



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO  
EN INGENIERÍA**

**INSTITUTO DE INGENIERÍA**

**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO  
SÍSMICO DE MARCOS DE CONCRETO  
REFORZADO CON DEGRADACIÓN DE  
RÍGIDEZ**

**T E S I S**

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA**

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A:

**RENÉ HERNÁNDEZ VICENTE**

TUTOR:

**DR. A. GUSTAVO AYALA MILIÁN**

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: M. en I. García Domínguez Octavio

Secretario: Dr. Díaz López Orlando Javier

Vocal: Dr. Ayala Milián A. Gustavo

1<sup>er</sup> Suplente: Dr. Rivera Vargas Darío

2<sup>do</sup> Suplente: M. en I. Jean Perrilliat Raúl

Lugar donde realizó la tesis:

Instituto de Ingeniería, UNAM

**TUTOR DE TESIS:**

---

Dr. A. Gustavo Ayala Milián

---

# Agradecimientos

Agradezco al Instituto de Ingeniería y a la Dirección General de Estudios de Posgrado de la Universidad Nacional Autónoma de México por la oportunidad de realizar mis estudios de posgrado.

Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT), el apoyo económico recibido durante mis estudios de maestría.

Agradezco a la Dirección General de Asuntos del Personal Académico (DGAPA) por la ayuda económica otorgada para concluir con este trabajo de tesis.

Agradezco al Dr. A. Gustavo Ayala Milián por fungir como mi guía y maestro en este proceso de formación académica y desarrollo personal.

Agradezco al Dr. Darío Rivera, Dr. Orlando J. Díaz, M.I. Raúl Jean y M.I. Octavio García, por la revisión de este trabajo y sus valiosos comentarios, que sin lugar a duda enriquecieron su contenido.

Agradezco al M.I. Saúl E. López cuyo apoyo fue fundamental en la concepción de esta tesis.

Agradezco al grupo de trabajo del Dr. A. Gustavo Ayala por las discusiones entabladas sobre los distintos temas académicos y por la retroalimentación obtenida de ellas.

---

# Contenido

Resumen .....	V
Abstract .....	V
Capítulo 1 Introducción .....	1
Capítulo 2 Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado .....	4
2.1 Capacidad de deformación de marcos de concreto reforzado .....	4
2.2 Capacidad de deformación de vigas y columnas .....	4
2.3 Distribución de articulaciones plásticas en marcos .....	5
2.4 Análisis dinámico no lineal (ADNL) .....	6
2.4.1 Modelos de plasticidad .....	6
2.4.2 Modelos de histéresis .....	7
2.4.3 Degradación de rigidez (Antes de hablar de los modelos de histéresis) .....	8
Capítulo 3 Evaluación de la respuesta sísmica de marcos de concreto .....	10
3.1 Estudios relativos a la capacidad de colapso de estructuras .....	10
3.2 Análisis dinámico incremental (IDA) .....	12
3.3 Inestabilidad dinámica .....	14
3.4 Efectos P- $\Delta$ .....	15
3.5 Índices de desempeño .....	15
Capítulo 4 Casos de Estudio .....	18
4.1 Descripción de los marcos analizados .....	18
4.2 Demanda sísmica .....	19
4.3 Diseño sísmico de los marcos estudiados .....	21
Capítulo 5 Presentación y análisis de resultados .....	24
5.1 Comportamiento sísmico local .....	24
5.1.1 Rotaciones plásticas .....	25
5.1.2 Ductilidad de curvatura .....	26
5.2 Comportamiento sísmico global .....	27
5.2.1 Desplazamientos .....	28
5.2.2 Distorsión de entrepiso .....	32
5.2.3 Curva de capacidad .....	35
5.3 Distribución de daño .....	38
5.4 Relación respuesta sísmica global-local .....	44
Capítulo 6 Conclusiones y recomendaciones .....	47
6.1 Conclusiones .....	47
6.2 Recomendaciones .....	48
Referencias .....	49

# Resumen

Este estudio evalúa el comportamiento no lineal de marcos de concreto reforzado sujetos a movimientos sísmicos, considerando la degradación de rigidez en el comportamiento de vigas y columnas mediante un modelo bilineal que incluye este tipo de degradación. Se estudian marcos de 10, 15 y 20 niveles, diseñados conforme a un diseño basado en desplazamientos con control de daño. Se realiza un conjunto de Análisis Dinámicos Incrementales utilizando como demanda sísmica la componente E-O del registro SCT-85 y de cuatro registros simulados. De los análisis se estudia la respuesta de deformaciones (desplazamientos de azotea, distorsiones y rotaciones plásticas) para relacionar la respuesta local con la respuesta global. A partir de los resultados obtenidos se proporciona información útil para la fase de diseño/evaluación de un procedimiento general de diseño sísmico basado en el desempeño, y además, permite comprender la evolución del comportamiento desde el punto de vista de las deformaciones.

# Abstract

This study assesses the nonlinear behavior of reinforced concrete frames under seismic ground motions, considering the stiffness degradation in the beams and columns behavior. Frames of 10, 15 and 20 storey are designed according with displacement-based seismic design with damage control. A set of Incremental Dynamic Analyses are performed taking into account a bilinear hysteretic model with stiffness degradation. Frames are analyzed under the E-W component of the SCT-85 record and four simulated records. Emphasis is placed to establish relations between local displacement response and global displacement response. The findings provide necessary information for the design and evaluation phase of a general performance-based earthquake design process.

---

# Capítulo 1 Introducción

La ingeniería sísmica tuvo la necesidad de revisar, replantear y actualizar sus reglamentos después de los hechos desastrosos ocurridos en sismos de los años 80s y 90s alrededor del mundo. La dimensión de los daños estructurales y no estructurales de edificios diseñados acorde a las normas sísmicas, vigentes en esos años, fueron mayores que los esperados. A partir de entonces, la comunidad de ingeniería sísmica centro sus esfuerzos en la filosofía de diseño sísmico basada en el desempeño, a través de la cual se busca proveer a las estructuras de propiedades mecánicas que conduzcan a un eficiente comportamiento estructural y con impactos socioeconómicos mínimos. Esta filosofía de diseño sísmico permite la disipación de energía por deformaciones inelásticas, es decir, se acepta daño en las estructuras, pero la distribución, magnitud y consecuencias de los daños debe corresponder al tipo y función de la estructura. El objetivo del diseño por desempeño es limitar el daño a un nivel aceptable. Para lograr ello, se establecen objetivos de diseño los cuales involucran la buena correspondencia de los niveles de desempeño o estados límites con los niveles de diseño o demanda sísmica.

Los niveles de desempeño (estados límites) están relacionados con la importancia, las necesidades de operación y la seguridad de los ocupantes de la estructura, mientras que los niveles de diseño sísmico (nivel de demanda) se plantean en función del periodo de retorno de las excitaciones sísmicas que pueden ocurrir en el sitio de la construcción. De acuerdo al Comité Visión 2000 (SEAOC, 1995), se proponen cuatro niveles de desempeño (Operación Completa, Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Colapso Incipiente) y cuatro niveles de diseño sísmico (Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro), dando origen a los siguientes objetivos de diseño:

- El Objetivo Básico es el objetivo de desempeño para edificaciones de ocupación y uso normal, las cuales deberán resistir diferentes sismos de diseño.
- El Objetivo Esencial es el objetivo mínimo aceptable para inmuebles cuya operación es crítica después de un evento sísmico, como lo son hospitales, estaciones de bomberos, estaciones de policía, centros de control de emergencias o centros de comunicaciones.
- El Objetivo de Seguridad Crítica es el objetivo de desempeño para edificaciones que contienen grandes cantidades de material peligroso, la liberación de los cuales resultaría en un riesgo inaceptable para la población.

El cumplimiento parcial de cada objetivo de diseño requiere de metodologías de diseño y evaluación sísmico capaces de garantizar un buen comportamiento estructural. Cumplimiento parcial, debido a que un diseño por desempeño requiere completar tres fases: Conceptual, Numérica e Implantación. En términos generales, en la Fase Conceptual se seleccionan los objetivos de diseño, materiales, sistema estructural y representación numérica de la excitación sísmica; en la Fase Numérica se dimensiona y detalla el sistema estructural, y finalmente; la Fase de Implantación se refiere al control de calidad en la construcción de la obra. Los métodos de diseño y evaluación sísmicos requeridos en la Fase Numérica deben ser claros, sencillos, consistentes y sobre todo, prácticos. Por ello, gran parte de los

investigadores se han dedicado al estudio de procedimientos simplificados de diseño sísmico que puedan incorporarse en los códigos de diseño sísmico y que garanticen un desempeño aceptable.

Desde sus inicios, en el análisis sísmico de estructuras se consideraron indirectamente los desplazamientos como un parámetro trascendental para describir el comportamiento inelástico de las estructuras. De estudios realizados en sistemas de un grado de libertad (S1GL) se observó que era posible relacionar las demandas de ductilidad de desplazamiento con la resistencia de una estructura, ya que los desplazamientos máximos inelásticos no son significativamente diferentes a los desplazamientos máximos elásticos obtenidos de sistemas con el mismo periodo y nivel de amortiguamiento (Veletsos y Newmark, 1960). En el método basado en fuerzas, como primer paso se requiere conocer la aceleración asociada al periodo fundamental de la estructura, con la aceleración y la masa se calcula la fuerza de inercia que se aplica a la estructura como una fuerza horizontal. Con la fuerza calculada y la rigidez se definen los desplazamientos del sistema, los cuales deben estar dentro de los límites permisibles. Por el contrario, en un diseño basado en desplazamientos, el diseño se desarrolla estableciendo un desplazamiento objetivo y, tanto la resistencia como la rigidez de la estructura se consideran como resultado final del proceso.

En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS), (GDF, 2004), se permiten tres métodos de análisis sísmico, en el Método Estático se calculan fuerzas horizontales que tratan de representar la acción sísmica, para ello se utilizan espectros elásticos de diseño reducidos para obtener espectros inelásticos de diseño. En el cuerpo principal de las NTCDS (GDF, 2004) se busca satisfacer dos estados límite: Servicio y Seguridad contra colapso. Sin embargo, esto se hace de una manera indirecta. Se emplea un sólo sismo de diseño, supuestamente correspondiente a sismos que llevarían a la estructura al estado límite de falla. El Estado Límite de Seguridad contra colapso se considera satisfecho al proveer a los elementos estructurales una resistencia tal que, para el sismo de diseño, no se produzcan deformaciones inelásticas que excedan la ductilidad que debe ser capaz de desarrollar la estructura, que se prescribe de acuerdo con el sistema estructural y los requisitos de ductilidad que se hayan adoptado. Por otra parte, se pide que se compruebe que, bajo la misma demanda de diseño escalada, los desplazamientos no excedan límites con que se pretende evitar la aparición de daño no estructural significativo, es decir, un estado límite de servicio, ya que se han fijado en función del tipo de elemento no estructural que prevalezca en la estructura. La forma en que se revisa el cumplimiento de los estados límite no muestra claramente cuáles son los objetivos de dichos estados límite y como se cumplen, lo que en un diseño por desempeño se considera esencial. En otras palabras, la rigidez, resistencia y capacidad de deformación de una estructura deben diseñarse explícitamente para cada nivel de diseño sísmico.

Por otra parte, en el apéndice A de las mismas NTCDS (GDF, 2004) se revisan los dos estados límites por separado. La resistencia de la estructura y la de sus elementos se obtiene a partir de un espectro elástico. Además, se revisa que los niveles de desplazamientos se encuentren dentro de los máximos admisibles para impedir el colapso, los cuales dependen del tipo de estructura y nivel de detallado para ductilidad. En el caso del estado de servicio, el análisis de los desplazamiento se realiza con el mismo espectro usado para el estado de seguridad contra colapso, sin ninguna reducción por sobrerresistencia o ductilidad, y dichos resultados se dividen entre un factor de siete, es decir, se considera que el sismo de servicio tiene una intensidad de una séptima parte del sismo de diseño contra colapso. Es importante señalar que en ambos apartados se hace una revisión de los desplazamientos al final del proceso de diseño. A pesar de que el procedimiento del apéndice A muestra un gran avance conceptual, todavía se requiere mucha investigación para racionalizar el diseño sísmico de estructuras dúctiles.

De lo anterior, es evidente la necesidad de continuar con el estudio de la evolución del comportamiento sísmico de estructuras que incursionan en el rango inelástico con la finalidad de plantear procedimientos de diseño sísmico transparentes y eficientes que garanticen los niveles de seguridad esperados. La tendencia actual es utilizar los métodos basados en desplazamientos, ya que permiten

una mejor caracterización del daño estructural y no estructural de un edificio. En la literatura se encuentran varios métodos que se han propuesto en los últimos años. Entre ellos, se encuentra el método basado en desplazamientos con control de daño propuesto por López (2010), desarrollado en el grupo de trabajo al que pertenece el autor de esta tesis. Este método se fundamenta en principios de la dinámica estructural y conceptos básicos del comportamiento de materiales. El estudio de la respuesta de los marcos empleados en este trabajo se realiza a través del análisis dinámico incremental (IDA), el cual comprende un conjunto de Análisis dinámicos no lineales (ADNL) en los cuales se emplea uno o varios registros sísmicos, cada registro se escala de tal manera que se obtenga la respuesta desde el rango elástico hasta el colapso incipiente.

El IDA es quizás, hasta ahora, la forma más directa de validar el diseño sísmico basado en el desempeño, sin embargo, esta técnica no es viable para la práctica debido a la demanda de tiempo y al profundo conocimiento por parte de los estructuristas. No obstante, para fines de investigación es una herramienta bastante útil, por lo que en este trabajo se realiza una serie de IDAs para evaluar el desempeño de marcos regulares de concreto reforzado de 10, 15 y 20 niveles. Lo anterior con la finalidad de estudiar la evolución del comportamiento sísmico e identificar al mismo tiempo, el impacto que causa el considerar la degradación de rigidez en el comportamiento de los elementos estructurales.

De las razones expuestas anteriormente, se establece el objetivo general de esta tesis. El cual consiste en estudiar la relación entre la respuesta sísmica local y la respuesta sísmica global de marcos de concreto reforzado a través de curvas IDA. Para caracterizar el comportamiento de los elementos se considera una regla de histéresis bilineal con degradación de rigidez. Se estudia la respuesta sísmica local a partir de las rotaciones plásticas, ductilidad de rotaciones e índices de daño. En cuanto a la respuesta sísmica global se adoptan como parámetros del desempeño estructural las distorsiones de entrepiso, desplazamientos de azotea, ductilidades, cortante basal y los índices de daño a nivel entrepiso y global. En el estudio se utilizó la componente E-W del acelerograma registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) y cuatro registros simulados. Esto con la finalidad de establecer las bases que permitan desarrollar metodologías de diseño y evaluación sísmica con un mejor control del comportamiento sísmico, considerando a las deformaciones como un índice primario del desempeño estructural.

La presente tesis consta de seis capítulos, incluyendo esta introducción. En el segundo capítulo se hace una breve descripción del estado del arte del comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado, la resistencia y capacidad de deformación de sus elementos y como éstos pueden conducir a un desempeño eficiente en conjunto. El tercer capítulo examina las características de modelos de histéresis disponibles para los análisis dinámicos no lineales (ADNL). Además, se profundiza en el método de análisis dinámico incremental (IDA), las características de las curvas IDA y como puede emplearse para evaluar el desempeño de las estructuras ante distintos niveles de demanda. En el cuarto capítulo se describen las características de los marcos empleados en este trabajo y el procedimiento de diseño adoptado para obtener las secciones y sus resistencias. El quinto capítulo presenta los resultados e interpretación de los resultados obtenidos de los ADNL. Por último, en el sexto capítulo se discuten las conclusiones alcanzadas y algunas recomendaciones para posibles temas de investigación en un futuro.



---

# Capítulo 2 Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado

## 2.1 Capacidad de deformación de marcos de concreto reforzado

La ingeniería sísmica siempre ha buscado concebir diseños sísmicos en los que las estructuras exhiban un comportamiento adecuado y las pérdidas económicas por daños estructurales y no estructurales sean mínimas. Los marcos como sistemas de protección ante las acciones de los sismos han sido extensamente utilizados en la construcción de edificios. Un marco dúctil bien diseñado debe poseer tres propiedades de suma importancia; rigidez, resistencia y ductilidad. La rigidez para restringir sus desplazamientos laterales y mantenerlos dentro de los límites permisibles y, que sus propiedades dinámicas eviten amplificaciones excesivas de vibración. La resistencia suficiente para absorber las fuerzas de inercia inducidas por la vibración. La ductilidad ( $\mu$ ) para admitir disipación de energía a través de la formación de articulaciones plásticas. La ductilidad se define como la relación del desplazamiento último al desplazamiento de fluencia, esta medida nos permite conocer la capacidad de deformación de un marco sometido a un movimiento sísmico.

La ductilidad de una estructura se puede medir a partir de los desplazamientos laterales en un punto de referencia, comúnmente el nivel de azotea. El desplazamiento de fluencia se toma cuando uno de los elementos estructurales alcanza su límite elástico. En los códigos de diseño sísmico se considera frecuentemente que un sistema estructural exhibe un comportamiento elastoplástico, lo cual implica que todos los elementos fluyen para el mismo nivel de carga lateral, lo cual no sucede debido a que la fluencia ocurre en forma gradual y diseñar para que todos los elementos fluyan al mismo momento resultaría en un diseño no viable. Un aspecto importante al calcular la ductilidad de estructuras dúctiles ( $Q=3$  y  $Q=4$ ) es tomar en cuenta el mecanismo de daño presente, se busca que las vigas sean los elementos que primero fluyan y que se forme un mecanismo de viga débil-columna fuerte. Este mecanismo permite mantener estable el sistema y alcanzar niveles de ductilidad global mayores. Para que un sistema alcance un nivel de ductilidad importante es necesario que a nivel local, los elementos posean una capacidad de deformación también importante. Se ha tratado de relacionar la ductilidad global con la ductilidad requerida a nivel local, sin embargo esto resulta difícil por la naturaleza dinámica del problema.

## 2.2 Capacidad de deformación de vigas y columnas

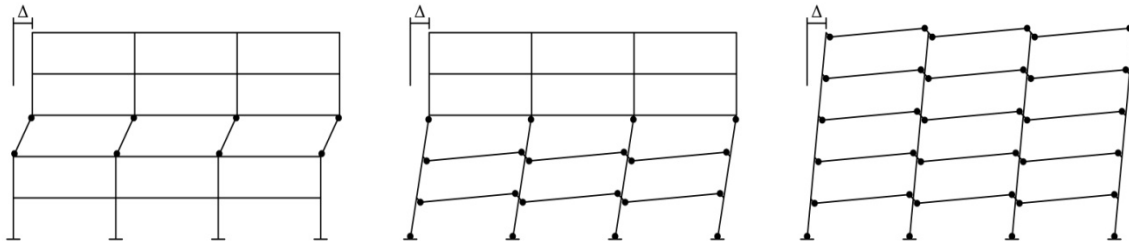
La respuesta inelástica de una estructura en su conjunto depende de las propiedades de los elementos estructurales que la componen y éstas a su vez del comportamiento de las secciones transversales y de los materiales correspondientes (Meli, 2005). El tipo de comportamiento que pueda desarrollar un marco depende en gran medida de la resistencia y capacidad de deformación de vigas y columnas. La capacidad de deformación implica curvaturas de sección, rotación o desplazamientos. El comportamiento de los elementos se representa mediante su relación momento-curvatura ( $M-\phi$ ) de la

sección crítica. La medida de la capacidad de deformación a nivel local es la ductilidad de curvatura ( $\mu_\phi$ ), la cual se define como la razón de la curvatura última ( $\phi_u$ ) con la curvatura de fluencia ( $\phi_y$ ). La ductilidad de curvatura disponible en secciones de concreto reforzado depende básicamente de su contenido de acero longitudinal de tensión y compresión, del contenido de acero transversal para el confinamiento del concreto y la restricción contra el pandeo de las varillas, de las resistencias del concreto y del acero, y de la magnitud de la carga axial. Los reglamentos de diseño sísmico no son específicos respecto al nivel del factor de ductilidad de curvatura que debe disponerse en las secciones críticas, pero recomiendan procedimientos de detallado que permiten que se desarrolle una ductilidad significativa. Por ejemplo, el informe ATC-32 (ATC-1996) recomienda niveles de refuerzo lateral de confinamiento para columnas dúctiles con el propósito de asegurar que la sección alcance una ductilidad de curvatura de al menos trece. En general, se pretende que los elementos desarrollen factores de ductilidad de curvatura de al menos cuatro veces el factor de ductilidad de desplazamiento requerido, *i.e.*  $\phi_u/\phi_y \geq 4\mu$ , (Park y Paulay 1975).

Las deformaciones en la fluencia son necesarias no solo para definir la ductilidad de curvatura sino también para calcular la rigidez efectiva. En la literatura se han propuesto algunas ecuaciones semiempíricas para calcular la curvatura de fluencia, por ejemplo,  $\phi_y = 1.7\varepsilon_y/h$  para vigas y  $\phi_y = 2.1\varepsilon_y/h$  para columnas rectangulares, donde  $h$  es el peralte de la sección y  $\varepsilon_y$  la deformación de fluencia del acero, Priestley (2007). Por otra parte, la curvatura última de una sección de concreto reforzado se determinada cuando se alcanza la deformación máxima del concreto confinado, la fluencia del acero de compresión, el pandeo del refuerzo longitudinal de compresión, o falla del refuerzo transversal. En el cálculo de las curvaturas últimas se asume que las regiones de articulaciones plásticas tienen un buen detallado y que la capacidad de rotación máxima depende de la deformación última de compresión del concreto, es decir, se alcanza el valor de la deformación última del concreto antes que el refuerzo longitudinal falle (por pandeo o fractura) o que el acero de refuerzo transversal falle. En la literatura existen diversos trabajos referentes al cálculo de curvaturas y rotaciones, *e.g.* Panagiotakos y Fardis (2001).

### 2.3 Distribución de articulaciones plásticas en marcos

La distribución de daño ideal en un marco de concreto reforzado se caracteriza por la presencia de comportamiento inelástico en los extremos de vigas y en la base de las columnas de planta baja. Este tipo de distribución es preferible debido a su estabilidad estructural y a que permite una mayor disipación de energía, generando daño en elementos que de acuerdo al nivel de daño podrían ser reparados. Para que se presente este tipo de mecanismo de daño es necesario que las columnas se diseñen para una resistencia mayor con relación a las resistencias de vigas (diseño por capacidad). En los reglamentos de diseño sísmico se especifican las relaciones de resistencias que se deben procurar en los nodos para tal efecto (*e.g.* 1.3, 1.5). También es importante contar con una capacidad de deformación substancial en los elementos que permita la redistribución de esfuerzos y se mantenga el mecanismo de daño. En general, se ha observado que no todas las vigas llegan a comportarse inelásticamente, particularmente en marcos de varios niveles, y se acepta que columnas de pisos superiores se comporten inelásticamente, mecanismo intermedio (fig. 2.1). La inelasticidad tiende a concentrarse en las vigas de los entresijos inferiores. Una característica importante del mecanismo de daño es su secuencia, ya que de esto depende mantener la estabilidad del sistema. Las articulaciones plásticas se comienzan a formar en las vigas de los pisos inferiores extendiéndose hacia los superiores, posteriormente aparecen en las columnas de la base y para edificios altos continúan con el resto de las vigas de los pisos superiores, si quedará alguno, Haselton (2010).



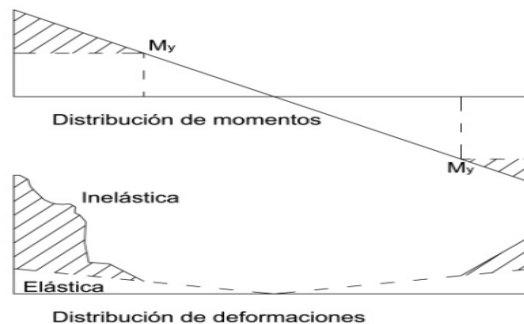
**Figura 2.1** Mecanismos de colapso. a) Mecanismo de entrepiso, b) Mecanismo intermedio, y c) Mecanismo de viga.

## 2.4 Análisis dinámico no lineal (ADNL)

El análisis dinámico no lineal (ADNL) es la manera “exacta” de obtener la respuesta sísmica inelástica de estructuras sometidas a movimientos sísmicos importantes. En las NTCDS (GDF, 2004), el ADNL se incluye como uno de los métodos aceptables de análisis sísmico dinámico. Para llevar a cabo un ADNL es necesario contar con registros de aceleraciones del terreno ya sean reales o simulados, o una combinación de estos. La ejecución de un ADNL requiere de programas especializados y un manejo minucioso de los datos, por lo que su uso se limita a estructuras especiales. Sin embargo, su uso tiende a incrementarse a medida que cada vez más existen estructuras con formas singulares y gracias al desarrollo de programas de análisis no lineal. Una de las partes fundamentales en un programa de ADNL es la representación del comportamiento de sus elementos, por lo que a continuación se discuten brevemente los modelos de plasticidad y los modelos histeréticos.

### 2.4.1 Modelos de plasticidad

Los modelos de plasticidad se utilizan para representar el comportamiento no lineal de los elementos. En la fig. 2.3 se muestra una distribución lineal de momentos y su correspondiente distribución de curvatura a lo largo de un elemento. **Es evidente que las rigideces de las secciones con comportamiento inelástico también varían.** Para caracterizar las regiones con deformaciones inelásticas, los modelos de plasticidad se dividen en modelos de plasticidad concentrada y modelos de plasticidad distribuida. Los primeros concentran toda la deformación en un punto a los extremos de los elementos, y la deformación sólo depende del momento que actúa en ese punto. Los segundos, consideran las deformaciones en una fracción de la longitud total del elemento en ambos extremos, denominada longitud de articulación plástica. Las deformaciones consideradas dependen del tipo de distribución de los momentos en esas zonas, los cuales pueden ser tipo lineal o constante. La diferencia entre uno y otro, es la variación en el cálculo de la rigidez global del sistema. El modelo de plasticidad concentrada subestima la rigidez global, y por tanto, la respuesta puede variar significativamente dependiendo del grado de deformación.



**Figura 2.3** Distribución de momento y curvatura a lo largo de un elemento.

### 2.4.2 Modelos de histéresis

El objetivo principal de la ingeniería sísmica basada en el desempeño es controlar el comportamiento de un sistema estructural ante diferentes niveles de peligro sísmico. Por este motivo, es indispensable el desarrollo de modelos histeréticos que incorporen todos los fenómenos importantes que contribuyen en la respuesta no lineal de un sistema estructural. Los modelos histeréticos son modelos matemáticos que permiten caracterizar el comportamiento no lineal de los elementos estructurales tales como vigas, columnas y muros. En la actualidad existen diversos modelos histeréticos, tanto simples como sofisticados, para representar el comportamiento no lineal de los elementos sujetos a una carga dinámica importante (Otani, 1974; Saiidi y Sozen, 1979; Sivaselvan y Reinhorn, 2000; Ibarra, 2005). El modelo de Takeda (Takeda *et al.* 1970) consta de 16 reglas que trabajan sobre una envolvente trilineal. Las reglas del modelo de Takeda determinan las características de rigidez en las etapas de agrietamiento, fluencia, descarga y recarga en ciclos sucesivos. Debido a su complejidad, se han concebido versiones simplificados de este modelo, Saiidi y Sozen (1979). El modelo de los tres parámetros de Park (Park *et al.* 1987). Dentro de las características del modelo de Park están la incorporación de la degradación de resistencia, degradación de rigidez, respuesta no simétrica y una envolvente trilineal monótona. Dentro de los modelos sofisticados, se encuentra el modelo de Ibarra (Ibarra y Krawinkler 2005), el cual considera la degradación de rigidez y resistencia a través de una envolvente trilineal. Este modelo fue calibrado a partir de pruebas de elementos de madera, acero y concreto reforzado.

Debido a su simplicidad el modelo bilineal simple ha sido extensamente utilizado para modelar el comportamiento inelástico tanto de estructuras de acero como de concreto (fig. 2.4). El modelo bilineal se rige por tres reglas sencillas, dos pendientes de rigideces: elástica e inelástica. La pendiente de descarga y recarga se mantiene igual a la pendiente del estado elástico. Es evidente que para amplitudes grandes de deformación existe una gran disipación de energía histerética, mientras que para amplitudes pequeñas no se considera disipación de energía histerética. Veletsos y Newmark (1960), observaron que los desplazamientos inelásticos podían obtenerse de sistemas elásticos, estableciendo la regla de iguales desplazamientos, la cual señala que los desplazamientos máximos de sistemas de un grado de libertad de periodo moderado a largo con comportamiento bilineal elastoplástico, son en promedio igual a los desplazamientos de sistemas con comportamiento elástico lineal con el mismo periodo y nivel de amortiguamiento. Ruiz-García y Miranda (2003) reafirmaron estas observaciones y demostrando que en el rango de periodos cortos los desplazamientos inelásticos máximos se incrementan con respecto a los desplazamientos elásticos a medida que el periodo natural de vibración y la resistencia lateral decrecen. Otro modelo de comportamiento es el modelo con endurecimiento por deformación. Este modelo es similar al elastoplástico pero con una pendiente postfluencia positiva. Además del modelo bilineal elastoplástico y del modelo bilineal con endurecimiento por deformación, existe el modelo trilineal. El modelo trilineal trata de caracterizar el comportamiento observado en pruebas experimentales. Este modelo simula una degradación de rigidez y de resistencia causados por una acumulación de deformaciones inelásticas. En la figura 2.4 se puede observar la diferencia entre un modelo de histéresis que considera la degradación de rigidez y uno que no lo hace, es evidente que cuando existe una degradación de rigidez los ciclos son más amplios.

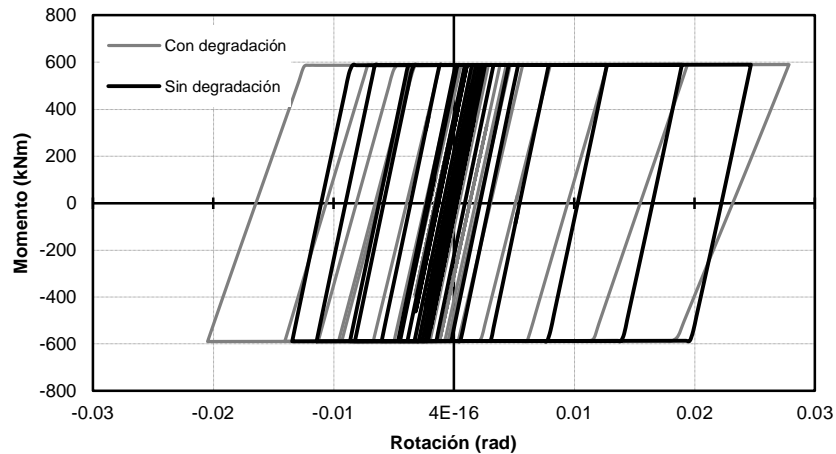


Figura 2.4 Modelo de histéresis elasto-plástico con y sin degradación de rigidez.

### 2.4.3 Degradación de rigidez

A medida que el nivel de ductilidad aumenta en elementos de concreto reforzado sujetos a cargas sísmicas existe una disminución en la rigidez elástica inicial de un elemento debido a efectos geométricos. Gran parte de los elementos y sistemas estructurales observados experimentalmente exhiben algún nivel de degradación de rigidez cuando se les somete a una carga cíclica reversible, afectando las características de disipación de energía y deformación (Lignos *et al.*, 2009). Esto se debe a varios factores como la pérdida de recubrimiento, o una interacción entre esfuerzos cortantes o axiales. El nivel de degradación de rigidez depende de las características de la estructura (propiedades de los materiales, geometría, nivel de detallado dúctil, tipo de conexión) como también de la historia de la carga (intensidad en cada ciclo, número de ciclos, secuencia de los ciclos de carga, duración). Esta degradación de rigidez puede afectar significativamente la respuesta de sísmica de la estructura y puede causar la falla de la estructura ante niveles de deformación que están por debajo de los niveles ocasionados por un estado de desplazamiento monótonamente creciente. Para suelos blandos, como es el caso de la zona de lago de la ciudad de México, los efectos de la degradación de rigidez afectan significativamente la respuesta de estructuras con periodos menores al periodo predominante del suelo (Ruiz-García y Miranda, 2006).

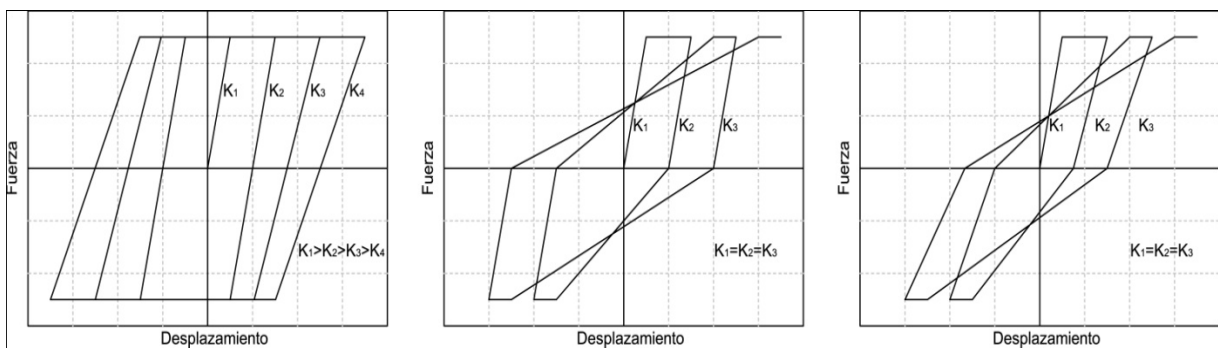


Fig. 2.5 Diferentes modelo de degradación de rigidez.

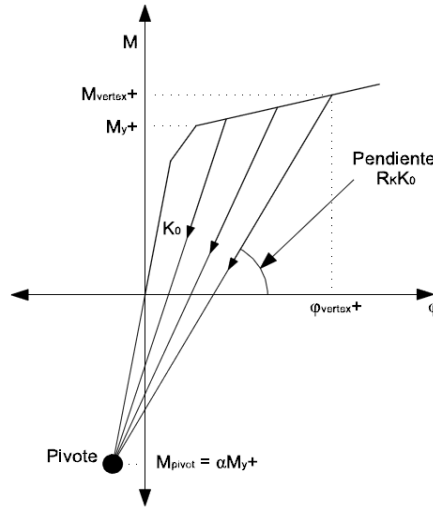
Por otra parte, sistemas degradantes con periodo mayor al periodo dominante del suelo experimentan en promedio, desplazamientos cercanos a los obtenidos de sistemas bilineales con las mismas características de rigidez y resistencia, y mismo nivel de amortiguamiento. Esta observación sugiere que es posible utilizar modelos histéresis simples para estimar la demanda de desplazamiento lateral

de estructuras de periodo moderado a largo. La fig. 2.5 muestra tres ejemplos de modelos con degradación de rigidez. En el primer modelo la rigidez de carga y descarga es la misma, la rigidez se degrada a medida que el desplazamiento crece. En el segundo modelo la rigidez de carga se degrada en función del desplazamiento máximo, pero la rigidez de descarga se mantiene constante e igual a la rigidez inicial. En el tercer modelo, tanto la rigidez de carga como la de descarga se degradan en función del desplazamiento máximo, pero ambas no son iguales.

El modelo de histéresis empleado en este trabajo considera la degradación de rigidez cíclica mediante la regla del pivote (Park *et al.*, 1987). De acuerdo con esta regla, las ramas de descarga tienen el mismo vértice ubicado a una distancia  $\alpha M_y$  del lado opuesto (fig. 2.6), donde  $\alpha$  es un parámetro que controla el nivel de degradación de rigidez, puede tomar los valores recomendados de 4, 10, 15 o 200, para representar degradación severa, moderada, ligera y sin degradación, respectivamente. De la geometría de la fig. 2.6, se puede observar que la rigidez en curso ( $K_{cur}$ ) queda expresa por:

$$K_{cur}^{+/-} = R_K^{+/-} K_0 = \frac{M_{cur} + \alpha M_y}{K_0 \phi_{cur} + \alpha M_y} K_0 \quad (\text{Eq. 3})$$

donde  $R_K$  es el factor que modifica la rigidez elástica inicial  $K_0$ ,  $M_{cur}$  es el momento en curso,  $\phi_{cur}$  es la curvatura en curso y  $M_y$  es el momento de fluencia (positivo o negativo).



**Figura 2.6** Modelado de la degradación de rigidez para incursiones positivas.

---

# Capítulo 3 Evaluación de la respuesta sísmica de marcos de concreto

## 3.1 Estudios relativos a la capacidad de colapso de estructuras

La prevención del colapso es un aspecto esencial del diseño sísmico basado en el desempeño. El colapso parcial o total de edificios durante los últimos eventos sísmicos (Michoacán, 1985; Loma Prieta, 1989; Northridge, 1994; Kobe, 1995; Kocaeli, 1999; Chichi, 1999; Bhuj, 2001; Valparaíso, 1985 y 2010) ha causado el interés en la comunidad de ingeniería estructural por estimar de una manera razonable el margen de seguridad contra el colapso de las edificaciones si se cumple o no con las especificaciones de diseño sísmico vigentes. Y una vez conocido ese margen, cuáles serían las estrategias para mejorar el comportamiento de las estructuras para aumentar ese margen. Hasta el día de hoy, no existe un método bien establecido para estimar este margen, incluso no se tiene la certeza siquiera de que las herramientas actuales sean las adecuadas para evaluar el problema de colapso y más aún, no se tiene un criterio universal para indicar cómo y cuando se presenta el colapso analíticamente.

El colapso de una estructura puede ser local o global, el primero puede ocurrir si un componente que soporta carga vertical falla a compresión o si se pierde la transferencia de la fuerza cortante entre un componente vertical y uno horizontal (*e.g.* falla por cortante entre una losa y columna). Por otro lado, el colapso global puede tener varias causas; la expansión de una falla local hacia el resto de los elementos puede resultar en un colapso progresivo. El colapso incremental ocurre si el desplazamiento de un entrepiso es muy grande y los efectos  $P-\Delta$  son mayores que la resistencia a cortante del entrepiso. En cualquier caso, el colapso requiere la modelación de las características degradantes de los componentes estructurales sujetos a cargas cíclicas e incluir los efectos  $P-\Delta$ . En los siguientes párrafos se hace una descripción breve de los estudios más relevantes acerca de este tema.

Bernal (1998) estudia el comportamiento de marcos durante un evento sísmico hasta el colapso por inestabilidad dinámica. Este trabajo señala que la capacidad de colapso depende en gran medida del mecanismo de falla dominante durante la respuesta máxima, la cual se obtiene de un análisis estático no lineal, *i.e.* pushover. La falla se presenta cuando se agota la resistencia a cortante de un entrepiso por el efecto de las fuerzas gravitacionales sobre la configuración deformada de la estructura (efecto  $P-\Delta$ ), para cuantificar este efecto se propone un coeficiente de estabilidad obtenido a partir de transformar un SMGL a un sistema equivalente de un grado de libertad (SEIGL).

Williamson (2003) estudia la respuesta de sistemas de un grado de libertad inelásticos considerando la acumulación de daño y efectos  $P-\Delta$ . Este estudio utiliza un modelo simplificado de un oscilador de un grado de libertad que consta de un elemento elástico como columna, la masa concentrada en la parte superior y en la base un resorte con una regla de comportamiento bilineal con degradación de rigidez. Se determinó que el efecto de la acumulación de daño es importante y que los efectos  $P-\Delta$  pueden ser significativos, incluso para valores de carga axial bajos. También se observó que tomar la distorsión

como una medida del desempeño en algunos casos no refleja el verdadero estado de daño de una estructura, es decir, para niveles de distorsiones importantes los índices de daño se mantuvieron bajos.

Miranda y Akkar (2003) evalúan la resistencia lateral requerida para evitar el colapso de sistemas bilineales con pendientes posfluencia negativas. Observaron que una significativa influencia del periodo de vibración para sistemas de periodo corto con pendiente negativa de posfluencia pequeña. De los resultados se concluyó que la dispersión de las resistencias laterales requeridas incrementa conforme disminuye la pendiente de posfluencia negativa y a medida que el periodo de vibración de la estructura aumenta.

Ayoub y Chenouda (2009) presentan espectros de respuesta inelásticos para sistemas con degradación. A partir de los análisis obtuvieron nuevas relaciones  $R-\mu-T$ , factor de reducción de resistencia, ductilidad y periodo. Encontraron que el factor  $R$  en la etapa de colapso para estructuras de periodo corto es mucho menor que para estructuras con periodo largo. En el caso de estructuras de periodo largo con o sin degradación la respuesta parece seguir la regla de iguales desplazamientos, la degradación solo afectó el valor de la capacidad de ductilidad. Las nuevas relaciones de  $R-\mu-T$  permitieron construir un espectro de respuesta de ductilidad constante para sistemas con degradación. Este estudio señala que para estructuras de periodo largo, la respuesta dinámica carga-deformación para sistemas con y sin degradación sigue la misma tendencia, corroborando la regla de iguales desplazamientos. La aceleración espectral para estructuras de periodo largo no fue afectada, mientras que para estructuras con degradación de periodo corto la aceleración espectral fue mucho más grande que la observada en estructuras sin degradación, particularmente para valores de ductilidad grandes.

Haselton *et al.* (2011) analizan una serie de marcos momento-resistentes de concreto reforzado con la finalidad de estudiar el margen de seguridad contra colapso. Los marcos fueron diseñados conforme a las especificaciones de diseño sísmico actuales. En este estudio se evaluó el efecto del nivel mínimo de cortante basal permitido por las especificaciones y la relación de resistencias de columnas a vigas recomendados. Una observación importante es el papel que juega el mecanismo de falla en la respuesta sísmica, en el diseño sísmico se busca que el mecanismo de falla sea aquel en el que fluyen todas las vigas y en algunos casos, las columnas de la base. Sin embargo, para lograr esto se deben modificar las relaciones de resistencias en función del número de niveles y variarlas a lo largo de la altura. Estudiaron el comportamiento sísmico de marcos perimetrales y marcos interiores, encontrando que los últimos son menos vulnerables. También evaluaron las relaciones de resistencias entre columnas y vigas, en el cual observaron que el factor 1.2 es razonable para estructuras de baja altura (4 o 5 niveles). Sin embargo, sugieren que este factor puede ser mayor para estructuras altas.

Adam y Jäger (2011) analizaron la capacidad de colapso de estructuras regulares de varios niveles través de un sistema equivalente de un grado de libertad (SE1GL). Las estructuras incluidas en este trabajo solo consideran la degradación por efectos  $P-\Delta$ . Primero, se revisa si la estructura es vulnerable a los efectos  $P-\Delta$  mediante un análisis estático no lineal (AENL). Si la estructura presenta una pendiente negativa significativa medida con un coeficiente de estabilidad, se obtiene las propiedades del SE1GL del mismo AENL. Finalmente se obtiene la capacidad de colapso a partir de un espectro de capacidad de colapso del SE1GL.



### 3.2 Análisis dinámico incremental (IDA)

El IDA es uno de los métodos de análisis consistente con la filosofía de desempeño. Para cumplir con los fines de la Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño las metodologías de diseño sísmico deben considerar más de un objetivo de diseño, es decir, evaluar el comportamiento sísmico de las estructuras ante distintos niveles de demanda de diseño. Para ello, Vamvatsikos y Cornell (2002) proponen el Análisis Dinámico Incremental (IDA). El IDA es un método de análisis paramétrico que se utiliza para estimar el desempeño estructural bajo cargas sísmicas. Implica realizar una serie de ADNL en los cuales se somete un modelo estructural a uno o varios registros sísmicos, cada uno escalado a distintos niveles de intensidad, para producir una o varias curvas parametrizadas *versus* nivel de intensidad (Vamvatsikos y Cornell, 2001). Cada punto de la curva IDA está asociado a un parámetro de respuesta definido (DM, por sus siglas en inglés Damage Measure) y a un nivel de intensidad (IM, por sus siglas en inglés, Intensity Measure), obtenidos de cada uno de los ADNL. Como DM se puede tomar el nivel de distorsión máxima, rotación nodal máxima, desplazamiento de azotea, cortante basal, aceleración de entrepiso, etc., esto de acuerdo al tipo de estructura o al objetivo final. El IM se mide a través de un factor de escala  $\lambda$  donde  $\lambda \in [0, +\infty)$ :  $a\lambda = \lambda a_1$ , refiriéndose a los valores de aceleración originales como  $a_1$ . De esta manera una curva IDA muestra todas las etapas del comportamiento de una estructura, desde la etapa elástica lineal, el punto de la primera la fluencia, la progresión de daño (formación de articulaciones plásticas), hasta llegar al estado de colapso.

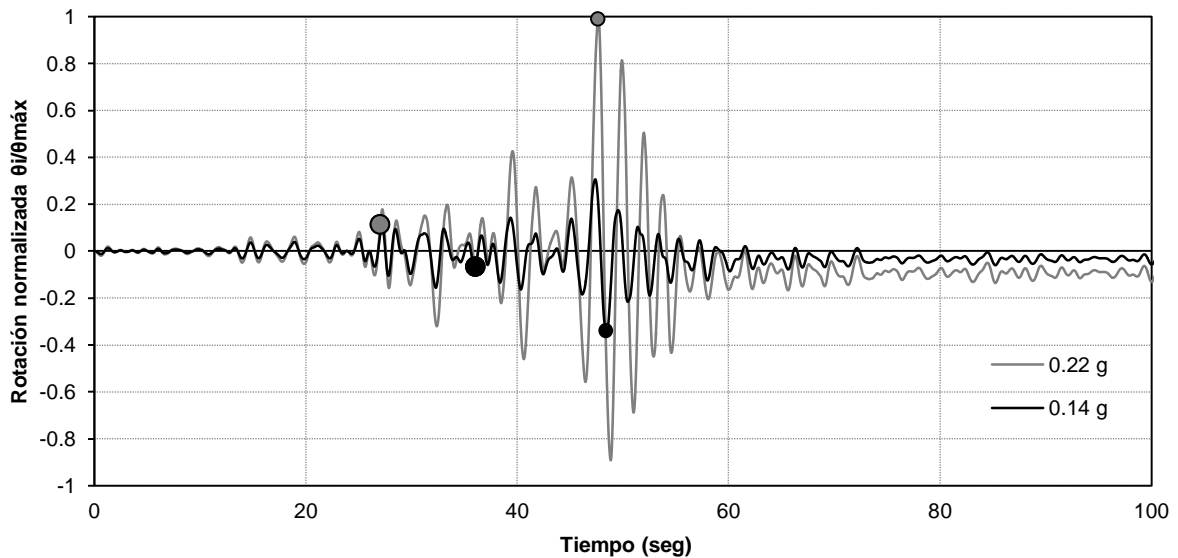
El IDA permite:

1. Comprender el rango de respuesta o demanda *versus* el rango de niveles de intensidad probables,
2. Escenarios de respuesta sísmica ante niveles de intensidad poco probables,
3. Comprender la evolución en la respuesta sísmica a medida que se incrementa la intensidad del sismo (*e.g.* cambios en la deformación máxima, efecto de sistemas con degradación de rigidez y resistencia, etc.),
4. Estimar la capacidad de colapso para un sistema estructural, y
5. Dado un grupo de curvas IDA asociados a diferentes registros sísmicos, la variación de los puntos 1-4 con respecto de un registro sísmico a otro.

Es recomendable contar con una extensa variedad de registros sísmicos reales correspondientes a distintos niveles de intensidad para obtener la respuesta a cada uno de ellos. Sin embargo, la información sobre los eventos sísmicos y su generación es aún escasa, con pocos registros sísmicos disponibles debido a que el registro de los mismos comenzó al finalizar el siglo XIX, periodo relativamente corto en términos de la escala de tiempo involucrada en los procesos tectónicos, los cuales abarcan periodos de miles y millones de años. Por ello, es que a través del factor de escala se trata de obtener registros asociados a distintos niveles de intensidad, tratando de abarcar los niveles de diseño o estados límites de diseño. Hay que tener presente que el escalado de la demanda sísmica, solo se hace a los valores de aceleración dejando los contenidos de frecuencia intactos. Esto produce que para un factor de escala dado el número de ciclos para alcanzar el límite elástico sea menor y consecuentemente el número de ciclos correspondientes al rango inelástico sea mayor y la respuesta puede verse afectada por ello.

Por ejemplo, la fig. 3.1 muestra la historia de rotaciones en un extremo de una viga que forma parte de un marco de 10 niveles de concreto reforzado sometido al registro de STC escalado a intensidades de 0.14 g y 0.22 g. Es evidente que para la intensidad de 0.22 g la viga llega al límite elástico (punto gris) aproximadamente nueve segundos antes que para una intensidad de 0.14 g. También hay que notar el cambio de signo de la respuesta máxima. Lo anterior es importante debido a que los cambios en la rigidez lateral provocan un alargamiento del periodo de la estructura, y la respuesta podría ser mayor para una intensidad mayor. Este tipo de característica hace poco claro la definición de un punto de

colapso y nos lleva a la definición de resurrección estructural, es decir, que para un nivel de intensidad dado parte de la resistencia de la estructura se recupere. En una curva IDA la resurrección estructural se puede establecer como la recuperación de resistencia (vista desde un DM) de una estructura desde un punto de colapso incipiente. Este fenómeno puede causar confusión al momento de establecer límites asociados a los niveles de desempeño.



**Figura 3.1** Rotaciones normalizadas de una viga que forma parte de un marco de concreto reforzado de 10 niveles con  $T = 1.0$  seg sometido al registro SCTEW1985 escalado a 0.14g y 0.22g.

Los niveles de desempeño pueden ser identificados a través de una curva IDA, para ello existen varios criterios que nos señalen que se ha alcanzado un objetivo de diseño. De acuerdo con Vamvatsikos y Cornell (2002) estos criterios pueden estar asociados a un valor del parámetro de daño DM (distorsiones de entrepiso, rotaciones plásticas máximas, etc.), ó a un nivel de intensidad IM (movimiento sísmico con diferentes periodos de retorno), y también como presentar en la curva una tangente igual o menor al 20% de la rama elástica. Sin embargo, hay que tener presente que puede existir uno o más puntos que cumplen con dichos criterios y lo más lógico sería tomar el menor de ellos. Lo anterior dependerá del objetivo final para el cual se está realizando el estudio.

Los criterios de diseños basados en un DM establece que si se ha llegado a un valor mayor o igual que  $C_{DM}$  se dice que ha alcanzado un estado límite,  $DM \geq C_{DM}$ . Donde el valor de  $C_{DM}$  representa un nivel de daño que generalmente se obtiene de estudios experimentales, teoría o experiencia y, podría no ser determinista y tener una distribución probabilística. Por ejemplo, en las NTCDS (GDF, 2004) se establecen distorsiones máximas permisibles para dos estados de diseño, servicio y prevención al colapso, 0.0025 y 0.03 para marcos dúctiles de concreto. Esta regla es simple y fácil de implementar especialmente para niveles de diseños diferentes al de colapso. Sin embargo, en algunos casos este parámetro no representa el verdadero estado de daño de un sistema (Williamson 2003). Los DM usualmente incluyen fuerzas y deformaciones máximas en elementos estructurales y no estructurales, distorsiones de entrepiso y aceleración de entrepiso. Otros DM, tal como el de deformaciones acumuladas o energía disipada, podrían ser revisados para ayudar a validar la precisión del análisis y/o evaluar los efectos del daño acumulado.

Otra regla es la que se basa en el nivel de intensidad IM, la cual señala que se alcanza un estado límite cuando se cumple la desigualdad  $IM \geq C_{IM}$ . A diferencia de la regla anterior, utilizando el IM como parámetro existiría un solo punto asociado de DM, es decir dos regiones claramente delimitadas. No obstante, el valor de  $C_{IM}$  es difícil de establecer debido a la variación con respecto de un registro a otro y lo conveniente sería evaluar curva por curva. Este tipo de medida está relacionado con el nivel de peligro sísmico presente en la zona pero carece de información precisa acerca del contenido de frecuencias, duración y amplitudes, factores importantes para medir el daño estructural.

A diferencia de la etapa elástica lineal o el punto de fluencia, el punto de colapso no es fácil de identificar. Se puede tomar el colapso cuando se ha excedido un IM asociado a un periodo de recurrencia dado, o bien cuando se ha excedido un nivel de daño DM, por ejemplo, cuando se excede el límite de distorsión de entrepiso. El FEMA 356 (FEMA, 2000) sugiere que se tome como un índice de daño el cambio de pendiente en la curva IDA, si ésta llegará a ser menor del 20% de la pendiente elástica, se considera que ha colapso la estructura. Resulta difícil poder identificar el punto de colapso de una estructura, entre otras cosas se tienen que revisar los niveles de deformaciones locales a ese punto y los índices de daño correspondientes.

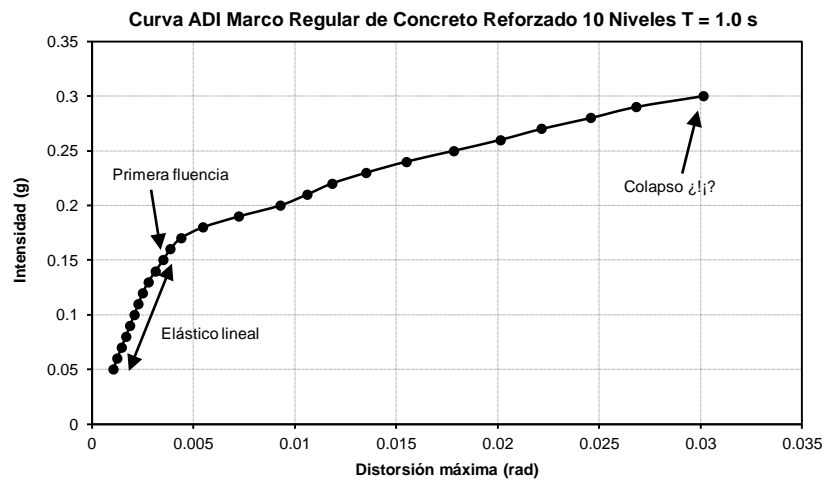


Figura 3.2 IDA de un marco regular de concreto reforzado de 10 niveles con T = 1.0 seg sometido al registro SCTEW1985.

### 3.3 Inestabilidad dinámica

El problema de inestabilidad dinámica resulta tan complejo que difícilmente se podría generalizar debido a las incertidumbres involucradas en las demandas y en el comportamiento estructural. Mientras que la inestabilidad estática está bien determinada por la existencia de al menos un eigenvalor negativo en la matriz de rigidez tangente, esta condición es necesaria pero no suficiente para el problema dinámico. Esto se debe a que las fuerzas de inercia y amortiguamiento pueden proporcionar un efecto estabilizador (Bernal, 1998). La inestabilidad dinámica se presenta cuando se observa un incremento desproporcionado en la respuesta ante un incremento pequeño en la demanda. Este fenómeno ocurre debido a la degradación de la rigidez lateral del edificio y por tanto, la estructura ya no puede tomar carga. Esto sucede por la presencia de las fuerzas gravitacionales sobre la configuración deformada de la estructura (no linealidad geométrica), por la degradación de la rigidez y resistencia (no linealidad de las leyes constitutivas del material) de los elementos ó una combinación de ambos. (Bernal, 1998; Miranda y Akkar, 2003; Ibarra y Krawinkler, 2005).

Desde el punto de vista de una curva IDA la inestabilidad dinámica ocurre cuando existe un incremento desproporcionado del parámetro de respuesta. En otras palabras, cuando la pendiente de un segmento de la curva IDA tiende a cero extendiéndose al infinito. Sin embargo, cuando la pendiente alcanza un valor igual o menor al 20% de la rigidez elástica se dice que la estructura colapsa de acuerdo al FEMA 356.

### 3.4 Efectos P-Δ

La no linealidad geométrica se origina por la acción de las cargas gravitacionales sobre la configuración deformada de una estructura, generando un aumento de fuerzas internas en elementos y conexiones (Dierlein *et al.*, 2010). Se distingue entre dos casos de no linealidad geométrica, los efectos P-δ, asociados a las deformaciones en un elemento, y los efectos P-Δ, asociados a las deformaciones de la estructura. En el rango elástico lineal es generalmente despreciable la disminución de rigidez lateral de la estructura por efectos P-Δ, debido a la hipótesis de pequeñas deformaciones. Sin embargo, cuando existe una pérdida de rigidez por la formación de articulaciones plásticas los efectos P-Δ pueden ser críticos, causando inestabilidad en el sistema estructural. Los efectos P-Δ tienden a incrementar las distorsiones de entrepiso y en marcos regulares suelen concentrarse en los entrepisos inferiores. Este incremento en las distorsiones es más importante cuando la distorsión máxima es superior al 1%.

En la literatura existen trabajos donde se plantean metodologías que buscan tomar en cuenta los efectos P-Δ en el comportamiento inelástico de S1GL (Bernal, 1987, 1998; Williamson, 2003; Miranda y Akkar 2003; Adam *et al.*, 2004). De acuerdo con Bernal (1998) y Adam *et al.*, (2004) se puede evaluar si un marco es vulnerable a los efectos P-Δ a partir de un AENL. La fig.3.2 muestra las dos curvas obtenidas de dos AENL con y sin efectos P-Δ, a medida que exista una gran diferencia entre las dos ramas posfluencia y que la rama con efectos P-Δ sea grande, los efectos P-Δ son críticos.

$$(K_e - K_G) = \frac{F}{\Delta} \tag{Eq. 3.1}$$

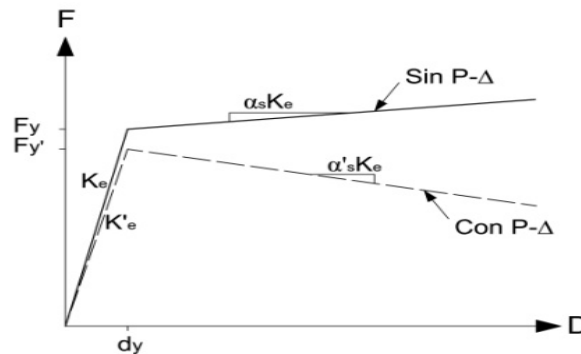


Figura 3.2 Curvas de capacidad con y sin efectos P-Δ.

### 3.5 Índices de desempeño

La filosofía del diseño sísmico basado en el desempeño requiere criterios aceptables para evaluar los niveles de desempeño de una estructura. Los niveles de desempeño están relacionados con el nivel de daño estructural y no estructural. Para cuantificar este nivel de daño se necesitan parámetros o índices

que indiquen de manera clara el nivel de desempeño o daño presente. Los parámetros de desempeño comúnmente utilizados durante el diseño sísmico de estructuras son los desplazamientos laterales y las distorsiones de entrepiso. Los valores máximos de rotación plástica y los factores de ductilidad son también una alternativa ya que se les puede relacionar directamente con la capacidad de deformación de un elemento. No obstante, el uso de cualquier de estos parámetros no es suficiente para conocer el nivel de daño que desarrolla una estructura que se somete a un movimiento cíclico y por ello se han propuesto índices de daño que combinan los valores de deformación máxima con la respuesta cíclica, *e.g.* Park y Ang (1985).

Cada uno de los estados límites de diseño está asociado a un nivel de daño estructural y no estructural. El nivel de daño en una estructura se puede medir a partir de un parámetro de respuesta como un desplazamiento, distorsión de entrepiso, deformación plástica, cantidad de energía disipada, ductilidad, número de ciclos incursionados o una combinación de estos. El parámetro comúnmente utilizado es la distorsión de entrepiso. En el FEMA 356 se definen los niveles de desempeño en función de la distorsión de entrepiso y la deformación plástica. Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF (GDF, 2004) especifican los límites permisibles de distorsión de entrepiso en función de la importancia y tipo de estructura.

Como se ha mencionado en secciones anteriores, el comportamiento sísmico global de una estructura depende del tipo de comportamiento que se pueda desarrollar a nivel local, resulta interesante relacionar el daño global con el daño local y definir con mayor precisión el nivel de daño que presenta una estructura. Estudios previos han mostrado que se puede relacionar la ductilidad global con la ductilidad de una sección, y con ello establecer la ductilidad local mínima necesaria que deben tener los componentes estructurales para alcanzar una ductilidad objetivo. Debido a las incertidumbres en del comportamiento no lineal de las estructuras y la naturaleza del problema dinámico, esto solo se podría hacer desde un enfoque estático y a partir de mecanismo de colapso idealizados.

El daño estructural generado por un evento sísmico comúnmente se cuantifica a través de índices de daño ( $DI$ ), ya que es más práctico relacionar un  $DI$  con un estado límite de diseño. Estos índices intentan, cuantitativamente, estimar el daño de un elemento, entrepiso y de la propia estructura. En la actualidad existen varios índices de daño, y la mayoría se basan en el índice de Park y Ang (1985), el cual se define como una combinación lineal de las demandas de desplazamiento y energía expresada de la siguiente manera:

$$DI_{P\&A} = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u P_y} \int dE_h \quad (\text{Eq. 3.2})$$

donde  $\delta_m$  es la deformación máxima experimentada,  $\delta_u$  es la deformación última del elemento,  $P_y$  es la resistencia de fluencia del elemento, la integral representa la energía histerética acumulada absorbida por el elemento durante la historia de la respuesta y  $\beta$  es un factor que considera la degradación de la resistencia nominal. El modelo Park y Ang toma en cuenta el daño debido a las incursiones inelásticas máximas como también debido a la historia de las deformaciones.

A partir de la ecuación anterior Reinhorn *et al.* (2009) proponen la siguiente modificación para considerar la capacidad de deformación acumulada del elemento. De esta manera se calculan los  $DI_{entrepiso}$  al sumar los  $DI_{elementos}$  que forman parte del entrepiso  $i$  y de igual forma se calcula el índice de daño global con la sumatoria de los  $DI_{entrepiso}$ .

$$DI_{P\&AM} = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} + \frac{\beta}{\delta_u P_y} \int dE_h \quad (\text{Eq. 3.3})$$

$$DI_{global / entrepiso} = \sum (\rho_i)_{entrepiso / componente} (DI_i)_{entrepiso / componente} \quad (\text{Eq. 3.4})$$

$$(\rho_i)_{entrepiso / componente} = \left( \frac{E_i}{\sum E_i} \right)_{entrepiso / componente} \quad (\text{Eq. 3.5})$$

donde  $\delta_y$  es la deformación en la fluencia. Como se puede observar en las expresiones anteriores, los valores de ductilidad están directamente relacionados con los índices de daño, por ello, es importante estimar correctamente las ductilidades de los elementos para obtener índices de daño representativos del problema. En este trabajo se considera que la estructura colapsa cuando alcanza un índice de daño global igual a la unidad, teniendo presente que valores mayores de la unidad se pueden presentar a nivel elemento incluso a nivel entrepiso, debido a las concentraciones de deformaciones inelásticas.

---

# Capítulo 4 Casos de Estudio

## 4.1 Descripción de los marcos analizados

Los marcos regulares que se analizaron constan de 10, 15 y 20 niveles (fig. 3.1). La altura de entrepiso es de 3.2 m y una distancia de 8 m entre ejes de columnas para todos los casos. Las dimensiones de las secciones transversales y su ubicación se resumen en la tabla 3.1. Se considera una resistencia del concreto de  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  y un modulo de elasticidad de  $221360 \text{ kg/cm}^2$ . El acero con resistencia de  $f_y = 4200 \text{ kg/m}^2$  y un modulo de elasticidad de  $2100000 \text{ kg/cm}^2$ . Se asignaron masas de  $11 \text{ ton}\cdot\text{s}^2/\text{m}$  para todos los niveles y una carga gravitacional distribuida en vigas de  $0.50 \text{ ton/m}$ . Para caracterizar el comportamiento no lineal de los elementos se emplea un modelo histerético de tipo bilineal con y sin degradación de rigidez. A cada elemento se le asignó el diagrama momento curvatura correspondiente, considerando una pendiente postfluencia del 5% tanto para vigas como para columnas. Los ADNL se llevaron a cabo en el programa IDARCV.7 (Reinhorn *et al.*, 2009). Como principales limitaciones se tienen las siguientes:

Se ignoran los efectos de segundo orden,

No se considera los efectos de la interacción suelo-estructura,

No se hace la distinción entre un marco interior y un marco perimetral,

Se ignora la degradación de resistencia de los elementos estructurales,

No se consideran modelos de plasticidad distribuida,

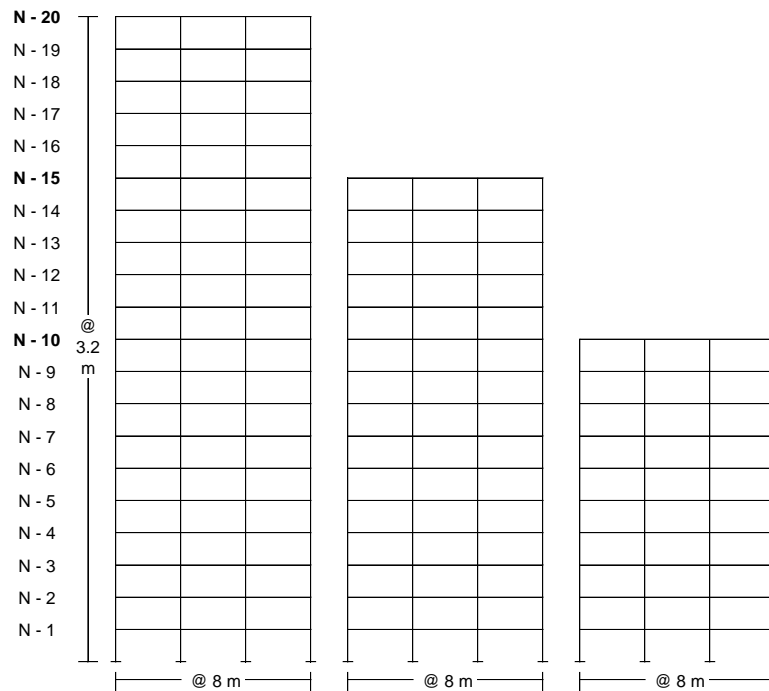
No se consideran nodos rígidos ni la contribución de la losa,

No se consideran aceleraciones verticales,

No se considera otro tipo de falla distinta a la de flexión,

Registros sísmicos en suelo firme quedan fuera del alcance de este estudio.

En la figura 4.1 se muestran las configuraciones geométricas de los marcos de estudio y la tabla 4.1 muestra la geometría de las secciones así como el periodo fundamental de cada estructura.



**Figura 4.1** Configuración geométrica de los marcos de concreto reforzado estudiados.

Modelo	Nivel	Elemento Estructural	Dimensión (cm)	Periodo (s)
10N	1-5	Columna	90×90	1.1
	5-6		70×70	
	1-10	Viga	35×80	
15N	1-5	Columna	100×100	1.4
	6-10		85×85	
	11-15		70×70	
	1-15	Viga	35×80	
20N	1-5	Columna	120×120	1.9
	6-10		105×105	
	11-15		90×90	
	16-20		75×75	
	1-20	Viga	35×80	

**Tabla 4.1** Secciones transversales de los elementos estructurales para cada marco y su correspondiente periodo.

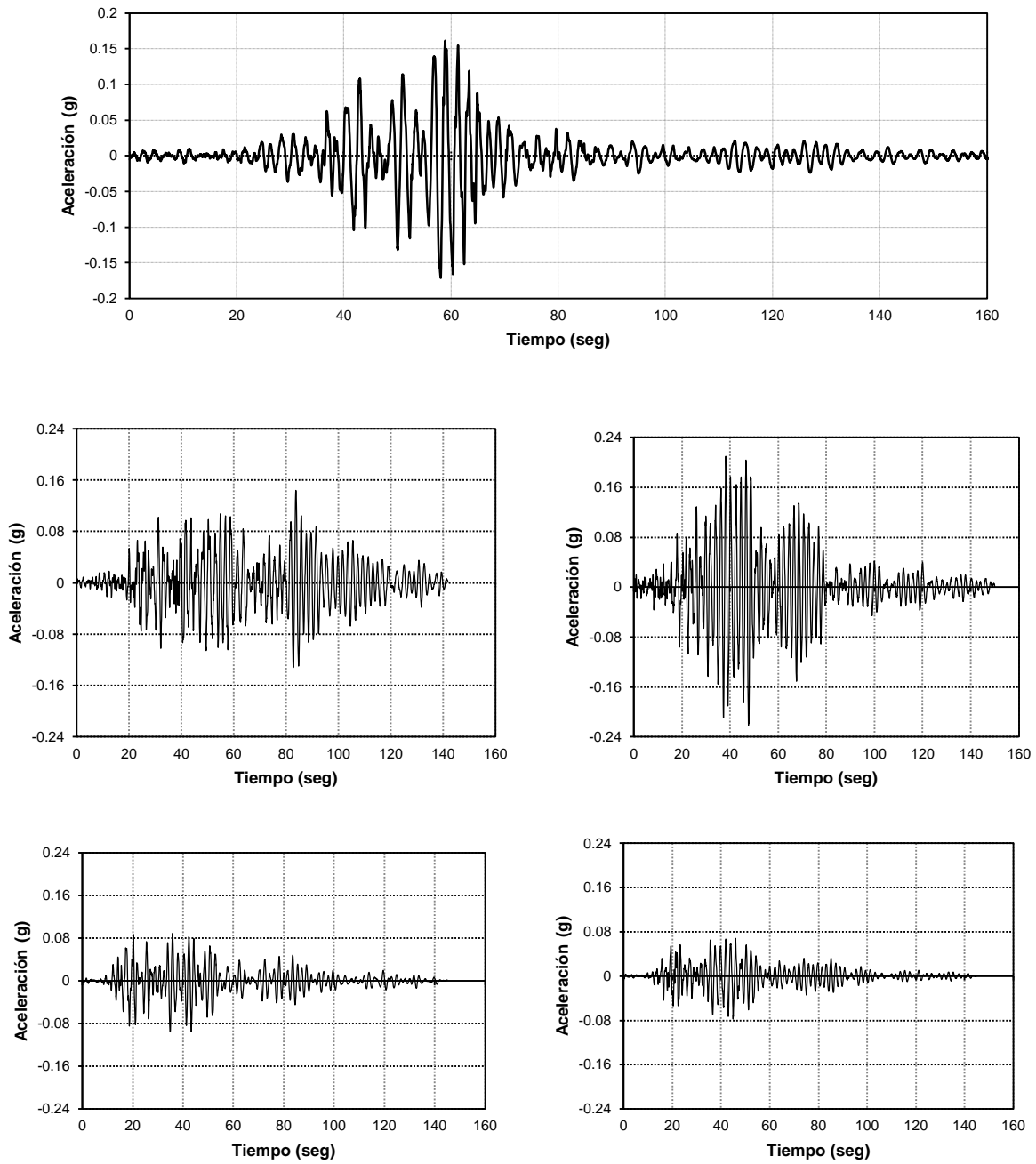
#### 4.2 Demanda sísmica

Los niveles de diseño sísmico representan el nivel de peligro sísmico del sitio donde se ubicará la estructura. Los niveles de peligro sísmico están asociados al periodo de retorno o la probabilidad de excedencia de cierta intensidad sísmica específica (tabla 3.2). Para tomar en cuenta distintos niveles de peligro sísmico, en la demanda sísmica de los casos estudiados se emplea un registro real y cuatro registros simulados. El registro de aceleraciones real corresponde al obtenido en el sismo de Michoacán de 1985 estación SCT componente este-oeste, con una duración de 158.5 s y una aceleración máxima de 0.17 g. Los registros simulados se obtuvieron a partir de un método basado en funciones de Green empíricas (Niño, 2008), cuyas magnitudes son 7.2, 7.5, 8.0 y 8.2, y aceleración máxima de 0.072 g, 0.096 g, 0.144 g y 0.221 g respectivamente (fig. 3.2). Además, cada uno de estos registros es escalado por el factor  $\lambda$  para realizar los IDA.



Movimiento sísmico de diseño	Intervalo de recurrencia	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50 % en 30 años
Ocasional	72 años	50 % en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	950 años	10% en 100 años

**Tabla 3.2** Movimiento sísmicos de diseño (SEAOV Visión 2000 Comité, 1995)



**Figura 4.2** Registros de aceleraciones simulados.

### 4.3 Diseño sísmico de los marcos estudiados

El diseño sísmico de los marcos se realizó aplicando el método basado en desplazamientos con control de daño propuesto por López (2010). En este método la curva de capacidad del sistema estructural se obtiene directamente de los resultados de los análisis modales espectrales de dos modelos simplificados. El método consiste en la definición de una curva de comportamiento de diseño (Sa vs Sd, *i.e.*, R vs d), que caracteriza las propiedades elásticas e inelásticas del sistema de referencia asociado al modo fundamental (fig. 4.3). Las propiedades de dicha curva se definen en función del nivel de desempeño considerado, *e.g.*, estado límite último (U), según el RCDF, o estado límite de seguridad de vida (LS), según FEMA 356 (FEMA, 2000). Se provee a la estructura las características requeridas para satisfacer dicha curva de comportamiento. Las distribuciones de daño consideradas en el diseño se muestran en la fig. 4.4. El procedimiento se resume en el diagrama de flujo de la fig. 4.5.

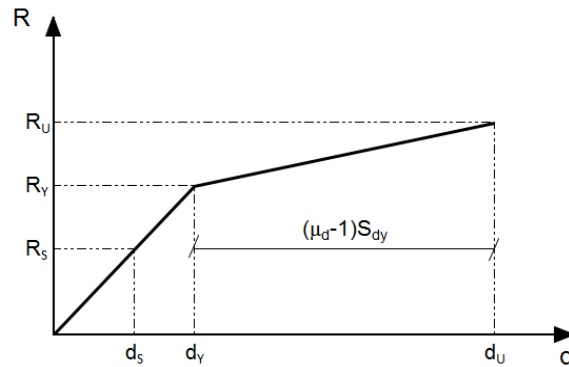


Figura 4.3 Curva de comportamiento de diseño.

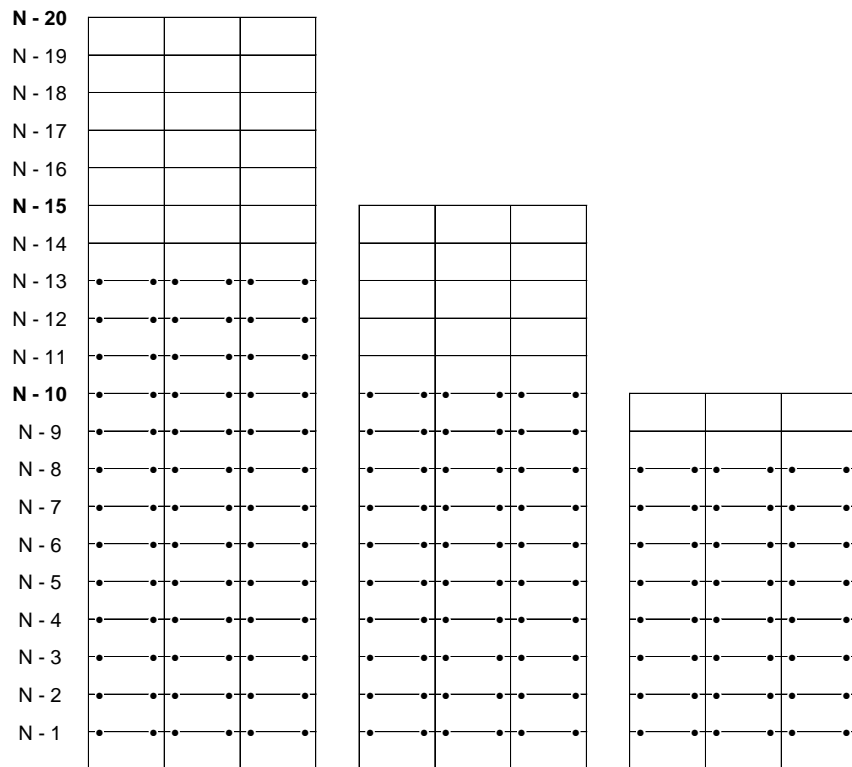


Figura 4.4 Distribuciones de articulaciones plásticas adoptadas para los modelos con daño.

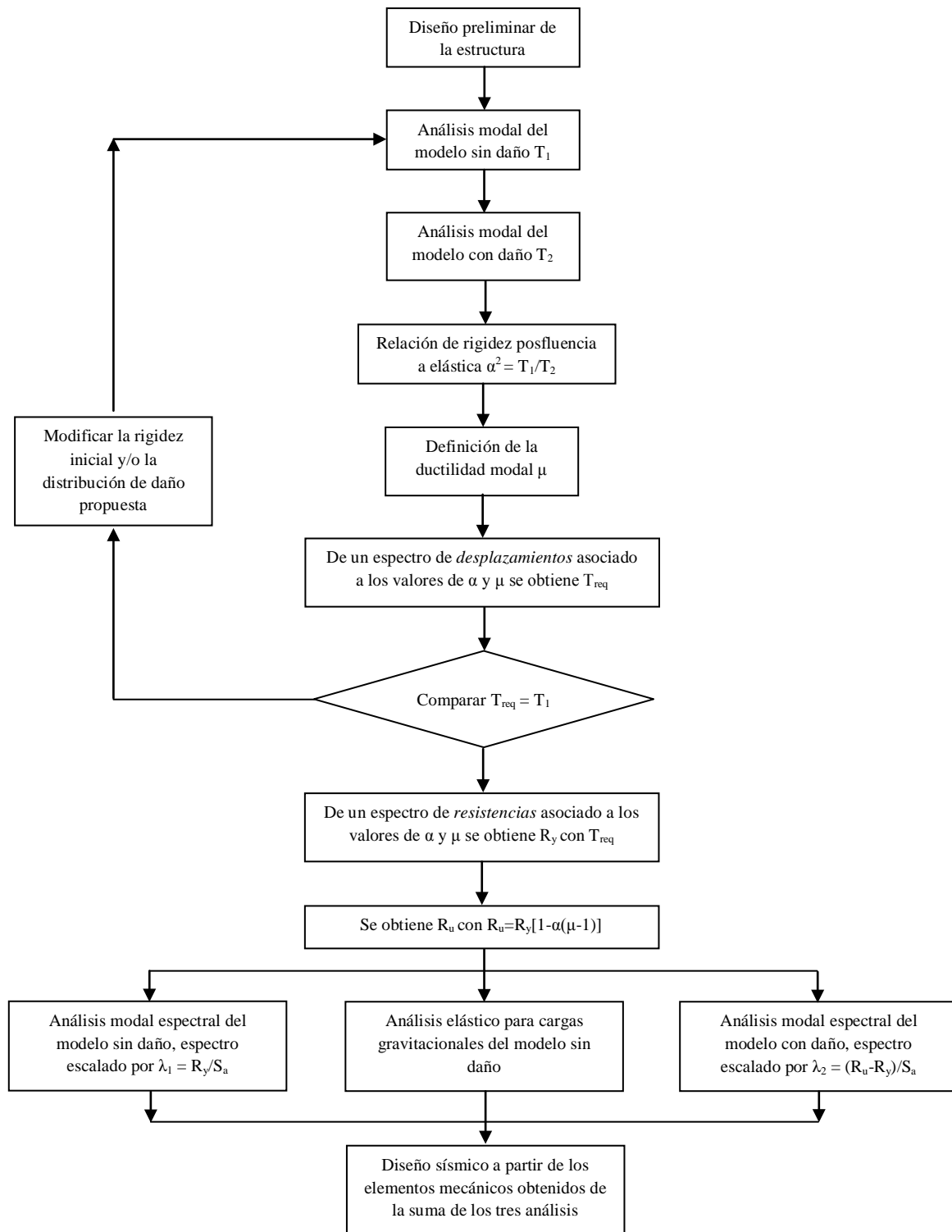


Fig 4.5 Diagrama de flujo del método de diseño propuesto por López (2010).

En el diseño de las secciones se aplicaron las NTCDEC (GDF, 2004). Para estandarizar el diseño se buscó utilizar configuraciones de armado iguales en dos o más entrepisos, para los cuales no exista una diferencia en más de un 20% en los momentos flexionantes de diseño. Los armados de vigas y columnas se resumen en las tablas 4.3-4.5 para los modelos de 10, 15 y 20 niveles respectivamente.

NIVEL	SECCIÓN (m)	ACERO LONGITUDINAL		My (+) (kN·m)	My (-) (kN·m)
1-5	C1.00X1.00	36 #10	36 #10	400.3	400.2
6-10	C0.90X0.90	36 #10	36 #10	320.2	320.3
10-15	C0.70X0.70	36 #10	36 #10	250.4	246.5
1 - 5	V0.40X0.80	7 # 8	7 # 8	239	239
6 - 10	V0.40X0.80	7 # 8	7 # 8	239	239
11 - 15	V0.40X0.80	7 # 8	7 # 8	239	239

**Tabla 4.3** Armados de las secciones para el modelo de 10 niveles.

NIVEL	SECCIÓN (cm)	ACERO LONGITUDINAL		My (+) (kN·m)	My (-) (kN·m)
1-5	C1.00X1.00	36 #10	36 #10	400.3	400.2
6-10	C0.90X0.90	36 #10	36 #10	320.2	320.3
10-15	C0.70X0.70	36 #10	36 #10	250.4	246.5
1 - 5	V0.40X0.80	7 # 8	7 # 8	239	239
6 - 10	V0.40X0.80	7 # 8	7 # 8	239	239
11 - 15	V0.40X0.80	7 # 8	7 # 8	239	239

**Tabla 4.4** Armados de las secciones para el modelo de 15 niveles.

NIVEL	SECCIÓN (cm)	ACERO LONGITUDINAL		My (+) (kN·m)	My (-) (kN·m)
1-5	C1.00X1.00	36 #10	36 #10	400.3	400.2
6-10	C0.90X0.90	36 #10	36 #10	320.2	320.3
10-15	C0.70X0.70	36 #10	36 #10	250.4	246.5
1 - 5	V0.40X0.80	7 # 8	7 # 8	239	239
6 - 10	V0.40X0.80	7 # 8	7 # 8	239	239
11 - 15	V0.40X0.80	7 # 8	7 # 8	239	239

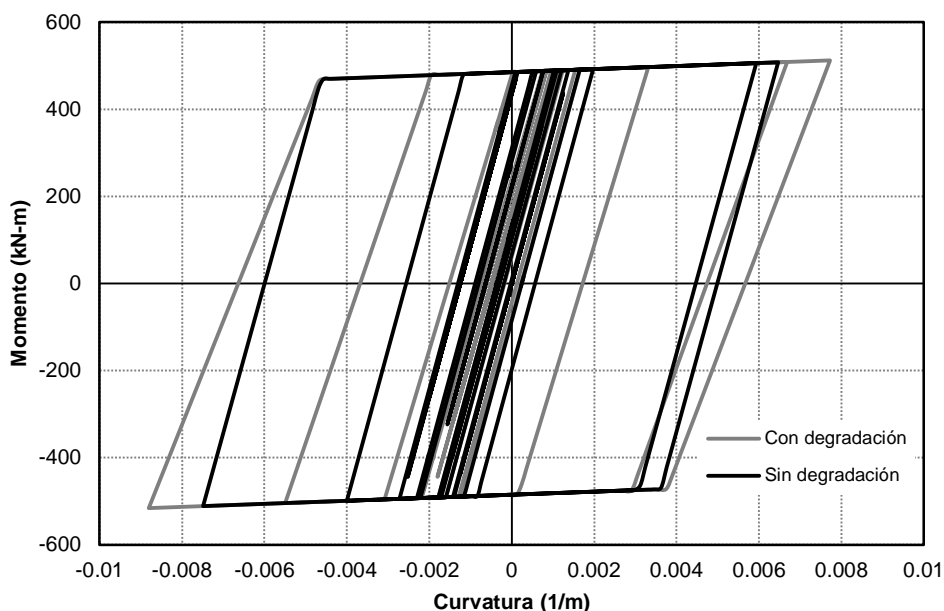
**Tabla 4.5** Armados de las secciones para el modelo de 20 niveles.

---

# Capítulo 5 Presentación y análisis de resultados

## 5.1 Comportamiento sísmico local

Con el propósito de evaluar el comportamiento sísmico local se elige el elemento crítico de cada marco a partir de su índice de daño. Se toma como base el índice de daño del modelo sin degradación y se compara con la respuesta del modelo con degradación ante el mismo nivel de demanda. La fig. 5.1 ilustra el comportamiento en un extremo de una viga con y sin degradación de rigidez para la misma demanda. De la misma figura se puede observar que la pendiente de rigidez del modelo con degradación cambia a medida que incursiona en el rango inelástico alcanzando curvaturas más grandes.



**Figura 5.1** Comportamiento histerético de una viga con y sin degradación de rigidez.

En la mayoría de los casos el elemento crítico es una viga que se encuentra en el entrepiso donde ocurre la distorsión máxima o en un entrepiso contiguo. Las rotaciones plásticas de vigas de un mismo entrepiso son aproximadamente iguales. Las columnas que se revisan forman parte de la planta baja, ya que es donde se presentan las rotaciones plásticas importantes. Tanto para columnas como vigas se revisan las rotaciones plásticas máximas y la ductilidad asociada al estado de colapso, es decir, que su índice de daño global es igual o mayor que uno.

### 5.1.1 Rotaciones plásticas

Las rotaciones plásticas permiten asociar un nivel de daño con un estado límite de diseño. En las tablas 5.1-5.3 se muestran las rotaciones plásticas máximas para vigas de los marcos de 10, 15 y 20 niveles, respectivamente. Los resultados se obtuvieron considerando que el desplazamiento espectral asociado al periodo fundamental sea el mismo para los cinco registros, tomando como base el registro SCT para un  $\lambda=1$ . En las tablas se muestran la aceleración máxima del terreno de cada registro (PGA, por sus siglas en inglés) en términos de la gravedad. Los niveles de rotación son muy parecidos para los cinco registros, quizás las diferencias se deban al contenido de frecuencias y también al efecto de los modos superiores.

Demanda	PGA	Vigas	
		Sin deg.	Con deg.
M7.2	0.17	0.0080	0.0083
M7.5	0.15	0.0080	0.0090
M8.0	0.19	0.0087	0.0091
M8.2	0.17	0.0050	0.0060
SCT	0.17	0.0103	0.0119
Promedio		0.0080	0.0089

**Tabla 5.1** Rotaciones plásticas máximas de vigas para los cinco registros con y sin degradación de rigidez correspondientes al marco de 10 niveles.

Demanda	PGA	Vigas	
		Sin deg.	Con deg.
M7.2	0.19	0.0140	0.0150
M7.5	0.15	0.0120	0.0130
M8.0	0.16	0.0138	0.0138
M8.2	0.18	0.0139	0.0145
SCT	0.17	0.0130	0.0150
Promedio		0.0133	0.0143

**Tabla 5.2** Rotaciones plásticas máximas de vigas para los cinco registros con y sin degradación de rigidez correspondientes al marco de 15 niveles.

Demanda	PGA	Vigas	
		Sin deg.	Con deg.
M7.2	0.18	0.0130	0.0130
M7.5	0.21	0.0212	0.0214
M8.0	0.16	0.0133	0.0124
M8.2	0.19	0.0131	0.0131
SCT	0.17	0.0160	0.0180
Promedio		0.0153	0.0156

**Tabla 5.3** Rotaciones plásticas máximas de vigas para los cinco registros con y sin degradación de rigidez correspondientes al marco de 20 niveles.

### 5.1.2 Ductilidad de curvatura

Una de las propiedades importantes que debe poseer un elemento para alcanzar niveles de deformación global altos, es contar con ductilidades locales grandes y que éstas se encuentren distribuidas apropiadamente en todo el marco. Las ductilidades que se revisan son de curvatura. Se puede observar en la tablas 5.4-5.6 que los marcos que consideran degradación de rigidez desarrollan ductilidades mayores. En la sección 5.4 se comparan las ductilidades locales con las ductilidades de entrepiso y de todo el marco.

Demanda	PGA	Vigas	
		Sin deg.	Con deg.
M72	0.17	4.13	4.38
M75	0.15	3.92	4.74
M80	0.19	7.48	8.13
M82	0.17	5.41	5.98
SCT	0.17	4.87	6.02
Promedio		5.16	5.85

**Tabla 5.4** Rotaciones plásticas en los elementos críticos para los distintos registros; marco de 10 niveles.

Demanda	PGA	Vigas	
		Sin deg.	Con deg.
M72	0.19	4.64	4.91
M75	0.15	4.05	4.36
M80	0.16	4.74	4.97
M82	0.18	4.73	4.97
SCT	0.17	4.49	5.08
Promedio		4.53	4.86

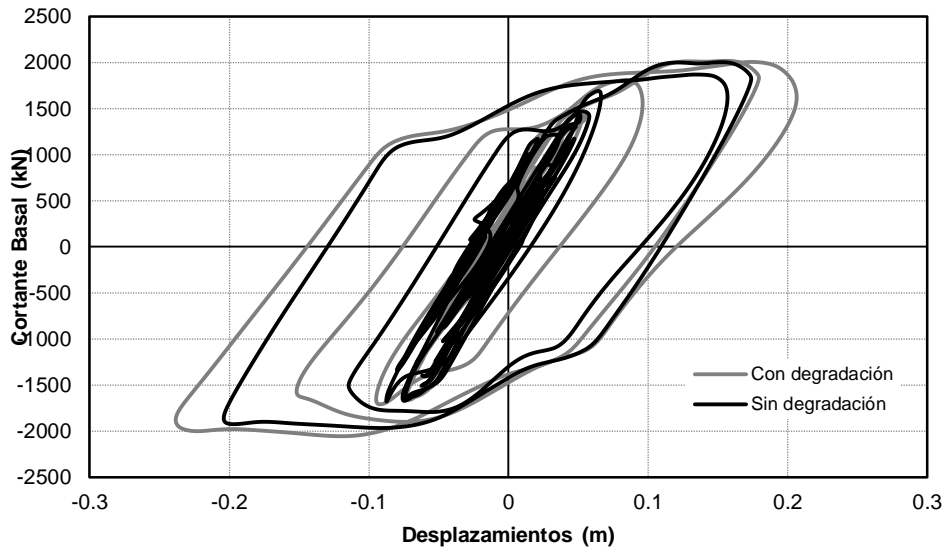
**Tabla 5.5** Rotaciones plásticas en los elementos críticos para los distintos registros; marco de 15 niveles.

Demanda	PGA	Vigas	
		Sin deg.	Con deg.
M72	0.18	3.78	3.88
M75	0.21	4.01	4.14
M80	0.16	3.59	4.05
M82	0.19	3.68	4.16
SCT	0.17	4.31	5.01
Promedio		3.87	4.25

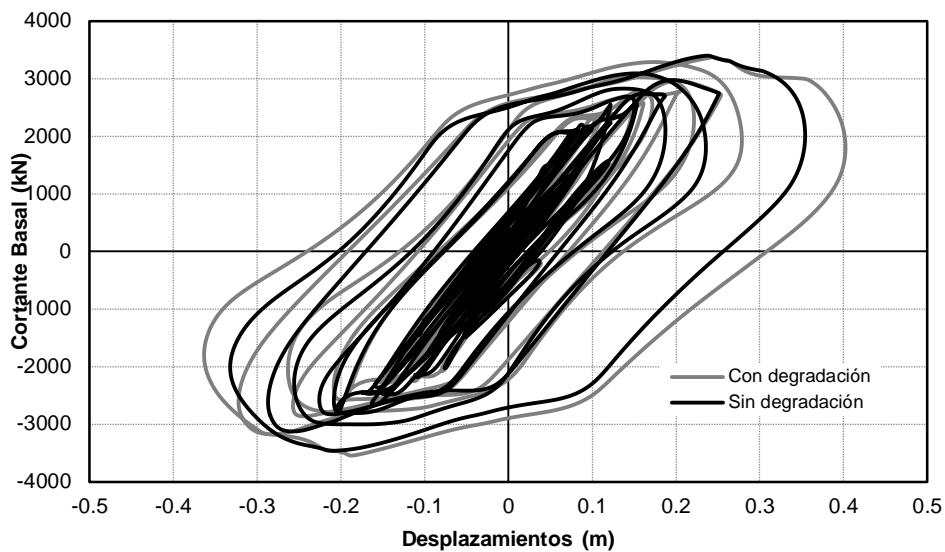
**Tabla 5.6** Rotaciones plásticas en los elementos críticos para los distintos registros; marco de 20 niveles.

### 5.2 Comportamiento sísmico global

Las figs. 5.2-5.4 muestran el comportamiento histórico global de los marcos de 10, 15 y 20 niveles respectivamente, correspondientes al registro SCT como demanda. Se grafican los desplazamientos de azotea *versus* cortante basal, de acuerdo con estas figuras se puede observar que los modelos poseen gran capacidad de disipación de energía y para el caso que considera degradación de rigidez los desplazamientos aumentan considerablemente.

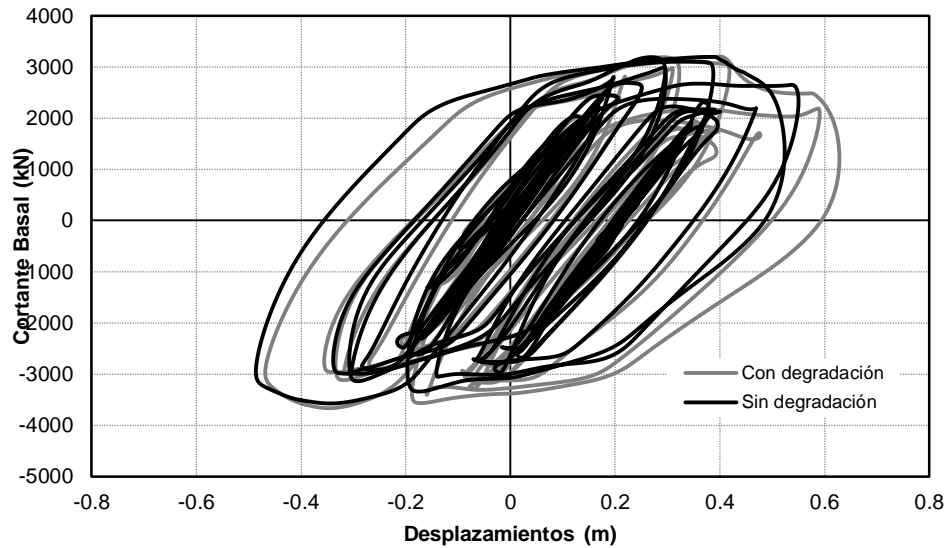


**Figura 5.2** Comportamiento histerético global del marco de 10 niveles sometido al registro SCTEO85.



**Figura 5.3** Comportamiento histerético global del marco de 15 niveles sometido al registro SCTEO85.



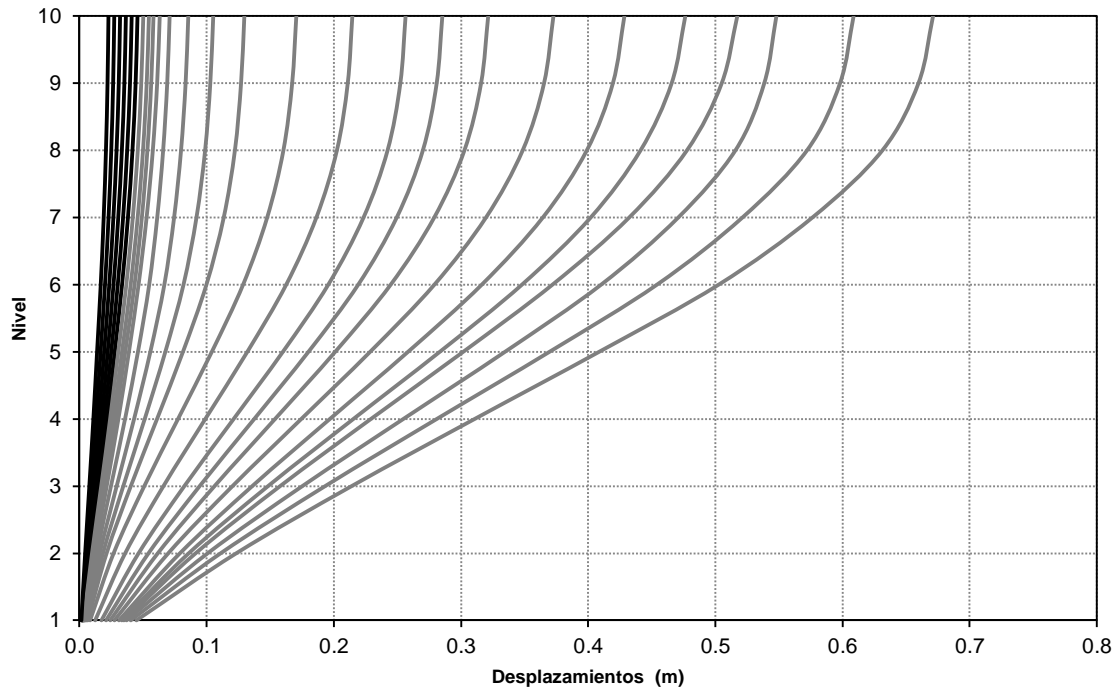


**Figura 5.4** Comportamiento histerético global del marco de 20 niveles sometido al registro SCTEO85

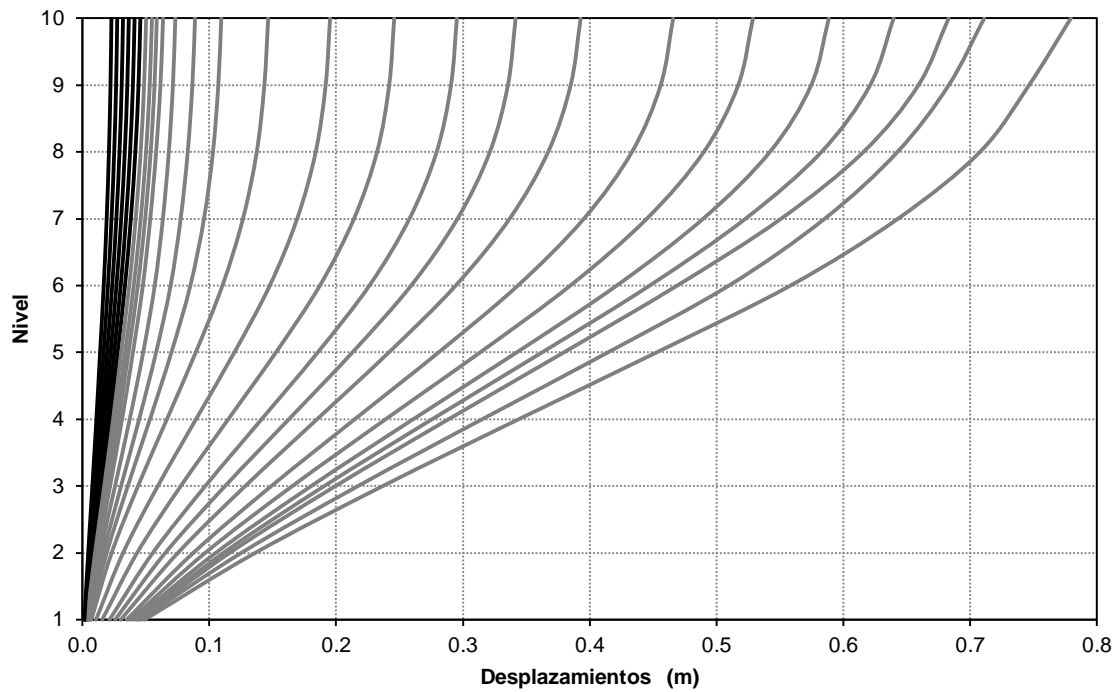
El comportamiento sísmico de cada marco es examinado a partir de los resultados de los IDAs, se revisan las configuraciones de los desplazamientos laterales, distorsiones de entrepiso y la distribución de las articulaciones plásticas. Los ADNL se realizaron en el programa IDARCV.7.0 (Reinhorn *et al.*, 2009) considerando un modelo histerético bilineal con degradación de rigidez, un modelo de plasticidad concentrada y un amortiguamiento de Rayleigh del 5%. Los resultados están expresados en términos de los valores máximos absolutos.

### 5.2.1 Desplazamientos

En la fig. 5.5 se muestran las configuraciones de desplazamientos del marco de 10 niveles obtenidas de los ADNL correspondientes a la demanda del registro SCTEO85. Se puede observar que para los análisis que consideran degradación de rigidez, los niveles de desplazamientos laterales son mayores. Los resultados mostrados son los máximos absolutos y cada curva está asociada a un ADNL correspondiente a los valores de aceleración máxima de 0.5 g hasta 0.30g. La diferencia más grande entre desplazamientos con y sin degradación de rigidez fue de 29% asociado a una intensidad de 0.24g. Las figs. 5.6 y 5.7 muestran las configuraciones de desplazamientos de los marcos de 10 y 15 niveles respectivamente, al igual que el caso de 10 niveles, los desplazamientos laterales del modelo con degradación de rigidez son mayores.

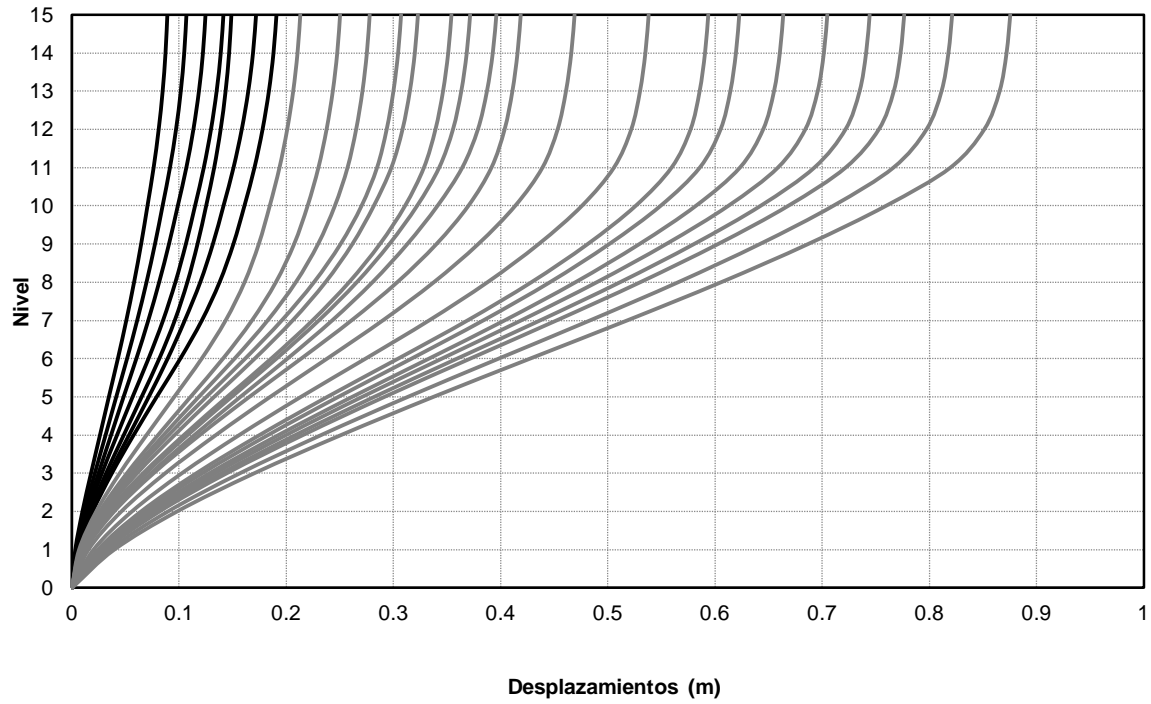


a)

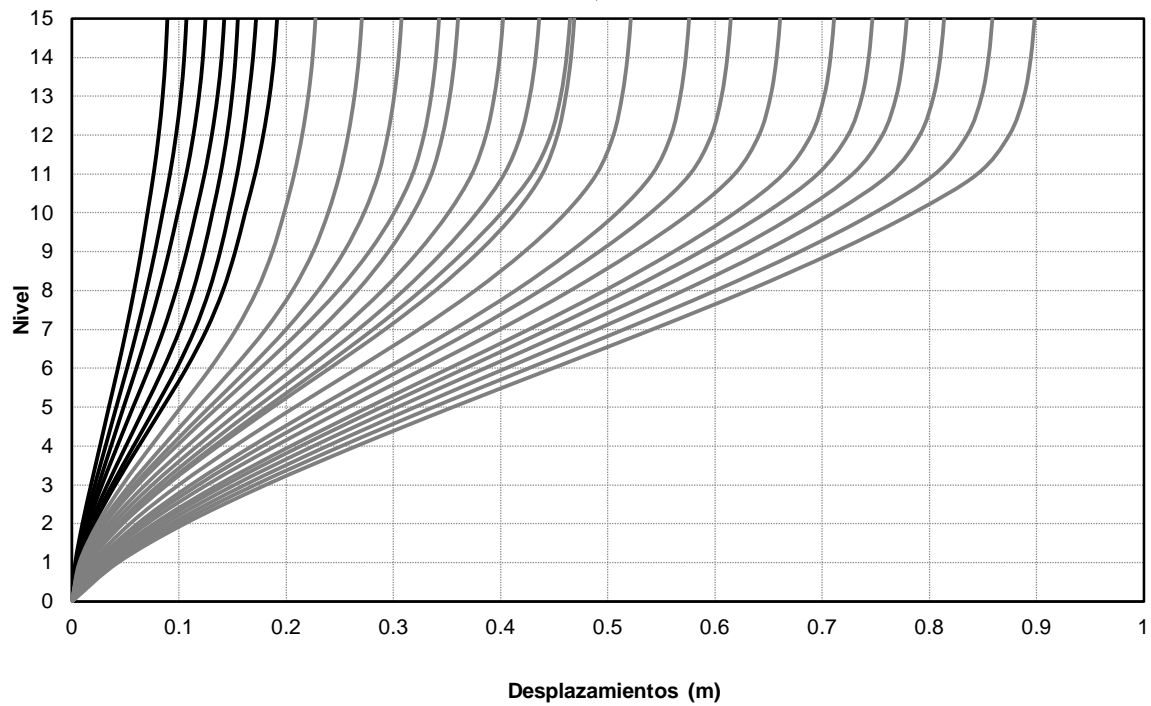


b)

**Figura 5.5** Configuración de desplazamientos máximos absolutos del marco de 10 niveles sometido al registro SCTEO85, las líneas oscuras muestran la etapa elástica y las líneas en gris la etapa inelástica. a) Sin degradación de rigidez; b) Con degradación de rigidez.

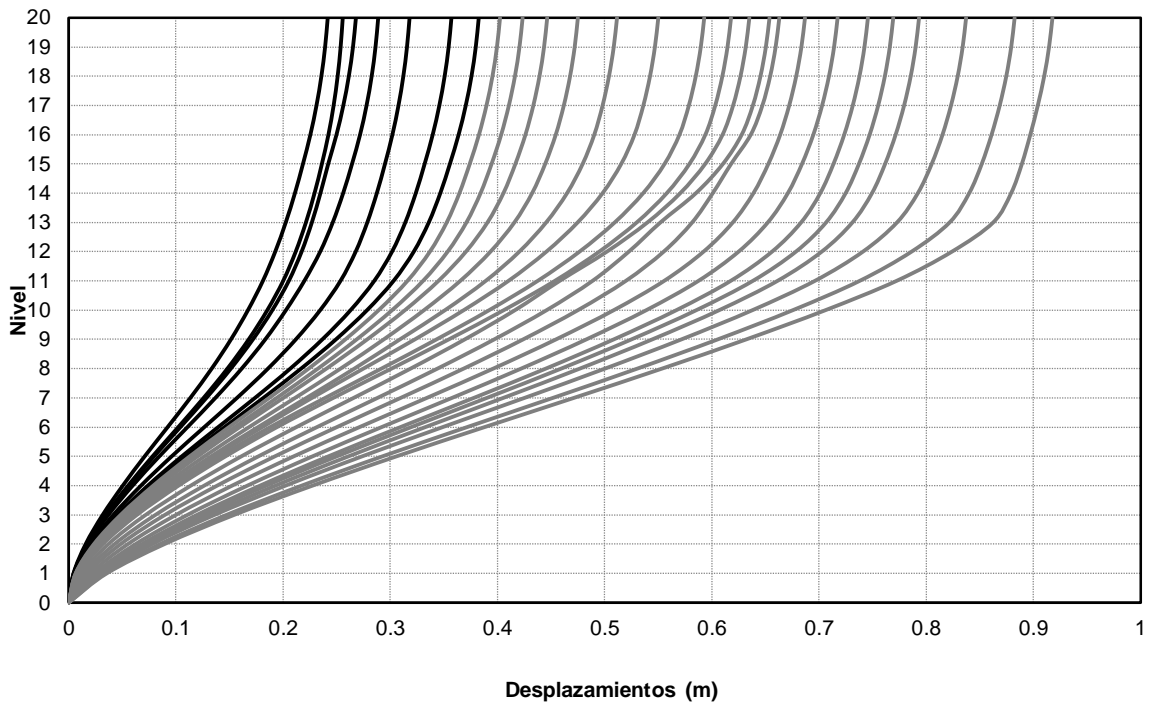


a)

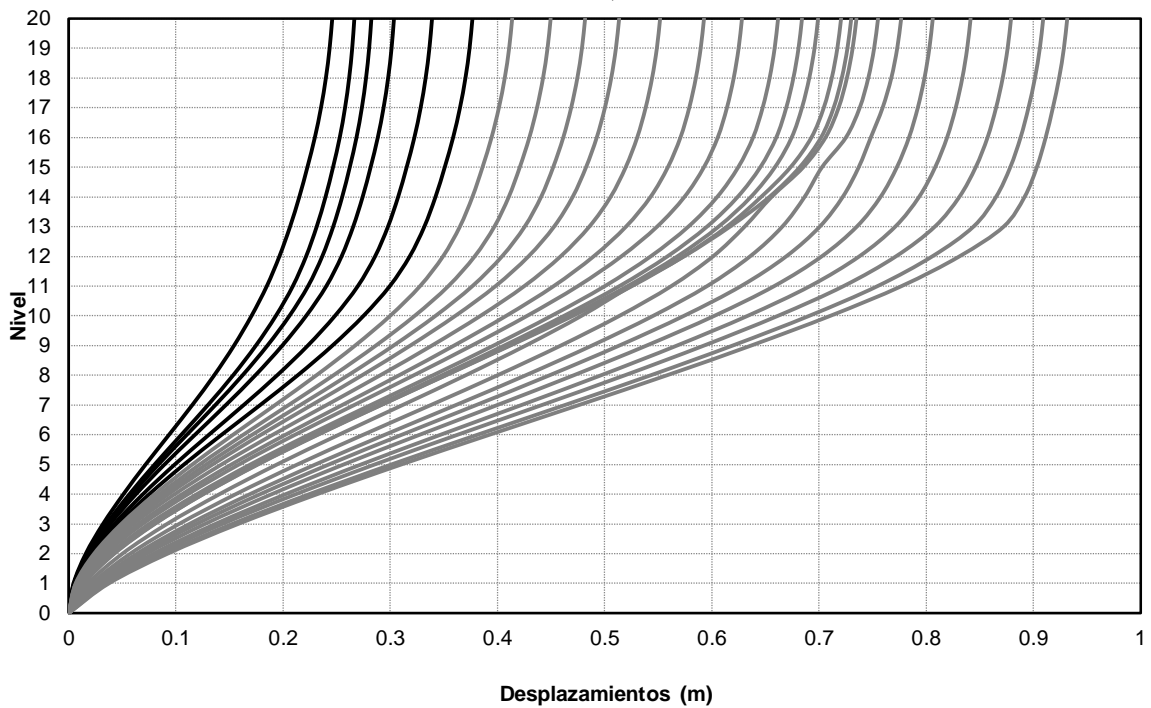


b)

**Figura 5.6** Configuración de desplazamientos máximos absolutos del marco de 15 niveles sometido al registro SCTEO85, las líneas oscuras muestran la etapa elástica y las líneas en gris la etapa inelástica. a) Sin degradación de rigidez; b) Con degradación de rigidez.



a)

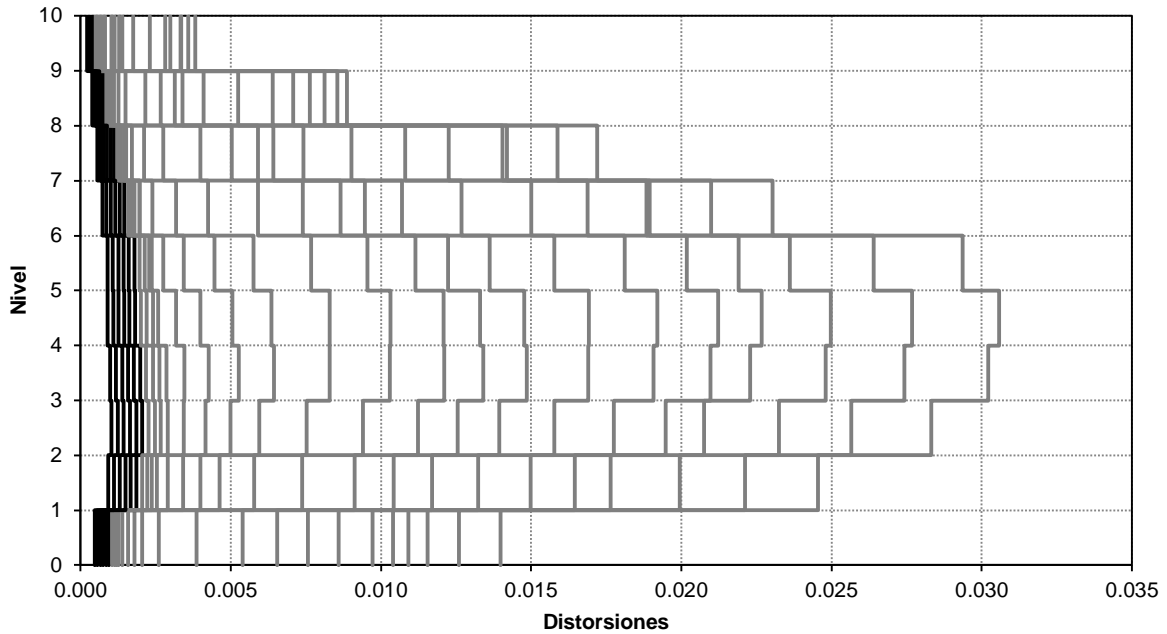


b)

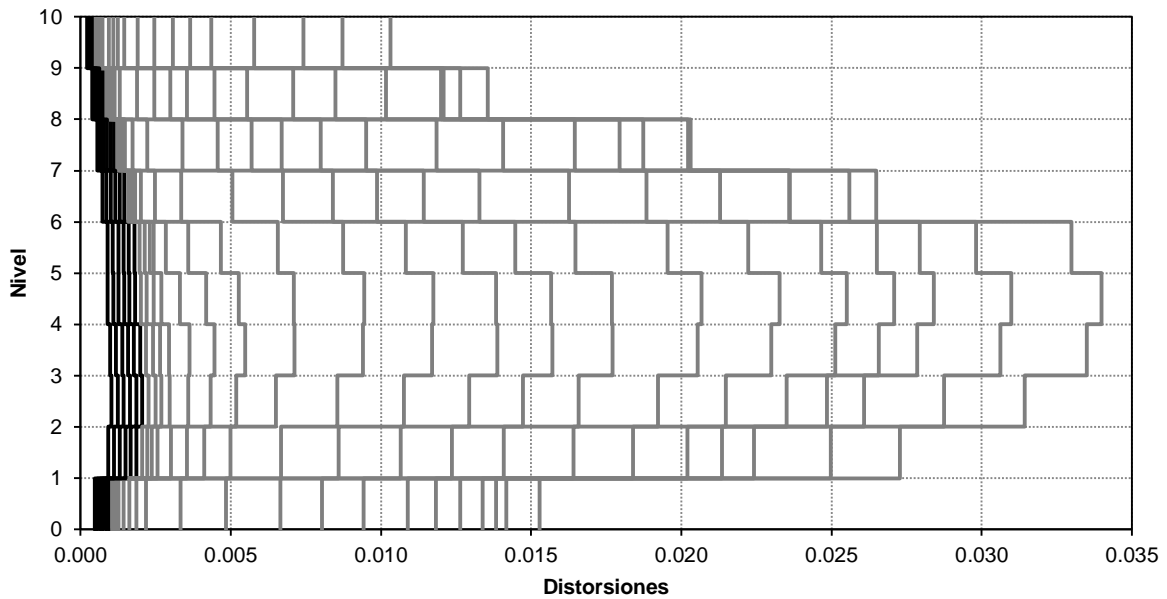
**Figura 5.7** Configuración de desplazamientos máximos absolutos del marco de 20 niveles sometido al registro SCTEO85, las líneas oscuras muestran la etapa elástica y las líneas en gris la etapa inelástica. a) Sin degradación de rigidez; b) Con degradación de rigidez.

**5.2.2 Distorsión de entrepiso**

La figs. 5.8-5.10 muestran las distribuciones de las distorsiones de entrepiso, se puede observar que en general la distorsión máxima se presenta en el mismo entrepiso o en alguno de los pisos adyacentes. Para el caso del marco de 10 niveles, la distorsión máxima se presenta continuamente en el tercer entrepiso hasta una intensidad de 0.14g, a partir de ahí cambia al cuarto entrepiso.

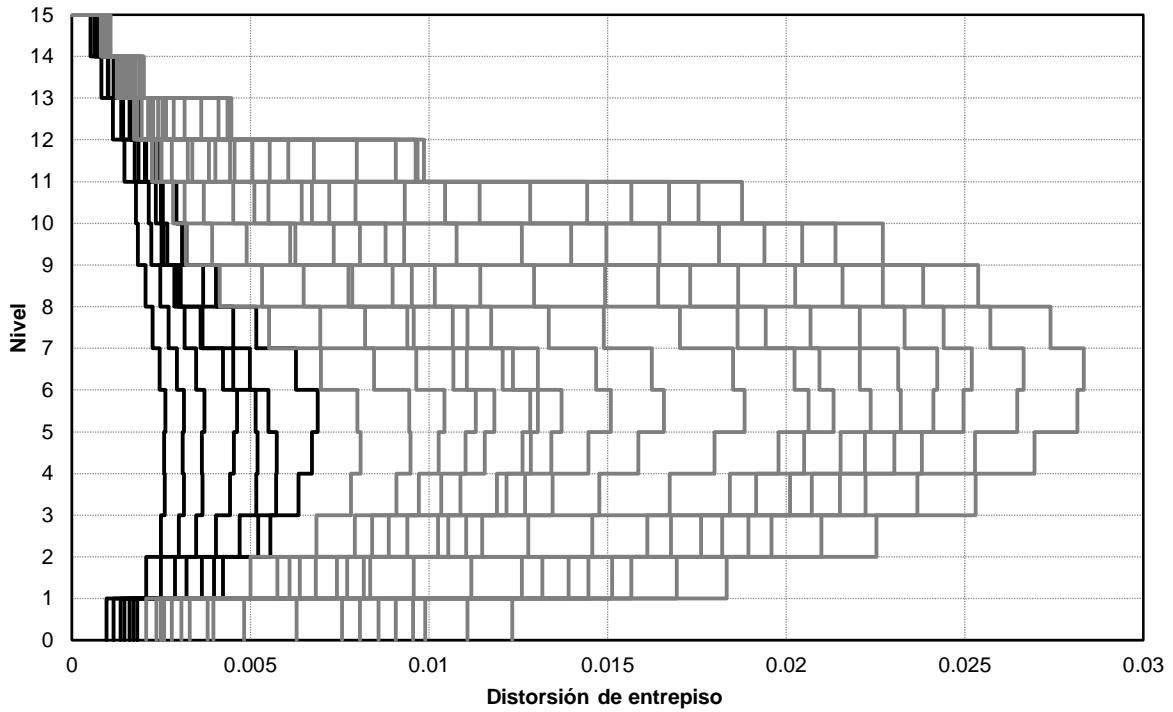


a)

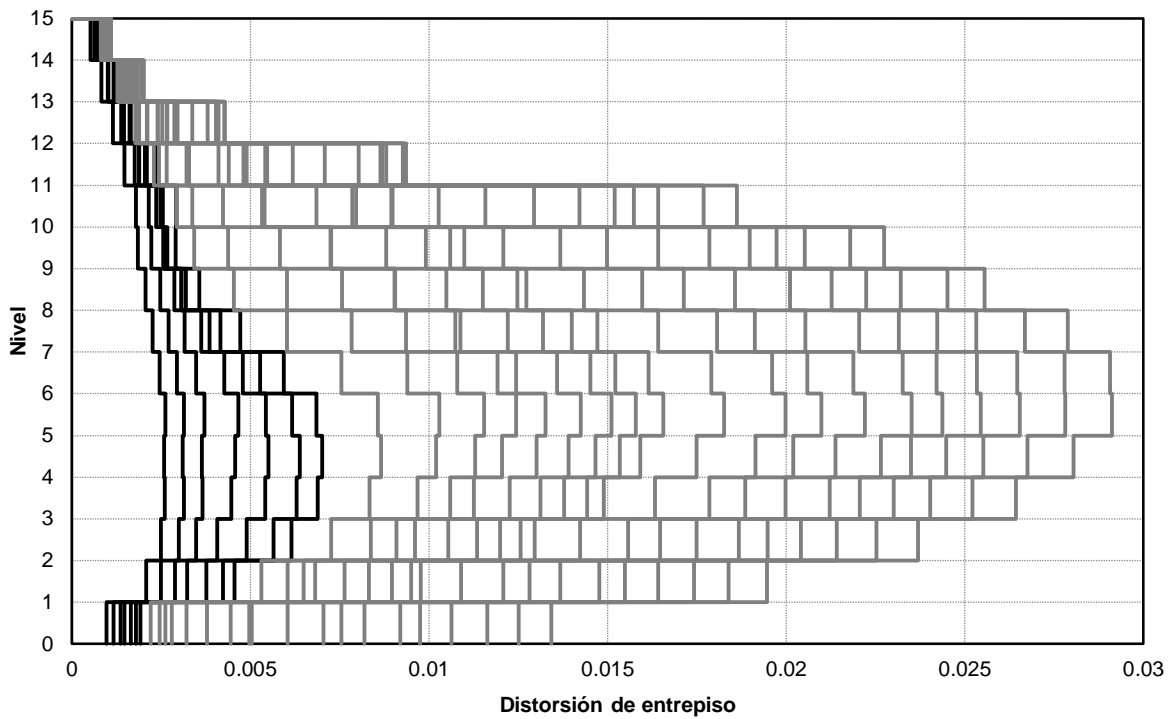


b)

**Figura 5.8** Distorsiones máximas absolutas del marco de 10 niveles sometido al registro SCTEO85, las líneas oscuras muestran la etapa elástica y las líneas en gris la etapa inelástica. a) Sin degradación de rigidez; b) Con degradación de rigidez.

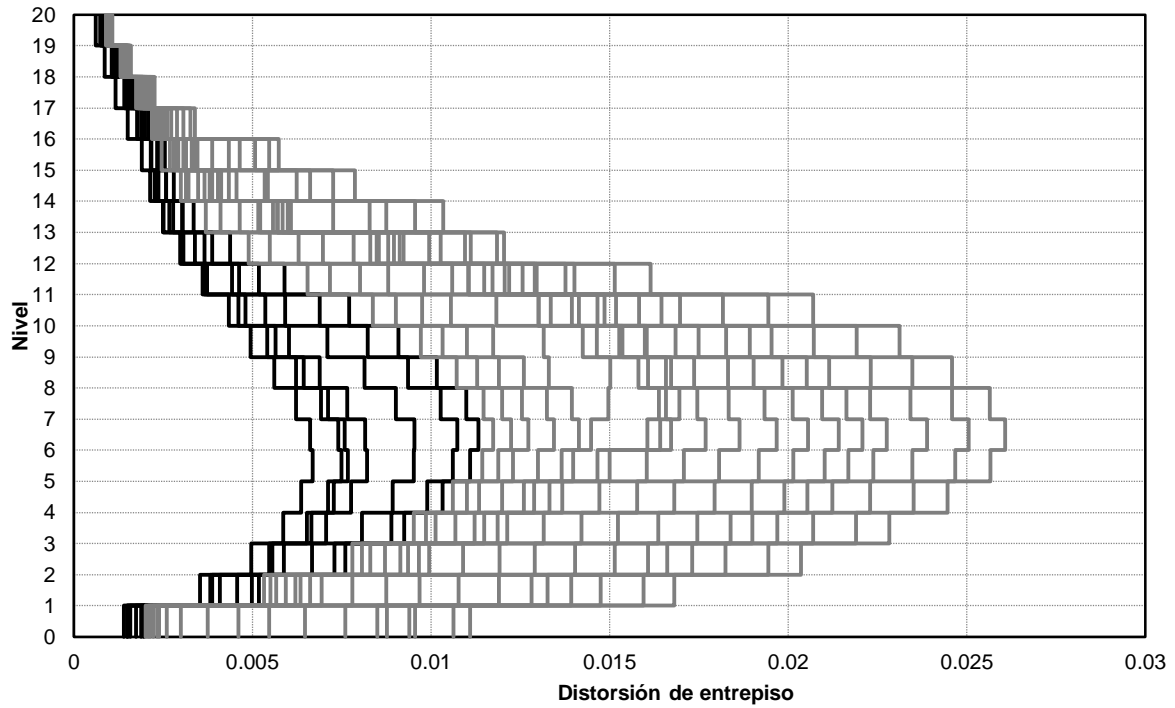


a)

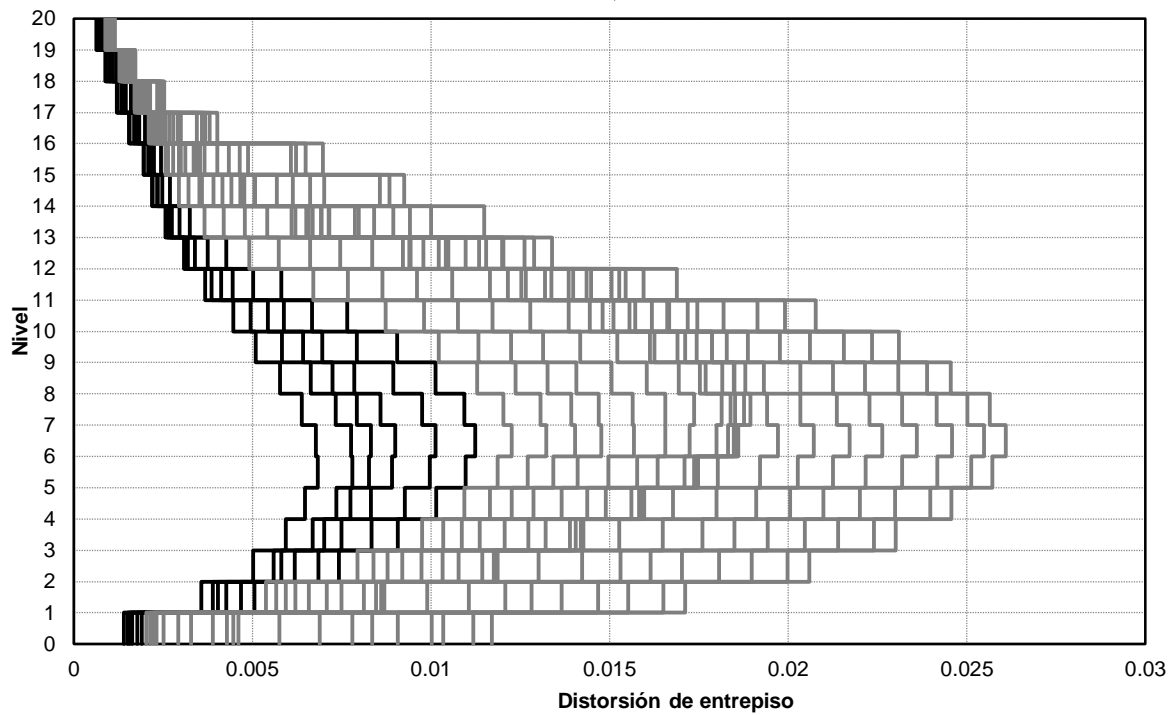


b)

**Figura 5.9** Distorsiones máximas absolutas del marco de 15 niveles sometido al registro SCTEO85, las líneas oscuras muestran la etapa elástica y las líneas en gris la etapa inelástica. a) Sin degradación de rigidez; b) Con degradación de rigidez.



a)

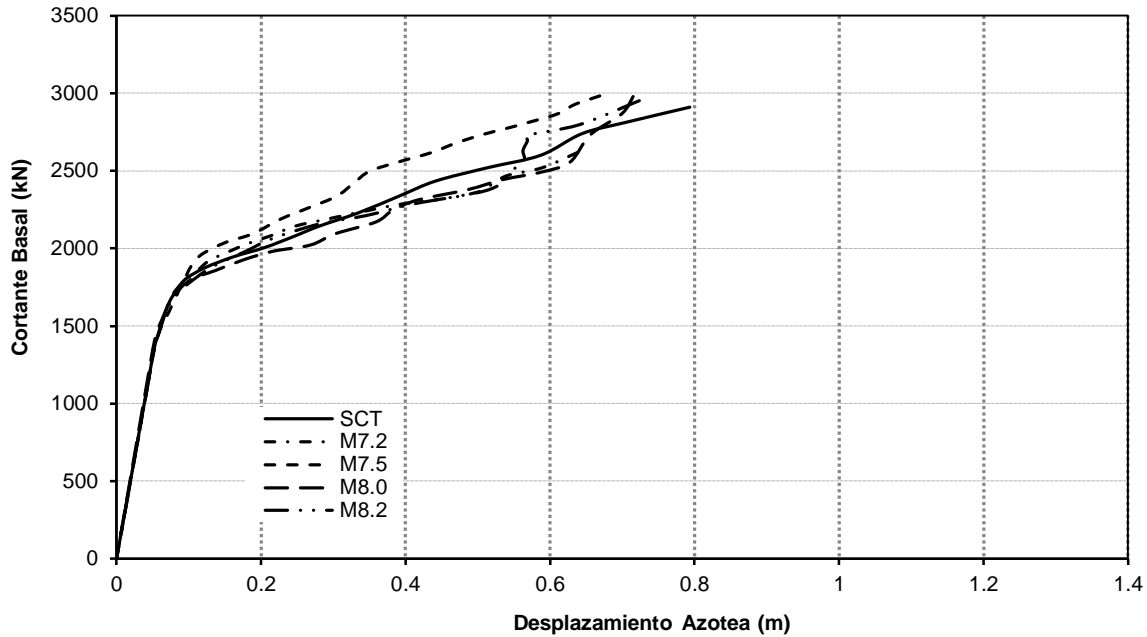


b)

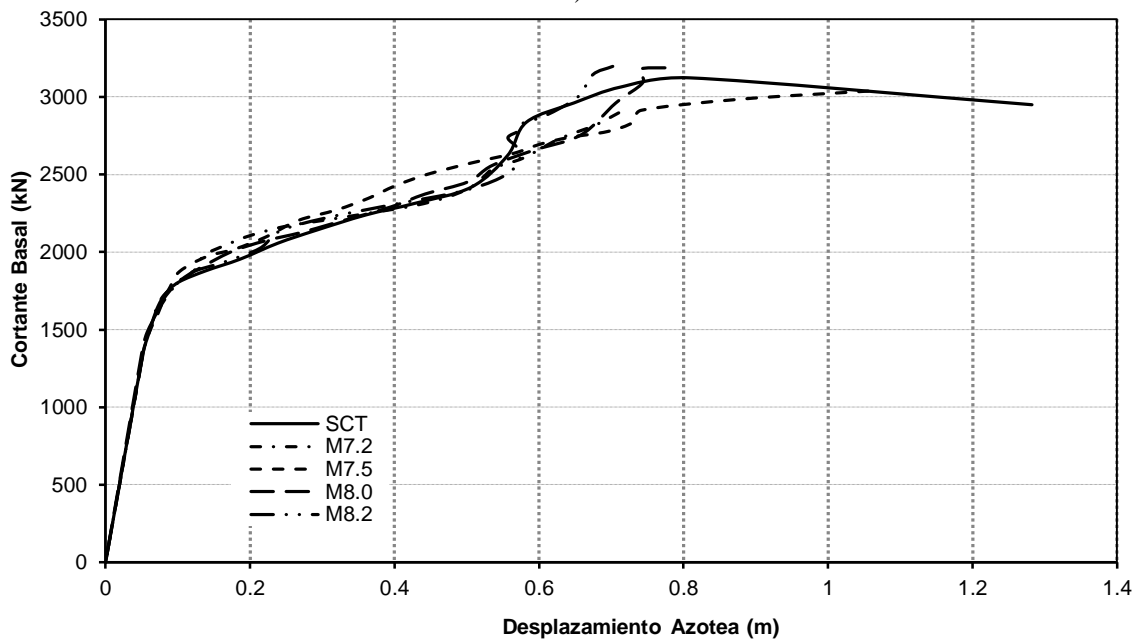
**Figura 5.10** Distorsiones máximas absolutas del marco de 20 niveles sometido al registro SCTEO85, las líneas oscuras muestran la etapa elástica y las líneas en gris la etapa inelástica. a) Sin degradación de rigidez; b) Con degradación de rigidez.

### 5.2.3 Curva de capacidad

La curva de capacidad muestra el comportamiento global de la estructura en términos del cortante basal *versus* desplazamiento en azotea, se gráfica el desplazamiento máximo con el cortante basal máximo de cada ADNL para los cinco registros. Las figs. 5.11-5.13 muestran las curvas de capacidad de los marcos de 10, 15 y 20 niveles ante los cinco registros. Es evidente que para los casos que consideran la degradación de rigidez, los desplazamientos aumentan considerablemente.



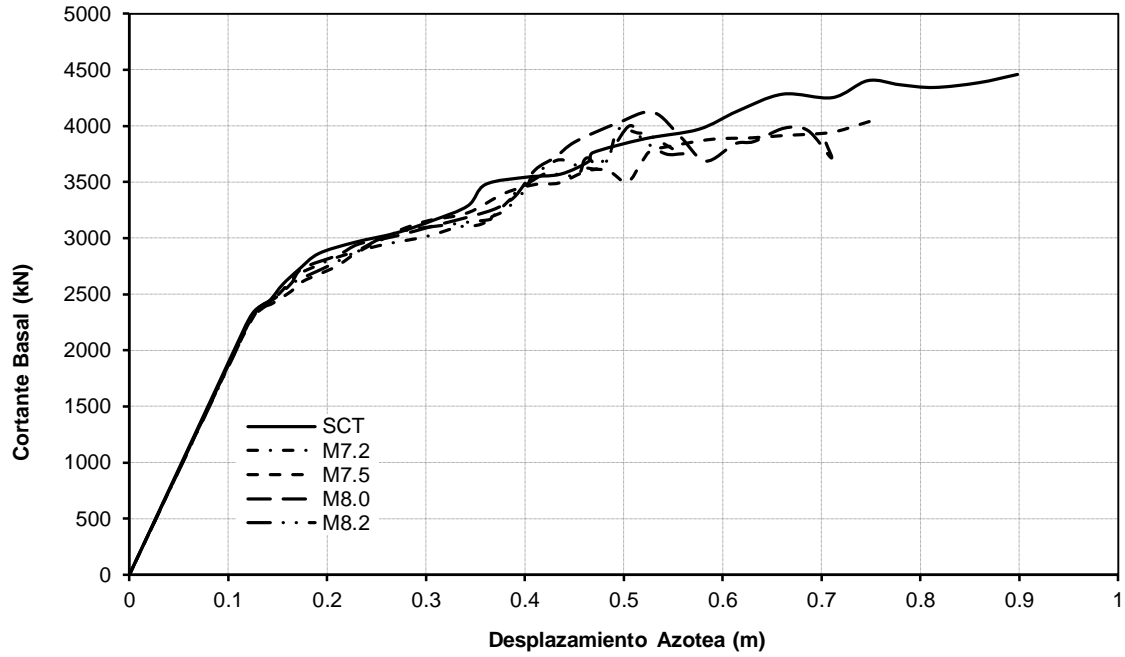
a)



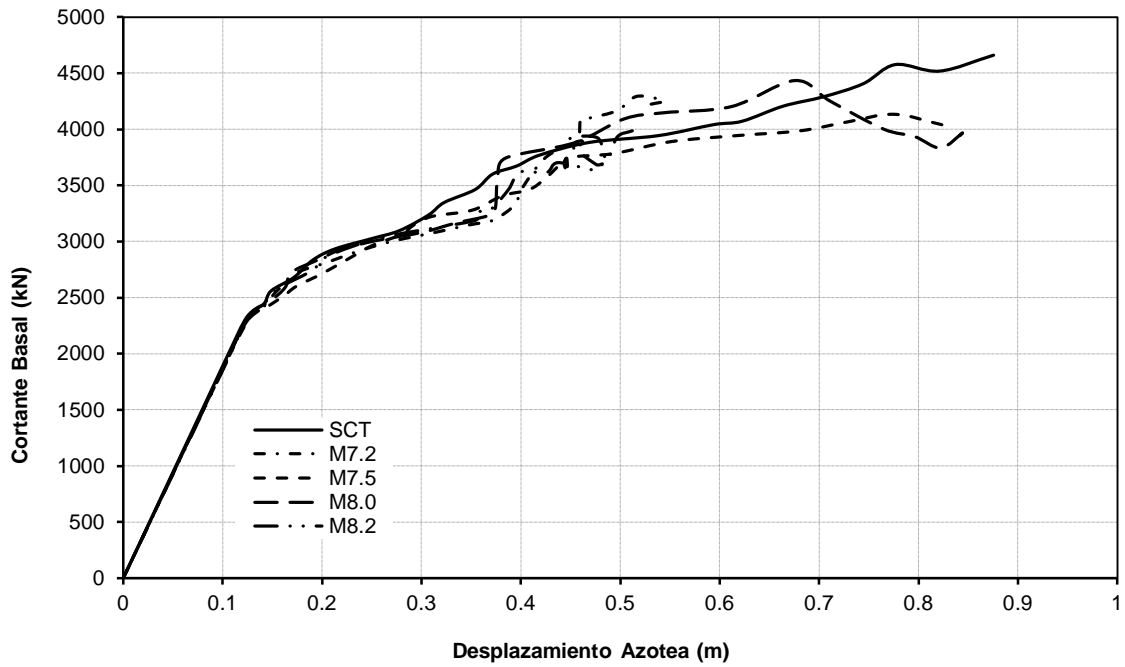
b)

**Figura 5.11** Curvas de capacidad del marco de 10 niveles correspondientes a los cinco registros. a) Sin degradación; b) Con degradación de rigidez.



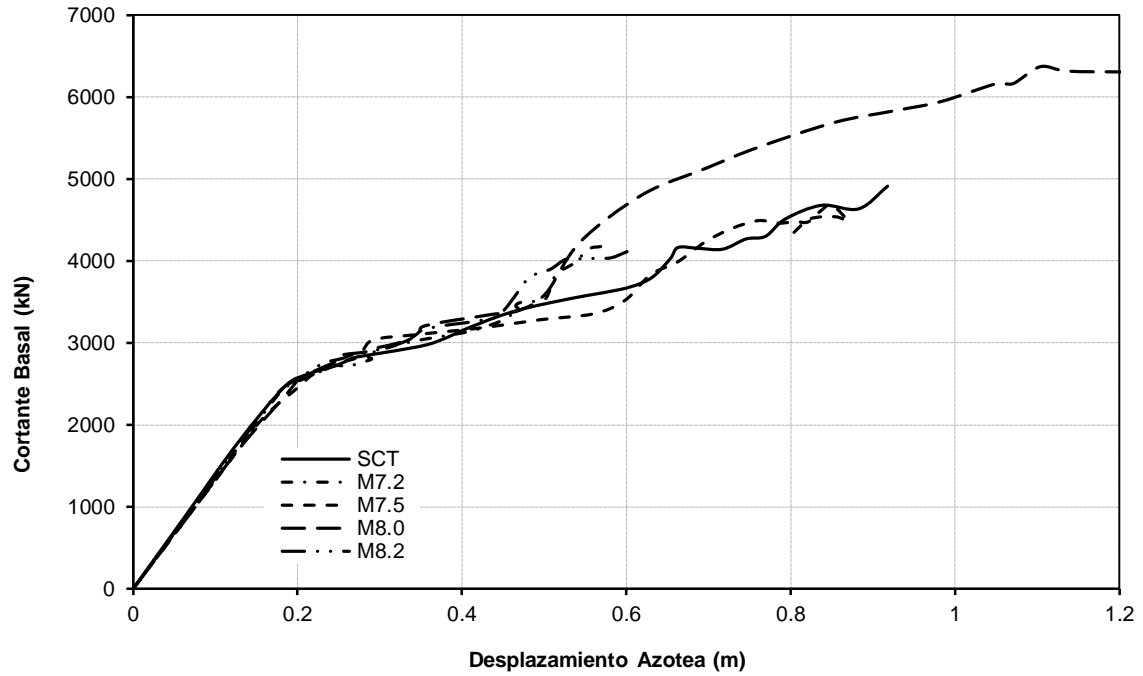


a)

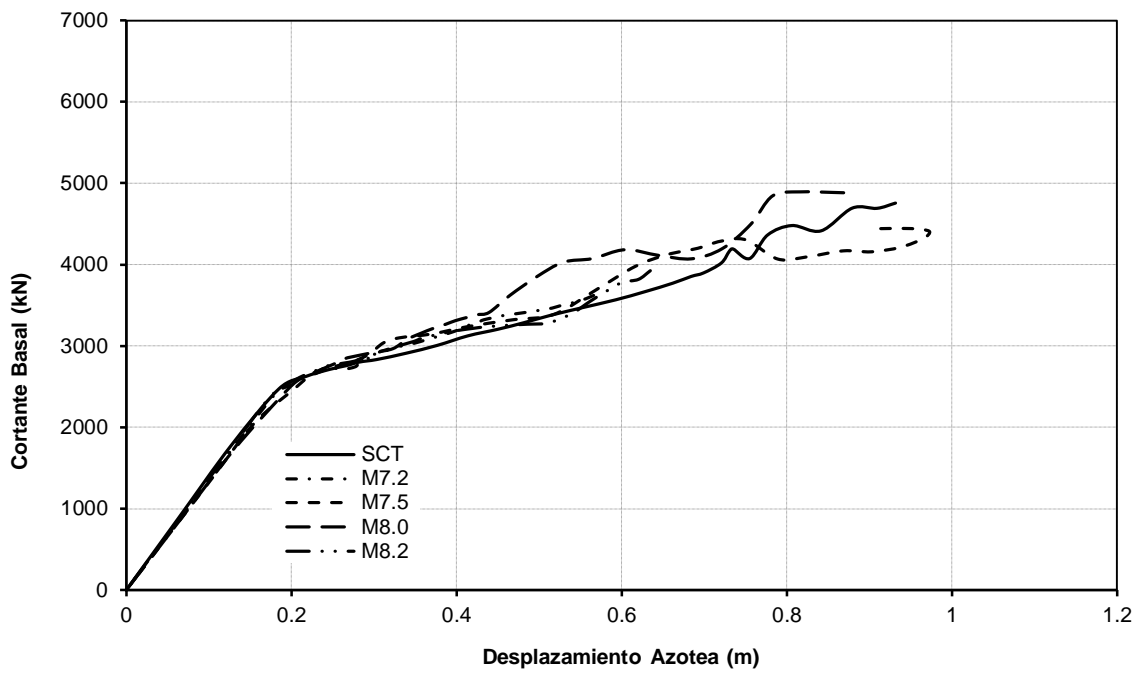


b)

**Figura 5.12** Curvas de capacidad del marco de 15 niveles correspondientes a los cinco registros. a) Sin degradación; b) Con degradación de rigidez.



a)

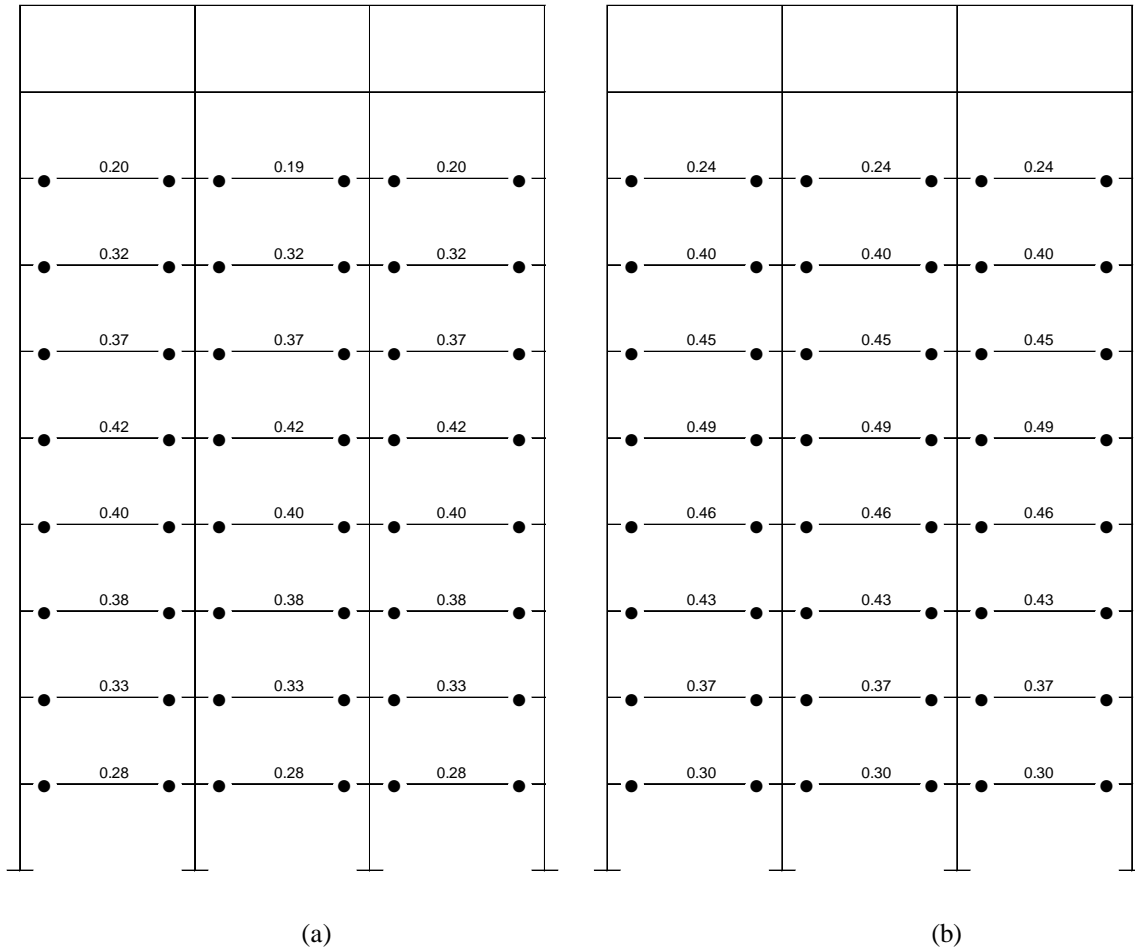


b)

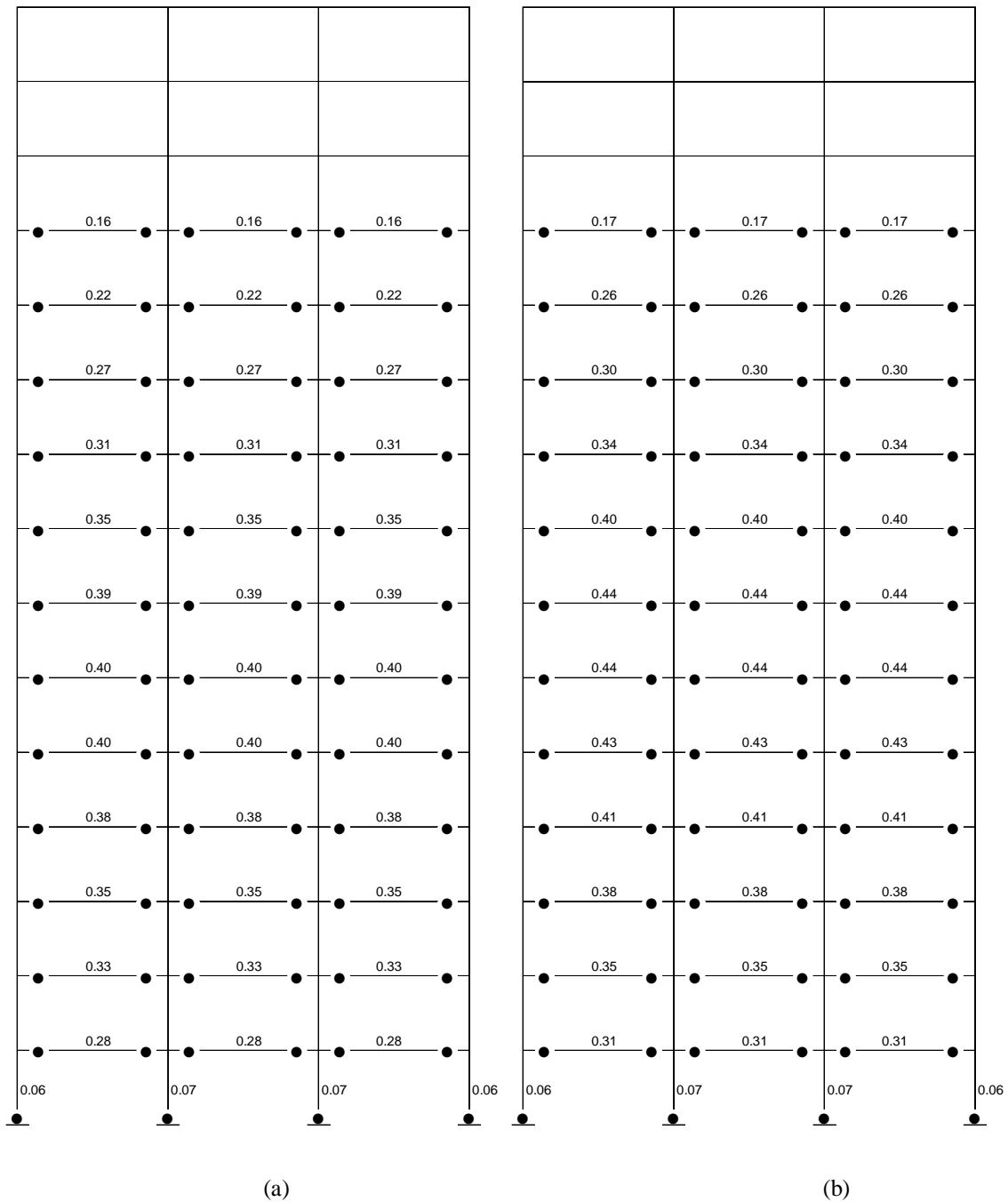
**Figura 5.13** Curvas de capacidad del marco de 20 niveles correspondientes a los cinco registros. a) Sin degradación; b) Con degradación de rigidez.

### 5.3 Distribución de daño

Se revisan las distribuciones y los índices de daños obtenidos de los IDA. Las gráficas 5.14-5.16 corresponden al ADNL usando el registro SCTEO con  $\lambda=1$ , del lado izquierdo se presenta la respuesta del modelo sin degradación y a la derecha considerando la degradación de rigidez. De las mismas gráficas se puede observar que se cumple el mecanismo de viga débil-columna fuerte para los tres casos, ya sea con y sin degradación. Las gráficas 5.17-5.19 corresponden al ADNL usando el registro SCTEO con  $\lambda=1.2$ ,  $\lambda=1.3$  y  $\lambda=1.4$ , los cuales se representan la intensidad de colapso incipiente de los marcos de 10, 15 y 20 niveles respectivamente. Estas gráficas muestran que la distribución de daño se mantuvo para diferentes niveles de demanda.



**Figura 5.14** Distribución de articulaciones plásticas e índices de daño del marco de 10 niveles utilizando el registro SCTEO con  $\lambda=1$ ; a) Sin degradación; b) Con degradación de rigidez.



**Figura 5.15** Distribución de articulaciones plásticas e índices de daño del marco de 15 niveles utilizando el registro SCTEO con  $\lambda=1$ ; a) Sin degradación; b) Con degradación de rigidez.

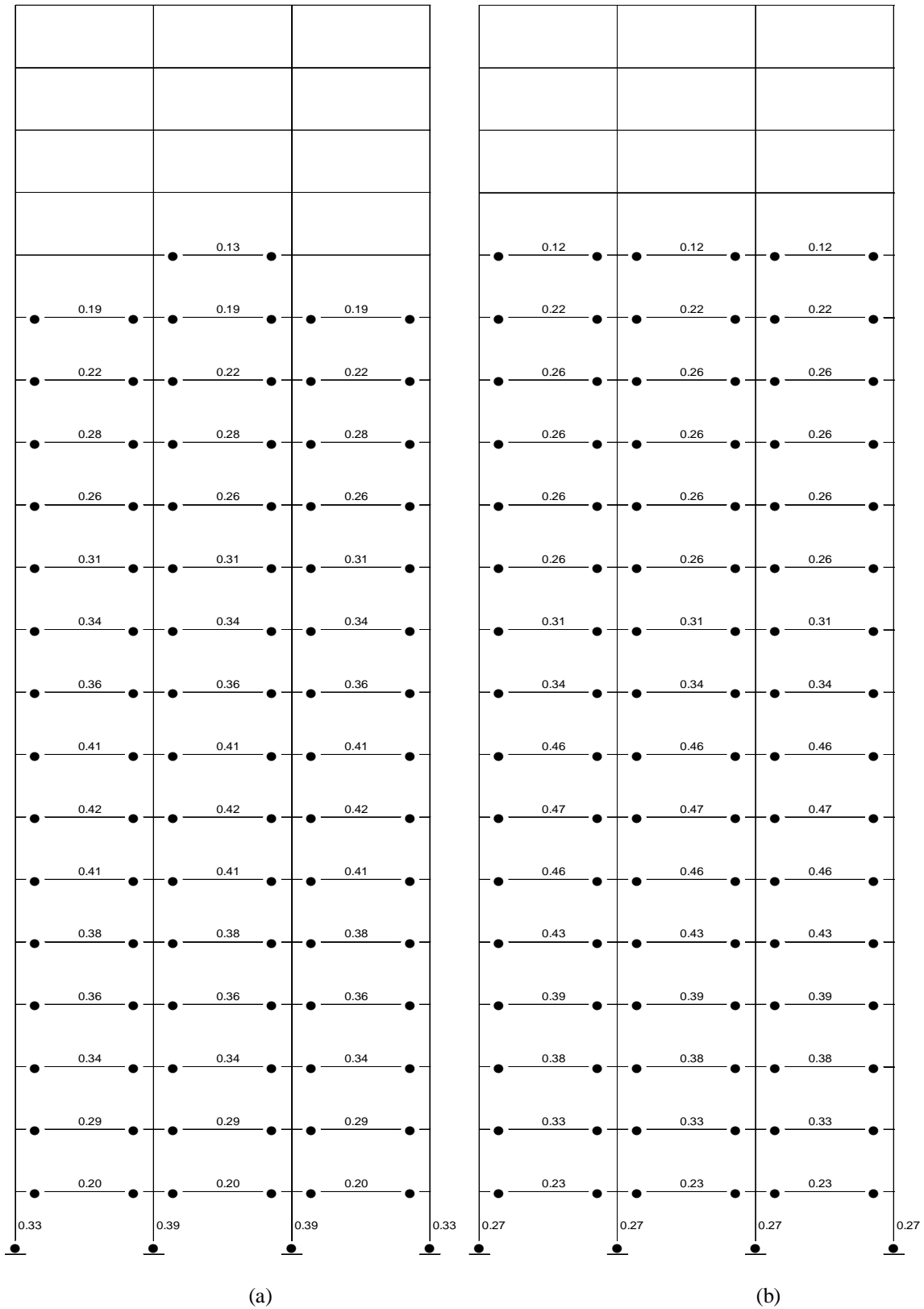
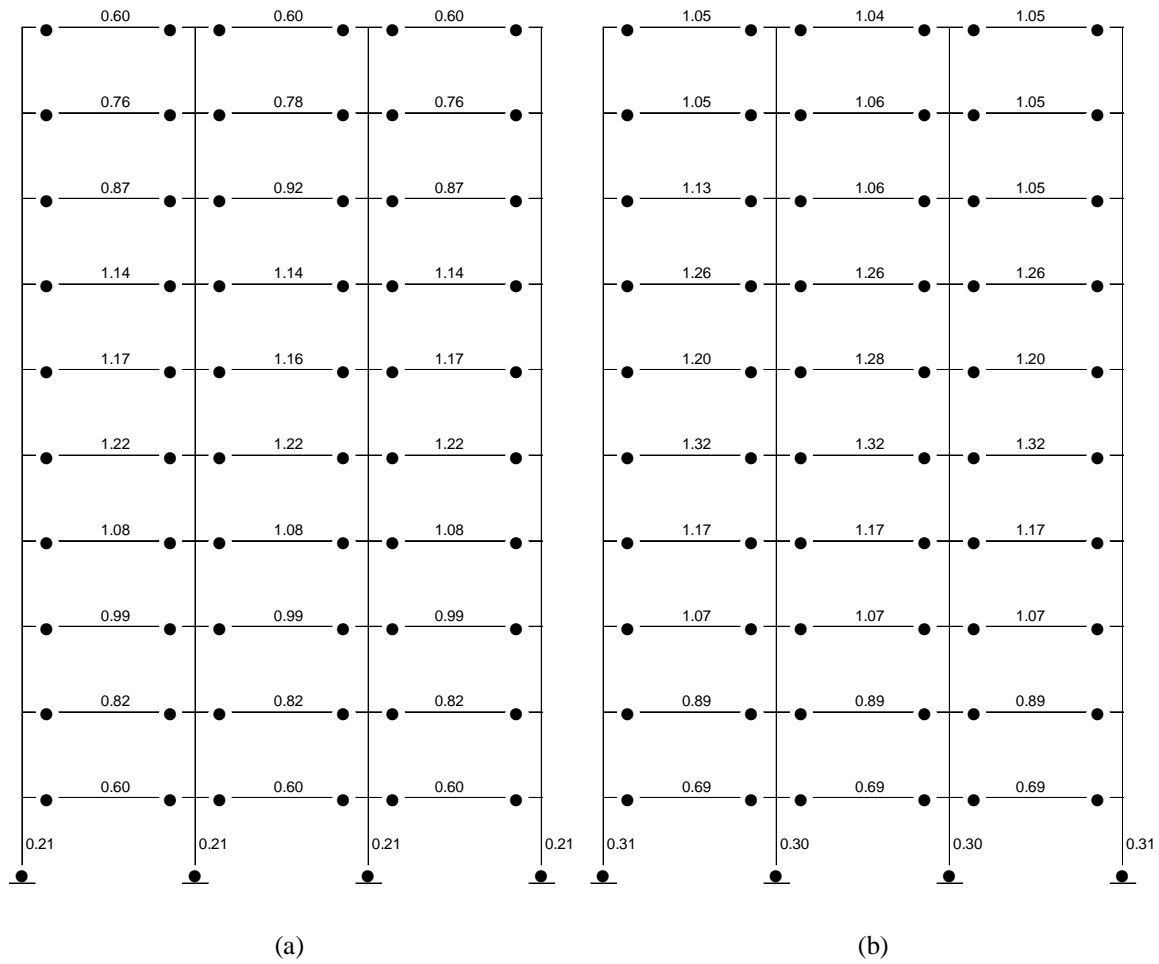
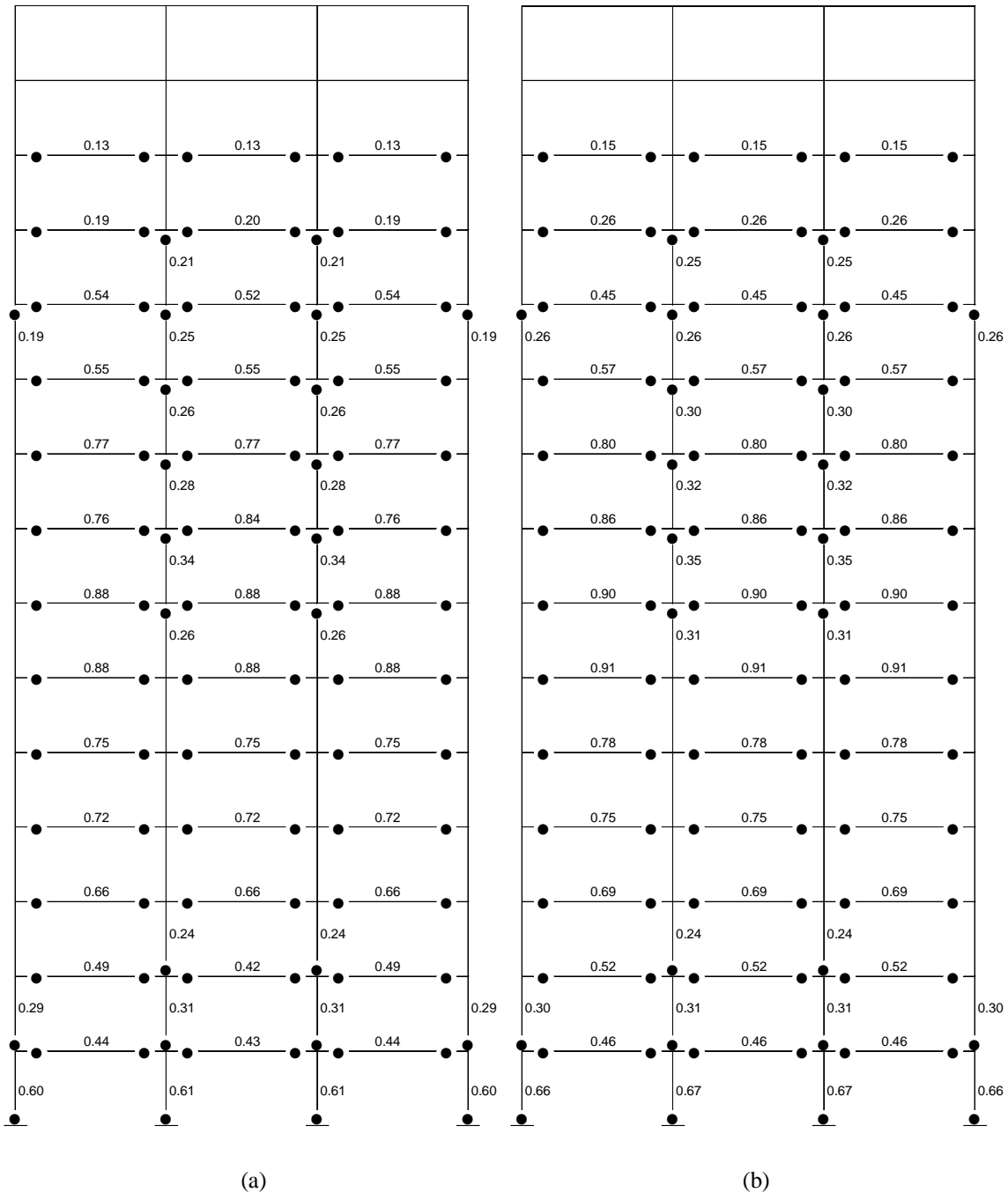


Figura 5.16 Distribución de articulaciones plásticas e índices de daño del marco de 20 niveles utilizando el registro SCTEO con  $\lambda=1$ ; a) Sin degradación; b) Con degradación de rigidez.



**Figura 5.17** Distribución de articulaciones plásticas e índices de daño del marco de 10 niveles utilizando el registro SCTEO con  $\lambda=1.3$ ; a) Sin degradación; b) Con degradación de rigidez.



**Figura 5.18** Distribución de articulaciones plásticas e índices de daño del marco de 15 niveles utilizando el registro SCTEO con  $\lambda=1.4$ ; a) Sin degradación; b) Con degradación de rigidez.

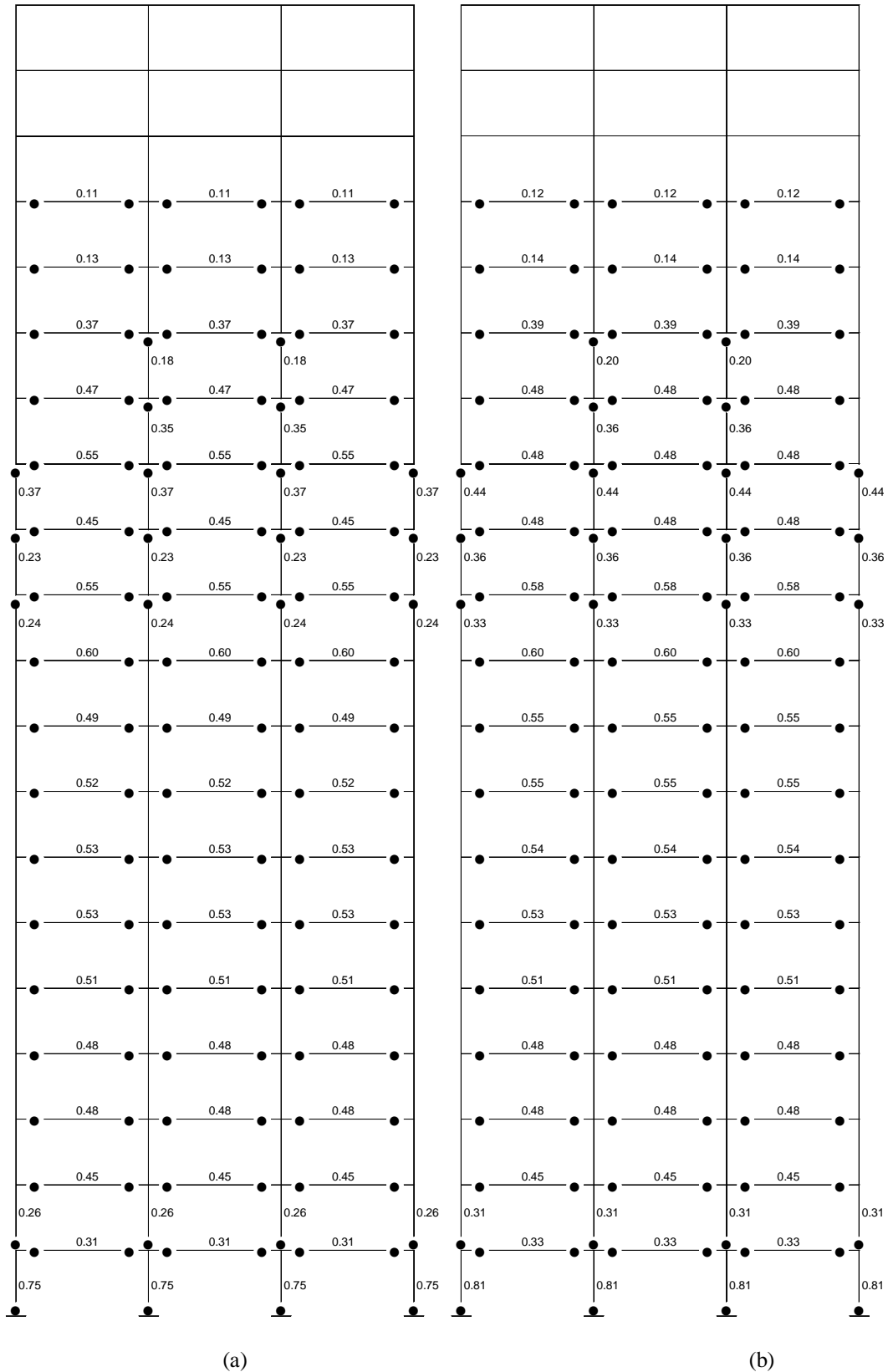


Figura 5.19 Distribución de articulaciones plásticas e índices de daño del marco de 20 niveles utilizando el registro SCTEO con  $\lambda=1.5$ ; a) Sin degradación; b) Con degradación de rigidez.



### 5.4 Relación respuesta sísmica global-local

Con el propósito de mostrar que existe una relación entre la respuesta sísmica local y la respuesta sísmica global, se han obtenido los valores máximos absolutos tanto de distorsión de entrepiso como de rotación plástica para cada nivel de intensidad considerado en el IDA. Es importante señalar que la rotación plástica máxima no siempre ocurre en el mismo elemento y tampoco que pertenece al entrepiso correspondiente a la distorsión máxima. Como es de esperarse, cuando se emplea un modelo con degradación de rigidez, el sistema experimenta mayores desplazamientos y ductilidades. En las tablas 5.7-5.9 se muestran las ductilidades de curvatura de los elementos, la ductilidad de desplazamientos de entrepiso y de azotea. Se observa que el nivel de ductilidad de curvatura es mayor que la ductilidad de entrepiso y ésta a su vez que la global.

Demanda	PGA	Sin degradación			Con degradación		
		Viga	Entrepiso	Global	Viga	Entrepiso	Global
M7.2	0.17	4.13	3.76	3.01	4.38	3.97	3.30
M7.5	0.15	3.92	3.14	2.89	4.74	4.03	3.41
M8.0	0.19	7.48	6.79	6.18	8.13	7.85	7.34
M8.2	0.17	5.41	4.91	4.06	5.98	5.21	4.57
SCT	0.17	4.87	4.13	3.97	6.02	5.73	4.64
<b>Promedio</b>		5.16	4.55	4.02	5.85	5.36	4.65

**Tabla 5.7** Ductilidades de curvatura, de desplazamientos de entrepiso y de azotea para marco de 10 niveles.

Demanda	PGA	Sin degradación			Con degradación		
		Viga	Entrepiso	Global	Viga	Entrepiso	Global
M7.2	0.19	4.64	3.81	3.26	4.91	4.05	3.48
M7.5	0.15	4.05	3.75	2.67	4.36	3.24	2.94
M8.0	0.16	4.74	3.98	3.10	4.97	3.92	3.38
M8.2	0.18	4.73	3.86	3.21	4.97	3.82	3.28
SCT	0.17	4.49	3.72	3.01	5.08	4.55	3.46
<b>Promedio</b>		4.53	3.83	3.05	4.86	3.92	3.31

**Tabla 5.8** Ductilidades de curvatura, de desplazamientos de entrepiso y de azotea para marco de 15 niveles.

Demanda	PGA	Sin degradación			Con degradación		
		Viga	Entrepiso	Global	Viga	Entrepiso	Global
M7.2	0.18	3.78	3.12	2.89	3.88	3.43	2.59
M7.5	0.21	4.01	3.98	3.86	4.14	4.03	3.92
M8.0	0.16	3.59	3.04	2.56	4.05	3.93	2.71
M8.2	0.19	3.68	3.33	2.94	4.16	3.30	2.97
SCT	0.17	4.31	3.78	3.26	5.01	4.55	3.72
<b>Promedio</b>		3.87	3.45	3.10	4.25	3.85	3.18

**Tabla 5.9** Ductilidades de curvatura, de desplazamientos de entrepiso y de azotea para marco de 20 niveles.

Las figs. 5.20-5.22 muestran la rotación plástica máxima de vigas y la distorsión máxima de entrepiso de los marcos de 10, 15 y 20 niveles, respectivamente. Cada punto de la gráfica corresponde a un valor de  $\lambda$  utilizando el registro SCTEO. De acuerdo con estos resultados, independientemente de que si se considere la degradación de rigidez o no, las rotaciones plásticas máximas en vigas y la distorsión máxima de entrepiso son muy similares.

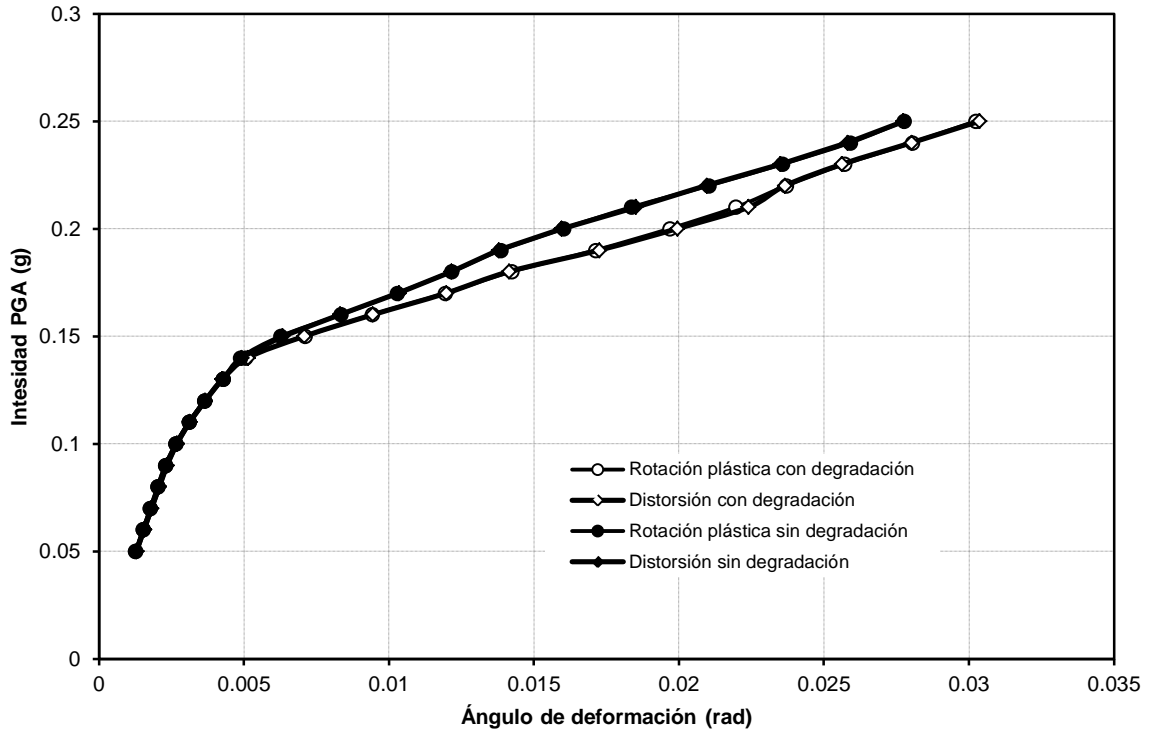


Figura 5.20 Rotaciones plásticas máximas de vigas y distorsión máxima del marco de 10 niveles sometido al registro SCTEO.

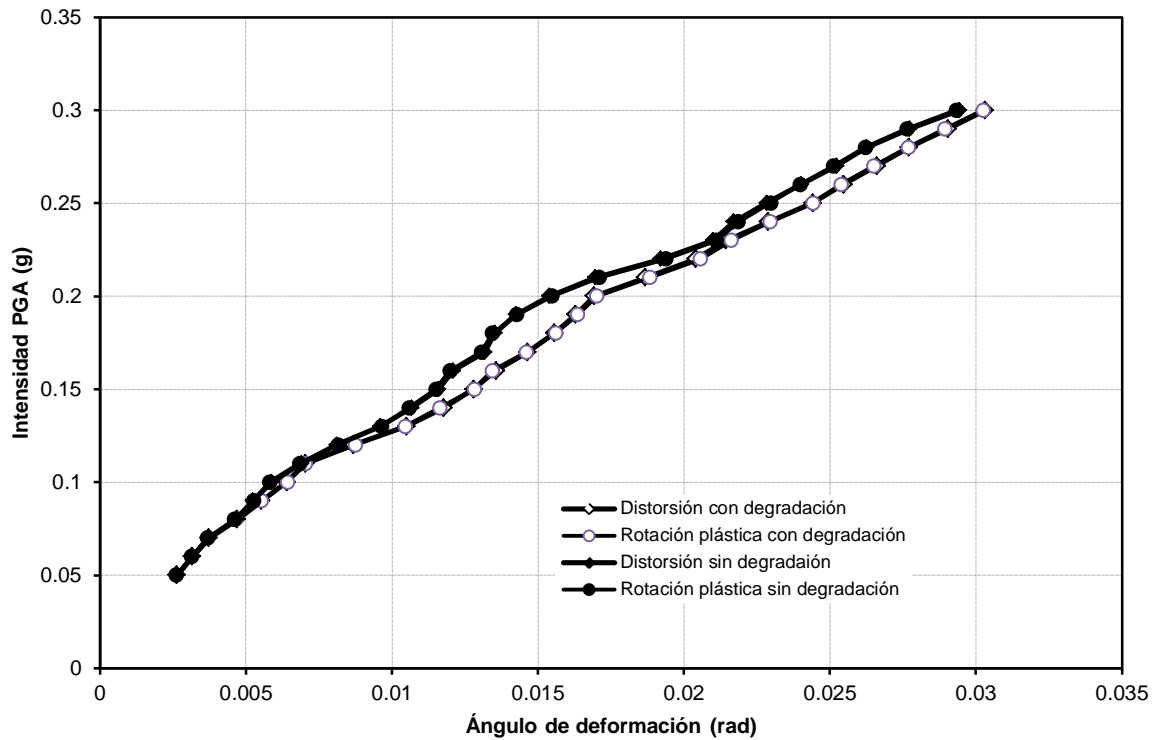
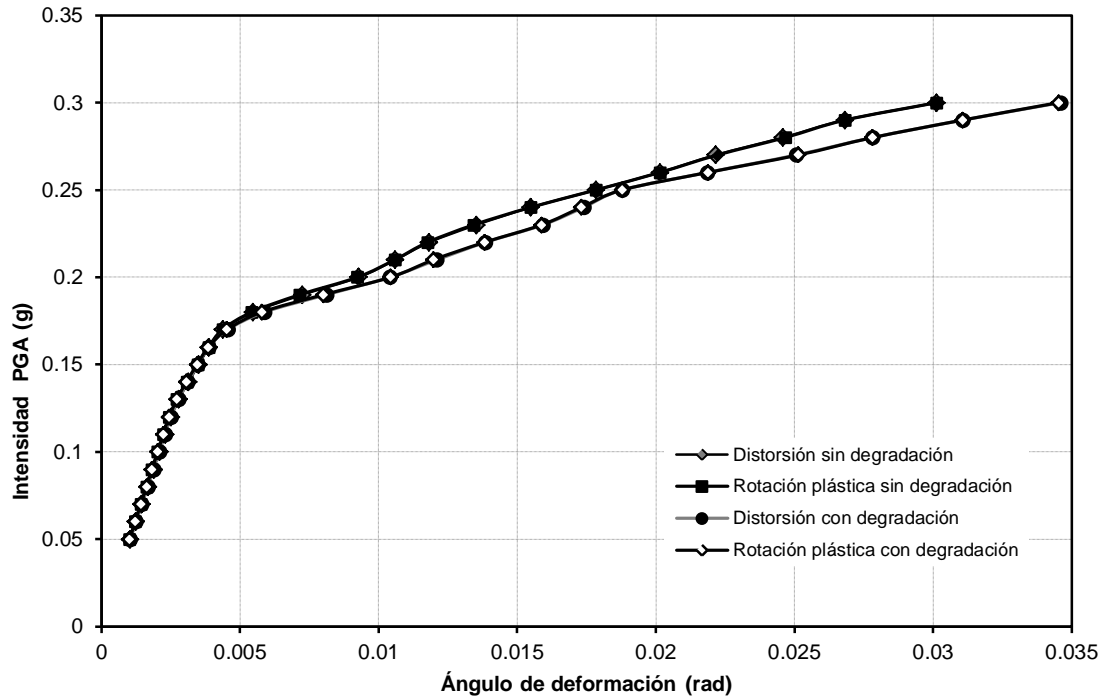


Figura 5.21 Rotaciones plásticas máximas de vigas y distorsión máxima del marco de 15 niveles sometido al registro SCTEO.



**Figura 5.22** Rotaciones plásticas máximas de vigas y distorsión máxima del marco de 20 niveles sometido al registro SCTEO.

---

# Capítulo 6 Conclusiones y recomendaciones

## 6.1 Conclusiones

En este trabajo se evalúa la respuesta sísmica de marcos de concreto reforzado mediante Análisis Dinámicos Incrementales. En los Análisis Dinámicos no Lineal se emplea el modelo bilineal con degradación de rigidez para caracterizar el comportamiento de los elementos. Con base en el análisis de los resultados obtenidos de los casos estudiados, se puede concluir lo siguiente:

- El comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado depende, entre otras cosas, del tipo de comportamiento que se desarrolla a nivel elemento. Para lograr un comportamiento sísmico global estable los elementos deben poseer una capacidad de deformación estable.
- La distribución de daño depende de la relación de resistencias de columnas-vigas. Para lograr el mecanismo de daño en donde la mayoría de las vigas fluyen y la base de las columnas del primer piso, deben mantenerse relaciones del orden de tres y cuatro dependiendo de la altura del marco. Una observación importante es que estas relaciones podrían variar en función de la altura total y a lo largo de la altura de los marcos tal como se ha señalado en otros estudios (*e.g.* Haselton y Deierlein, 2007).
- En general, se espera que la primera viga fluya en el entrepiso donde se presenta la distorsión máxima obtenida de un análisis dinámico lineal o un modal espectral. Esto se presenta siempre y cuando las relaciones de demanda-capacidad de todos los elementos sea igual a la unidad. También debe revisarse que la secuencia de daño sea congruente con un mecanismo de daño estable y evitar la concentración del daño.
- El efecto de la degradación de rigidez cíclica de los elementos en la respuesta global se observa en un incremento de los desplazamientos en estructuras de periodo corto y en estructuras de periodo largo no es significativo, lo cual es consistente con estudios previos (*e.g.* FEMA 440a, 2009).
- En la mayoría de los casos se puede observar una relación directa entre las rotaciones plásticas máximas en las vigas y las distorsiones de entrepiso máximas que se obtienen al realizar un Análisis Dinámico no Lineal. Esto se puede deber a que en el entrepiso crítico la rotación plástica es significativamente mayor que la rotación elástica.
- La pendiente negativa que se observa en la curva de capacidad, se debe principalmente al comportamiento inelástico de columnas. Al revisar el paso al partir del cual comienza a descender la pendiente de la curva, la región de las bases de las columnas del primer piso fluyen, es decir, la degradación en vigas no contribuye significativamente a la degradación del sistema.
- A pesar de la gran demanda en tiempo de cálculo, el IDA parece ser el medio confiable para evaluar fielmente el comportamiento sísmico de estructuras. Con ayuda de las curvas IDA es posible estudiar la evolución de la respuesta sísmica de los marcos.

## 6.2 Recomendaciones

Debido a la complejidad de sistemas degradantes, en este trabajo se dejaron aspectos que merecen atención y que se recomiendan para futuras investigaciones:

- Utilizar como demanda un mayor número de registros sísmicos representativos de la zona en estudio. Pueden ser reales o simulados, correspondientes a distintas intensidades, y buscar una relación en la respuesta en función de las características importantes como lo son, la duración, el contenido de frecuencias y energía de entrada.
- Emplear más de un modelo de histéresis para caracterizar el comportamiento no lineal de los elementos y analizar el efecto en el comportamiento global. Además, utilizar el modelo de histéresis apropiado en función del nivel de desempeño a evaluar. Por ejemplo, el modelo de Ibarra *et al.*, (2005) parece ser una opción razonable para estudiar el colapso ya que considera la degradación de rigidez y resistencia cíclica y dentro del ciclo.
- Considerar los efectos de segundo orden, que combinado con la degradación de rigidez y resistencia podría causar un estado de daño significativo, en particular para estructuras flexibles.
- Tomar en cuenta el efecto de la interacción de suelo-estructura en la respuesta sísmica.
- Utilizar otros modelos de plasticidad aparte al de plasticidad concentrada, por ejemplo, se puede utilizar aquellos modelos de plasticidad distribuida en los cuales se toma en cuenta una variación de rigidez constante o lineal en las zonas de formación de articulaciones plásticas.
- Considerar irregularidades en resistencias y de ser posible estimar analíticamente la variación de resistencias en función del periodo fundamental de la estructura y a lo largo de la altura.
- Considerar el efecto de la losa en el comportamiento de las vigas, lo cual se reflejaría en un modelo histerético con comportamiento asimétrico.
- Revisar el cortante basal mínimo requerido asociado a una pendiente de posfluencia, para evitar la inestabilidad dinámica en sistemas de varios niveles, es decir, para un nivel de demanda asegurar que se mantenga un mecanismo de daño estable.
- Tomar en cuenta el efecto de las fuerzas cortantes en el comportamiento a flexión de los componentes estructurales.
- Estudiar criterios para determinar en qué momento se presenta el colapso en un marco de concreto reforzado o de cualquier sistema a través de una curva IDA.
- Con respecto al IDA, es importante estudiar el método apropiado para escalar los registros sísmicos, considerando el contenido de frecuencias y el tamaño de las amplitudes. También es conveniente analizar las características más apropiadas que debe tener un registro sísmico para el estudio del estado límite de colapso.
- Asociar distribuciones de daño con los distintos estados límites de diseño.

---

# Referencias

1. Adam, C. y Jäger, C., (2011), “Seismic induced global collapse of non-deteriorating frame structures”, *Computational Methods in Earthquake Engineering*, Computational Methods in Applied Sciences 21, pp. 21-40
2. Ayoub, A. y Chenouda, M., (2009), “Response spectra of degrading structural systems”, *Engineering Structures*, vol. 31, pp. 1393-1402.
3. Bazán, E. y Meli, R., (2005), “Diseño sísmico de edificios”, *Editorial Limusa*, Grupo Noriega Editores, México D.F.
4. Bernal, D., (1987), “Amplification factors for inelastic P- $\Delta$  effects in earthquake analysis”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, Vol. 15, No. 5, pp. 635–651.
5. Bernal, D., (1998), “Instability of buildings during seismic response”, *Engineering Structures*, Vol. 20, No. 4-6, pp. 496-502.
6. CSI, (2001), “SAP2000 Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures”, *Computers and Structures*, Inc. Berkeley, Ca.
7. GDF (2004), “Reglamento de construcciones para el Distrito Federal y normas técnicas complementarias”, *Diario Oficial de la Federación*, México.
8. FEMA, (2000), “FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, *Federal Emergency Management Agency*, Washington, D.C.
9. FEMA, (2009), “FEMA P-440A, Effect of strength and stiffness degradation on seismic response”, *Federal Emergency Management Agency*, Washington, D.C.
10. Haselton, C.B. y Deierlein, (2007), “Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame building”, *The John A. Blume Earthquake Engineering Center*, Departamento de Ingeniería civil y Ambiental, Universidad de Stanford, Stanford, Ca.
11. Huang, Z. y Foutch, D.A., (2009), “Effect of hysteresis type on drift limit for global collapse of moment frame structures under seismic loads”, *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 13, pp. 939–964.
12. Ibarra, L.F. y Krawinkler, H., (2005). “Global collapse of frame structures under seismic excitations”, *The John A. Blume Earthquake Engineering Center*, Reporte No. 152, Departamento de Ingeniería civil y Ambiental, Universidad de Stanford, Stanford, Ca.

13. Ibarra, L.F., Medina, R.A. y Krawinkler, H., (2005), "Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 34, No. 11, pp. 1489–1511.
14. Méndez, T.D., (2011), "Estudio comparativo de métodos de diseño sísmico basado en desplazamientos aplicados a estructuras reticulares de concreto reforzado", Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), DEPI, UNAM, México
15. Moehle, J. P. (1992), "Displacement Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes", *Earthquake Spectra*, 8(3), pp. 403-428.
16. Miranda, E., y Akkar, S.D., (2003), "Dynamic instability of simple structural systems." *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 129, No.12, pp. 1722-1726.
17. Niño, M. (2008), "Desarrollo y aplicación de espectros de peligro uniforme en la evaluación y diseño sísmico de estructuras basados en el desempeño. Tesis de doctorado, *Posgrado en Ingeniería*, UNAM, México
18. Reinhorn, A.M., Roh H., Sivaselvan, M., Kunnath S.K., Valles, R.E., Madan, A., Li, C., Lobo, R. y Park, Y.J., (2009). "IDARC2D Version 7.0: A program for Inelastic Damage Analysis of Structures". Reporte Técnico MCEER-09-006, Universidad de Buffalo, NY.
19. Saidi, M. y Sozen, M.A., (1979), "Simple and complex models for nonlinear seismic response of reinforced concrete structures" *Structural Research Series No. 465*, Universidad de Illinois, Urbana-Champaign.
20. SEAOC. (1995), "Vision 2000-Performance Based Seismic Engineering of Buildings", *Structural Engineers Association of California*, Sacramento, California.
21. Panagiotakos., B. y Fardis, M., (2001), "Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate", *ACI Structural Journal*, Vol. 98, No. 2, pp.135-148
22. Park, Y.J. y Ang, A.H.S (1985), "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", *Journal of Structural Engineering*, 111:4, pp. 722-739.
23. Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. y Kowalsky, M.J. (2007) "*Direct displacement-based seismic design of structures*". IUSS Press, Pavia, Italia.
24. Vamvatsikos, D. y Cornell, C.A., (2002), "Incremental dynamic analysis", *Journal of Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 31, No. 3, pp. 491-514.
25. Villaverde, R., (2007), "Methods to assess the seismic collapse capacity of building structures: state of the art", *ASCE Journal of Structural Engineering*. Vol. 133, No. 1, pp. 57-66.
26. Veletsos, A.S. y Newmark, N.M., (1960), "Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions", *Proceedings, Second World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 2, pp. 895-912.

27. Williamson, E.B. y Hjelmstad, K.D., (1996), "Dynamic stability of damage-prone inelastic structural systems, *Structural Research Series No. 609*, Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Illinois, Urbana-Champaign, Urbana, Ill.
28. Williamson, E.B., (2003), "Evaluation of damage and P- $\Delta$  effects for systems under earthquake excitation", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 129(8), pp. 1036-1046.