de la curva puede variar significativamente para distintos tipos vectores de carga lateral, particularmente para estructuras con problemas de regularidad modal.

En las figs. 6.10 a 6.12 se observa una comparativa entre las curvas de capacidad obtenidas utilizando SNAPs, y una curva de capacidad dinámica estimada utilizando un análisis IDA, para diferentes tipos de vectores de carga lateral. En la fig. 6.10 se observa la comparativa de curvas para un puente sin problemas de regularidad modal V232P. Se observa que la forma de las curvas de capacidad utilizando SNAPs (basado en fuerzas, F-MM y F-M1, y vía análisis modales espectrales evolutivos, AME) y la obtenida utilizando un IDA, tienen una forma similar. En la fig. 6.11 se observan las curvas de capacidad de un puente con participación significativa de los modos superiores. En esta figura se observa que la forma de la curva de capacidad, asociada a un solo modo, F-M1, utilizando SNAPs tiene una forma diferente a las obtenidas utilizando un procedimiento multimodal vía análisis modales espectrales evolutivos, F-MM, o un IDA. En la fig. 6.12. Se observa la comparación entre las curvas de capacidad para un puente con problemas de regularidad modal, se observa que la forma de la curva de capacidad estimada utilizando un procedimiento basado en fuerzas, F-MM y F-M1, no se aproxima a la curva obtenida utilizando un IDA; sin embargo, la curva estimada mediante un análisis modal espectral evolutivo, AME, se aproxima al calculada de un análisis IDA.

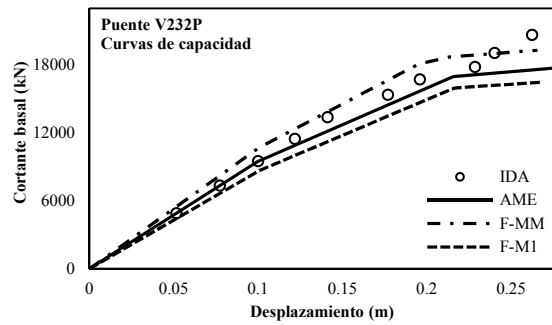


Figura 6.10 Curvas de capacidad del puente V232P, utilizando diferentes vectores de carga lateral

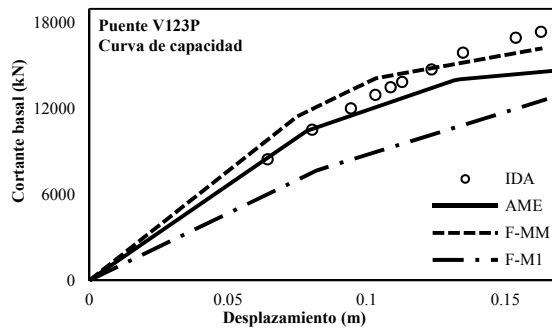


Figura 6.11 Curvas de capacidad del puente V123P, utilizando diferentes vectores de carga lateral

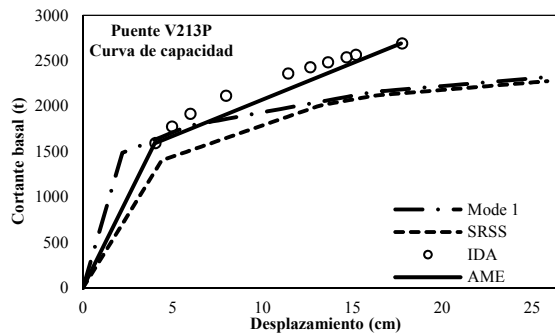


Figura 6.12 Curvas de capacidad del puente V213P, utilizando diferentes vectores de carga lateral

### 6.3.3 Estimación del desempeño sísmico en puentes

En las figs. 6.13 a 6.16 se muestra una comparativa entre los desempeños estimados mediante el uso de la curva de capacidad y un perfil de desplazamientos, calculados utilizando SNAPS con la corrección por regularidad modal (SNAP-C), propuesta, vía análisis modales espectrales evolutivos

y un análisis dinámico incremental (IDA), bajo una demanda sísmica para una misma intensidad. Los puentes estudiados se evaluaron utilizando 2 registros sísmicos característicos de un suelo duro (Takatori-EW, Kalamata-EW). En la figs. 6.13 y 6.14 se muestra una comparativa del desempeño sísmico de los puentes sin problemas de regularidad modal (V232P y V123P), tomando como referencia el índice de regularidad modal ( $I_{MR}$ ) propuesto en esta investigación, bajo una demanda sísmica caracterizada por los registros antes mencionados, donde el primer registro (Takatori) presenta una aceleración aproximada máxima a 0.68 g y el segundo registro (Kalamata) una aceleración máxima 0.24 g. En ambas figuras que muestran el perfil de desplazamientos y la curva de capacidad. Se observa que para una misma magnitud de desplazamiento existe una correspondencia con la intensidad de la demanda sísmica, es decir el desempeño estimado utilizando un método aproximado, SNAP-C, es similar al desempeño obtenido de un análisis dinámico incremental, IDA.

En la fig. 6.15 se muestra una comparativa entre el desempeño sísmico, estimado utilizando la corrección propuesta (SNAP-C) y un método considerado como “exacto”, del puente V313P bajo 2 demandas sísmicas diferentes, caracterizadas por los registros Takatori y Kalamata. En estas figuras se observa que el perfil de desplazamientos y el punto de desempeño, estimado sobre la curva de capacidad, son aproximados a los obtenidos de un NLTHA y un IDA. Para una misma magnitud de desplazamiento existe una correspondencia aproximada con la intensidad, para ambas demandas sísmicas.

En la fig. 6.16 se muestra una comparativa entre las curvas de capacidad y los perfiles de desplazamientos, calculados utilizando un SNAP-C y un método IDA, del puente V213P bajo 2 demandas sísmicas diferentes caracterizadas por los registros sísmicos Takatori y Kalamata. En estas figuras se observa que cuando se aplica un método aproximado a una estructura con problemas de regularidad modal, donde la composición modal elástica asociada al modo fundamental no se aproxima completamente a ninguna composición modal inelástica, el desempeño sísmico no es congruente con el desempeño sísmico obtenido de un método con un fundamento matemático riguroso; sin embargo, si se utiliza la corrección por regularidad modal propuesta SNAP-C la aproximación de los puntos de desempeño mejoran, tomando como referencia el IDA, sin embargo existe una diferencia, debido a que la composición modal asociada al modo 1 elástico no se asemeja a ninguna composición modal en el transcurso de la respuesta inelástica.

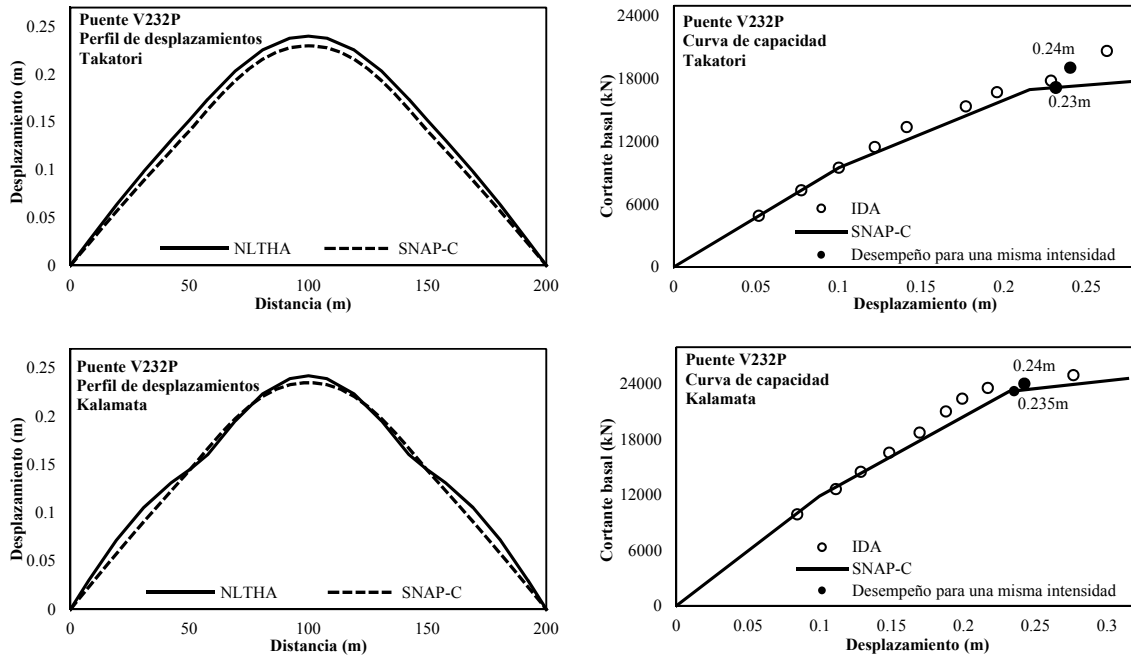


Figura 6.13 Perfil de desplazamientos y curva de capacidad para el puente V232P

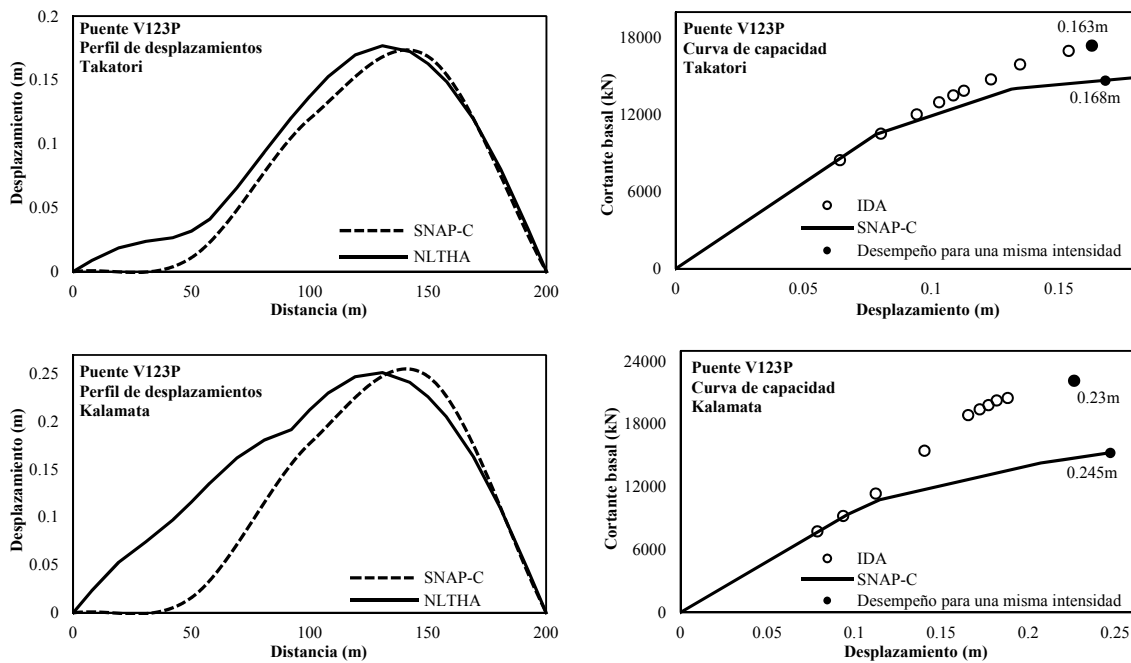


Figura 6.14 Perfil de desplazamientos y curva de capacidad del puente V123P

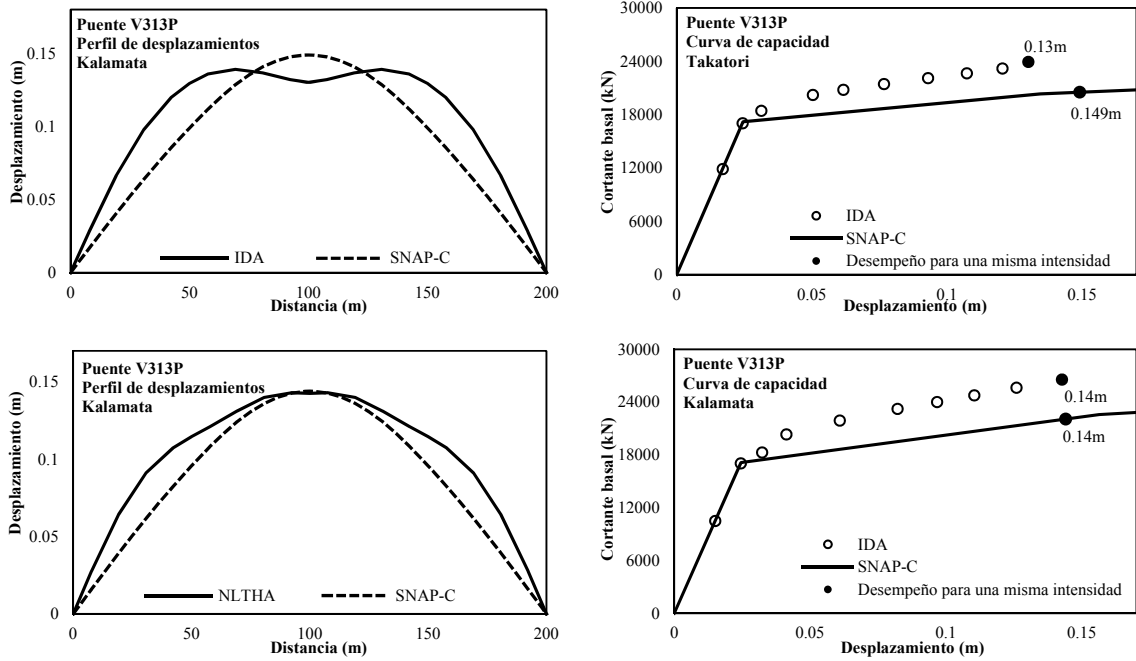


Figura 6.15 Perfil de desplazamientos y curva de capacidad del puente V313P

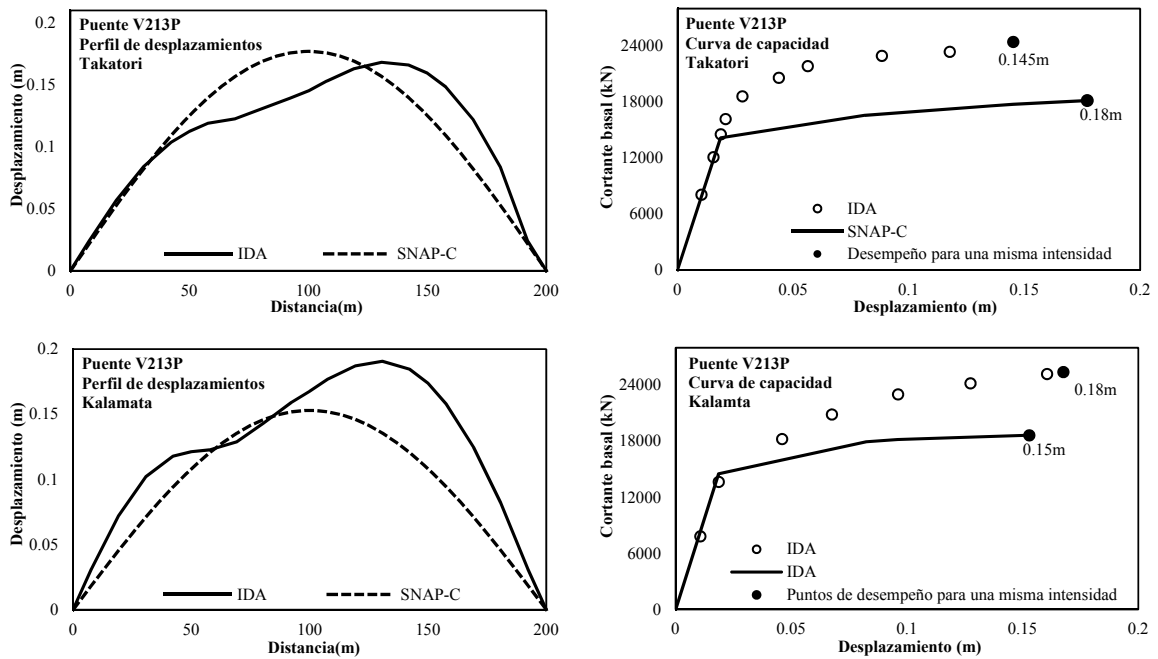


Figura 6.16 Perfil de desplazamientos y curva de capacidad del puente V213P

## 6.4 Análisis de resultados en edificios asimétricos

Como se mencionó en párrafos anteriores la regularidad modal no es un problema exclusivo de estructuras de puente tipo viaducto y esta se puede presentar en cualquier tipo de estructura. Para demostrar que la regularidad modal puede llevar a resultados erróneos aun en estructuras aparentemente regulares. Debido a sus condiciones geométricas, se evalúa un edificio asimétrico en masas con dos diferentes excentricidades (fig. 6.5) usando SNAPs y sus resultados son comparados con los resultados obtenidos de NLTHA.

### 6.4.1 Detección de la regularidad modal en edificios

La regularidad modal, representada como el cambio de la configuración modal de un estado de daño a otro, se presenta especialmente en estructuras con un número reducido de elementos estructurales debido principalmente a que la rigidez lateral de la estructura, en muchos casos, depende en gran parte de pocos elementos estructurales. No obstante esto, la regularidad modal se puede manifestar de forma importante en estructuras con una gran cantidad de elementos estructurales *e.g.*, edificios y en algunos casos si esta no se considera en el análisis nos puede guiar a estimar desempeños erróneos, tomando como referencia el desempeño obtenido de un análisis dinámico no lineal paso a paso.

En la figs 6.17 y 6.18 se muestra una comparación de la configuración modal para diferentes estados de daño (D1, D2, D3) de un edificio, Caso A y B, bajo una demanda sísmica bidireccional y simultánea caracterizada por un registro característico de un suelo blando (SCT-EW y SCT-NS). En el caso A la excentricidad de masas es en una sola dirección mientras que en el caso B la excentricidad de masas es bidireccional. En la fig. 6.17 (caso A) se observa que la configuración de las formas modales permanecen aproximadamente constantes en el transcurso de su respuesta inelástica, para todos los modos, y por consiguiente se estima que este edificio no presenta problemas de regularidad modal y los métodos aproximados de evaluación y diseño se pueden utilizar de acuerdo a la teoría propuesta en esta investigación.

En la fig. 6.18. (caso B) se muestra una comparativa de las formas modales, asociadas a los modos que influyen significativamente en la respuesta de la estructura, elásticas e inelásticas del edificio estudiado bajo una demanda bidireccional y simultánea, en esta figura se muestra que para la mayoría de los modos sus formas modales elásticas permanecen constantes durante toda su respuesta inelástica; sin embargo, para un modo (modo 2), el cual tiene una participación significativa en el desempeño de la estructura, hay un cambio significativo principalmente en un estado de daño considerable, el cual puede ser suficiente para llevar a los analistas a calcular un desempeño erróneo, tomando como referencia el análisis NLTHA.

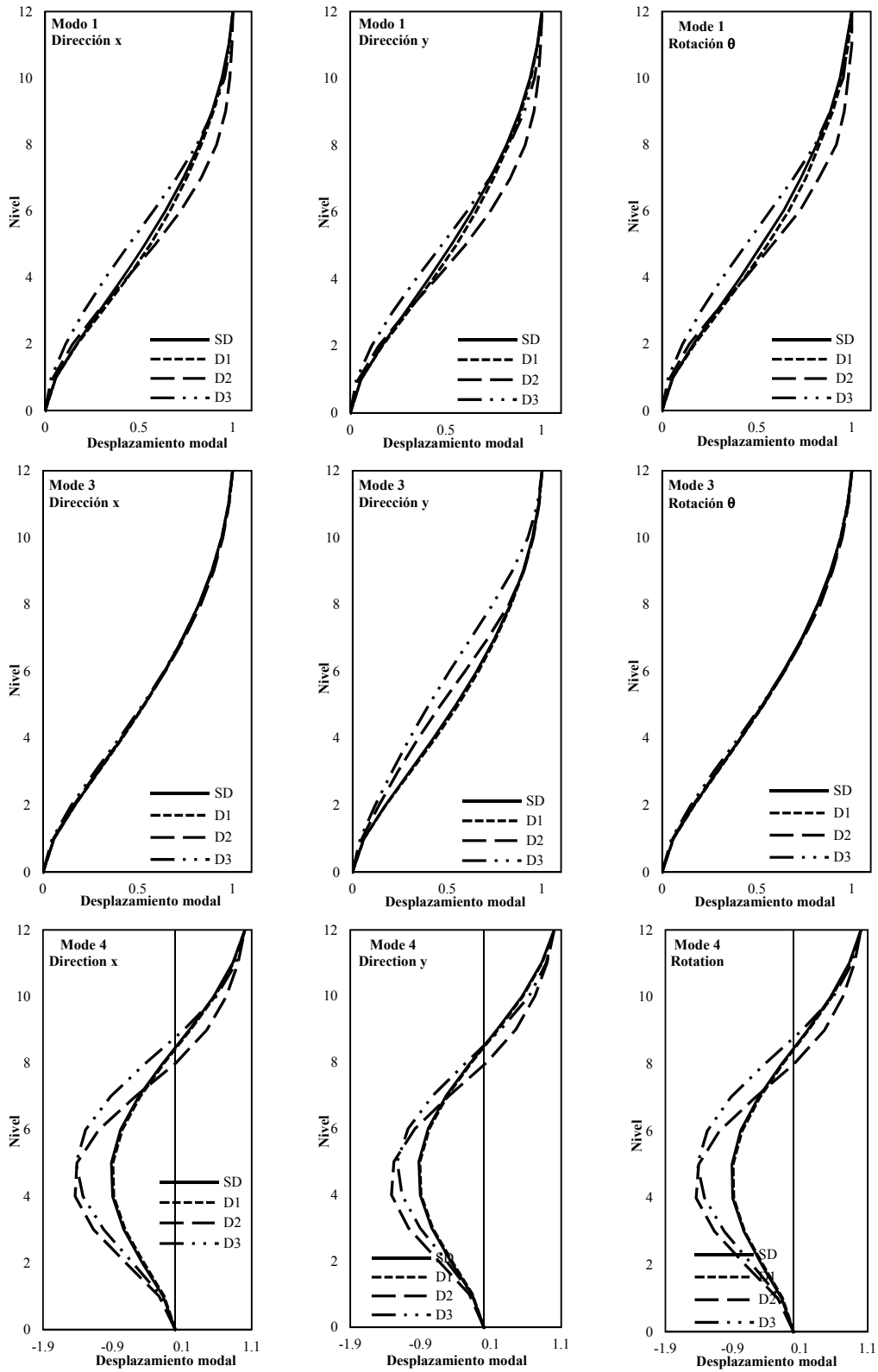


Figura 6.17 Formas modales del edificio estudiado (Caso A) para diferentes estados de daño

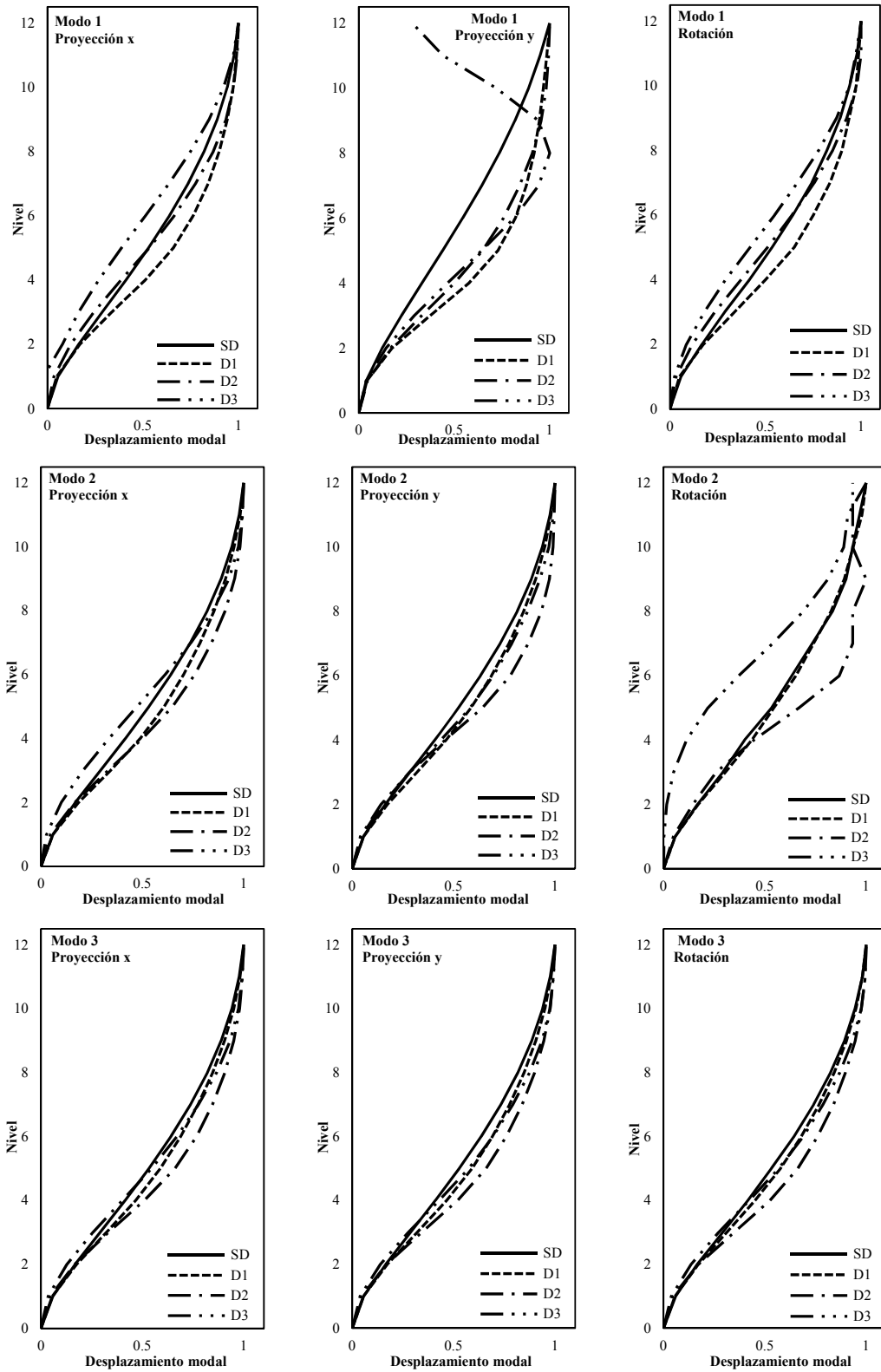


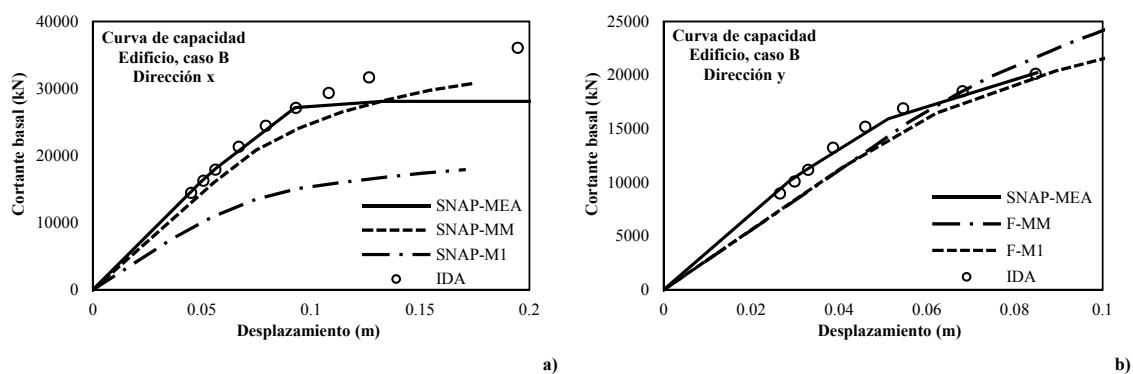
Figura 6.18 Formas modales del edificio estudiado (Caso B) para diferentes estados de daño



En las figs. 6.7 a 6.9 (puentes) y 6.17 a 6.18 (edificios) se observan claramente las características de la evolución de la configuración modal en el transcurso de la respuesta inelástica en diferentes tipos de estructuras. Los autores han descrito estos cambios de las formas modales como una característica estructural denominada regularidad modal, la cual puede llevar, por si sola, a estimar desempeños erróneos particularmente cuando se usan metodologías aproximadas si las formas modales asociadas a los modos que contribuyen significativamente a la respuesta de la estructura cambian de forma significativa de un estado de daño a otro.

#### 6.4.2 Desempeño sísmico del edificio estudiado

En las figs. 6.19a y 6.19b se observa las curvas de capacidad para el edificio estudiado (Caso B) sometido a una demanda sísmica bidireccional y simultánea, con problemas de regularidad modal. Se observa que la forma de la curva de capacidad en dirección transversal (proyección y) estimada utilizando métodos aproximados, basados en fuerzas (F-MM y F-M1) y vía modales espectrales, fuerzas son aproximadas a la curva de capacidad dinámica obtenida utilizando un IDA; sin embargo, la curva de capacidad en dirección longitudinal (proyección x) calculada utilizando análisis de empuje lateral basados en fuerzas (F-MM y F-M1) presentan una forma diferente a los obtenidos de un IDA, especialmente cuando se utiliza un vector asociado a un solo modo. Sin embargo, la curva de capacidad estimada utilizando un SNAP vía análisis modales espectrales es aproximada en forma a la calculada de método IDA.



**Figura 6.19** Curvas de capacidad del edificio, Caso B, utilizando diferentes métodos de empuje lateral

En las figs. 6.20 a 6.23 se muestra una comparación entre el desempeño obtenido (perfil lateral de desplazamientos, derivas de entrepiso y punto de desempeño asociado a una curva de capacidad) para el edificio estudiado, caso A y caso B, usando un método aproximado SNAP-C y un análisis dinámico no lineal paso a paso para el perfil de desplazamientos y las derivas de entrepiso y un análisis dinámico incremental (IDA) para la curva de capacidad.

En las figs. 6.20 y 6.21 se observa la comparación entre la curva de capacidad dinámica obtenida mediante IDA y la curva de capacidad obtenida usando un SNAP-C vía análisis modales espectrales. En las figs. 6.20a y 6.21a se observa que para una misma magnitud de desplazamiento existe una correspondencia con la intensidad de la demanda sísmica, es decir el desempeño asociado a un desplazamiento calculado utilizando un procedimiento aproximado estático no lineal de evaluación sísmica, SNAPs, es aproximado al desempeño obtenido de un análisis dinámico incremental, IDA. No obstante, que los desplazamientos son aproximados se observa que la pendiente de posfluencia varía un poco de un análisis a otro, particularmente en la dirección y, debido a que en el método aproximado utiliza un modelo de daño demasiado simple (rótula plástica). En las figs. 6.20b y 6.21b se muestran una comparación entre el perfil de desplazamiento y las derivas de entrepiso estimadas utilizando un SNAP y un NLTHA, para una misma intensidad. En estas figuras se observa que existe una correspondencia entre los resultados estimados utilizando un procedimiento aproximado y un análisis NLTHA.

En las figs. 6.22a y 6.23a se observa una comparativa entre las curvas de capacidad, proyección X y Y, obtenidas usando un SNAP y las curvas de capacidad dinámica definidas mediante un IDA. En estas figuras se observa que no siempre existe una correspondencia entre los resultados estimados utilizando un método aproximado, SNAP, y un procedimiento IDA. Se observa que para una misma magnitud de desplazamiento existe una correspondencia con la intensidad de la demanda sísmica, en la dirección y, sin embargo, en la dirección x el desempeño obtenido mediante el SNAP-C no corresponde al estimado de un IDA. En las figs. 6.22b y 6.23b se muestran una comparación entre el perfil de desplazamiento y las derivas de entrepiso estimadas utilizando un SNAP y análisis dinámico no lineal paso a paso, para una misma intensidad. En estas figuras se observa que no existe una correspondencia entre los resultados estimados utilizando un procedimiento aproximado y un NLTHA en la proyección Y, sin embargo en la proyección X si se tiene una correspondencia entre los resultados estimados utilizando un método aproximado, SNAP, y un NLTHA.

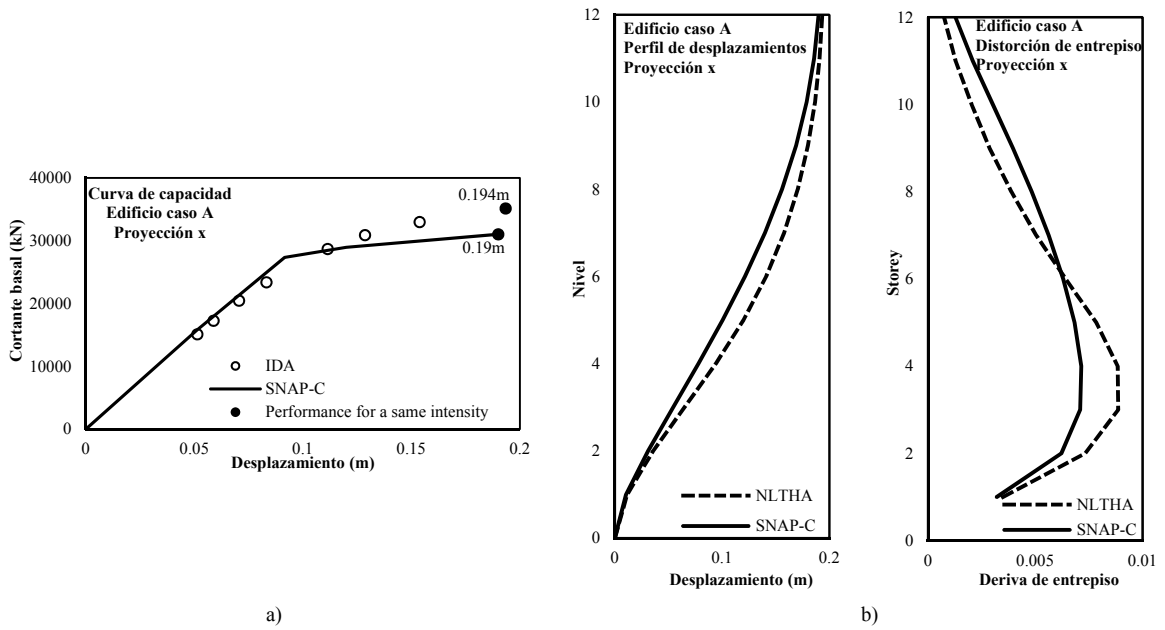


Figura 6.20 Comparación índices de desempeño para el edificio estudiado dirección x (Caso A)

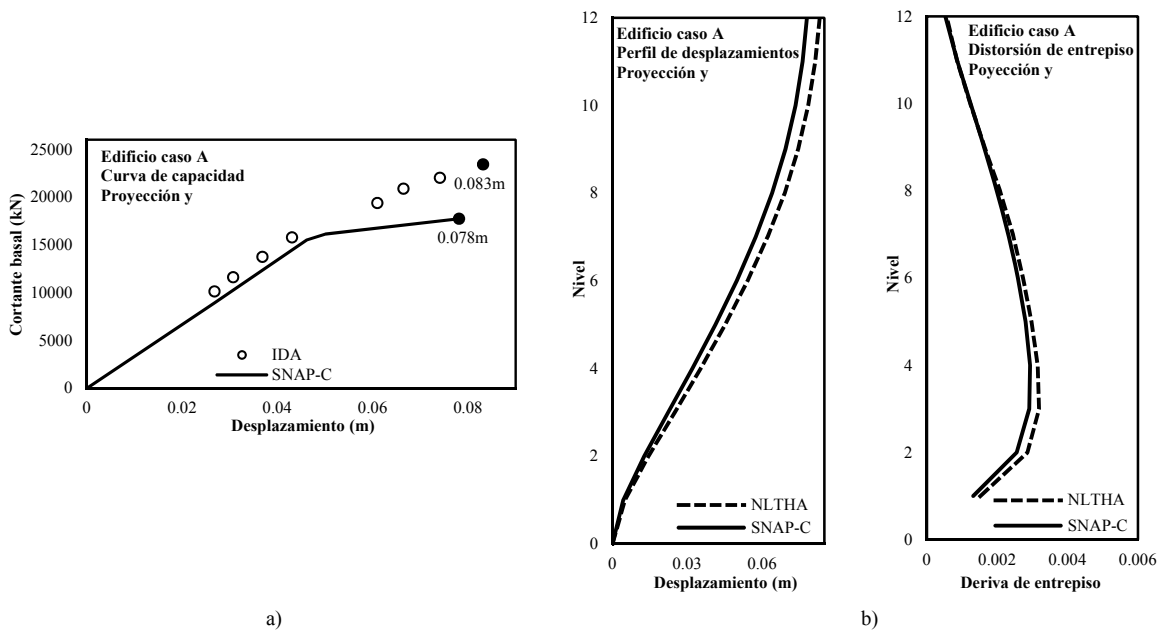


Figura 6.21 Comparación índices de desempeño para el edificio estudiado dirección y (Caso A)

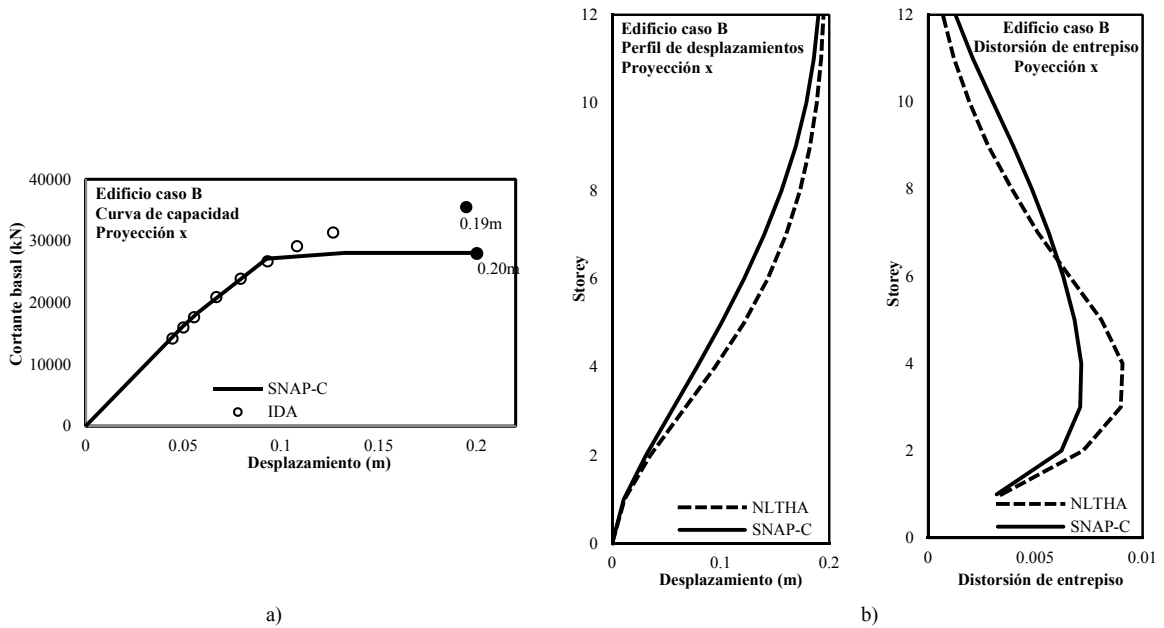


Figura 6.22 Comparación de índices de desempeño para el edificio estudiado dirección y (Caso B)

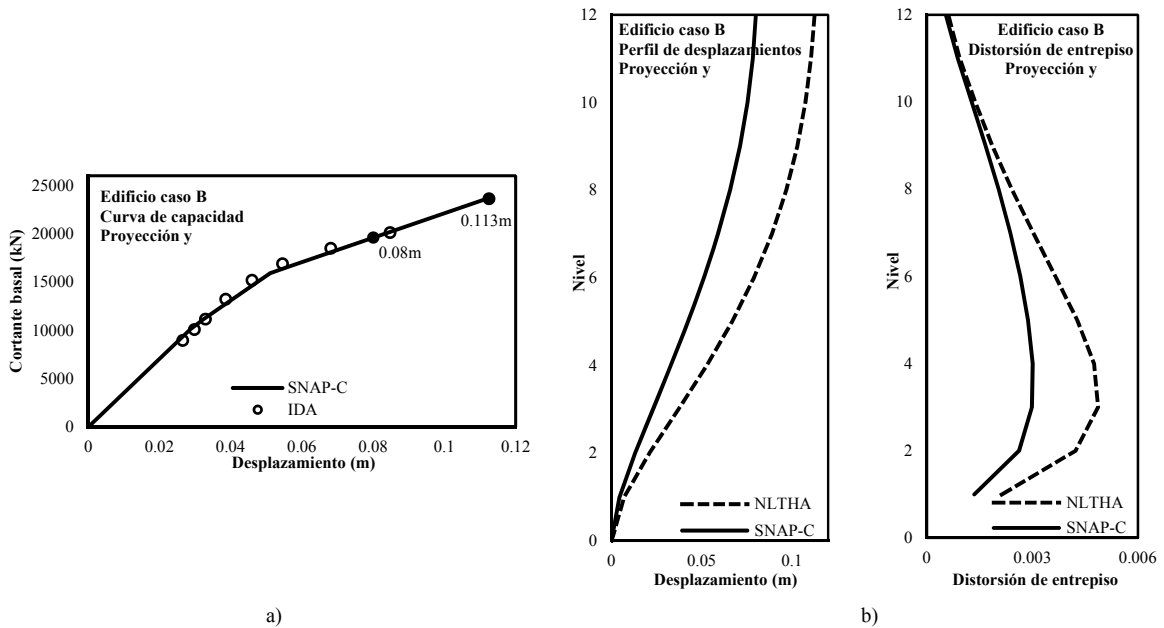
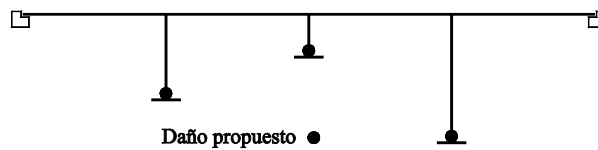


Figura 6.23 Comparación índices del desempeño para el edificio estudiado, proyección x (Caso B)

### 6.4.3 Método de diseño

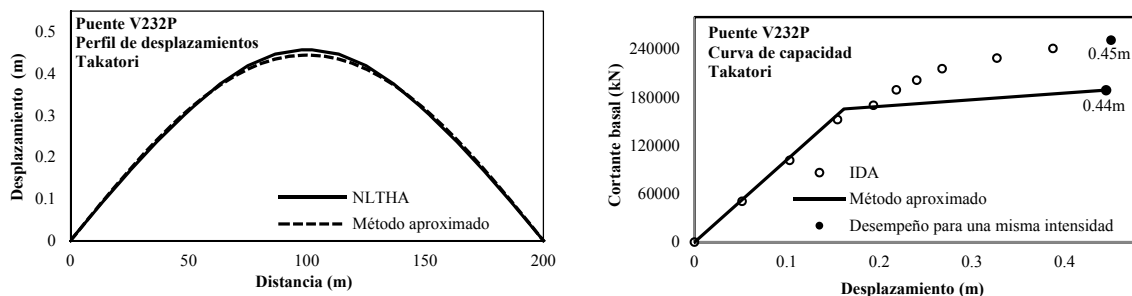
Para ilustrar la aplicación del método de diseño utilizando la corrección propuesta se presenta los resultados del diseño sísmico de 3 puentes de concreto reforzado. El primer puente (V232P) no tiene problemas de regularidad modal; sin embargo, los otros 2 puentes (V213P y V313P) si presentan

problemas de regularidad modal, de acuerdo con índice de regularidad modal propuesta en esta investigación. El diseño preliminar de los 3 puentes se hizo utilizando un método basado en fuerzas. El desplazamiento objetivo se definió en función de la capacidad máxima de deformación de los elementos estructurales de la subestructura (pilas). Las propiedades nominales utilizadas son las mismas que las utilizadas en la evaluación (tablas 6.1 y 6.2). Se utilizó como demanda sísmica el espectro de respuesta correspondiente a la componente E-W del sismo ocurrido el 17 de enero de 1995 en la ciudad de Kobe, Japón registrado en la estación de Takatori (fig. 6.6a). En la fig. 6.24 se muestra la distribución de daño propuesta para los 3 puentes.



**Figura 6.24** Distribución de daño propuesta para el diseño sísmico basado en desplazamientos

En la figs. 6.25 a 6.27 se muestra una comparativa entre el desempeño sísmico obtenido utilizando del método de diseño aproximado, utilizando la corrección por regularidad modal propuesta, y el desempeño obtenido de un análisis NLTHA. En la figs. 6.25 y 6.26 se observa que los desempeños de los puentes V232P y V313P caracterizados por un perfil de desplazamientos y una curva de capacidad obtenida mediante el método de diseño aproximado son consistentes con los resultados obtenidos de un NLTHA. Para una misma magnitud de desplazamiento existe una correspondencia aproximada con la intensidad para ambos puentes, aun cuando el puente V313P presenta problemas de regularidad modal. En la fig. 6.27 se observa que los resultados obtenidos de un procedimiento de diseño sísmico aproximado no siempre ofrecen resultados congruentes con los obtenidos de un NLTHA, particularmente cuando la composición modal elástica asociada al modo fundamental no se aproxima completamente a ningún otro modo durante la respuesta inelástica. En esta figura se observa que para una misma magnitud de desplazamiento (perfil de desplazamiento y curva de capacidad) no existe una correspondencia con la intensidad, aun cuando se aplica la corrección propuesta.



**Figura 6.25** Comparación del desempeño entre el método aproximado y un NLTHA para el puente V232P

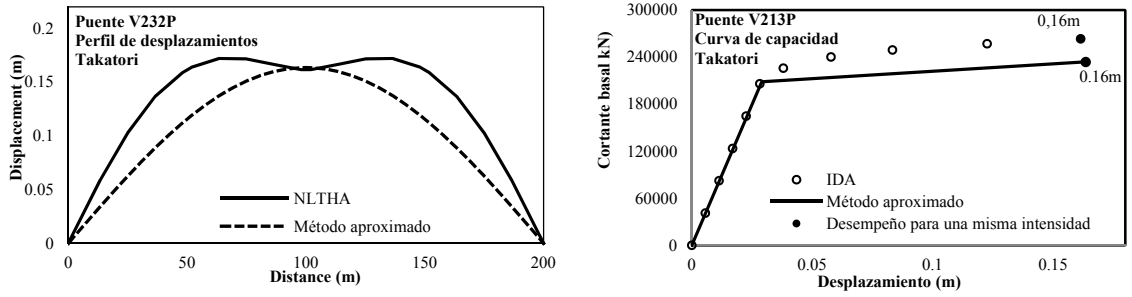


Figura 6.26 Comparación del desempeño entre el método aproximado y un NLTHA para el puente V313P

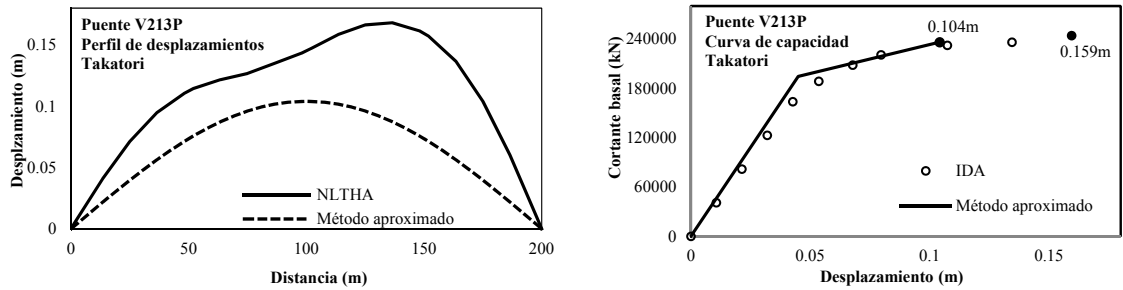


Figura 6.27 Comparación del desempeño entre el método aproximado y un NLTHA para el puente V213P

# Capítulo 7

## Conclusiones y recomendaciones

### 7.1 Conclusiones

En la descripción de este trabajo se presentan los resultados de una investigación sobre la influencia de la regularidad modal en el desempeño sísmico de estructuras de concreto reforzado con un comportamiento sísmico complejo, poniendo un particular énfasis en el uso de los métodos aproximados, basados en la validez de curva de capacidad como una propiedad de la estructura, vía análisis modales espectrales evolutivos. De esta investigación se obtuvieron las siguientes conclusiones.

1. Los procedimientos aproximados de evaluación y diseño sísmico basados en la regla de iguales desplazamientos no siempre ofrecen resultados congruentes con los estimados de un NLTHA, especialmente cuando la estructura presenta con un comportamiento no lineal que no se puede asociar al comportamiento de un oscilador de un grado de libertad.
2. Los métodos de empuje lateral basados en fuerzas ofrecen resultados (curva de capacidad) aproximados a los estimados de un IDA, bajo ciertas circunstancias asociadas a la respuesta no lineal de la estructura; sin embargo, cuando la estructura presenta problemas de regularidad modal o hay una participación significativa de los modos superiores, la curva de capacidad obtenida utilizando un método aproximado no es comparable con la estimada de un IDA, aun cuando se utilicen como demanda externa una serie de vectores de carga lateral.
3. Caracterizar una demanda sísmica mediante el uso de vectores de carga lateral, asociados a un solo modo de vibrar, puede guiar a los analistas a estimar desempeños erróneos, tomando como referencia un NLTHA, particularmente cuando la estructura presenta un comportamiento sísmico complejo.

4. Los procedimientos de empuje lateral vía análisis modales espectrales estiman la curva de capacidad ( $D-V_b$ ) con una mejor aproximación que los métodos de empuje lateral basados en fuerzas; sin embargo, esto no garantiza que los desempeños estimados utilizando un método aproximado sea comparable al calculado mediante un análisis dinámico no lineal paso a paso.
5. Las características geométricas de una estructura no son suficientes para ser consideradas como un medida confiable que precise el grado de regularidad, especialmente en estructuras susceptibles a presentar un comportamiento sísmico complejo como: los edificios asimétricos y los puentes continuos de grandes claros.
6. Los índices de regularidad basados en el cociente de 2 perfiles de desplazamientos, inelásticos obtenidos mediante la aplicación de métodos de empuje lateral basados en fuerzas, asociados a diferentes vectores de carga lateral, no siempre ofrecen resultados congruentes con los obtenidos de un NLTHA.
7. Los cambios en la composición modal (regularidad modal) es una de las causas principales de que el desempeño estimado mediante un método aproximado no sea congruente con los resultados obtenidos de un análisis dinámico no lineal paso a paso.
8. El índice de regularidad modal,  $I_{RM}$ , propuesto en esta investigación estima el grado de regularidad congruente con los resultados obtenidos de un método IDA y puede ser usado como una ayuda para el analista, para decidir de forma rápida y simple si los métodos estáticos no lineales son adecuados en la evaluación sísmica de estructuras con un comportamiento sísmico complejo.
9. Los métodos de evaluación sísmica aproximados de evaluación y diseño sísmico ofrecen resultados aproximados a los obtenidos de un NLTHA únicamente cuando la regularidad modal no influye de forma significativa en la respuesta no lineal de la estructura.
10. El método aproximado sísmico de evaluación y diseño propuesto ofrece desempeños aproximados a los obtenidos de un método dinámico incremental cuando hay una inversión de las formas modales de un estado de daño a otro. Sin embargo, cuando hay un cambio significativo en las formas modales en el transcurso de la respuesta inelástica donde no existe una congruencia entre la configuración modal de un estado de daño a otro, los resultados obtenidos con el procedimiento propuesto no siempre son comparables con los resultados obtenidos de un NLTHA, pero si hay mejora en comparación con los resultados obtenidos de un método que no considera una corrección por la regularidad modal.



## 7.2 Recomendaciones

Con el objetivo de complementar y mejorar las metodologías propuestas de evaluación y diseño sísmico basado en la filosofía del diseño sísmico basado en el desempeño se recomienda continuar con trabajos que estuvieron fuera del alcance de esta investigación.

1. Proponer un modelo aproximado capaz de caracterizar el daño de una estructura bajo una demanda sísmica mediante la estimación de una rigidez equivalente, congruente con el comportamiento histérico del material, poniendo un particular énfasis en elementos sometidos a carga axial y flexión biaxial.
2. Incluir los efectos de segundo orden en las metodologías propuestas.
3. Incluir la interacción suelo-estructura en las metodologías propuestas.
4. Demostrar que los factores de corrección por regularidad recomendados por los códigos de diseño sísmico actuales no tienen ningún fundamento y su aplicación no garantizan que el desempeño estimado sea congruente con el comportamiento ante evento sísmico.
5. Validar las metodologías propuestas utilizando una serie de estructuras, con problemas de regularidad, desplantadas en diferentes tipos de suelo, poniendo especialmente atención en edificios asimétricos bajo una demanda sísmica bidireccional y simultánea.

## Referencias

- AASHTO (2007). AASHTO LFRD Bridge Design Specifications. 4th ed. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington D.C.
- Alba F., Bento R. y Ayala A. G. (2005). Seismic performance evaluation of plane frames vertically regular and irregular. Proceedings of the Fourth European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures. EAEE, Salónica, Grecia.
- Antoniou S. y Pinho R. (2004a). Advantages and limitations of adaptive and non adaptive force based pushover procedures. *Journal of Earthquake Engineering* **8:4**, pp 497-522.
- Antoniou S. y Pinho R. (2004b). Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure. *Journal of Earthquake Engineering* **8:5**, 643-661.
- Adhikari, G. Petrini, L. y Calvi, G.M. (2010). Application of direct displacement based design to long span bridges. *Bull Earthquake Eng.* **8:897-919**.
- ATC (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Technical report, ATC-40. Applied Technology Council. Redwood City, CA.
- Ayala, A.G. y Escamilla, M. A. (2011). Modal irregularity in continuous reinforced concrete bridges, Detection effect on the simplified seismic performance evaluation and ways of solution. Proceedings of the Sixth European Workshop on Irregular and Complex Structures. Haifa, Israel.
- Ayala A.G., Castellanos, H. y López, S. (2012). A displacement-based seismic design method with damage control for RC buildings. *Earthquakes and Structures*. 3.
- Aydinoglu, M. (2003). An incremental response spectrum analysis based on inelastic spectral displacements for multi-mode seismic performance evaluation. *Bulletin of Earthquake Engineering* **1:1**, 3-36.
- Calvi, G.M., Elnashai, A.S. y Pavese, A. (1994). Influence of regularity on the seismic response of RC bridges. 2nd International workshop on Seismic Design and Retrofitting of RC Bridges. **Vol 8-13**: 83-93.
- Castellanos R.H., (2013), Desarrollo y evaluación de un método de evaluación y diseño sísmico basado en desplazamientos para edificios de concreto reforzado, Tesis de Doctorado en Ingeniería (Estructuras), Posgrado en Ingeniería, UNAM, México.
- CEN, Eurocode 8 (1994). Design of structures for earthquake resistance. Part 2: Bridges. Committee European of Normalisation, European Pre-standard. ENV1998-2.
- CEN, Eurocode 8 (2004). Design of structures for earthquake resistance, Part 1, European standard EN 1998-1, Brussels: European Committee for Standardization, December 2004.
- Chopra A.K. y Goel R.K. (2001). A Modal pushover analysis Procedure for estimating seismic demands for buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol. 31, No 3, pp. 561-582.
- CSI, (2009). SAP2000: Three dimensional static and dynamic finite element analysis and design of structures. Computers and Structures Inc.: Berkeley, CA.

- CSI, (2007). Perform 3D V5. Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures. Computer and Structures, Inc. Berkeley, CA.
- Dwairi H.M. y Kowalsky M.J. (2006). Inelastic Displacement Patterns in Support of Direct Displacement-Based Design of Continuous Bridge Structures. *Earthquake Spectra: Journal of the Earthquake Engineering Research Institute*. Vol. 22, 3, 631-662.
- Fajfar, P. y Gaspersic, P. (1996), The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25(1), 31-46.
- Isakovic, T. y Fischinger M. (2000). Regularity indices for bridge structures. *Proceedings of the XII World Conference on Earthquake Engineering*. **Paper** No 1725.
- Isakovic, T y Fischinger M. (2006). Higher modes in simplified inelastic seismic analysis of single column bent viaducts. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35, 95-114.
- FEMA (1997). FEMA 273, Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- FEMA (2005). FEMA 440, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- Fragiadakis M. y Vamvatsikos D. (2011). Qualitative comparison of static pushover versus incremental dynamic analysis capacity curves, *Proceedings of the 7<sup>th</sup> Hellenic National Conference on Steel Structures*, Volos, Grecia.
- Freeman, S.A. (1978). Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motions. American Concrete Institute, Special Publication SP-55, 589-606.
- GDF (2004), Reglamento de Construcción del Distrito Federal, Cuerpo principal y sus Normas Técnicas Complementarias RCDF y NTC, Gaceta del Gobierno del D.F., México.
- Kappos A. J., Gkatzogias K. I. y Gidasaris I. G. (2013). Extension of direct displacement-based design methodology for bridges to account for higher mode effects. *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 42:581–602.
- Maalek, S., Akbari, R. y Maheri M. (2009). The effect of higher modes on regularity of single column-bent highway viaducts. *Bridges Structures*. **Vol** 5: 29-43.
- Moehle, J.P. (1992). Displacement based design of RC structures subjected to earthquakes, *Earthquake Spectra* 8(3), 403-428.
- Paret T.F., Sasaki, K.K., Elibeck D.H. y Freeman S.A. (1996). Approximate inelastic procedures to identify failure mechanism from higher mode effects. *Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Paper 966, Pergamon, Elsevier Science Ltd, Acapulco, México.
- Priestley M. J. N., Calvi G. M. y Kowalsky M. J. (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. Pavia, Italy: IUSS Press
- Requena, M. y Ayala A.G. (2000). Evaluation of a simplified method for determination of the nonlinear seismic response of RC frames. *Proceedings of the XII World Conference on Earthquake Engineering*. Paper No 2109.

- Ruiz-García J. y Miranda E. (2003). Inelastic displacement ratios for evaluation of existing structures. *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 31, 1237–1258
- SEAOC (1995), VISION 2000, Performance based seismic engineering of buildings. Structural Engineers Association of California, Sacramento, California, Estados Unidos de America.
- Shibata, A. and Sozen, M.A. (1976), Substitute structure method for seismic design in reinforced concrete, *Journal of the Structural Division, ASCE*, 102(1), 1-18.
- Vamvatsikos, D. y Cornell, C.A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31:3, 491-514.
- Veletsos, A. and Newmark, N. (1960). Effect of inelastic behaviour on the response of simple systems to earthquake motions. *Proceedings of the II World Conference on Earthquake Engineering*. Vol 2: 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.