



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

DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS DE
MARCOS DE ACERO ESTRUCTURAL

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
FERNANDO GUERRERO HERNÁNDEZ

TUTOR:
DR. SAÚL ESTEBAN LÓPEZ RÍOS
FES ACATLÁN

Santa Cruz Acatlán, Naucalpan, Estado de México. Enero 2020



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Ayala Milián Amado Gustavo

Secretario: M. I. Flores Corona Leonardo Emmanuel

Vocal: Dr. López Ríos Saúl Esteban

1 er. Suplente: Dr. Rivera Vargas Darío

2 do. Suplente: Dr. Niño Lázaro Mauro Pompeyo

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:
FES Acatlán, UNAM

TUTOR DE TESIS:

Dr. Saúl Esteban López Ríos

FIRMA

Agradecimientos

Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por el apoyo económico brindado durante mis estudios de maestría y la elaboración de esta tesis.

Agradezco a mi madre Laura Hernández Vizcarra y a mis hermanos Marisol Guerrero Hernández, Maribel Guerrero Hernández y Gabriel Guerrero Hernández por su apoyo y cariño.

Agradezco al Dr. Saúl Esteban López Ríos director de esta tesis por brindar su tiempo y conocimiento para la realización de esta investigación.

Agradezco a mis compañeros de maestría por su apoyo y amistad durante mis estudios, especialmente al Ing. Luis Daniel Pancardo García por su apoyo en la realización de esta investigación.

Agradezco al Ing. Carlos Arce León y a los becarios Ulises Eduardo González Rojas y Armando Hernández Martínez del laboratorio de riesgos naturales y antropogénicos de la UIM por su apoyo en la realización de la investigación.

Finalmente se agradece a la Dirección General de Asuntos del Personal Académico de la UNAM (DGAPA) el apoyo recibido para el desarrollo de este trabajo de investigación como parte del proyecto PAPIIT- IA104519 “Formulación de un procedimiento de diseño sísmico basado en desplazamientos para edificios considerando efectos de torsión en planta”

RESUMEN

En la presente tesis se presenta un método de diseño basado en desplazamientos con control de daño, para su aplicación en estructuras regulares formadas a partir de marcos rígidos de acero estructural. La metodología propuesta es una modificación del método de diseño basado en desplazamientos desarrollado por López *et al.* (2015), el cual se fundamenta en el concepto de un sistema simplificado de referencia mediante el cual la respuesta estructural se caracteriza mediante las propiedades del modo fundamental. Dicha modificación consiste en adaptar la ecuación de distorsión de fluencia para su uso en estructuras de acero considerando factores de sobrerresistencia y a la inclusión de una nueva definición de ductilidad de diseño.

El método consiste en caracterizar la respuesta inelástica de una estructura de múltiples grados de libertad por medio de un oscilador de un grado de libertad con propiedades consistentes al comportamiento elástico e inelástico del primer modo, con lo que se obtiene la curva de comportamiento del sistema de referencia que permite determinar la rigidez necesaria de una estructura para satisfacer una ductilidad de diseño.

La aplicación del método se ejemplifica con el diseño de marcos rígidos de acero estructural de 8, 12 y 16 niveles. El diseño de los elementos se realiza con las demandas obtenidas de análisis modales espectrales empleando dos tipos de espectros de diseño de ductilidad constante contruidos a partir de registros sísmicos reales y sintéticos.

El primer conjunto de marcos se diseñó con espectros de respuesta promedio de un conjunto de registros sísmicos escalados según indican las NTCDS-2017 (GCDMX 2017) mientras que el segundo conjunto se diseñó con espectros de fragilidad uniforme calculados con la formulación de Niño *et al.* (2018).

Los resultados del método se evalúan mediante análisis dinámicos no lineales paso a paso empleando conjuntos de registros de acelerogramas reales y sintéticos correspondientes a los espectros de diseño empleados.

Finalmente, se presentan las conclusiones donde se discute la eficiencia del método con base en los resultados obtenidos de los marcos diseñados, así como se plantean futuros temas de estudio para ampliar el método.

ÍNDICE

RESUMEN	4
ÍNDICE	5
1. INTRODUCCIÓN.....	7
1.1 Antecedentes.....	7
1.2 Objetivos y metas.....	9
1.3 Organización del trabajo	9
2. DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO	11
2.1 Generalidades.....	11
2.2 Enfoque de evaluación y diseño sísmico basado en desempeño de primera generación	11
<i>2.2.1 Objetivos de desempeño</i>	<i>11</i>
<i>2.2.2. Niveles de desempeño</i>	<i>12</i>
<i>2.2.3 Niveles de peligro sísmico.....</i>	<i>13</i>
2.3 Enfoque de evaluación y diseño sísmico basado en desempeño en términos probabilísticos	13
<i>2.3.1 Metodología PEER</i>	<i>13</i>
<i>2.3.2 Tasa de excedencia de un estado límite aplicando el enfoque PEER</i>	<i>14</i>
<i>2.3.3 Tasa de excedencia de un estado límite aplicando el teorema de la probabilidad total.....</i>	<i>15</i>
2.4 Espectros de diseño basados en criterios actuales de desempeño	15
<i>2.4.1 Espectros de Frecuencia de Fluencia</i>	<i>15</i>
<i>2.4.2 Espectros de Fragilidad Uniforme de Niño et al. (2018)</i>	<i>17</i>
2.5 Enfoque de evaluación y diseño sísmico reglamentario	19
3. DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS	21
3.1 Problemas del enfoque de diseño basado en fuerzas	21
3.2 Enfoque de diseño basado en desplazamientos	24
3.3 Métodos de diseño basados en desplazamientos	25
3.4 Método de diseño directo basado en desplazamientos (DDBD) de Priestley et al. (2007).	27
<i>3.4.1 Generalidades</i>	<i>27</i>
3.5 Método de diseño basado en análisis avanzado	31
<i>3.5.1 Generalidades</i>	<i>31</i>
<i>3.5.2 Procedimiento de diseño</i>	<i>31</i>
<i>3.5.3 Comentarios</i>	<i>34</i>

3.6.1	<i>Generalidades</i>	34
3.6.2	<i>Procedimiento de diseño</i>	35
3.6.3	<i>Comentarios</i>	36
4.	MÉTODO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS CON CONTROL DE DAÑO	37
4.1	Sistema de referencia y curva de comportamiento	37
4.2	Rigidez de posfluencia	38
4.3	Distorsión de fluencia y factor de sobrerresistencia	39
4.4	Deformada de diseño	41
4.5	Ductilidad de diseño	43
4.6	Definición de demandas de diseño	44
4.6.1	<i>Definición del periodo de diseño de la estructura del espectro de desplazamientos</i>	44
4.6.2	<i>Definición de las demandas de resistencia</i>	44
4.7	Combinación modal de la respuesta	46
4.8	Procedimiento de diseño	46
5.	APLICACIONES DEL MÉTODO DE DISEÑO POR DESPLAZAMIENTOS DE LÓPEZ (2015)	48
5.1	Descripción de los casos de estudio	48
5.1.1	<i>Caso 1. Espectros de respuesta promedio (ERP) según las NTCDS-2017</i>	49
5.1.2	<i>Caso 2. Espectros de fragilidad uniforme</i>	53
5.2	Aplicación del procedimiento de diseño	54
6.	EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE LOS MARCOS DISEÑADOS	59
6.1	Análisis no lineal de los marcos	59
6.1.1	<i>Marcos diseñados con los ERP</i>	59
6.1.2	<i>Marcos diseñados con los EFU</i>	62
7.	CONCLUSIONES	68
8.	REFERENCIAS	69
	ANEXO I. DISTRIBUCIONES DE DAÑO DE LOS ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES	73

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Diversos estudios analíticos y experimentales han mostrado las limitaciones de los métodos de diseño basados en un enfoque de fuerzas dados en la mayoría de los reglamentos nacionales e internacionales, e.g., Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo, NTCDS-2017, (GCDMX, 2017), para el control del comportamiento estructural ante demandas intensas asociadas al estado límite último (e.g. Moehle 1992, Priestley *et al.*, 2007; Ayala *et al.*, 2012; Vamvatsikos *et al.*, 2015). De manera general, este enfoque consiste en analizar las estructuras ante un conjunto de fuerzas sísmicas, sea mediante un patrón de cargas asociado al modo fundamental (método estático) o mediante las obtenidas de un análisis modal espectral, afectadas por factores de sobrerresistencia y ductilidad, aceptando que se presente daño ante tales demandas. La ductilidad de diseño se define a priori, en función del tipo de sistema estructural y de los materiales que lo componen, así como del nivel de detallado de elementos estructurales que el diseñador pretenda proporcionar. A partir de los elementos mecánicos obtenidos de dichos análisis, se diseñan los elementos estructurales y al final, se revisa que las distorsiones de entrepiso obtenidas no excedan la distorsión máxima prescrita para el estado límite último.

La revisión de las distorsiones es necesaria, ya que la falla de un elemento o sistema estructural está directamente relacionada con las deformaciones locales o globales del sistema, y no tanto con las demandas de fuerzas en los elementos estructurales, ya que éstas no presentan variaciones significativas ante distintos niveles de daño (Priestley, 2000). Las distorsiones máximas estipuladas en los reglamentos pretenden evitar que la estructura diseñada presente degradación severa de resistencia y rigidez que ocasionen el colapso global del sistema estructural. Sin embargo, la limitante principal de los métodos de diseño basados en fuerzas es que la demanda de ductilidad que desarrolla la estructura ante las intensidades de diseño no es necesariamente consistente con la ductilidad de diseño considerada.

La demanda de ductilidad de un sistema es la razón entre el desplazamiento máximo desarrollado ante una demanda y su desplazamiento de fluencia. Priestley *et al.* (2007) muestra que el desplazamiento de fluencia es una propiedad del sistema estructural que no depende solamente del tipo de estructura y el material, sino también de su geometría y de las dimensiones de las secciones transversales de los elementos. Estos últimos dos aspectos no se consideran en la definición de la ductilidad de diseño en los métodos basados en fuerzas y, razón por la cual la demanda de ductilidad del sistema ante las intensidades de diseño puede ser diferente a la capacidad dúctil proporcionada a la estructura.

Además, el enfoque de diseño sísmico basado en fuerzas tiene otras limitantes. En algunos casos las distorsiones máximas permisibles de distorsión no son consistentes con el comportamiento estructural real. Por ejemplo, las NTCDS-2017 establecen un límite de distorsión máximo de 0.015 para estructuras conformadas por marcos rígidos de acero con capacidad dúctil limitada, $Q=2$. No obstante, autores como Priestley (2003), Dimopoulos *et al.* (2012) muestran que la distorsión de fluencia de marcos de acero estructural de entre 8 y 16 niveles varía entre 0.012 y 0.016, por lo que

el límite de distorsión máxima prescrito en las NTCDS-2017 no es consistente con dicho valor de ductilidad. Por otra parte, la formulación de los métodos basado en fuerzas en sí misma no es apropiada para sistemas en los que se acepta daño ante demandas sísmicas ya que, como se mencionó anteriormente, estas no permiten caracterizar adecuadamente el comportamiento estructural en el rango inelástico.

Por estas razones, diversos autores han propuesto métodos de diseño basados en una formulación de desplazamientos (e.g. Priestley *et al.* 2007; Ayala *et al.* 2012; López *et al.* 2015; Vamvatsikos 2015). En estos métodos, se define primero una ductilidad de diseño a partir de: 1) una deformada de diseño del sistema estructural, representativa de su comportamiento sísmico, la cual puede ser estimada a partir de ecuaciones simplificadas, como las propuestas por Priestley *et al.* (2007); 2) una estimación razonable de la distorsión de fluencia en función del material, geometría y dimensiones de los elementos estructurales; 3) la distorsión máxima prescrita para el tipo de sistema estructural. A partir de la ductilidad de diseño, se definen las fuerzas de diseño y se realiza el análisis y con los resultados obtenidos de este se dimensionan los elementos estructurales.

El más conocido de estos métodos es el denominado método de diseño directo basado en desplazamientos (DDBD por sus siglas en inglés) propuesto por Priestley *et al.* (2007), basado en el artificio denominado estructura substituta (Shibata y Sozen, 1976). Dada la relativa facilidad de aplicación del método DDBD y sus ventajas con respecto a los métodos convencionales basados en fuerzas, este se ha implementado en los criterios de diseño de muelles del puerto de Long Beach (2015) en California, EU y existe una propuesta formal de su inclusión en código de diseño (Calvi *et al.*, 2009). Sin embargo, el método emplea ciertas consideraciones e hipótesis que deben ser sujetas a un análisis cuidadoso (Chopra y Goel, 2001; Miranda, 2006; Ayala *et al.*, 2012). Además, cabe señalar que el formato del método de diseño, es decir, la formulación de la estructura sustituta y la definición de las demandas correspondientes es considerablemente diferente a la formulación de los métodos basados en fuerzas, lo cual quizá sea el impedimento mayor a una difusión más amplia entre los reglamentos de diseño existentes.

Ayala *et al.* (2012) proponen un método alternativo de diseño basado en desplazamientos que se sustenta en el concepto de sistema de referencia. Este se define como un oscilador de un grado de libertad con comportamiento inelástico, e.g., bilineal, a partir del cual es posible aproximar la respuesta máxima de un sistema de múltiples grados de libertad. El enfoque de diseño consiste en definir una curva de comportamiento de diseño del sistema de referencia en el espacio desplazamiento espectral vs. pseudoaceleración, cuyas características sean las necesarias para que la estructura satisfaga un objetivo de desempeño dado. El desplazamiento último se define en función de la distorsión permisible correspondiente y de una distribución de daño propuesta, e.g., columna fuerte-viga débil. López *et al.* (2015) simplificó la formulación de Ayala *et al.* (2012) y lo utilizó para el diseño de marcos susceptibles a colapso incremental debido a efectos P-Delta con resultados satisfactorios. Cabe señalar que la formulación de este método es en algunos aspectos similar al del reglamento NTCDS-2017 (GCDMX, 2017), e.g., se utilizan análisis modales espectrales y espectros inelásticos de diseño, lo cual facilitaría su implementación en la práctica profesional.

1.2 Objetivos y metas

Debido a lo anterior, en esta investigación se presenta una modificación del método basado en desplazamientos propuesto por López *et al.* (2015) para el diseño de marcos rígidos de acero estructural. Específicamente, se propone un ajuste en la ecuación para determinar la distorsión de fluencia en términos de la sobrerresistencia del sistema, y una nueva definición de la ductilidad de diseño. Para validar el método propuesto, se diseñaron marcos de 8, 12 y 16 niveles considerando demandas sísmicas características del Valle de México y se evaluó su desempeño a través de análisis dinámicos no lineales. Se realizaron dos tipos de diseño utilizando definiciones diferentes de espectros de diseño, cada cual consistente con un criterio específico de evaluación del desempeño. Para el primer tipo de diseño se utilizaron espectros de respuestas promedio de un conjunto de registros reales escalados, conforme al procedimiento dado en las NTCDS-2017 (GCDMX, 2017) para seleccionar y escalar registros sísmicos a utilizarse en el análisis dinámico no lineal paso a paso. Se diseñaron marcos con estos espectros con la finalidad de evaluar si el método propuesto permite asegurar una respuesta promedio de distorsión de entrepiso asociada al estado límite de prevención de colapso, que es el requerimiento principal de las NTCDS-2017 cuando se usan tales análisis.

El otro tipo de diseño se realizó utilizando espectros de fragilidad uniforme, EFU, i.e., espectros cuyas ordenadas están asociadas a una tasa de excedencia uniforme del estado límite en cuestión, en términos de ductilidad, calculados con la formulación de Niño *et al.* (2018). Se realizaron aplicaciones del método propuesto con EFU para demostrar que este permite diseñar estructuras que satisfagan una tasa de excedencia del estado límite último, evaluada en términos de la distorsión máxima de entrepiso, criterio razonable para juzgar el desempeño estructural en términos probabilísticos y más acorde con el enfoque de la ingeniería sísmica actual, basada en criterios de desempeño. En Niño *et al.* (2017) se propone el uso de espectros EFU debido a que los espectros de diseño empleados en reglamentos actuales no permiten controlar la tasa de excedencia de un estado límite último ya que se emplean espectros elásticos modificados por factores de reducción que no se determinaron de forma probabilística y, por lo tanto, no son representativos de la aleatoriedad de la demanda sísmica inelástica.

1.3 Organización del trabajo

Este trabajo se divide en 5 capítulos. En este primer capítulo se presentó una introducción a la problemática del diseño actual, la propuesta de esta tesis, así como su justificación y alcances. En el capítulo 2 se presentan los fundamentos del enfoque de diseño basado en desempeño y las tendencias actuales del enfoque empleando métodos probabilísticos. En el capítulo 3 se presentan el origen y fundamentos del enfoque de diseño basado en desplazamientos, así como la descripción de algunos métodos de diseño por desplazamientos encontrados actualmente en la literatura ingenieril.

En el capítulo 4 se describe el método de diseño basado en desplazamientos con control de daño empleado en este trabajo, así como las modificaciones propuestas al método. En el capítulo 5 se muestra la aplicación de la propuesta modificada del método de López (2015) sobre los casos de estudio empleando los dos tipos de espectro, y se presentan los resultados obtenidos con el método.

En el capítulo 6 se evalúan los resultados obtenidos de la aplicación del método empleando análisis dinámicos no lineales paso a paso y se muestra una comparación de los resultados obtenidos con el método y los obtenidos de dichos análisis. En el capítulo 7 se presentan las conclusiones y se comentan los resultados obtenidos, además de discutir los objetivos de nuevas investigaciones sobre este tema. Al final de este documento se incluye un anexo donde se muestra de forma gráfica el daño obtenido de los análisis dinámicos no lineales para algunos de los marcos diseñados en esta investigación.

2. DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO

2.1 Generalidades

El diseño sísmico basado en desempeño consiste en garantizar el comportamiento estructural adecuado de un sistema ante varios niveles de intensidad sísmica. Desde la década de 1960 la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC, 1968) recomendó que las estructuras diseñadas con un reglamento debían tener la capacidad de resistir sismos de poca intensidad sin dañarse y sismos moderados sin presentar daño estructural, aunque se acepta daño en elementos no estructurales, además de mantener su estabilidad global ante sismos intensos de baja probabilidad de ocurrencia (fib, 2003). En México la primera inclusión de este concepto se dió en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976 (GDF, 1976).

Sin embargo, el planteamiento de requerimientos de desempeño más rigurosos se concibió por primera vez en el documento Vision 2000 (SEAOC, 1995) como consecuencia del comportamiento estructural inadecuado de varias edificaciones durante sismos ocurridos a finales del siglo pasado, tales como Loma Prieta, 1989; Northridge, 1994 y Kobe, 1995; los cuales ocasionaron pérdidas económicas mayores a las esperadas. El enfoque de diseño sísmico basado en desempeño planteado en este documento y adoptado en otros como FEMA P273 (FEMA, 1997) y FEMA P356 (FEMA, 2000) se le denomina de primera generación y representa la base de la mayoría de los reglamentos de diseño sísmico existentes; sus fundamentos se describen a continuación.

2.2 Enfoque de evaluación y diseño sísmico basado en desempeño de primera generación

2.2.1 Objetivos de desempeño

El enfoque de diseño sísmico basado en desempeño de primera generación consiste en evaluar el desempeño de la edificación a través del cumplimiento de un objetivo de desempeño (fib, 2003). Este se define como un conjunto de niveles de desempeño que debe satisfacer una edificación ante distintos niveles de intensidad sísmica a los que pudiera estar sujeta durante su vida útil en función de su uso e importancia. La evaluación de cada nivel de desempeño se realiza para un nivel intensidad sísmica en particular y se juzga en términos deterministas.

Este enfoque se representa de manera gráfica en la denominada matriz de desempeño donde se presentan los objetivos de desempeño recomendados para distintos tipos de edificaciones. En la figura 2.1 se muestra la matriz de desempeño definida por Visión 2000 (SEAOC, 1995). Los objetivos de desempeño mostrados en esta matriz se definen de la siguiente manera:

Objetivo básico: Es el objetivo de desempeño para estructuras de ocupación y uso normal.

Objetivo esencial: Es el objetivo para estructuras cuya operación se considera crítica después de un evento sísmico, como hospitales, centros de control de emergencias, etc.

Objetivo de seguridad crítica: Este objetivo corresponde a estructuras que alberguen elementos tóxicos o peligrosos cuya liberación represente un riesgo para la población.

		Niveles de Desempeño del Sistema			
		Completamente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso
Nivel de Diseño Sísmico	Frecuente (43 años)	O	X	X	X
	Ocasional (72 años)	O	O	X	X
	Raro (475 años)	O	O	O	X
	Muy raro (970 años)		O	O	O

Desempeño Inaceptable (para estructuras nuevas)
 Objetivo Básico
 Objetivo Esencial
 Objetivo de Seguridad Crítica

Figura 2.1. Matriz de desempeño de Vision 2000 (SEAOC, 1995).

2.2.2. Niveles de desempeño

Los niveles de desempeño, conocidos como estados límite en los reglamentos actuales, se refieren al nivel de daño que se acepta en una edificación. La cuantificación del daño se realiza mediante un parámetro de demanda ingenieril, PDI, el cual es un parámetro de respuesta estructural, e.g, ductilidad, desplazamiento, distorsión de entrepiso, rotación plástica, energía disipada, índice de daño, etc. El cumplimiento de los niveles de desempeño se evalúa a través de la excedencia de un valor de PDI prescrito.

Existen una gran variedad de niveles de desempeño en el diseño, y sus definiciones emplean terminología a modo que los inversionistas, propietarios, gestores de riesgo o usuarios sin conocimiento ingenieril puedan entenderla de manera simple y puedan tomar decisiones respecto al inmueble. En fib (2003) se definen los siguientes niveles de desempeño:

Inicio de daño: Este nivel de desempeño denota el inicio del daño en la edificación, ya sea en los sistemas estructurales o no estructurales. El daño debe ser mínimo para que no requiera reparación por razones estéticas, funcionales y de seguridad.

Operacional: Daños mínimos o nulos en los sistemas estructurales o no estructurales de la edificación de manera tal que no se comprometa su uso original y la interrupción de sus funciones por causa de reparación sea mínima.

Ocupación continua: Se espera daño mínimo o nulo en componentes estructurales y daño mínimo en los sistemas no estructurales. Aunque la estructura puede ocuparse inmediatamente después de un sismo, su funcionalidad puede estar impedida hasta que los sistemas no estructurales sean restaurados. El nivel de daño estructural debe ser reparable completamente y no afectar la capacidad de la estructura para soportar réplicas ni eventos sísmicos futuros. El riesgo de pérdidas humanas de las edificaciones mínimo.

Reparable: Daño moderado en la edificación que requerirá de reparación para proveer seguridad futura, ocupación y funcionalidad. Para este estado la reparación debe ser económica y físicamente posible. Además, la estructura debe proveer una substancial seguridad de vida.

Seguridad de vida: Se espera que las estructuras que alcancen este nivel de desempeño presenten un riesgo bajo de lesión o muerte de sus ocupantes, por lo que la estructura debe tener

un margen adecuado contra colapso. Se acepta que el nivel de daño de los sistemas estructurales y no estructurales puedan ser de gran magnitud, y los costos de reparación considerablemente altos, de manera tal que en algunos casos la rehabilitación de la edificación es inviable.

Colapso: Este nivel de desempeño, también llamado nivel de prevención del colapso o de estabilidad estructural, se refiere a estructuras en las que el nivel de daño es severo con una pérdida significativa de su estabilidad estructural, pero con un margen de seguridad considerable para los usuarios del inmueble. Evidentemente, el edificio no podrá ser reutilizado y, en la mayor parte de los casos, las edificaciones que alcancen este nivel de desempeño son irreparables.

2.2.3 Niveles de peligro sísmico

Los distintos niveles de intensidad sísmica para los cuales se deben satisfacer los niveles de desempeño considerados se establecen en términos de peligro sísmico. Este se define como la relación que existe entre el nivel de una intensidad sísmica y la probabilidad de que en un sitio dado se presente al menos esa intensidad (Porter, 2019). Esta relación puede expresarse en términos de la tasa de excedencia de una intensidad sísmica $\nu(IM)$ del sitio en cuestión mediante la ecuación 2.1:

$$\nu(IM) = \iint -\frac{d\lambda_i(M)}{dM} P(IM > IM_j | M, R_i) dM dR \quad (2.1)$$

Dónde:

IM = Medida de intensidad sísmica.

R_i = Distancia del sitio en cuestión a la i -ésima fuente sísmica

M = Magnitud sísmica

$\lambda(M)$ = Tasa de excedencia de magnitudes de las fuentes sísmicas de interés

$P(IM > IM_j | M, R_i)$ = Probabilidad de que una medida de intensidad sísmica IM , exceda un valor determinado IM_j , debido a un sismo con una magnitud M , y una distancia de sitio R_i

2.3 Enfoque de evaluación y diseño sísmico basado en desempeño en términos probabilísticos

La tendencia actual de la ingeniería sísmica es evaluar una edificación empleando un marco teórico probabilístico robusto en función de variables de decisión como costo de reparación o la probabilidad de exceder un estado límite, los cuales son términos de inmediata utilidad tanto para ingenieros como para inversionistas (Yang *et al.*, 2009). A continuación, se describen algunos enfoques de evaluación de desempeño basados en probabilidad.

2.3.1 Metodología PEER

Esta metodología, propuesta por Cornell y Krawinkler (2000), fue la primera en emplear un marco teórico probabilístico integral y fue desarrollado como respuesta a las limitaciones que poseían los métodos de diseño basados en desempeño de primera generación en los cuales el objetivo de desempeño se juzga en términos deterministas. En vez de simplemente emparejar un nivel de desempeño con un nivel de peligro sísmico, el Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) desarrolló este método alternativo que tiene como característica principal el cálculo de

medidas explícitas de desempeño de un sistema, como el costo o la probabilidad anual de que se pierdan vidas, o el costo de los tiempos de reparación. Esto se puede expresar en forma de probabilidad condicional por medio de la ecuación de Cornell-Krawinkler adoptada por el PEER (Cornell and Krawinkler, 2000) que se muestra en la ecuación 2.2:

$$\lambda(DV) = \iiint G(DV|DM) |dG(DM|PDI)| |dG(PDI|IM)| |d\lambda(IM)| \quad (2.2)$$

Dónde:

DV = variables de decisión como costo, tiempo de reparación o pérdidas humanas que sirven como parámetro de decisión para inversionistas.

$\lambda(DV)$ = la tasa media anual de exceder una variable de decisión, DV .

DM = estado de daño asociado a un nivel de desempeño.

PDI = parámetro de demanda ingenieril como la distorsión de entrepiso o la aceleración máxima de piso que son usados para determinar el comportamiento estructural; el PDI más común es la distorsión de entrepiso.

IM = medida de intensidad sísmica, la más utilizada es la pseudoaceleración espectral del modo fundamental asociada a un factor de amortiguamiento viscoso del 5%.

$d\lambda(IM)$ = representa el peligro sísmico del sitio o zona en cuestión el cual se puede definir a partir de las curvas de peligro sísmico.

$dG(PDI/IM)$ = es un término relacionado con la probabilidad de que PDI exceda un límite dado de un índice de desempeño, i.e., la fragilidad del sistema estructural.

Sin embargo, debido a la naturaleza probabilística de la metodología y a sus varias etapas de análisis, la investigación del método PEER se ha limitado principalmente a la investigación ya que es difícil de aplicar en la práctica profesional. Por esta razón, los reglamentos de diseño siguen manteniendo como base el enfoque de diseño sísmico basado en desempeño de primera generación.

2.3.2 Tasa de excedencia de un estado límite aplicando el enfoque PEER

Un criterio racional y congruente con el enfoque reglamentario para juzgar el desempeño sísmico de un sistema estructural es el cumplimiento de valores razonables de tasas de excedencia de los estados límite que componen un objetivo de desempeño dado. Una simplificación de la metodología PEER consistente con tal criterio se basa en la modificación de la ecuación 2.2 en la que los parámetros DV y DM se definen como simples variables indicativas que se toman como 1.0 cuando se excede un estado límite. A partir de tal simplificación, Vamvatsikos *et al.* (2004) deriva la ecuación 2.3, que permite estimar el desempeño en función de una tasa media anual de probabilidad de excedencia de un estado límite:

$$\lambda_{LS} = \int G(PDI|IM) |d\lambda(IM)| \quad (2.3)$$

Actualmente la ecuación 2.3 se limita a la evaluación, pues un diseño apropiado basado en desempeño requiere invertir las ecuaciones para derivar las propiedades de la estructura que

satisfacen un valor dado de λ_{LS} , lo cual no es posible porque la relación entre las variables de diseño y los objetivos de desempeño no es invertible y tampoco se conoce previo al diseño, por lo que la iteración es necesaria.

2.3.3 Tasa de excedencia de un estado límite aplicando el teorema de la probabilidad total

Una formulación alternativa a la dada por PEER para la estimación de la excedencia de un estado límite basada directamente en el teorema de la probabilidad total ha sido utilizada por autores como Niño *et al.* (2017). En esta, la tasa de excedencia de cierto valor PDI , considerando solamente la incertidumbre de las señales sísmicas, se puede calcular mediante la ecuación 2.4:

$$v(PDI_d) = \sum_{i=1}^N \int_{M_0}^{M_U} -\frac{d\lambda_i(M)}{dM} P(PDI > PDI_d | M, L_i) \quad (2.4)$$

Donde, L_i simboliza la distancia del sitio en cuestión a una i -ésima fuente sísmica; M denota magnitud sísmica; $\lambda(M)$ es la tasa de excedencia de magnitudes de las fuentes sísmicas de interés; M_0 y M_U son, respectivamente, las magnitudes mínima y máxima consideradas; $P(PDI > PDI_d | M, L_i)$ es la probabilidad condicional de que un parámetro de demanda ingenieril exceda un valor determinado, debido a un evento sísmico de magnitud M con una fuente sísmica localizada a una distancia L_i .

2.4 Espectros de diseño basados en criterios actuales de desempeño

Un aspecto importante en la ingeniería sísmica basada en el desempeño actual es la definición de demandas sísmicas de diseño que permitan diseñar estructuras con control de desempeño en términos probabilísticos. En años recientes, diversos autores han desarrollado espectros de diseño consistentes con tal enfoque. En esta sección se presentan dos de las propuestas más recientes: Espectros de Frecuencia de Fluencia basados en desempeño (Vamvatsikos *et al.*, 2015) y Espectros de Fragilidad Uniforme (Niño *et al.*, 2018).

2.4.1 Espectros de Frecuencia de Fluencia

Vamvatsikos *et al.* (2014) desarrolló espectros de frecuencia de fluencia (YFS por sus siglas en inglés) que son una representación visual del desempeño de una estructura que cuantitativamente relaciona la frecuencia media anual de exceder cualquier valor de desplazamiento o ductilidad con la resistencia a la fluencia o coeficiente sísmico C_y del sistema, por lo que se puede relacionar directamente valores establecidos de objetivos de desempeño con la resistencia y rigidez de la estructura. Los YFS se trazan para un valor específico de desplazamiento de fluencia por lo que los periodos de vibración representados con YFS varían con C_y .

Los requisitos del enfoque YFS para calcular el desempeño son: el peligro de sitio y una suposición del comportamiento del sistema, por ejemplo, elástico o elastoplástico, que es usada para definir un sistema de un grado de libertad (S1GDL) equivalente. Estos datos se emplean para construir espectros de desplazamiento que sean consistentes con la frecuencia media anual de exceder un estado límite de diseño, con los que se estima la resistencia de fluencia y el período de la estructura necesarios para no exceder un valor límite de desplazamiento δ_{lim} para una tasa media anual objetivo (P_0). Incluso para un S1GDL la introducción de fluencia, ductilidad y la correspondiente variación de registro a registro fundamentalmente cambia la naturaleza del problema. Esto se puede observar en la figura 2.2, en la que se muestra la respuesta estructural de

un oscilador con un periodo $T=1$ s, cuya curva de capacidad tiene rigidez positiva y luego una rigidez de post-fluencia negativa, esta figura muestra la respuesta estructural en la forma de curvas de análisis dinámico incremental (IDA), empleando como medida de intensidad (IM), la aceleración espectral del primer modo, representada como $S_a(T)$, y como PDI el desplazamiento, δ .

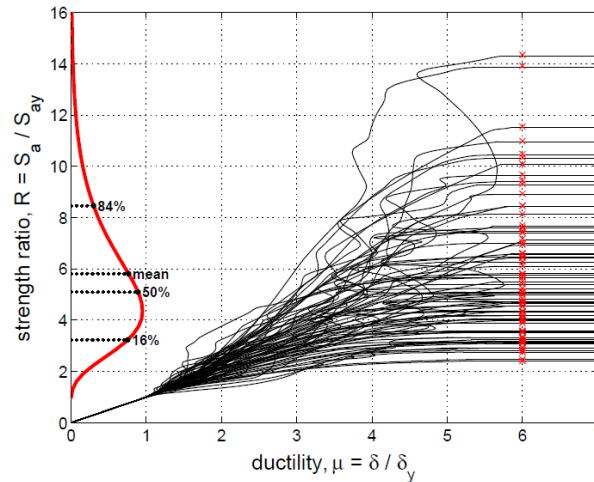


Figura 2.2. Curvas IDA para un oscilador $T=1$ s con una curva de capacidad con degradación de rigidez dentro del ciclo, mostrando la distribución de la capacidad de aceleración espectral, S_{ac} normalizada con la aceleración espectral de fluencia S_{ay} y correspondiente a una ductilidad de colapso $\mu = 6$ (Vamvatsikos y Aschheim 2014)

Para el cálculo de los YFS se utiliza la ecuación 2.5 (Jalayer 2003; Vamvatsikos and Cornell 2004):

$$\lambda(\delta) = \int_0^{+\infty} P[PDI > \delta | IM = s] |d\lambda(s)| \quad (2.5)$$

Donde, $P[PDI > \delta | IM = s]$ es la probabilidad de exceder cierto nivel de respuesta δ dada una intensidad sísmica s y $d\lambda(s)$ es la tasa de riesgo asociada. Puede observarse que esta ecuación es equivalente a la ecuación modificada de Cornell-Krawinkler. A través del uso de esta ecuación y de relaciones entre sobrerresistencia, ductilidad y período ($R-\mu-T$) que proporcionan la distribución probabilística de la respuesta estructural dada la intensidad $P[EDP > \delta | IM = s]$, se pueden estimar curvas de peligro de desplazamientos o distorsiones inelásticas. Para un sistema inelástico, estas curvas son el equivalente directo de curvas de peligro de desplazamiento espectral.

Los YFSs se construyen considerando el desplazamiento de fluencia δ_y como un parámetro constante, lo cual permite definir el período T en función de C_y . De modo que para un determinado peligro de sitio y propiedades de un oscilador se puede obtener una representación de su respuesta probabilística a través de las curvas de peligro de desplazamiento o de ductilidad calculadas con la ecuación 2.5.

Al trazar estas curvas de $\lambda(\mu)$ para un rango de μ_{lim} que limita los valores y rango de C_y , se pueden obtener los contornos de desplazamiento inelástico para valores constantes de C_y . Estos contornos permiten la evaluación directa de la resistencia y período del sistema, siendo posible obtener el valor de C_y requerido para satisfacer cualquier combinación de objetivos de desempeño, definido como $P_o = \lambda(\mu)$ donde cada valor de μ_{lim} está asociado a un valor máximo de tasa media anual (MAF) de exceder P_o como se muestra en la figura 2.3.

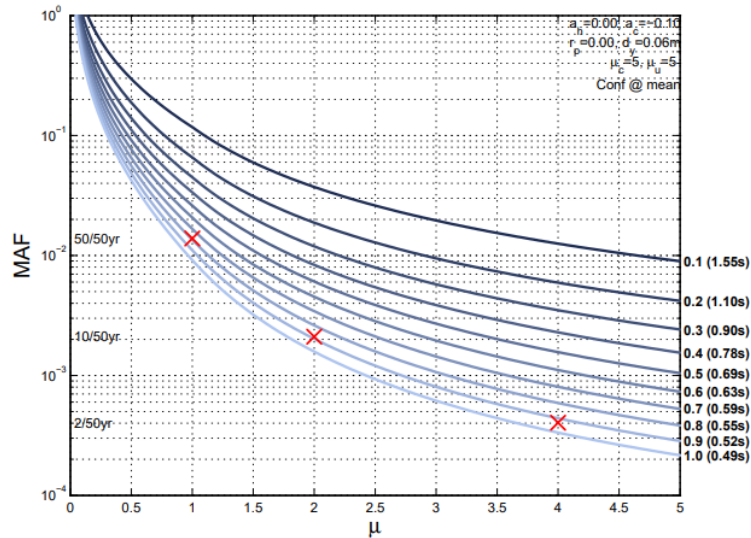


Figura 2.3. Contornos de YFS para valores de $C_y = 0.1$ a 1.0 determinados para un sistema elastoplástico. Vamvatsikos *et al.* (2015)

2.4.2 Espectros de Fragilidad Uniforme de Niño *et al.* (2018)

Niño (2018), desarrolló espectros de fragilidad uniforme para su uso en métodos de diseño basado en desplazamientos, e.g., Ayala *et al.* (2012), López *et al.* (2015), cuyas ordenadas están asociadas a las tasas de excedencia de un Parámetro de Demanda Ingenieril (PDI) considerando las incertidumbres de las propiedades de la estructura, así como de la demanda sísmica.

La formulación de Niño *et al.* (2018) se basa en la aplicación directa del teorema de probabilidad total para el cálculo de curvas de tasa de excedencia de un PDI de un S1GDL con comportamiento inelástico, considerando el efecto ponderado de sismos de distintas magnitudes de las fuentes sísmicas que afectan el sitio de estudio. Los EFU se derivan de las curvas de tasa de excedencia del PDI en cuestión, tomando los valores de PDI correspondientes a las tasas de excedencia considerados.

De acuerdo con Niño *et al.* (2018) la tasa de excedencia v , de cierto valor de ductilidad μ_d , para un sitio dado, considerando solo la incertidumbre aleatoria de las aceleraciones sísmicas, se puede calcular mediante la ecuación 2.6:

$$v(\mu_d) = \sum_{i=1}^N \int_{M_0}^{M_U} -\frac{d\lambda_i(M)}{dM} P(\mu > \mu_d | M, L_i) \quad (2.6)$$

Donde, $P(\mu > \mu_d | M, L_i)$ es la probabilidad condicional de que la ductilidad exceda un valor de ductilidad considerado μ_d , dado que un evento sísmico de magnitud M ocurra en una fuente sísmica localizada a una distancia L_i .

La probabilidad condicional $P(\mu > \mu_d | M, L_i)$ es equivalente a que la resistencia lateral de la estructura en términos de pseudoaceleración Sa_y sea menor que la resistencia necesaria Sa_{yd} , i.e. $P(Sa_{yd} > Sa_y | M, L_i)$, para desarrollar la ductilidad μ_d , por lo que la ecuación 2.6 puede reescribirse de la siguiente manera:

$$v(Sa_y) = \sum_{i=1}^N \int_{M_0}^{M_U} -\frac{d\lambda_i(M)}{dM} P(Sa_{yd} > Sa_y | M, L_i) \quad (2.7)$$

El procedimiento de cálculo de los EFUs se presenta a continuación (Niño *et al.*, 2018):

- 1) Se define la amenaza sísmica del sitio de estudio tomando en cuenta las distintas fuentes. Para ello es necesario contar con un conjunto grande de registros sísmicos para realizar una caracterización probabilística apropiada. Una de las maneras de lograr esto es a través del procedimiento de simulación sísmica basado en funciones de Green empíricas propuesto por Niño *et al.* (2018). Dicho procedimiento se basa en la hipótesis de que registros sísmicos de pequeña magnitud contienen información sobre el origen, la trayectoria de propagación y los efectos de sitio de sismos de mayor magnitud y, por lo tanto, es posible usarse para generar registros sintéticos de sismos de gran magnitud (Hartzell, 1978).
- 2) Se calcula la función de tasa de excedencia de las magnitudes de los sismos $\lambda_i(M)$ que son característicos de la zona de estudio, empleando el tipo de modelo que mejor represente la ocurrencia de los sismos.
- 3) Se calculan espectros inelásticos de respuesta, de ductilidad constante, μ_d , periodo, T , vs. pseudoaceleración de fluencia, Sa_y , para el conjunto de registros seleccionado. El modelo histerético a utilizar debe ser representativo del comportamiento real de las estructuras.
- 4) Se determina para cada periodo de los espectros $P(Sa_{yd} > Sa_y | M, L_i)$, la probabilidad condicional de que la resistencia lateral en términos de Sa_y sea menor a la resistencia necesaria, Sa_{yd} , para desarrollar μ_d , que es equivalente a la probabilidad condicional de que la ductilidad, μ , exceda una ductilidad μ_d , es decir, $P(Sa_{yd} > Sa_y | M, L_i)$.
- 5) Se estima la fragilidad sísmica en términos del parámetro de demanda que se considere adecuado, como puede ser la ductilidad, con lo cual se define la tasa de excedencia del estado límite en términos que sean apropiados para caso de estudio, para cada uno de los osciladores con periodo, T , de los espectros de respuesta calculados, mediante la ecuación 2.7.
- 6) Se definen los espectros de fragilidad uniforme a partir de las curvas de fragilidad sísmica calculadas, tomando para cada periodo la resistencia Sa_{yd} , asociada a la tasa de excedencia o periodo de retorno como se muestra en la figura 2.4.

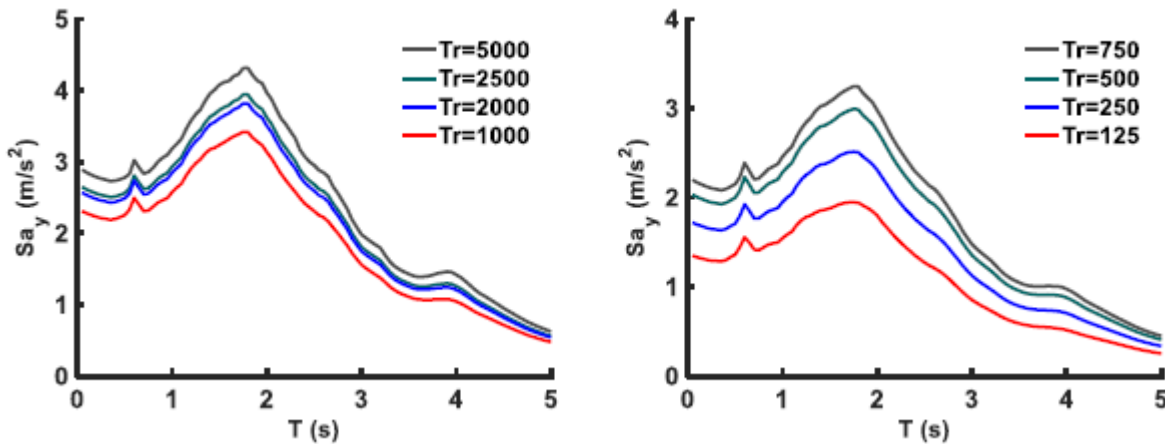


Figura 2.4. Espectros de Fragilidad Uniforme para varios periodos de retorno Tr (Niño *et al.*, 2018)

2.5 Enfoque de evaluación y diseño sísmico reglamentario

El objetivo ideal del diseño sísmico actual es concebir estructuras que satisfagan tasas de excedencia de parámetros de decisión en consistencia con un marco teórico probabilista como los mostrados en las secciones anteriores. Sin embargo, la implementación de este enfoque a problemas de la práctica profesional no es trivial debido a que la relación entre las variables de diseño y los objetivos de desempeño no es invertible y esto convierte a cualquier método de diseño basado en desempeño en un procedimiento de evaluación iterativo (Vamvatsikos *et al.*, 2015). Por esta razón la mayoría de los reglamentos nacionales e internacionales de diseño actuales como las NTC-2017 (GCDMX, 2017) se sustentan en un enfoque simplificado de diseño sísmico congruente con la filosofía de diseño basado en desempeño de primera generación (SEAOC, 1995) que favorece más a la practicidad que a un control auténtico del desempeño de las edificaciones.

Generalmente, los reglamentos de diseño prescriben un objetivo de desempeño para edificaciones de uso común conformado por un estado límite de servicio que debe satisfacerse ante sismos frecuentes y un estado límite último que debe cumplirse ante sismos de baja probabilidad de ocurrencia. Tales estados límite son equivalentes a los niveles de desempeño completamente operacional y prevención de colapso definidos en Visión 2000 (SEAOC, 1995), respectivamente. En las NTCDS-2017 (GCDMX, 2017) la intensidad de diseño asociada al estado límite de servicio corresponde aproximadamente a un periodo de retorno de 10 años (Reyes, 1999); para el estado límite último se considera una intensidad sísmica de diseño asociada a un periodo de retorno de 250 años. En la figura 2.5 presenta el objetivo básico de desempeño de las NTCDS-2017 representado en forma gráfica.

El cumplimiento del objetivo de desempeño se juzga considerando la distorsión de entrepiso como PDI. En las NTCDS-2017 (GCDMX, 2017), para el estado límite de servicio se revisa que las distorsiones calculadas ante la intensidad de diseño correspondiente sean menores a 0.002 si existen muros de relleno que puedan dañarse, o 0.004 en caso contrario. Para el estado límite último, las distorsiones calculadas ante el nivel de intensidad sísmica correspondiente no deben exceder un valor prescrito según el tipo de sistema estructural.

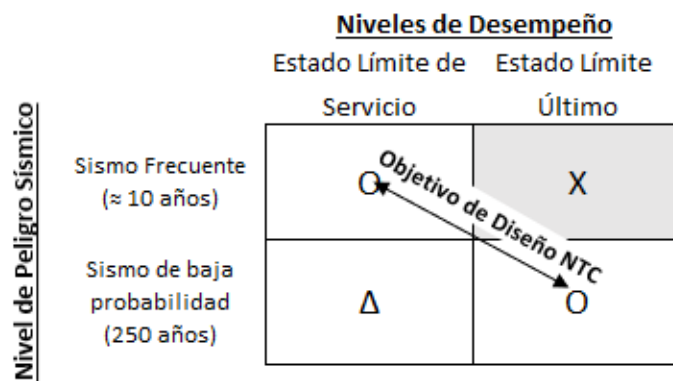


Figura 2.5. Matriz de desempeño de las NTCDS-2017 (GCDMX, 2017)

Las demandas sísmicas prescritas se determinan a partir de espectros de diseño suavizados derivados de espectros de peligro uniforme, que son aquellos cuyas ordenadas corresponden a una tasa uniforme de excedencia de un nivel de intensidad, en términos de pseudoaceleración espectral.

El diseño para el estado límite último se realiza considerando espectros inelásticos de diseño obtenidos de la modificación de los espectros elásticos por factores de reducción con los que se considera de manera implícita los efectos del comportamiento inelástico que se acepta se presente ante las demandas de diseño correspondientes (López *et al.*, 2018).

Cabe señalar que los factores de reducción por comportamiento inelástico de los reglamentos no son obtenidos de análisis probabilísticos rigurosos y no tienen un tratamiento del factor de reducción como una variable aleatoria. Por esta razón, el uso de estos espectros no permite diseñar estructuras que satisfagan una tasa de excedencia del estado límite último. Si bien existen propuestas de espectros de diseño basados en criterios probabilistas de desempeño como las mencionadas en la sección 2.4, estos no se han incorporado en los reglamentos de diseño.

Esto se puede atribuir en parte a que, para diseñar una estructura que satisfaga un objetivo de desempeño en términos de tasas de excedencia de los estados límite que lo componen, además de contar con demandas sísmicas robustas, es necesario contar con métodos de diseño más sofisticados que los métodos simplificados prescritos en los reglamentos, aspecto que se trata con detalle en el siguiente capítulo.

Para el análisis de estructuras de baja y mediana altura, la mayoría de los reglamentos prescriben dos métodos simplificados: análisis estático y análisis dinámicos: el análisis sísmico estático y el análisis modal espectral. El diseño para el estado límite último se realiza utilizando como demanda sísmica el espectro inelástico de diseño, obtenido de la reducción del espectro elástico de diseño. A partir de los resultados obtenidos del análisis se derivan los elementos mecánicos y desplazamientos. El diseño de los elementos estructurales consiste en definir las propiedades necesarias para que la demanda no exceda su capacidad. Finalmente, se revisa que las distorsiones de entrepiso no excedan el límite prescrito para tal estado límite.

Sin embargo, diversos estudios han mostrado que este proceso de diseño, basado en un enfoque fuerzas, no permite un control adecuado de la respuesta estructural y, por lo tanto, del desempeño de las edificaciones. Por esta razón, varios investigadores han propuesto métodos alternativos basados en una formulación de desplazamientos que pretenden asegurar un mejor control de la respuesta sísmica de las estructuras diseñadas.

3. DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

3.1 Problemas del enfoque de diseño basado en fuerzas

La razón de que en la actualidad se sigan empleando predominantemente los métodos de diseño basados en fuerzas se debe principalmente a razones históricas (Priestley *et al.*, 2007). Antes de 1930 pocas estructuras eran diseñadas para acciones sísmicas, no obstante, después de eventos sísmicos importantes como el sismo de Kanto de 1923 en Japón, el sismo de Long Beach, 1933 en EUA o el de Napier, 1932 en Nueva Zelanda, se observó que las estructuras que habían sido diseñadas para cargas laterales de viento presentaron un mejor comportamiento que aquellas diseñadas para cargas gravitacionales solamente. Por esta razón, los reglamentos de diseño de esa época comenzaron a prescribir fuerzas laterales de inercia para diseño sísmico. Originalmente, estas fuerzas se definían como el 10% del peso de la estructura aplicada como un vector de fuerzas laterales distribuidas en función de la masa (Priestley *et al.*, 2007).

Fue hasta la década de 1940 y 1950 que se entendió mejor el comportamiento dinámico de las estructuras y se comenzaron a definir las fuerzas laterales de diseño en función del periodo de la estructura. En la década de 1960 surgió el concepto de ductilidad a partir de observaciones sobre la supervivencia de estructuras que habían sido diseñadas con una resistencia inadecuada, y es hasta la década de 1970 y 1980 que las consideraciones de ductilidad se volvieron parte fundamental del diseño. En la década de 1990 se realizaron investigaciones que enfatizaban la importancia del control de desplazamientos y se empezó a extender el uso del diseño por capacidad para estructuras de concreto reforzado y mampostería, lo que representa el inicio de la filosofía actual de diseño sísmico basado en desempeño (Priestley *et al.*, 2007).

El proceso de diseño basado en fuerzas es descrito de forma general por Pecker (2007) como:

Paso 1. Se predimensionan los elementos de la estructura. En muchos casos, los elementos y sus dimensiones se pueden definir empleando consideraciones empíricas.

Paso 2. Se define un modelo a partir del predimensionamiento de la estructura. La rigidez elástica de los elementos estructurales se estima en base a una suposición preliminar de las dimensiones de los elementos. Para el caso de elementos de concreto reforzado, los reglamentos definen los lineamientos para definir la rigidez a considerar, en algunos casos se emplea la rigidez no agrietada, mientras que en algunos códigos se consideran valores de rigidez reducidos para tomar en cuenta el efecto de pérdida de rigidez provocado por el agrietamiento de los elementos de concreto.

Paso 3. A partir de la masa y la rigidez asumida de los elementos, se calcula el periodo fundamental empleando ecuaciones simplificadas para el enfoque de fuerza lateral equivalente (método estático), o se definen los modos de vibración y los periodos correspondientes de un análisis modal para el caso del análisis modal espectral. Para representaciones de la estructura mediante un S1GDL, el periodo fundamental T puede calcularse con la ecuación 3.1.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{k}} \quad (3.1)$$

Donde, m_e es la masa efectiva, que generalmente se toma como la masa total y k la rigidez de la estructura.

Paso 4. El cortante basal correspondiente a una respuesta elástica se calcula con una expresión en la forma de la ecuación 3.2:

$$V_{BE} = C_T I (g m_e) \quad (3.2)$$

Donde, C_T es un coeficiente sísmico que depende de la intensidad sísmica, condiciones del suelo y periodo de la estructura. Estos se obtienen generalmente de espectros de diseño. En el reglamento de la CDMX, las NTC-2004 y NTC-2017 de diseño sísmico emplean espectros de diseño, derivados de un espectro de peligro uniforme para periodos de retorno de 125 y 250 años respectivamente; I es un factor de importancia que refleja el nivel de riesgo aceptable de distintos tipos de estructuras y g es la aceleración de la gravedad. Para el caso del análisis modal espectral, los cortantes correspondientes a modos superiores se calculan de acuerdo a la masa que participa en cada modo y se suman empleando alguna regla de combinación modal, por ejemplo, el método de combinación cuadrática completa (C.Q.C.).

Paso 5. Se selecciona el factor de reducción de fuerzas R_μ que sea apropiado para la capacidad dúctil del sistema estructural y material empleado; los reglamentos de diseño proporcionan valores de diseño establecidos.

Paso 6. La fuerza cortante de diseño se obtiene entonces de dividir el cortante elástico V_{BE} entre el factor de reducción de fuerzas R_μ como se muestra en la ecuación 3.3:

$$V_{BR} = \frac{V_{BE}}{R_\mu} \quad (3.3)$$

El cortante basal de diseño se distribuye a lo alto de la estructura, típicamente como un vector de fuerzas laterales en proporción al producto de la masa y altura.

Paso 7. Para el caso de estructuras dúctiles, la estructura se analiza ante el vector de fuerzas laterales y se determina la capacidad a momento requerida en las posibles ubicaciones donde se pueden formar articulaciones plásticas, lo cual es compatible con el mecanismo de falla de columna fuerte viga débil.

Paso 8. Se realiza el diseño estructural de las secciones donde se acepta comportamiento inelástico y se estiman los desplazamientos producidos ante la acción sísmica, en caso contrario se prosigue con el siguiente paso.

Paso 9. Los desplazamientos obtenidos del análisis de la estructura se comparan con límites de desplazamiento prescritos en los reglamentos para los estados límite de diseño. Si los desplazamientos exceden estos límites se requiere rediseñar la estructura. Esto normalmente se efectúa aumentando las secciones de los elementos para aumentar la rigidez.

Paso 10. Una vez que se juzga que los desplazamientos son satisfactorios, los elementos se diseñan por capacidad. Los elementos sujetos a la formación de articulaciones se detallan para

disipar energía ante deformaciones severa y los elementos que se espera se mantengan en el rango elástico se diseñan para un nivel de resistencia mayor de manera tal que se presente el mecanismo de colapso deseado. (Paulay y Priestley, 1992).

Aunque el enfoque tradicional de diseño por fuerzas resulta práctico, tiene varias desventajas. El énfasis en la determinación de las fuerzas disminuye la importancia de la rigidez, las demandas de deformación, la formación de mecanismos de falla, la capacidad de disipación de energía histerética y la compatibilidad de deformaciones entre elementos estructurales y no estructurales. Un problema fundamental del enfoque, particularmente para el caso de estructuras de concreto reforzado, es la forma de determinar la rigidez apropiada de los elementos, pues el método emplea la rigidez inicial para estimar el periodo y para distribuir la fuerza sísmica de diseño.

En el diseño de estructuras de concreto reforzado, generalmente se considera que la rigidez es independiente de la resistencia. Esta suposición implica que la curvatura de fluencia es directamente proporcional a la resistencia, como se observa en la figura 3.1a. Priestley (2003) mostró que esta suposición no es válida, pues al comparar una aproximación bilineal de la respuesta de momento curvatura de secciones de concreto con diferentes valores de cuantías de refuerzo y cargas axiales, encontró que la curvatura de fluencia obtenida es esencialmente constante, de modo que la rigidez es dependiente de la resistencia y puede variar en un amplio margen debido al refuerzo empleado, como se muestra en la figura 3.1b.

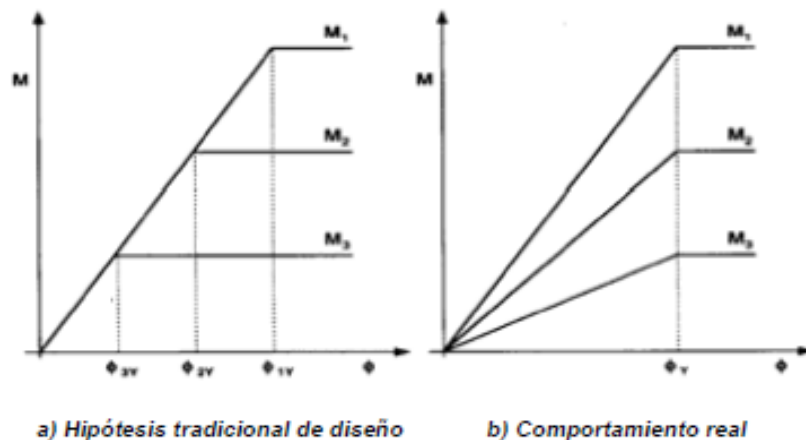


Figura 3.1. Comparación entre comportamiento real y supuesto de una sección con diferentes cuantías de refuerzo (Priestley, 2003)

El problema de estimar la rigidez también está presente en el diseño de elementos de acero, pues las dimensiones de los elementos generalmente se definen antes de realizar el diseño sísmico. El peralte de las vigas normalmente se define seleccionando un grupo de secciones ASCE-W o equivalente. En cada grupo W el peso y resistencia varía proporcionalmente al ancho de los patines y el espesor de los mismos, sin embargo, se ha observado que la curvatura de fluencia de secciones con un peralte aproximadamente igual, se mantiene esencialmente constante, por lo tanto la rigidez y la resistencia también son proporcionales en elementos de acero (Priestley, 2003). Otro inconveniente del enfoque de fuerzas es que los efectos no lineales se abordan solo a través del factor de reducción o de comportamiento asociado a una capacidad dúctil, el cual no necesariamente es consistente con la demanda de ductilidad que desarrollará la estructura.

Priestley (2003) mostró que los límites de distorsión definidos por los reglamentos no son congruentes con el comportamiento real, un ejemplo de esto es que el límite de distorsión de 0.015 definido para una ductilidad $\mu=2$ de acuerdo con las NTCDS-2017 (GCDMX, 2017) es muy cercano al rango de valores que Priestley (2003) definió para la distorsión de fluencia de marcos de acero, el cual varía de 0.012 a 0.016. Esto se muestra en la figura 3.2, en la que se observa que el perfil de distorsiones de diseño, IDR_u , asociado a un factor de comportamiento sísmico $Q=2$ de acuerdo con las NTCDS-2017 (GCDMX, 2017), es muy similar al perfil de fluencia, IDR_y , obtenido de un análisis pushover, Debido a esto, la ductilidad real de la estructura tiene un valor aproximado de 1.05.

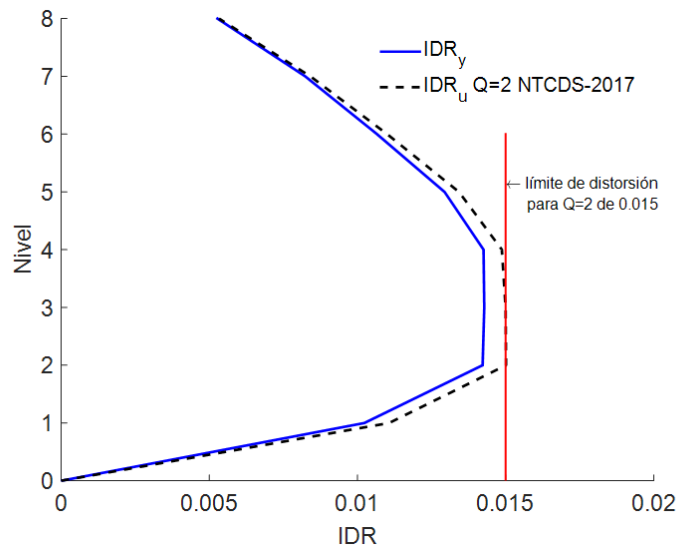


Figura 3.2. Comparación entre los perfiles de distorsión de fluencia y de diseño según las NTCDS-2017 de un marco de 8 niveles

Debido a las limitantes del enfoque reglamentario de diseño basado en fuerzas, en años recientes se han propuesto procedimientos basados en criterios de desempeño, particularmente, métodos orientados al control de desplazamientos, ya que el daño es descrito más apropiadamente en términos de deformaciones.

3.2 Enfoque de diseño basado en desplazamientos

De manera general, en los métodos de diseño basados en desplazamientos se define primero una ductilidad de diseño a partir de: 1) una deformada de diseño del sistema estructural, representativa de su comportamiento sísmico, obtenida a partir de ecuaciones simplificadas (Priestley *et al.*, 2007; Loeding *et al.*, 1998; Aschheim, 2002; Dimopoulos *et al.*, 2012) 2) una estimación razonable de la distorsión de fluencia en función del material, geometría y dimensiones de los elementos estructurales (Priestley, 2003; Dimopoulos *et al.*, 2012) y 3) la distorsión máxima prescrita para el tipo de sistema estructural. A partir de la ductilidad calculada, se definen las fuerzas de diseño y se realiza el análisis y con los resultados obtenidos de este se dimensionan los elementos estructurales. La diferencia principal con los métodos de fuerzas es que la deformada de diseño y la ductilidad se definen primero y las fuerzas se determinan con base en ellas.

3.3 Métodos de diseño basados en desplazamientos

Los métodos de diseño se pueden clasificar de acuerdo con los siguientes criterios: el rol que tienen los desplazamientos en el proceso de diseño, el tipo de análisis usado, las limitaciones sobre el tipo estructural para el cual el método fue desarrollado y las limitaciones respecto a su aplicación (fib, 2003):

1) El rol que tienen los desplazamientos en el proceso de diseño

Los métodos de diseño basados en desplazamientos se pueden clasificar en tres categorías con base en la manera en que se realiza el control de los desplazamientos.

Diseño basado en el cálculo de deformación (DCB)

Los métodos DCB involucran el cálculo del desplazamiento máximo esperado para un sistema estructural previamente diseñado. Se determina el detallado necesario para que la capacidad de deformación del sistema y sus componentes sea mayor que el desplazamiento máximo calculado. Como resultado la demanda de desplazamiento de la estructura no se modifica y la demanda se toma como una cantidad de diseño que se contempla a través de un detallado adecuado.

Diseño basado en especificación iterativa de la deformación (IDSB)

Los métodos IDSB son similares a los métodos DCB en que involucran el análisis de un sistema ya diseñado para evaluar el desplazamiento máximo esperado. Sin embargo, en estos métodos se determina un límite máximo de desplazamiento, y como resultado se realizan modificaciones en el sistema estructural de modo que los desplazamientos del análisis queden debajo del límite especificado, por lo que el método es iterativo.

Diseño basado en especificación directa de la deformación (DDSB)

Los métodos DDSB utilizan como punto inicial un desplazamiento objetivo predefinido. El diseño de la estructura prosigue de forma directa determinando la resistencia y rigidez requerida para alcanzar el desplazamiento objetivo ante el sismo de diseño. Estos métodos no son iterativos y no requieren un diseño previo.

2) El tipo de análisis usado en el diseño

Procedimientos de espectro de respuesta basados en rigidez inicial

Los procedimientos basados en rigidez inicial emplean una rigidez elástica, o una variación de ella, en conjunto con aproximaciones entre la respuesta elástica e inelástica, como la aproximación de iguales desplazamientos o alguna otra relación R- Δ -T para evaluar la máxima respuesta.

Procedimiento de espectro de respuesta de rigidez secante

Los procedimientos de rigidez secante emplean la rigidez secante al nivel de la respuesta máxima y el concepto de amortiguamiento viscoso equivalente para describir la respuesta no lineal de los sistemas estructurales.

Procedimiento basado en análisis dinámicos no lineales paso a paso

Los métodos de análisis dinámico no lineal paso a paso resuelven las ecuaciones de movimiento por integración directa para un sismo específico para evaluar la respuesta máxima. El análisis

puede ser elástico o inelástico. El análisis dinámico no lineal paso a paso puede emplearse en elementos de marcos donde se requiera hacer una suposición de las características histeréticas de la sección. El análisis también puede basarse en un modelo de fibras empleando una suposición del comportamiento no lineal de los materiales que forman la estructura.

3) Las limitaciones sobre el tipo estructural para el cual el método fue desarrollado

Algunos métodos han sido definidos para sistemas estructurales específicos, como muros o marcos regulares.

4) Las limitaciones respecto a la aplicación

Algunos métodos fueron desarrollados para estados límite específicos en particular, mientras que otros no poseen tal restricción, los métodos deben identificarse como una de estas categorías y listar las restricciones del método, de existir.

En la tabla 3.1 se presenta una tabla actualizada de la presentada en fib (2003) que muestra algunos de los métodos propuestos de diseño sísmico basado en desplazamientos organizados de acuerdo con la clasificación descrita en los párrafos anteriores.

Tabla 3.1. Tabla de métodos de diseño basados en desplazamientos (fib, 2013 modificada).

	Diseño basado en el cálculo de deformación DCB	Diseño basado en la especificación iterativa de la deformación IDSB	Diseño basado en especificación directa de la deformación (DDSB)
Espectro de respuesta: basado en rigidez inicial	Moehle (1992) FEMA (1997) UBC (1997) Panagiotakos y Fardis (1999) Albanesi <i>et al.</i> (2000) Fafjar (2000)	Browning (2001)	SEAOC (1999) Aschheim y Black (2000) Chopra y Goel (2001) Ayala (2012) Tzimas (2013). Método híbrido Vamvatsikos <i>et al.</i> (2015) López (2015)
Espectro de respuesta: basado en rigidez secante	Freeman (1978) ATC (1996) Paret <i>et al.</i> (1996) Chopra y Goel (1999)	Gulkan y Sozen (1974)	Kowalsky (1995) SEAOC (1999) Priestley y Kowalsky (2000) Priestley <i>et al.</i> (2007)
Integración directa: basado en análisis dinámico no lineal paso a paso	Kappos y Manafpour (2000)		

A continuación, se describen los métodos de diseño basado en desplazamientos más relevantes de la literatura: el método de diseño directo basado en desplazamientos (Priestley *et al.*, 2007); el método de diseño basado en análisis avanzado (Kappos, 2000; Kappos y Manafpour, 2001) y el método de diseño con espectros de frecuencia de fluencia (Vamvatsikos *et al.*, 2015).

3.4 Método de diseño directo basado en desplazamientos (DDBD) de Priestley *et al.* (2007).

3.4.1 Generalidades

Este método se basa en el artificio denominado estructura substituta (Shibata y Sozen, 1976) el cual consiste en aproximar la respuesta inelástica máxima de un sistema inelástico de uno o varios grados de libertad por medio de un oscilador elástico de un grado de libertad con rigidez secante al desplazamiento máximo y un amortiguamiento equivalente representativo de la energía histerética que se disipa durante la respuesta inelástica. Estos conceptos se muestran en la figura 3.3:

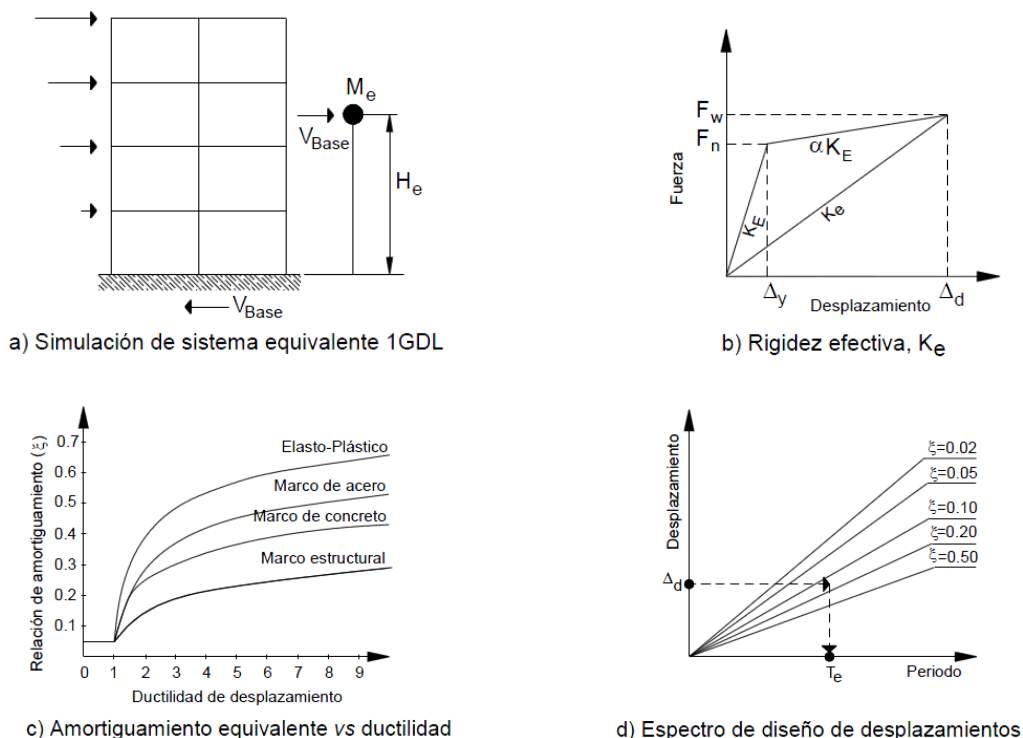


Figura 3.3. Conceptos fundamentales del método DDBD (Priestley *et al.*, 2007)

El método está orientado al diseño de estructuras para el estado límite último ante demandas asociadas a sismos intensos de baja probabilidad de ocurrencia, no obstante, se podría aplicar también para el diseño para un estado límite de servicio. El procedimiento permite satisfacer una distorsión de diseño y definir demandas de resistencia en elementos estructurales congruentes con tal deformación. Este método debe combinarse con procedimientos de diseño por capacidad para asegurar que no se presenten mecanismos de falla frágiles.

A partir del desplazamiento máximo calculado y el amortiguamiento equivalente correspondiente, el periodo efectivo T_E de la respuesta máxima se puede obtener de un conjunto de espectros de desplazamiento para diferentes niveles de amortiguamiento (figura 3.3d). La rigidez efectiva K_E del sistema equivalente de 1GDL se calcula con la ecuación 3.4:

$$K_E = 4\pi^2 m_e / T_E^2 \quad (3.4)$$

Donde, m_e es la masa efectiva de la estructura participando en el modo fundamental de vibración. El cortante basal de diseño se calcula mediante la ecuación 3.5:

$$F = V_B = K_E \Delta_d \quad (3.5)$$

El concepto de diseño es sencillo y la relativa complejidad en la aplicación del método depende de la determinación de las características de la estructura equivalente, la estimación del desplazamiento de diseño y la definición de espectros elásticos de desplazamiento de diseño para diferentes niveles de amortiguamiento viscoso. El método es directo en la obtención de la ecuación de cortante basal para diseño basado en desplazamientos como una función de la intensidad sísmica de diseño, desplazamiento objetivo, masa efectiva y el amortiguamiento equivalente (Priestley *et al.*, 2007).

3.4.2 Procedimiento de diseño

Para una estructura de múltiples grados de libertad (MGDL), Priestley (2007) describe el procedimiento de diseño en los pasos siguientes:

Paso 1. Definición del desplazamiento de diseño

Se define el desplazamiento de diseño de la estructura substituta a partir del desplazamiento o distorsión de diseño del entrepiso crítico, i.e., aquel donde ocurre la distorsión máxima, de la estructura real a partir de un perfil de desplazamientos supuesto para la estructura. Este perfil de desplazamientos representa el primer modo inelástico que se espera que la estructura desarrolle ante la intensidad sísmica de diseño, de esta forma, la determinación del desplazamiento de diseño es consistente con la caracterización de la estructura a través de la rigidez secante a su respuesta máxima. A menudo las formas elástica e inelástica del primer modo son similares, no obstante, resulta apropiado considerar las diferencias entre ambos. El desplazamiento de diseño se calcula con la ecuación 3.6:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (3.6)$$

Donde, m_i y Δ_i son las masas y desplazamientos en los entrepisos i , respectivamente.

Una vez calculado el desplazamiento del entrepiso crítico y la forma modal de diseño, los desplazamientos de los entrepisos se pueden calcular con la ecuación 3.7:

$$\Delta_i = \Phi_i \left(\frac{\Delta_c}{\Phi_c} \right) \quad (3.7)$$

Donde, Φ_i es la forma modal inelástica del i -ésimo nivel, mientras que Φ_c y Δ_c son la forma modal inelástica y el desplazamiento de diseño en el entrepiso crítico respectivamente.

Paso 2. Determinación de formas de desplazamiento

Para estructuras conformadas de marcos regulares, el perfil de desplazamientos de diseño se calcula con las ecuaciones siguientes (Priestley *et al.*, 2007):

$$n < 4 \quad \Phi_i = H_i / H_n \quad (3.8a)$$

$$n > 4 \quad \Phi_i = \frac{4H_i}{3H_n} \left(1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \quad (3.8b)$$

Donde, H_i y H_n son las alturas del nivel i y del nivel azotea n , respectivamente.

Paso 3. Determinación de la masa efectiva

La masa efectiva de la estructura substituta se calcula mediante la ecuación 3.9:

$$m_e = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) / \Delta_d \quad (3.9)$$

Típicamente la masa efectiva es de aproximadamente 70% de la masa total para estructuras de varios niveles a base de muros en voladizo mientras que en estructuras formadas por marcos de más de 20 niveles tendrá un valor cercano al 85%. El resto de la masa participa en los modos superiores.

Paso 4. Determinación del amortiguamiento viscoso equivalente

El amortiguamiento viscoso equivalente depende del sistema estructural y de la ductilidad de diseño. Priestley *et al.* (2007) propone ecuaciones que permiten estimar el amortiguamiento equivalente para fines de diseño (ecuaciones 3.10):

Para marcos de concreto reforzado:

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad (3.10a)$$

Para marcos de acero:

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.577 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad (3.10b)$$

Donde, $\mu = \Delta_d / \Delta_y$ es la ductilidad del desplazamiento de diseño. El desplazamiento de fluencia Δ_y se obtiene del perfil de desplazamientos de fluencia basándose en las ecuaciones 3.8 para estructuras a base de marcos. Esto requiere conocer la altura efectiva de la estructura substituta, que se puede estimar mediante la ecuación 3.11:

$$H_e = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) \quad (3.11)$$

Las ecuaciones 3.10 indican que el amortiguamiento no depende significativamente de la ductilidad, por lo que se pueden emplear valores promedios de amortiguamiento equivalente.

Paso 5. Distribución de la fuerza de cortante basal de diseño

Las fuerzas de diseño en el nivel i asociadas al modo fundamental se pueden calcular mediante la ecuación 3.12:

$$F_i = V_B (m_i \Delta_i) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) \quad (3.12)$$

El efecto de los modos superiores se puede considerar a través de un análisis modal de la estructura. Los cortantes se distribuyen en los entrepisos de la estructura de forma proporcional a la masa y forma modal de cada nivel para obtener las fuerzas laterales asociadas a una respuesta elástica de cada modo y se combinan siguiendo reglas de combinación como SRSS o CQC (Chopra, 2000). En investigaciones realizadas por Priestley y Amaris (2002) se demuestra que si se fijan fuerzas para el primer modo iguales a las asociadas con un mecanismo plástico y se combinan con las de acciones elásticas sin reducción para los modos superiores se puede obtener una buena

estimación de las fuerzas máximas para sistemas formados a base de muros. A su vez Sullivan *et al.* (2008) propone que se consideren cortantes basales obtenidos de un estado inelástico para los modos superiores y se combinen con el cortante basal dúctil del primer modo para obtener una mejor estimación de las fuerzas para sistemas a base de marcos.

Paso 6. Análisis de la estructura sometida a las fuerzas de diseño

El análisis de la estructura bajo las fuerzas laterales obtenidas en el paso anterior para determinar las demandas de diseño en los elementos estructurales en los que se espera se desarrollen articulaciones plásticas es directo, pero requiere de algunas consideraciones cuidadosas para que la estructura sea compatible con el concepto de estructura substituta, concretamente, la rigidez de los miembros debe ser representativa de la rigidez efectiva secante al desplazamiento de diseño.

En el caso de estructuras de acero, la rigidez elástica puede calcularse directamente de las dimensiones de los elementos estructurales. Por otro lado, para sistemas estructurales de concreto reforzado, la rigidez de los elementos debe representar la rigidez efectiva de la respuesta máxima. De modo que, si se considera un diseño de mecanismo de falla de columna fuerte viga débil, las vigas presentarán comportamiento inelástico, por lo que la rigidez apropiada de las vigas se calcula mediante ecuación 3.13:

$$I_{be} = I_{cr} / \mu_b \quad (3.13)$$

Donde, I_{cr} es la rigidez de sección agrietada y μ_b es la ductilidad demandada que se espera en la viga. Análisis realizados por Loeding *et al.* (1998) han mostrado que las fuerzas en los miembros no son particularmente sensibles al nivel de rigidez asumida y por tanto es aceptable asumir que $\mu_b = \mu_s$, que es la ductilidad del marco.

Para el caso de las columnas, las cuales se deben proteger contra acciones inelásticas por procedimientos de diseño por capacidad, su rigidez debe ser tomada como I_{cr} sin reducción por ductilidad. Puede notarse que en la etapa inicial del diseño las resistencias de vigas y columnas no se conocen y por tanto no es posible estimar con precisión la rigidez de la sección agrietada, sin embargo, la distribución de fuerzas en los elementos no depende directamente de la rigidez de los elementos, sino de las rigideces relativas de vigas y columnas. Por esta razón, el uso valores promedio de rigidez proporciona resultados aceptables (Priestley *et al.*, 2007).

Asimismo, las columnas que se ubican entre el terreno y el primer nivel se modelan de manera tal que las articulaciones plásticas solo se formen en la base de las columnas. Una forma para modelar esto en un análisis elástico es colocando una articulación en la base de las columnas del primer nivel y aplicar un momento resistente M_b a la articulación, mientras se representa a la columna con la rigidez agrietada. Una elección razonable es ubicar el punto de inflexión entre 55% y 65% de la altura del piso sobre la base, lo cual permite asegurar la formación de articulaciones plásticas solo en la base de las columnas. Si se considera el punto de inflexión a 60% de la altura de las columnas h_1 el momento resistente se puede calcular con la ecuación 3.14:

$$\sum M_b = \sum_{i=1}^n F_i (0.6h_1) = V_b(0.6h_1) \quad (3.14)$$

Paso 7. Diseño por capacidad

Una vez determinados los elementos mecánicos de diseño se deben implementar métodos de diseño por capacidad para asegurar un mecanismo de colapso favorable.

3.4.3 Comentarios sobre el método de Priestley (2007)

Debido a su formulación, el método de diseño de Priestley (2007) representa una mejor alternativa a los métodos de diseño reglamentarios basados en fuerzas. No obstante, el método emplea ciertas consideraciones e hipótesis que deben ser sujetas a un análisis cuidadoso, puesto que pueden repercutir en el control del desempeño estructural deseado.

Primeramente, las ecuaciones propuestas para calcular coeficientes de amortiguamiento viscoso equivalente para distintas estructuras de distintos tipos proveen valores medios obtenidos de un conjunto de registros, con dispersiones sumamente altas, en muchos casos. Por consiguiente, al igual que en los métodos basados en fuerzas el control del desempeño no está plenamente asegurado.

Asimismo, la hipótesis considerada de que los coeficientes de amortiguamiento viscoso promedio son independientes del periodo no es válida para periodos cortos, pues a medida que se reduce el periodo las ordenadas de los espectros tienden a un mismo valor sin importar el amortiguamiento considerado (Priestley *et al.*, 2007).

Finalmente, la formulación de la estructura substituta y la definición de las demandas es diferente al enfoque empleado en los códigos de diseño actuales, lo cual puede ser un impedimento para su incorporación inmediata a un código de diseño.

3.5 Método de diseño basado en análisis avanzado

3.5.1 Generalidades

En Kappos (1997), Kappos (2000) y Kappos y Manafpour (2001), Kappos *et al.* (2009) se presenta un procedimiento para el diseño de estructuras de varios niveles de concreto reforzado que requiere el uso de análisis inelásticos, ya sea dinámicos o estáticos (fib, 2003). Este método ha sido probado en estructuras 2D y 3D tanto regulares como irregulares y muestra algunas ventajas tanto de los puntos de vista conceptual y económico. Para el método se asume que la estructura ya ha sido prediseñada para satisfacer los requerimientos reglamentarios ante cargas normales gravitacionales y de viento

3.5.2 Procedimiento de diseño

El procedimiento de diseño es el que se presenta a continuación.

Paso 1. Diseño a flexión de vigas para el estado de servicio

Se diseña por flexión las vigas de la estructura ante las demandas sísmicas asociadas al estado límite de servicio, para las que se espera comportamiento elástico. Para edificios usuales esta acción se toma como una fracción ν del sismo de servicio bajo el cual los elementos de la estructura deben permanecer en el rango elástico. El factor ν tiene como propósito proveer un nivel de resistencia a la estructura adecuado para satisfacer el criterio de nivel de control de daño que establece el método para sismos frecuentes de poca intensidad.

Los momentos de diseño se calculan de un análisis elástico convencional, e.g., método estático o análisis modal espectral. La rigidez de los miembros se estima asumiendo un nivel moderado de agrietamiento. Si existen muros estructurales, sus zonas críticas, que típicamente incluyen los primeros 2 niveles, también son diseñadas por flexión empleando momentos y cargas axiales del análisis precedente.

Paso 2. Detallado de vigas

Se detallan las vigas y regiones críticas de muros tomando en cuenta los requerimientos mínimos y reglas empíricas de diseño. Este paso establece un nivel de resistencia base de la estructura ya que la resistencia de los miembros restantes depende fuertemente de las vigas a través del diseño por capacidad.

Paso 3. Selección de acelerogramas

Se selecciona un conjunto apropiado de acelerogramas sísmico utilizando las técnicas dadas en los reglamentos de diseño modernos. Se deben considerar las dos componentes horizontales y, para ciertas estructuras, como aquellas de tipo péndulo invertido, se requiere considerar también la componente vertical. Se recomienda emplear registros de eventos sísmicos reales, cuando sea posible, 3 registros como mínimo. En caso de que no se disponga de registros sísmicos reales, se pueden utilizar registros sísmicos sintéticos cuyas características sean congruentes con las propiedades del espectro de diseño empleado. Los registros reales deben ser escalados a la intensidad del espectro de diseño correspondiente al estado límite en cuestión.

Para el caso específico de estructuras de altura baja a media, regulares tanto en elevación como en planta, el sismo puede definirse con un patrón de fuerzas horizontales estáticas para emplearse en un análisis estático no lineal (pushover). El patrón recomendado es el de fuerzas modales que incluyan el efecto de los modos que contribuyan con al menos 90% de la masa total en cada dirección, aunque para estructuras dominadas por el primer modo de traslación, el patrón de cargas triangular también proporciona resultados adecuados (Kappos *et al.*, 2004). Para definir las fuerzas modales, el método combina las fuerzas modales calculadas de un análisis modal elástico empleando la regla de combinación SRSS.

Paso 4. Desarrollo del modelo analítico

Se construye un modelo de la estructura donde las vigas se modelan utilizando modelos de histéresis representativos de su comportamiento inelástico considerando la degradación de la rigidez y la resistencia. En el mismo modelo las columnas y las secciones de muros que se espera se mantengan dentro del rango elástico lineal se modelan como elementos elásticos. Para estructuras de concreto reforzado, la rigidez inicial se puede definir como una fracción de la rigidez bruta de la sección transversal, sin embargo, es deseable estimarla a partir de los diagramas momento rotación de las vigas considerando el detallado realizado en el paso 2.

Paso 5. Análisis inelástico para el nivel de servicio

Se realiza el análisis dinámico paso a paso del modelo descrito en el paso anterior para cada uno de los registros de aceleraciones del conjunto seleccionado, escalados para la intensidad de servicio o para la de daño incipiente (Hamburger *et al.*, 2000).

Para el caso específico de edificios regulares, se realiza un análisis pushover usando la configuración de fuerzas modales del paso 3, hasta el desplazamiento asociado al estado límite de servicio en la dirección considerada. La aplicación del patrón de cargas se realiza de manera tal que cuando una fracción α , del cortante basal Vb_x , se aplica en una dirección, una fracción 0.3α del cortante basal se aplica simultáneamente en una dirección ortogonal. Se requieren de 4 análisis pushover en cada dirección si la estructura no es simétrica, pues la carga reducida en la dirección ortogonal también debe aplicarse con signo negativo.

En esta etapa deben revisarse que se cumplan los siguientes criterios de desempeño:

- 1) Debe revisarse que las distorsiones máximas no excedan el valor límite para que requiera reparación de los elementos no estructurales; valores específicos de revisión pueden consultarse en documentos como FEMA 273 (FEMA, 1997) y el SEAOC (1999). Si esta revisión no se cumple debe aumentarse la rigidez de la estructura, lo cual puede lograrse aumentando las dimensiones de la sección y/o la cantidad de refuerzo.
- 2) Las rotaciones plásticas en zonas críticas de vigas no deben exceder el valor correspondiente a daño no tolerable, si este límite se excede en algunos elementos se debe aumentar la capacidad de deformación del elemento.

Ambos criterios son complementarios y deben ser cumplidos, pues de esta manera aseguran que la estructura no requiera de reparación estructural y pueda ser utilizada después de un evento sísmico, aun cuando se presente daño visible en elementos estructurales y no estructurales.

Paso 6. Análisis inelástico para el nivel de seguridad de vida

Se realiza un análisis dinámico paso a paso del modelo estructural definido a partir de los elementos estructurales diseñados en el paso anterior, para cada uno de los conjuntos de registros sísmicos escalados a la intensidad sísmica asociada al estado límite de seguridad de vida (FEMA, 1997).

En el caso específico de edificios regulares, se realiza un análisis pushover del modelo con comportamiento inelástico de forma similar al paso 5 pero terminando el análisis cuando se alcanza el desplazamiento correspondiente con el estado límite de seguridad de vida.

Tanto para el análisis dinámico como para el análisis pushover la excentricidad accidental debe tomarse en cuenta para este estado límite, siguiendo los procedimientos de los códigos modernos (CEN, 1995; ICBO, 1997). Cabe señalar que no se requiere una amplificación dinámica de los efectos de torsión, ya que para estructuras torsionalmente irregulares, solo se recomienda emplear análisis dinámicos no lineales paso a paso para la aplicación del método y por tanto las masas de los entrepisos deben ajustarse para tomar en cuenta la excentricidad accidental.

A partir de los resultados de los análisis anteriores, se obtienen las combinaciones de momento crítico (M) y carga axial (N) de cada elemento estructural.

Paso 7. Diseño y detallado de columnas

El diseño y detallado de columnas se puede llevar a cabo considerando las siguientes 3 combinaciones de diseño:

Considerando M_1 y M_2 los momentos que actúan en los ejes principales de una columna se diseña

- 1) M_1 máximo y el correspondiente M_2 y N
- 2) M_2 máximo y el correspondiente M_1 y N
- 3) El mínimo N a compresión o el máximo N a tensión y el correspondiente M_1 y M_2

Paso 8. Diseño por cortante

Para el caso de estructuras de concreto, el diseño y detallado por cortante de todos los elementos estructurales se realiza usando los valores obtenidos del análisis del paso 6 multiplicados por un factor de amplificación, γ , con un valor recomendado de 1.2 para zonas de articulaciones plásticas y de 1.15 para las demás zonas, para tomar en cuenta una intensidad sísmica con una tasa de excedencia mayor al de seguridad de vida, de modo que el diseño por cortante está implícitamente relacionado con el sismo de prevención de colapso.

Paso 9. Detallado final de miembros

Se realiza el detallado de todos elementos estructurales de manera tal que desarrollen el nivel de inelasticidad esperado en cada miembro. Idealmente las ecuaciones deben emplear como parámetro la ductilidad rotacional o de curvatura de los miembros, la cual es calculada en el paso 6 para los elementos con comportamiento inelástico. Asimismo, se debe usar el factor γ para considerar el estado límite último de prevención de colapso, asumiendo un incremento proporcional en la demanda de ductilidad en la estructura.

3.5.3 Comentarios

Aunque el método fue desarrollado para su aplicación en estructuras de concreto reforzado, el método podría utilizarse para el diseño de estructuras de acero considerando los criterios de diseño por capacidad y de detallado correspondientes así como ajustar los factores que se usan para estimar el cortante y las demandas inelásticas para sismos con una tasa de excedencia mayor a la seguridad de vida.

La desventaja de este método es que requiere de análisis dinámicos no lineales, los cuales, aunque son la herramienta más exacta de análisis, son complicados de realizar y consumen mucho tiempo de cálculo, por lo que son poco prácticos para aplicaciones de diseño en la práctica profesional.

3.6 Método de diseño usando espectro de frecuencia de fluencia Vamvatsikos *et al.* (2015)

3.6.1 Generalidades

Vamvatsikos *et al.* (2015) propone un método de diseño basado en desplazamientos en el que se utilizan los espectros de frecuencia de fluencia (YFS) presentados en la sección 2.4.1. Estos espectros proporcionan una representación visual directa del desempeño de un sistema que cuantitativamente relaciona la frecuencia media anual de exceder cualquier valor de desplazamiento o ductilidad con la resistencia a la fluencia o coeficiente sísmico C_y del sistema, por lo que se puede relacionar directamente valores establecidos de objetivos de desempeño con la resistencia y rigidez de la estructura.

Aunque los espectros YFS son útiles para la evaluación, carecen de la parametrización correcta para que sean de ayuda para el diseño. Una normalización adecuada puede lograrse para osciladores con resistencia y desplazamiento de fluencia F_y y δ_y , respectivamente, empleando a la

ductilidad en lugar del desplazamiento y el coeficiente sísmico en vez de la resistencia como se muestra en las ecuaciones 3.15 y 3.16:

$$\mu = \frac{\delta}{\delta_y}, C_y = \frac{F_y}{W} \quad (3.15 \text{ y } 3.16)$$

Este método define a δ_y como el parámetro principal de diseño para un sistema estructural dado, por ser un parámetro estable (Priestley, 2000; Aschheim, 2002), y define el valor de C_y en función del desplazamiento y del periodo fundamental T de la estructura, de modo que C_y se puede calcular en función de T , como se muestra en la ecuación 3.17.

$$C_y = \frac{\delta_y}{g} \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \quad (3.17)$$

Por lo tanto, para un peligro de sitio dado, amortiguamiento, δ_y , valor de C_y y forma de curva de capacidad, se puede obtener una representación de la respuesta probabilística del sistema a través las curvas de peligro de desplazamiento obtenidas de la ecuación 2.7.

3.6.2 Procedimiento de diseño

El procedimiento de aplicación del método de espectro de frecuencia de fluencia es el siguiente:

Paso 1. Definición del desplazamiento de fluencia de azotea

Partiendo de la estructuración de un marco propuesto se define el valor de la distorsión de fluencia. De acuerdo con Aschheim (2002), la distorsión de fluencia de azotea o de cualquier nivel de un marco de acero resistente a momento se puede estimar con la ecuación 3.18.

$$\theta_y = \frac{\varepsilon_y}{6} \left(\frac{h}{d_{colCOF}} + \frac{2L}{d_{viga}} \right) \quad (3.18)$$

Donde, ε_y es la deformación de fluencia del acero, h la altura del entrepiso, L la longitud del claro de las vigas, COF el factor de sobrerresistencia de la columna y d_{col} , d_{viga} el peralte de las columnas y vigas, respectivamente.

A partir de la distorsión de fluencia de la estructura, se calcula el desplazamiento de fluencia de diseño empleando la ecuación siguiente:

$$\delta_y = \frac{\theta_y H}{\Gamma} \quad (3.19)$$

Donde, Γ es el factor de participación del primer modo.

Paso 2. Determinación de la ductilidad de desplazamiento

Se determina la ductilidad de diseño como la relación entre el desplazamiento objetivo y el desplazamiento de fluencia con la ecuación 3.15.

Paso 3. Determinación del valor de C_y y obtención de periodo T

Se ubica de los espectros YFS el contorno de la curva C_y que corresponde a la ductilidad y tasa media anual considerada para el diseño como se muestra en la figura 3.4. Con el valor determinado puede calcularse el periodo T usando la ecuación 3.17.

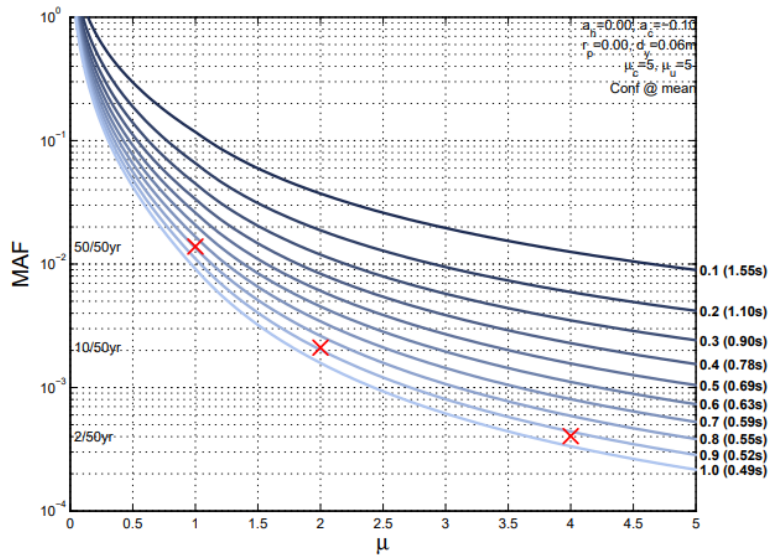


Figura 3.4. Contornos de YFS para valores de $C_y = 0.1$ a 1.0 determinados para un sistema elastoplástico ($\delta_y = 0.06m$) junto a marcas que representan tres objetivos de desempeño $\mu = 1, 2, 4$ para tasas de excedencia de 50%, 10% y 2% en 50 años, respectivamente. El tercer objetivo gobierna con $C_y \approx 0.93$ con un periodo $T \approx 0.51s$. Vamvatsikos *et al.* (2015).

Paso 4. Diseño del marco.

Una vez determinado el valor del coeficiente sísmico C_y , este puede emplearse en un método de diseño ya sea basado en fuerzas para determinar las cargas laterales a considerar en el diseño o bien en un método basado en desplazamientos.

3.6.3 Comentarios

El método de frecuencia de fluencia tiene como limitante principal que en su forma actual está concebido como un procedimiento de prediseño que permita una estimación razonable de resistencia que sirva como punto de partida para un proceso de diseño propiamente dicho, particularmente para ser usados en conjunto con un método reglamentario basado en fuerzas.

4. MÉTODO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS CON CONTROL DE DAÑO

Dadas las limitantes de los métodos de diseño sísmico basados en desplazamientos existentes, en esta tesis, se presenta un método de diseño sísmico basado en desplazamientos para el diseño de estructuras de acero estructural, basado en los métodos propuestos por Ayala *et al.* (2012) y López *et al.* (2015). En este capítulo se describe con detalle los fundamentos del método propuesto y el procedimiento de diseño, con particular énfasis en las aportaciones desarrolladas en esta investigación

4.1 Sistema de referencia y curva de comportamiento

El método de diseño propuesto se basa en la hipótesis de que es posible aproximar la respuesta máxima inelástica de un sistema de MGDG por medio de un sistema inelástico de un grado de libertad (1GDG) cuyas propiedades son consistentes con las del modo fundamental de vibración de la estructura tanto en las etapas elástica como inelástica. Este oscilador se denomina sistema de referencia de 1GDG y la herramienta principal para estimar la respuesta máxima de una estructura es la curva base de desplazamiento espectral S_d , contra seudoaceleración espectral, la llamada curva de comportamiento, del sistema de referencia (Ayala *et al.*, 2012). Este artificio es análogo al S1GDG equivalente (Sasaki *et al.*, 1998), sin embargo, se le denomina de referencia debido a que se considera de manera explícita la contribución de los modos superiores a la respuesta estructural.

El enfoque de diseño de este método consiste en definir una curva de comportamiento de diseño que proporcione la rigidez y resistencia requerida para satisfacer un objetivo de desempeño dado (OD). Para un OD comprendido entre un estado límite de servicio (ELS) y un estado límite de prevención de colapso (ELU), se define una curva de comportamiento bilineal, donde los puntos característicos que definen la curva son origen, la fluencia y el desplazamiento último, como se muestra en la figura 4.1.

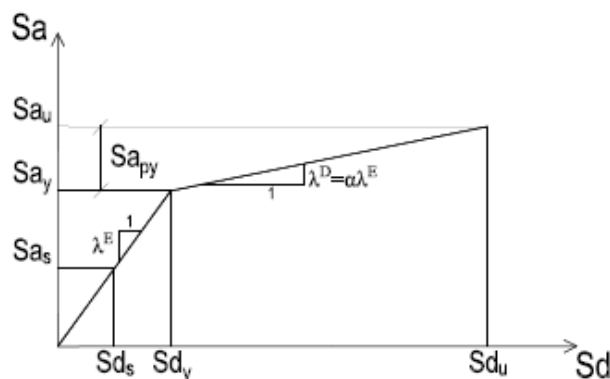


Figura 4.1. Curva de comportamiento de un sistema de referencia 1GDG para un estado de dos límites de objetivo de desempeño.

La primera rama de la curva caracteriza el comportamiento elástico de la estructura. Su pendiente λ^E se define de manera tal que la distorsión de entrepiso permitida para ELS y ELU no se exceda ante los niveles de demanda correspondientes. La segunda rama de la curva representa el

comportamiento de post-fluencia, cuya pendiente $\alpha\lambda^E$ es una función de un estado de daño de diseño, e.g., de columna fuerte-viga débil, asociado a la respuesta máxima inelástica en el ELU. Los puntos característicos de fluencia y último son definidos de forma que la distorsión de entrepiso del ELU no sea superada para el nivel de demanda correspondiente.

La curva de comportamiento de diseño se puede definir a partir de un modelo estructural considerando una propuesta preliminar de elementos estructurales de dos maneras: 1) mediante un análisis estático no lineal, i.e., pushover, o 2) a través de análisis modales de dos modelos elásticos, uno representativo de la estructura en su estado elástico y el otro de un estado dañado asociado al estado límite último.

Para obtener el sistema de referencia mediante un análisis pushover, se construye un modelo no lineal de la estructura considerando la propuesta preliminar de elementos estructurales. Los elementos estructurales se modelan considerando una relación fuerza-desplazamiento bilineal con un valor realista de razón de rigidez de posfluencia. El análisis se realiza utilizando el patrón de carga correspondiente al modo fundamental de la estructura. De los resultados del análisis pushover se deriva la curva de capacidad global, desplazamiento vs cortante basal, D_{azotea} vs V . A partir de esta curva, se deriva la curva de comportamiento mediante ecuaciones convencionales relativas al enfoque del sistema equivalente (Sasaki *et al.* 1998).

La otra alternativa para definir la curva de comportamiento de diseño es mediante análisis modal de modelos elásticos representativos de las etapas de comportamiento elástico e inelástico, lo cual se puede realizar en cualquier programa comercial de análisis estructural que ejecute análisis elástico. Se define un modelo elástico con las propiedades nominales de los elementos estructurales propuestos. Asimismo, se define otro modelo elástico, denominado dañado, representativo de las propiedades de posfluencia de la estructura. El modelo dañado es una réplica del modelo elástico en el cual las articulaciones plásticas correspondientes a un estado de daño columna fuerte viga débil, son representados por articulaciones simples o resortes rotacionales cuya rigidez coincide con la rigidez de post-fluencia de los elementos estructurales correspondientes. De las propiedades dinámicas obtenidas del análisis modal de ambos modelos se pueden derivar los parámetros de diseño de la curva de comportamiento mediante ecuaciones de análisis modal espectral.

4.2 Rigidez de posfluencia

Si se utiliza análisis pushover, la razón de rigidez de posfluencia a rigidez inicial elástica, α , se define directamente a partir de la siguiente ecuación:

$$\alpha = \frac{k^D}{k^E} \quad (4.1)$$

Dónde:

k^D = pendiente de la rama de posfluencia de la curva de capacidad.

k^E = pendiente de la rama elástica de la curva de capacidad

Para el caso en que se definan las propiedades del sistema de referencia a partir de análisis modal de los modelos simplificados elástico y dañado se obtienen las frecuencias y modos de vibrar del modo fundamental de ambos modelos. Debido a que estos representan la rigidez de la estructura

en ambas etapas de comportamiento, asumiendo una relación fuerza desplazamiento bilineal las pendientes de las ramas de la curva de comportamiento, Sd vs. Sa , en el espacio espectral son los eigen-valores λ^E y λ^D asociados a las etapas elástica e inelástica, respectivamente. Por lo tanto, la razón de rigidez modal de post-fluencia α del sistema de referencia se puede definir mediante la ecuación 4.2:

$$\alpha = \frac{\lambda^D}{\lambda^E} \quad (4.2)$$

Si la rigidez de posfluencia obtenida por cualquiera de los dos tipos de análisis es negativa debido a efectos P-Delta, se puede utilizar el método de López *et al.* (2015) para considerar tal condición de inestabilidad. Si es positiva, se considera que el sistema de referencia es elastoplástico y se utilizan los factores de sobrerresistencia adecuados para tal consideración; este es el caso que se considera en esta tesis.

4.3 Distorsión de fluencia y factor de sobrerresistencia

Para el caso en que se utilice análisis pushover, la distorsión de fluencia y el desplazamiento espectral de fluencia se estiman con las siguientes ecuaciones (Sasaki *et al.*, 1998):

$$IDR_y = \frac{Sd_y \Gamma_1^E \Psi_m^E}{H_m} \quad (4.3)$$

$$Sd_y = \frac{dy_n}{\Gamma_1^E \Phi_n^E} \quad (4.4)$$

Dónde:

m = el entrepiso crítico, i.e., el entrepiso donde ocurre la distorsión máxima, en el rango elástico, que se puede definir a partir de la deformada obtenida del análisis pushover o de la forma modal fundamental del modelo elástico.

n = nivel de azotea

IDR_y = Distorsión de fluencia asociada al entrepiso crítico m , donde ocurre la distorsión máxima, asociada a la primera fluencia del sistema

Φ_n^E = Coordenada modal de la azotea del modo fundamental

Γ_1^E = Factor de participación modal del modo fundamental del modelo elástico

Ψ_m^E = Diferencia de coordenadas modales del modo fundamental en el entrepiso crítico m con respecto al inmediato inferior, $\Phi_m^E - \Phi_{m-1}^E$, del modelo elástico

Sd_y = Desplazamiento espectral de fluencia del sistema de referencia

dy_n = Desplazamiento de fluencia de la azotea obtenido de la bilinealización de una curva de capacidad obtenida de un análisis pushover con un patrón de cargas correspondiente al primer modo

Alternativamente, la distorsión de fluencia se puede estimar a partir de ecuaciones simplificadas. En este trabajo de tesis se desarrolló una ecuación análoga a la propuesta en Ayala *et al.* (2012) y López (2015) para calcular la distorsión de fluencia de marcos regulares de acero estructural en las que, a diferencia de aquella, se considera de manera explícita la sobrerresistencia, definición consistente con la mayoría de los reglamentos actuales de diseño sísmico. Esta ecuación, Ec. 4.5 se deriva del equilibrio de un nudo del entrepiso crítico considerando las ecuaciones del método de pendiente-deflexión de las vigas y columnas que concurren en dicho nudo.

$$IDR_y = \frac{0.35\varepsilon_y L_l \left(\frac{Iv_l}{L_l} + \frac{Iv_r}{L_r} + \frac{Ic_m}{H_m} + \frac{Ic_{m+1}}{H_{m+1}} \right)}{h_{v1} \left(\frac{Ic_m}{H_m^2} + \frac{Ic_{m+1}}{H_{m+1}^2} \right) H_m} \Omega_0 \quad (4.5)$$

Dónde:

H_m , H_{m+1} son la altura del entrepiso crítico m y del entrepiso inmediato superior, $m+1$, respectivamente.

Ic_m , Ic_{m+1} son los momentos de inercia de las columnas de los entrepisos m y $m+1$, respectivamente.

Iv_l , Iv_r son los momentos de inercia de las vigas de los claros izquierdo y derecho, respectivamente.

L_l , L_r son el claro izquierdo y derecho con respecto al nudo central del entrepiso m .

h_{v1} es el peralte de la viga del lado izquierdo del nudo central considerado.

Ω_0 es el factor de sobrerresistencia de la estructura.

El factor de sobrerresistencia de diseño, Ω_0 , se define mediante la ecuación 4.6:

$$\Omega_0 = \Omega_D \Omega_M \Omega_H \quad (4.6)$$

Dónde:

Ω_D es la sobrerresistencia asociada a la diferencia entre la resistencia requerida y la proporcionada a la estructura. En este trabajo de tesis se utilizó un valor de 1, que proporcionó resultados satisfactorios ya que en el diseño se consideraron secciones cuyas resistencias son lo más cercanamente posibles a las demandas obtenidas del análisis.

Ω_M es la sobrerresistencia del material. Para el caso de estructuras de acero estructural, Ω_M se toma como 1.5 o 1.1, para aceros A36 y A992, respectivamente.

Ω_H es la sobrerresistencia asociada a la hiperestaticidad. Si se emplea análisis pushover para el diseño de la estructura, esta se puede calcular directamente con la siguiente ecuación:

$$\Omega_H = \frac{V_y}{V_{y1}} \quad (4.7)$$

Donde, V_y es el cortante basal de fluencia nominal obtenido de la bilinealización de la curva de capacidad; y V_{y1} es el cortante basal asociado a la primera fluencia de la estructura (figura 4.2).

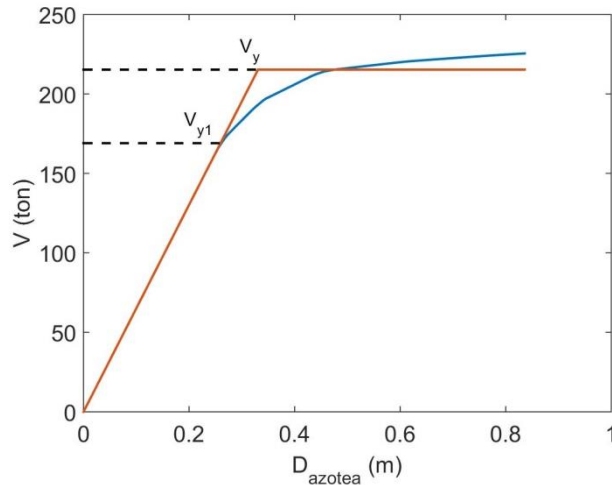


Figura 4.2. Obtención de sobrerresistencia por hiperestaticidad de una curva de capacidad.

Si se emplean análisis elásticos es necesario asumir un valor de sobrerresistencia Ω_H . De acuerdo con los resultados de esta investigación, un valor de $\Omega_H = 1.25$ es razonable para marcos de ductilidad limitada.

4.4 Deformada de diseño

Es ampliamente reconocido que la respuesta sísmica de desplazamiento de edificios conformados por marcos de baja o mediana altura generalmente está gobernada por su modo fundamental de vibración. Debido a eso, una aproximación razonable de la distorsión de diseño y de la forma del perfil de desplazamiento asociada a un estado límite establecido, al menos de forma preliminar, se puede estimar a partir de la forma modal fundamental obtenida de un análisis modal de modelos elásticos simplificados (López, 2015).

Esta estimación se realiza igualando el límite de distorsión de entrepiso correspondiente al estado límite en cuestión a la mayor diferencia de formas modales de niveles sucesivos, lo que a su vez define el nivel crítico del marco. Mediante esta igualdad se obtiene el desplazamiento objetivo asociado al estado límite último, Sd_u , del sistema de referencia de 1GDL. Para calcular el desplazamiento último de diseño asociado al comportamiento inelástico, se asume que la forma de desplazamientos de un sistema MGD bilineal sujeto a excitaciones sísmicas severas es una combinación lineal de los eigen-vectores correspondientes a las etapas elástica e inelástica como se muestra en la figura 4.3 (López *et al.*, 2015).

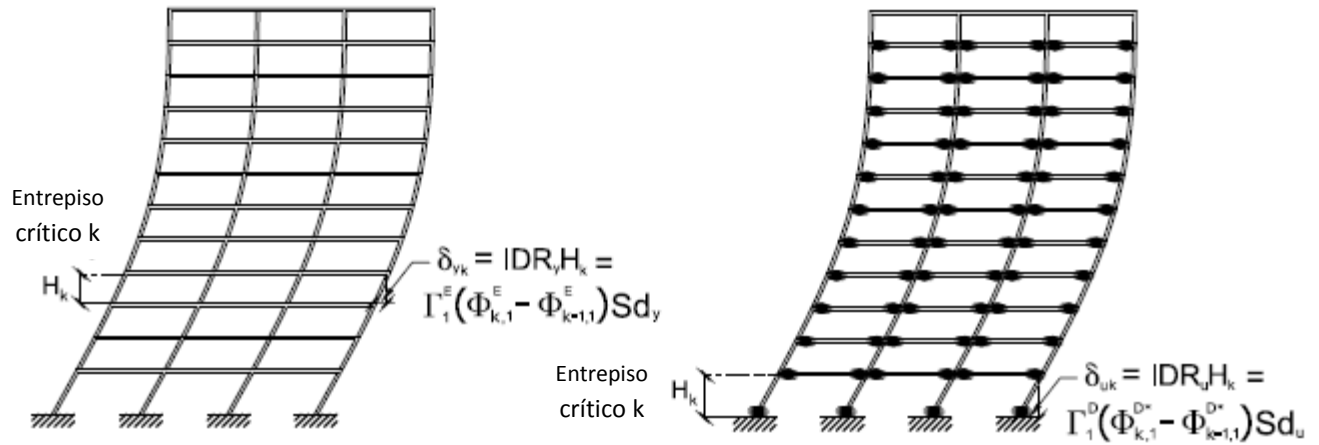


Figura 4.3. Formas de desplazamiento de diseño.

Por lo tanto, los desplazamientos espectrales de diseño del sistema de referencia de 1GDL pueden estimarse por medio de las ecuaciones 4.8 a 4.11 (López *et al.*, 2015):

$$Sd_s = \frac{IDR_s H_m}{\Gamma_1^E (\Phi_{m,1}^E - \Phi_{m-1,1}^E)} \quad (4.8)$$

$$Sd_y = \frac{IDR_y H_m}{\Gamma_1^E (\Phi_{m,1}^E - \Phi_{m-1,1}^E)} \quad (4.9)$$

$$Sd_u = \frac{IDR_u H_k}{\Gamma_1^D (\Phi_{k,1}^{D*} - \Phi_{k-1,1}^{D*})} \quad (4.10)$$

$$\Phi_{i,1}^{D*} = \frac{1}{\mu} \left[\frac{\Gamma_1^E}{\Gamma_1^D} \Phi_{i,1}^E + (\mu - 1) \Phi_{i,1}^D \right] \quad (4.11)$$

Dónde:

IDR_s es la distorsión de diseño correspondiente al ELS

IDR_u es la distorsión de diseño correspondiente al ELU

k es el entrepiso crítico donde se presenta la distorsión inelástica máxima

H_k es la altura del entrepiso crítico en el rango inelástico

Γ_1^E y Γ_1^D son los factores de participación modal de los modelos elástico y dañado, respectivamente

$\Phi_{i,1}^E$ y $\Phi_{i,1}^D$ son las coordenadas modales del entrepiso i -ésimo correspondientes al modo fundamental de los modelos elástico y dañado, respectivamente

$\Phi_{i,1}^{D*}$ es la coordenada modal inelástica del entrepiso i -ésimo, definida a partir de la combinación lineal de las formas fundamentales elástica y dañada.

$\Phi_{k,1}^D$ y $\Phi_{k-1,1}^D$ son las coordenadas modales del entrepiso crítico k y el inmediato inferior $k-1$, correspondientes al modo fundamental del modelo dañado, respectivamente.

$\Phi_{m,1}^E$ y $\Phi_{m-1,1}^E$ son las coordenadas modales del entrepiso crítico m y el inmediato inferior $m-1$, correspondientes al modo fundamental del modelo elástico, respectivamente.

μ es la ductilidad de diseño

Cabe señalar que la distorsión máxima en el rango inelástico generalmente se presenta en un entrepiso diferente a aquel donde ocurre el máximo en el rango elástico, por lo que en las ecuaciones anteriores es necesario diferenciar tales entrepisos a través de los subíndices k y m .

4.5 Ductilidad de diseño

En López (2015) no se proporciona de manera explícita una ductilidad de diseño, μ , a utilizar en las ecuaciones anteriores; μ se puede aproximar simplemente como la razón entre IDR_y e IDR_u , asumiendo que los factores de participación y las formas modales de los estados elástico y dañado son aproximadamente iguales. Sin embargo, en esta tesis se derivó la ecuación 4.12 que permite una mejor estimación de μ_{DES} , en función de las formas modales elástica y dañada, a partir de dividir los valores Sd_u/Sd_y dadas por las ecuaciones 4.9 y 4.10.

$$\mu = 1 + \frac{\Gamma_1^E \Psi_{m1}^E}{\Gamma_1^D \Psi_{k1}^D} \left[\left(\frac{IDR_u}{IDR_y} \frac{H_k}{H_m} \right) - \frac{\Psi_{k1}^E}{\Psi_{m1}^E} \right] \quad (4.12)$$

$$\Psi_{k1}^D = \Phi_{k1}^D - \Phi_{k-11}^D \quad (4.13)$$

$$\Psi_{m1}^E = \Phi_{m1}^E - \Phi_{m-11}^E \quad (4.14)$$

$$\Psi_{k1}^E = \Phi_{k1}^E - \Phi_{k-11}^E \quad (4.15)$$

Dónde:

Ψ_{k1}^D es la diferencia entre las coordenadas modales fundamentales del entrepiso crítico k y el inmediato inferior $k-1$, correspondientes al modo fundamental del modelo dañado.

Ψ_{m1}^E es la diferencia entre las coordenadas modales fundamentales del entrepiso crítico m y el inmediato inferior $m-1$, correspondientes al modo fundamental del modelo elástico.

Ψ_{k1}^E es la diferencia entre las coordenadas modales fundamentales del entrepiso crítico k y el inmediato inferior $k-1$, correspondientes al modo fundamental del modelo elástico.

Con base en las ecuaciones anteriores, es posible definir los perfiles de desplazamientos y distorsión de diseño para el ELU a partir de las siguientes expresiones:

$$d_i = \Phi_{i1}^{D*} * Sd_u \quad (4.16)$$

$$IDR_u = \frac{1}{H_k} \Gamma_1^D \Psi_{i1}^{D*} Sd_u \quad (4.17)$$

$$\Psi_{i1}^{D*} = \Phi_{i1}^{D*} - \Phi_{i-11}^{D*} \quad (4.18)$$

Dónde:

Ψ_{i1}^{D*} es la diferencia entre las coordenadas inelásticas del entrepiso i y el inmediato inferior $i-1$, correspondientes a la deformada obtenida de la combinación lineal de las coordenadas elástica y dañada dada por la ecuación 4.11.

4.6 Definición de demandas de diseño

Dado que este método se basa en la definición de un sistema inelástico de 1GDL que sirva como referencia del comportamiento de una estructura de MGDL correspondiente, las demandas de diseño para el ELU usadas en el proceso de diseño son obtenidas de espectros inelásticos de diseño; periodo vs. desplazamiento último, T vs. Sd_u , y periodo vs. pseudoaceleración de fluencia, T vs. Sa_y .

4.6.1 Definición del periodo de diseño de la estructura del espectro de desplazamientos

El periodo requerido para que la estructura satisfaga el ELU, i.e., el periodo asociado al desplazamiento de diseño del sistema de referencia, se obtiene del espectro de desplazamientos de diseño asociado a la ductilidad de diseño y a la razón de rigidez de posfluencia considerada. La estructura entonces se modifica de manera tal que su periodo coincida con el periodo requerido (figura 4.4).

Si dicha modificación se lleva a cabo sin alterar significativamente la distribución vertical de rigideces de la estructura, la forma del perfil de desplazamientos de la estructura modificada será consistente con la que se consideró previamente.

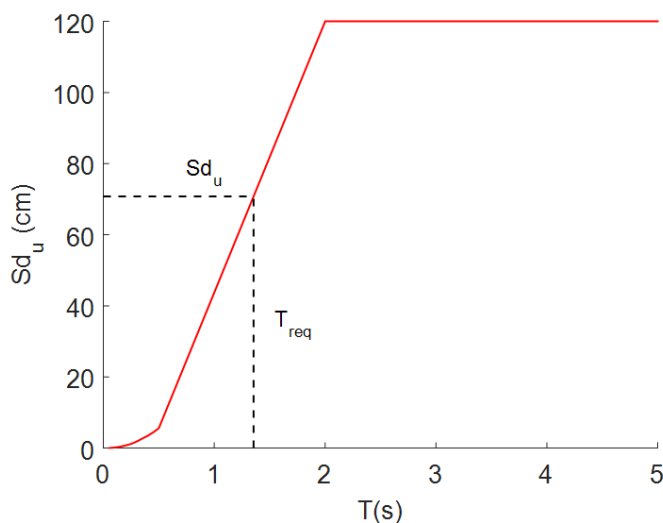


Figura 4.4. Definición de periodo requerido T_{req} a partir del espectro inelástico de desplazamientos.

4.6.2. Definición de las demandas de resistencia

Las demandas de resistencia se obtienen del espectro de diseño de resistencia, i.e, pseudoaceleración de fluencia (Figura 4.5.a). En este trabajo los espectros de diseño de pseudoaceleración empleados se reducen por el factor de sobrerresistencia Ω_0 (Ec. 4.19)

$$Sa_{y\ red}(\zeta, \alpha, \mu) = \frac{Sa_y(\zeta, \alpha, \mu)}{\Omega_0} \quad (4.19)$$

Dónde:

$Sa_{y\ red}(\zeta, \alpha, \mu)$ es el espectro de diseño de resistencia reducido por sobrerresistencia.

$Sa_y(\zeta, \alpha, \mu)$ es el espectro de diseño de resistencia obtenido para un factor de amortiguamiento, razón de posfluencia y ductilidad de diseño para el modo fundamental.

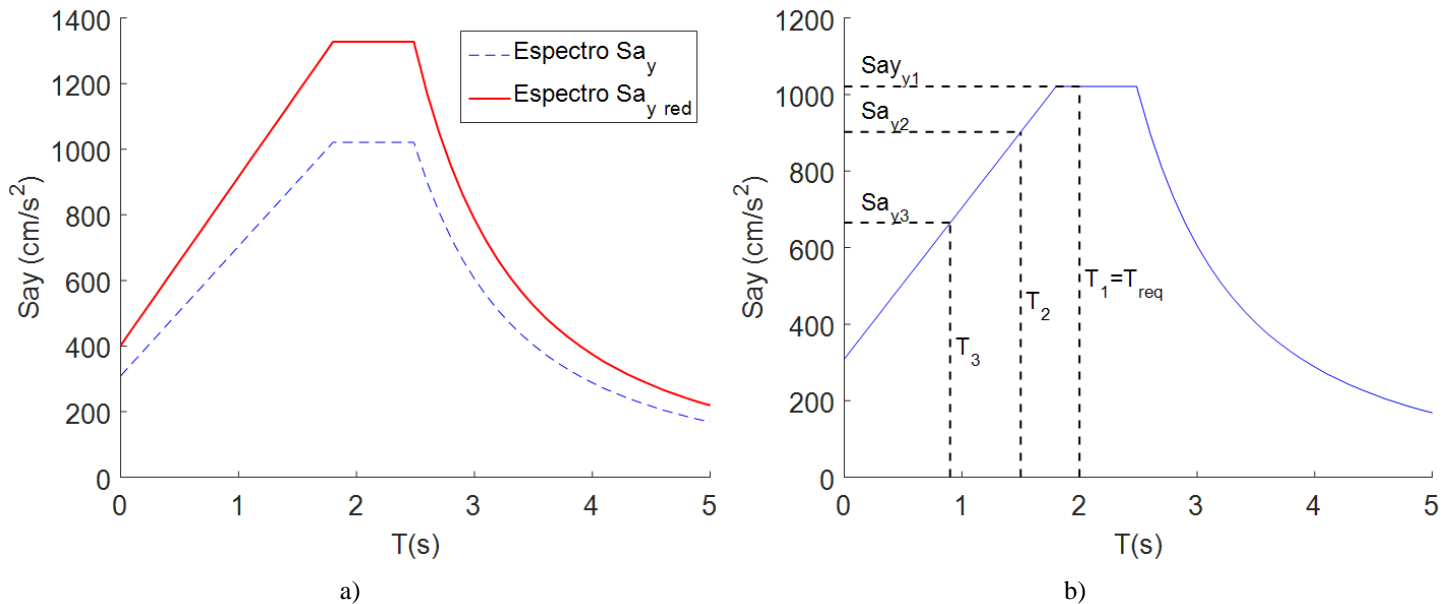


Figura 4.5. a) Escalamiento del espectro de diseño por sobrerresistencia. b) Definición de la demanda de los modos superiores a partir del espectro de diseño de resistencia escalado.

Para definir la demanda de resistencia es necesario considerar la contribución de los modos superiores debido a que esta puede resultar significativa en estructuras conformadas por marcos (Sullivan, 2008). El criterio empleado en el método propuesto para estimar tal contribución es a través de la combinación de las respuestas modales inelásticas para cada modo, de manera similar como se especifica en un reglamento de diseño.

Cabe señalar que diversos estudios que tratan el uso del procedimiento de superposición modal para el análisis de estructuras inelásticas han mostrado que los modos no necesariamente desarrollan la misma ductilidad (Chopra y Goel, 2002; Sasaki *et al.*, 1998; Sullivan *et al.*, 2008). Esto se puede atribuir a lo siguiente (López *et al.*, 2015):

- 1) A medida que el daño ocurre en un sistema MGDL la matriz de rigidez tangente cambia de manera no proporcional lo que da lugar a que las razones de rigidez de posfluencia modales sean diferentes entre sí.
- 2) En el rango de comportamiento inelástico los modos de vibrar están acoplados ya que la matriz de rigidez tangente no es diagonalizable con respecto a la matriz de rigidez elástica (Clough y Penzien, 1994). Por lo tanto, rigurosamente, no se pueden calcular las respuestas modales inelásticas de manera independiente como se hace para un sistema elástico de MGDL.

No obstante, Chopra y Goel (2002) muestran que es posible aproximar la respuesta máxima inelástica de marcos empleando la combinación modal de las respuestas modales obtenidas de un análisis pushover usando los respectivos patrones de cargas modales sin considerar el acoplamiento de los modos.

Con base en lo anterior, las demandas modales de resistencia se definen a partir de los resultados de análisis modales espectrales de los modelos elásticos y dañado, asumiendo por simplicidad que la ductilidad de los modos superiores es igual a la del sistema de referencia, μ_{DES} . La demanda modal de resistencia en el rango elástico se define directamente de las ordenadas del espectro de

seudoaceleración de fluencia reducido por sobrerresistencia (Fig. 4.5.b). La demanda modal de resistencia complementaria, asociada a la posfluencia del sistema, se estima con la ecuación 4.20:

$$S_{a_{pyj}} = S_{a_{yj}} \alpha_j (\mu_{DES} - 1) \quad (4.20)$$

4.7. Combinación modal de la respuesta

Conforme a las suposiciones anteriores, las demandas de diseño para la etapa elástica e inelástica se obtienen a través de un análisis modal espectral usando reglas de combinación convencionales como SRSS o CQC, como sea aplicable. Para el caso en que se emplee SRSS, las fuerzas de diseño de los elementos estructurales se obtienen de la combinación de los máximos de las respuestas inelásticas de todos los modos, mediante la ecuación siguiente:

$$sF_k = \sqrt{\sum_j^n (F_{kj}^E + F_{kj}^D)^2} \quad (4.21)$$

Dónde:

F_{kj}^E es la demanda del elemento k correspondiente al modo j obtenido del análisis modal espectral del modelo elástico.

F_{kj}^D es la demanda del elemento k correspondiente al modo j obtenido del análisis modal espectral del modelo dañado.

n se refiere al número de modos considerados

4.8. Procedimiento de diseño

Con base en lo anterior, el procedimiento de López (2015) se puede desglosar en los pasos siguientes:

Paso 1. Diseño preliminar.

Se proponen secciones preliminares con base en el criterio y experiencia práctica del diseñador.

Paso 2. Análisis modal de la estructura elástica.

Se construye un modelo elástico de la estructura preliminar y se realiza el análisis modal considerando las cargas gravitacionales, del cual se obtienen las formas modales Φ^E y periodo fundamental T_1 .

Paso 3. Modelo de estructura dañada.

Se propone una distribución de daño congruente con el estado límite último, e.g., columna fuerte-viga débil, y se construye un “modelo dañado”, que consiste en una réplica del modelo elástico en donde las articulaciones plásticas se modelan como articulaciones simples o resortes de rigidez reducida.

Paso 4. Análisis modal de la estructura dañada.

Se realiza un análisis modal de la estructura dañada considerando las cargas gravitacionales y se obtienen las formas modales Φ^D .

Paso 5. Estimación de la distorsión de fluencia.

Se determina la distorsión de fluencia de la estructura IDR_y , a partir de la bilinealización de una curva de capacidad obtenida de un análisis pushover con un patrón de cargas consistente con el modo fundamental a través de la ecuación 4.3 o empleando la expresión simplificada de la ecuación 4.5:

Paso 6. Definición de ductilidad de diseño del sistema de referencia

Se calcula la ductilidad modal del sistema de referencia, μ , a partir de las distorsiones de fluencia y la distorsión de diseño, IDR_u , correspondiente al estado límite último, y de las formas modales elástica y dañada por medio de la ecuación 4.12.

Paso 7. Definición del periodo requerido para satisfacer el desplazamiento objetivo

De un espectro de diseño inelástico correspondiente a la ductilidad obtenida en el paso 6 se obtiene el periodo requerido, T_{req} , para que la estructura desarrolle la distorsión objetivo IDR_u . Tal modificación se debe realizar respetando el peralte de vigas y la distribución de rigideces de elementos estructurales considerada en el paso 1. En caso contrario, las formas modales y la ductilidad de diseño calculadas en los pasos anteriores serían inconsistentes con las que se proporcionarían en este paso, por lo que se tendría que repetir la aplicación del método de diseño con la nueva propuesta de secciones y de distribución de rigideces.

Paso 8. Análisis ante cargas gravitacionales y laterales del modelo elástico

Se realiza el análisis ante cargas gravitacionales y el análisis modal espectral del modelo elástico utilizando el espectro de resistencia inelástica, T vs. S_{ay} , reducido por el factor de sobrerresistencia, Ω_0 . De este análisis se obtienen las demandas de diseño de los elementos estructurales.

Paso 9. Diseño de los elementos

Se revisa que la resistencia de los elementos definidos en el paso 7 sea mayor que las demandas obtenidas en el paso 8. En caso de que no se satisfaga esta revisión, se proporciona el perfil requerido para resistir la demanda. La revisión y el diseño de elementos estructurales se realizan conforme el reglamento de diseño aplicable. Por otra parte, las resistencias de columnas deberán satisfacer el requisito mínimo de resistencia para que se presente comportamiento columna-fuerte viga débil.

Paso 10. Revisión del periodo de la estructura

Al final del procedimiento se revisa que el periodo de la estructura diseñada sea aproximadamente igual al periodo requerido. En caso de que la diferencia sea significativa será necesario revisar que las demandas de fuerzas y desplazamientos para el periodo de la estructura sea menores que las requeridas; en caso contrario se repetirá el procedimiento a partir del paso 7.

Paso 11. Detallado de elementos

Una vez diseñada la estructura, deben detallarse los elementos para asegurar que el mecanismo de daño propuesto definido en el paso 3 se forme en las ubicaciones deseadas.

5. APLICACIONES DEL MÉTODO DE DISEÑO POR DESPLAZAMIENTOS DE LÓPEZ (2015)

5.1 Descripción de los casos de estudio

Se realizaron aplicaciones del método de diseño propuesto en marcos rígidos de acero estructural correspondientes a edificios regulares en elevación, para uso de oficinas, de 8, 12 y 16 niveles con 3 crujías de 10 m (figuras 5.1 y 5.2). El primer entrepiso tiene una altura de 5.00 m y el resto de los entrepisos 3. Se analizaron y diseñaron los marcos interiores de tales edificios. Se emplearon perfiles comerciales IP de acero A992 y perfiles armados en cajón de placa de acero A572-50, las cuales se denotan como AR en esta tesis, como los mostrados en la figura 5.3. La resistencia de fluencia de ambos tipos de acero es $f_y = 3,520 \text{ kg/cm}^2$ y el módulo de elasticidad es $E_s = 2,040 \text{ ton/cm}^2$.

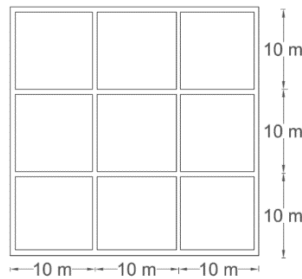


Figura 5.1. Vista planta de los edificios de 8, 12 y 16 niveles

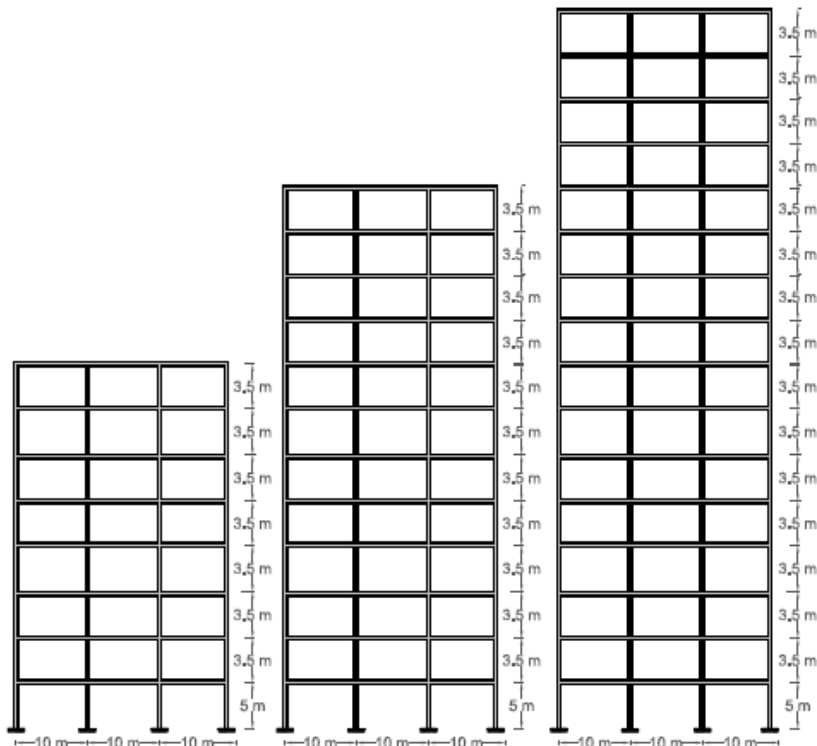


Figura 5.2. Vista en elevación de los marcos de 8, 12 y 16 niveles

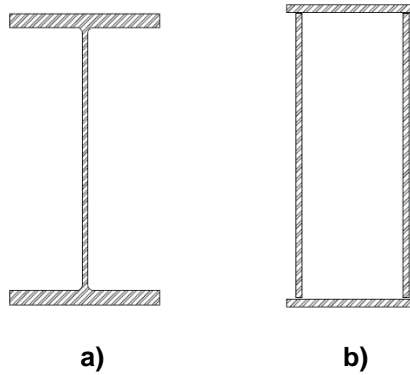


Figura 5.3. Secciones de acero empleadas tipo: a) IP; b) AR

Las cargas muertas y reglamentarias de diseño NTCDS-2017 (GCDMX 2017) consideradas se muestran en la tabla 5.1, en el análisis se consideró el peso propio de los elementos.

Tabla 5.1. Cargas de diseño gravitacionales y por carga viva para edificios destinados al uso de oficinas

Cargas Muertas (kg/m ²)		Cargas Vivas (kg/m ²)		
Peso losacero	280	Tipo de carga	Gravitacional	Sismo
Muros divisorios	100	Entrepiso	250	180
Carga adicional	20	Azotea	100	70
Carga total	400			

5.1.1 Caso 1. Espectros de respuesta promedio (ERP) según las NTCDS-2017

El primer tipo de espectros de diseño considerado fueron espectros de respuestas promedio de un conjunto de registros reales escalados, conforme al procedimiento dado en las NTCDS-2017 (GCDMX, 2017) para diseño utilizando análisis dinámico no lineal paso a paso. Si bien la norma requiere el uso de estos análisis para edificios regulares con alturas mayores a 100 m, se utilizaron estos espectros con la finalidad de evaluar si el método propuesto permite asegurar una respuesta promedio de distorsión de entrepiso asociada al estado límite de prevención de colapso, que es el requerimiento principal de las NTCDS-2017 cuando se usan tales análisis.

Se seleccionaron 12 acelerogramas para sitios con periodos de suelo T_S , 2.0 s y 2.5 s, cuyas características se muestran en la Tabla 4.2 y 4.3. Específicamente eligieron registros cuyo periodo predominante, que es aproximadamente el periodo del suelo, se encuentra dentro del rango de 1.7 a 2.25 segundos para el suelo con un periodo de $T_S=2.0$ s y entre 2.25 y 2.75 segundos para el sitio con $T_S= 2.5$ s. Posteriormente, los registros se escalaban de manera tal que las ordenadas promedio de los espectros elásticos de respuesta de los registros considerados fueran mayores que 1.3 veces las ordenadas de los espectros elásticos de diseño de las NTCDS-2017 en un rango comprendido entre 0.2 y 1.3 veces el periodo natural del modo fundamental de la estructura (GCDMX, 2017).

Los espectros elásticos de diseño de las NTCDS-2017 utilizados como referencia para el escalamiento de los espectros fueron calculados con SASID (GCDMX, 2017) para las estaciones sismológicas Esc. Prim. "Plutarco Elías Calles" y Deportivo "Antonio Caso T-II", cuyos periodos de

suelo son precisamente 2.0 s y 2.5 s, respectivamente. Debido a que en el procedimiento de las NTCDS-2017 el escalamiento es función del periodo fundamental de la estructura a analizar, se definieron conjuntos de registros escalados con factores de escalamiento (SF) para los periodos de referencia 1.0 s, 1.5 s y 2.0 s ya que los casos de estudio considerados en esta investigación tienen periodos fundamentales similares. Para cada uno de los conjuntos de registros escalados se calcularon los espectros de respuesta elástica e inelástica, de pseudoaceleración y desplazamiento, con el programa DEGTRA (Ordaz *et al.*, 2002) y se obtuvieron los espectros promedio correspondientes para razones de amortiguamiento crítico del 5% y ductilidades $\mu=1.0, 1.5, 2.0$ y 3.0. En la figura 5.4 se muestran la comparación entre los ERP elásticos de pseudoaceleración calculados para un periodo de referencia de $T=1.0$ s y los espectros de diseño de SASID (GCDMX, 2017) correspondientes. En las figuras 5.5 a 5.10 se muestran los espectros ERP inelásticos de pseudoaceleración y desplazamiento calculados para los distintos factores de escalamiento, periodos fundamentales de referencia y ductilidad para los dos tipos de suelo.

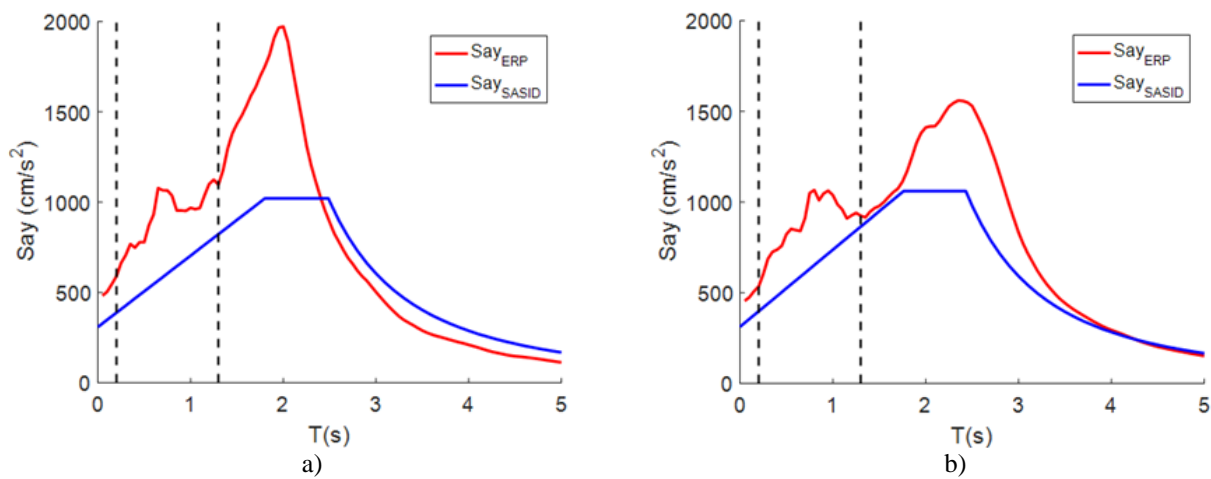


Figura 5.4. ERP con amortiguamiento de 5% para: a) $T_s=2.0$ s y b) $T_s=2.5$ s escalados para el periodo de referencia $T=1.0$ s conforme a las NTCDS-2017.

Tabla 5.2. Registros empleados para la construcción de espectros de diseño de promedios para T_s de 2.0 s.

No. registro	Nombre de la estación	Fecha	T_s	Magnitud	Distancia (km)
1	Alameda	25/09/2017	1.91	7.1	123.460
2	Alameda	18/03/1996	2.01	6.4	348.506
3	Alameda	10/2/1996	2.11	6.9	315.969
4	Centro Urbano Juárez	25/09/2017	1.91	7.1	121.232
5	C.U. Juarez	18/03/1996	2.01	6.4	345.732
6	Garibaldi	14/03/1996	2.01	6.4	348.797
7	Jardín de niños "Luz García Campillo"	25/09/2017	1.71	7.1	109.592
8	ESC. SEC. DNA. No. 23	26/09/2017	2.21	7.1	122.948
9	ESC. PRIM. "Plutarco Elías Calles"	26/09/2017	2.01	7.1	117.286
10	SCT B-1	26/02/1997	2.07	8.1	424.936
11	SCT B-2.	19/09/2017	1.81	7.1	119.371
12	Tlatelolco	15/03/1996	2.11	6.4	349.966

Tabla 5.3. Registros empleados para la construcción de espectros de diseño de promedios para T_S de 2.5 s.

No. registro	Nombre de la estación	Fecha	T_S	Magnitud	Distancia (km)
1	Balderas	24/04/1996	2.69	6.9	314.72
2	C.U. Juarez	24/04/1996	2.58	6.5	312.98
3	ESC. SEC. Téc. No. 18	26/09/2017	2.26	7.1	122.54
4	ESC. SEC. Téc. No. 2	25/09/2017	2.37	7.1	123.56
5	Liverpool	29/05/1996	2.63	6.5	314.76
6	Meyhualco	25/09/2017	2.69	7.1	110.49
7	Plutarco Elias Calles	15/03/1996	2.55	6.4	343.30
8	Estacion No.12, Roma-C, Sup.	22/02/1996	2.6	7.3	346.72
9	Deportivo "Antonio Caso T-II"	25/09/2017	2.49	7.1	124.52
10	Tlatelolco	10/02/1996	2.28	6.5	315.99
11	Valle Gómez	25/09/2017	2.49	7.1	124.52
12	Villa del Mar	25/09/2017	2.38	7.1	117.06

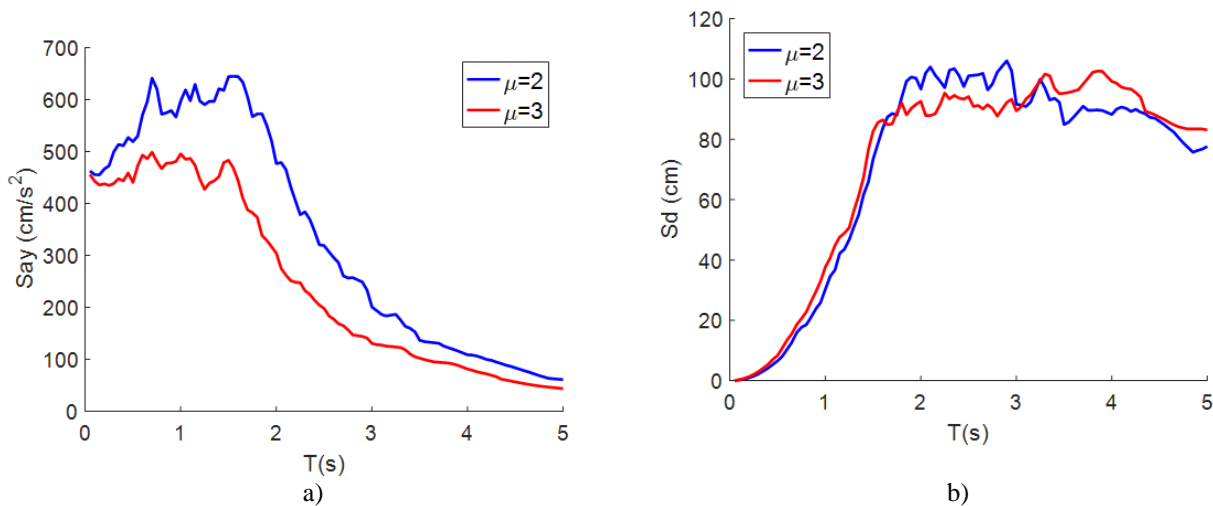


Figura 5.5. Espectros de ERP para $\mu=2$ y 3 con amortiguamiento de 5% para un $T_S=2.0$ s escalados para el periodo de referencia $T=1.0$ s de a) Seudoaceleración, b) Desplazamiento

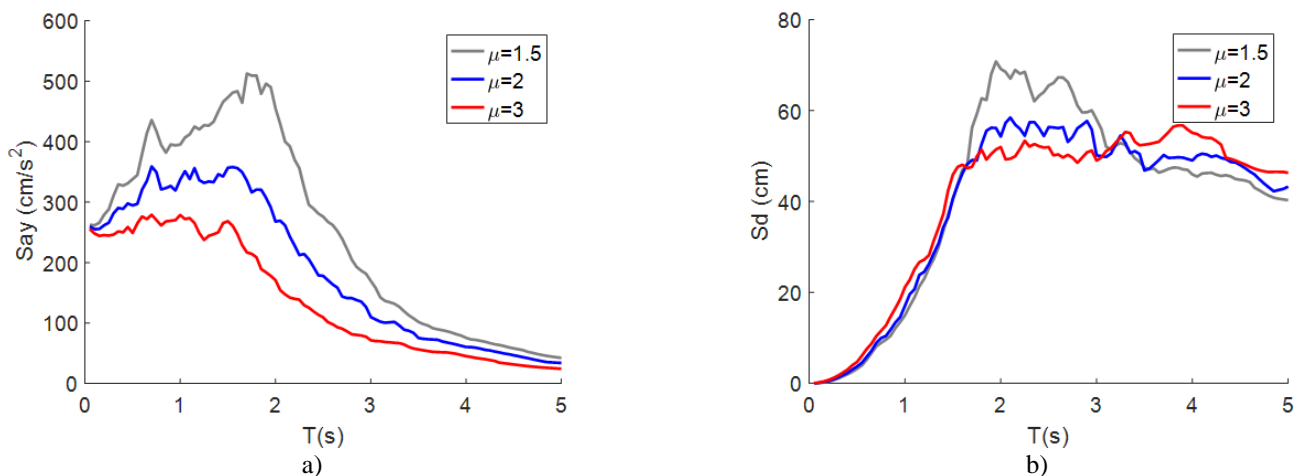


Figura 5.6. Espectros de ERP para $\mu=2$ y 3 con amortiguamiento de 5% para un $T_S=2.0$ s escalados para el periodo de referencia $T=1.5$ s de a) Seudoaceleración, b) Desplazamiento

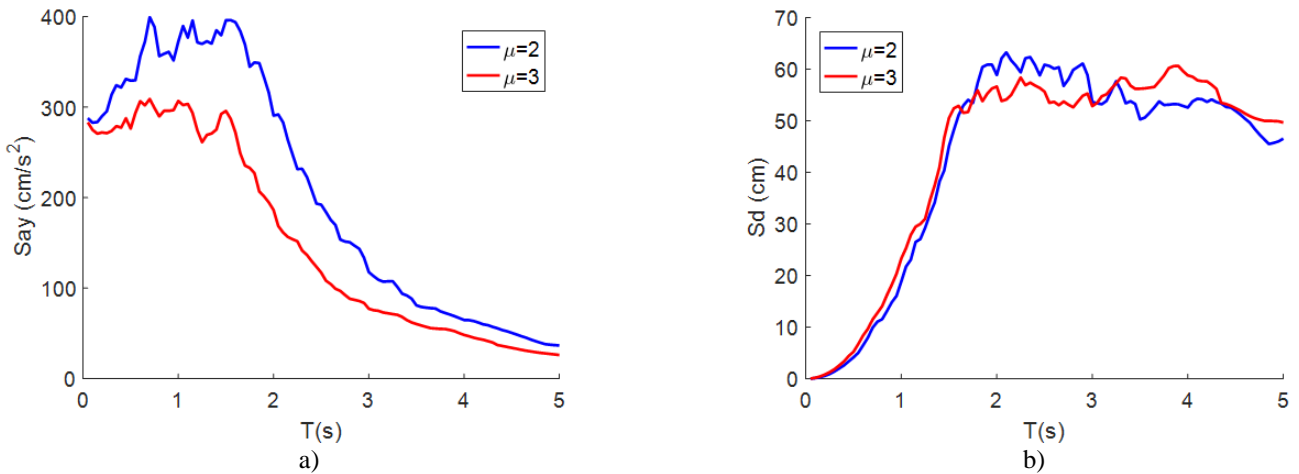


Figura 5.7. Espectros de ERP para $\mu=2$ y 3 con amortiguamiento de 5% para un $T_s=2.0$ s escalados para el periodo de referencia $T=2.0$ s de a) Seudoaceleración, b) Desplazamiento

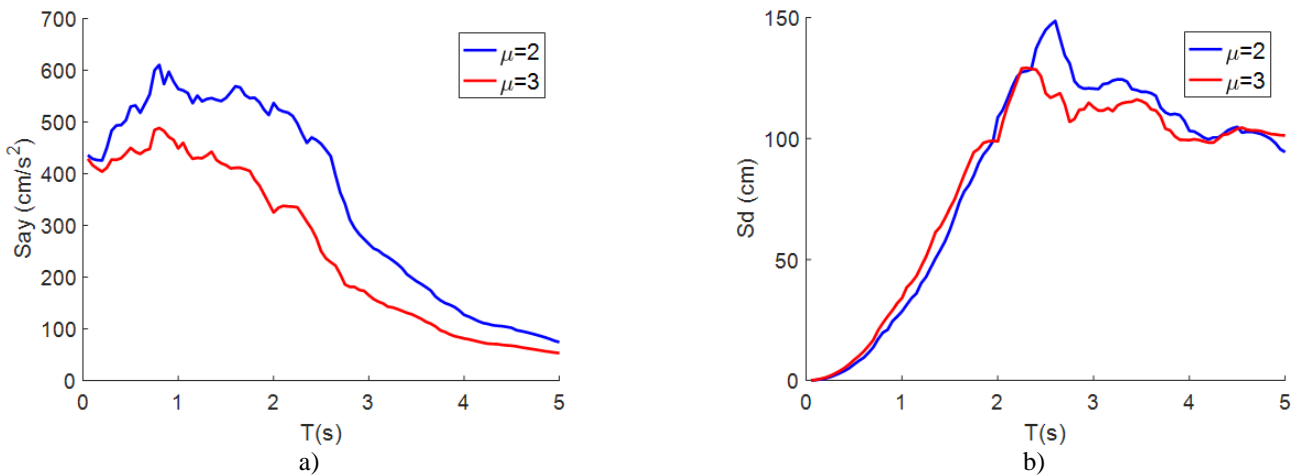


Figura 5.8. Espectros de ERP para $\mu=2$ y 3 con amortiguamiento de 5% para un $T_s=2.5$ s escalados para el periodo de referencia $T=1.0$ s de a) Seudoaceleración, b) Desplazamiento

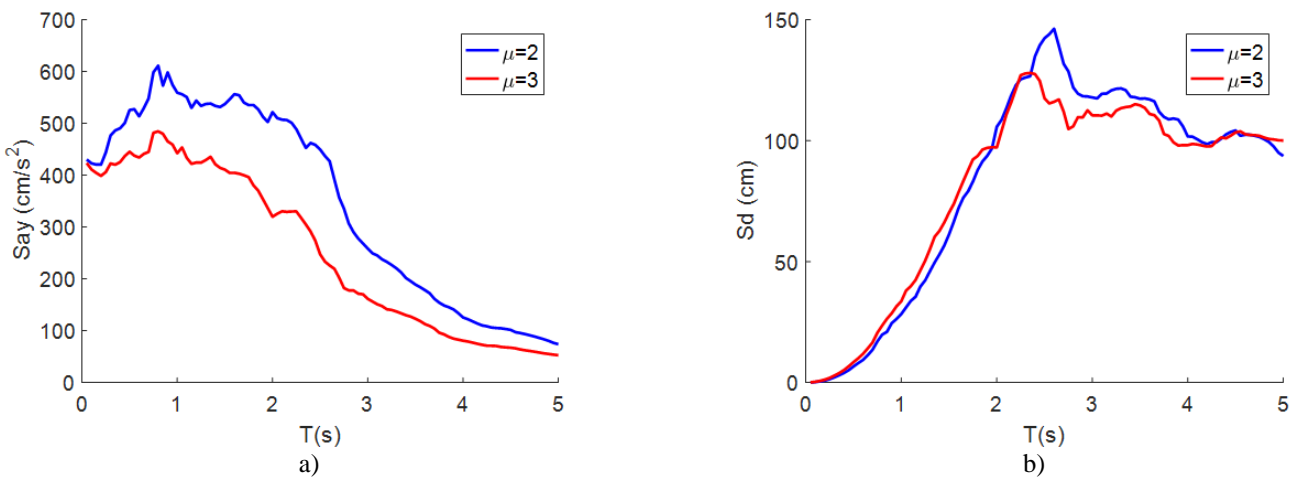


Figura 5.9. Espectros de ERP para $\mu=2$ y 3 con amortiguamiento de 5% para un $T_s=2.5$ s escalados para el periodo de referencia $T=1.5$ s de a) Seudoaceleración, b) Desplazamiento

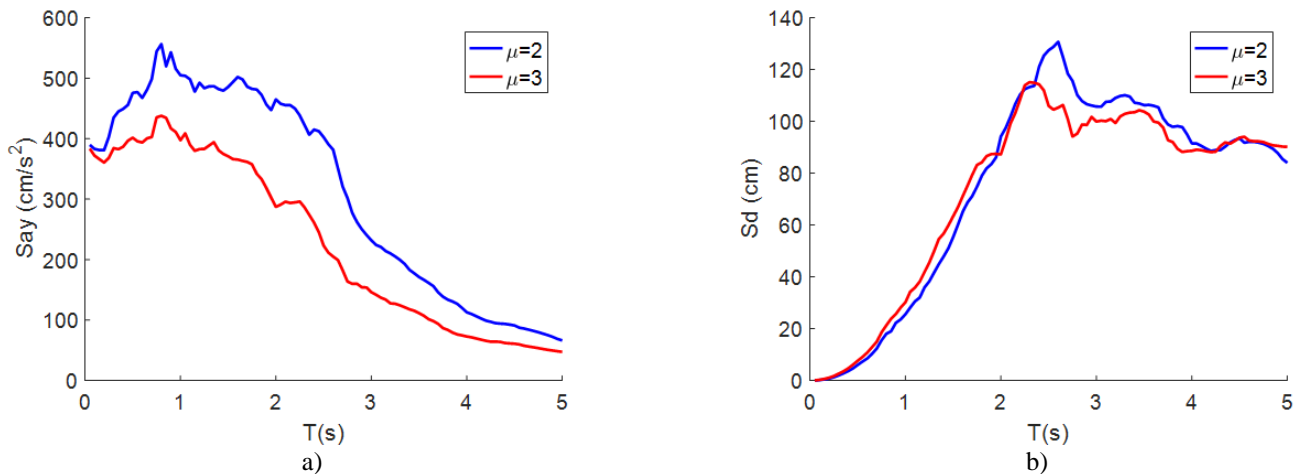


Figura 5.10. Espectros de ERP para $\mu=2$ y 3 con amortiguamiento de 5% para un $T_s=2.5s$ escalados para el periodo de referencia $T=2.0s$ de a) Seudoaceleración, b) Desplazamiento

5.1.2 Caso 2. Espectros de fragilidad uniforme

El otro tipo de espectros de diseño utilizados en esta investigación fueron espectros de fragilidad uniforme, EFU, i.e., espectros cuyas ordenadas están asociadas a una tasa de excedencia uniforme o a un periodo de retorno, T_R , del estado límite en cuestión, en términos de ductilidad, calculados con la formulación de Niño *et al.* (2018). Los EFU utilizados en esta tesis se calcularon considerando solamente la aleatoriedad de la demanda sísmica. Se realizaron aplicaciones del método propuesto con este tipo de espectros para demostrar que este permite diseñar estructuras para satisfacer una tasa de excedencia del estado límite último, meta deseable en el contexto de la ingeniería sísmica actual.

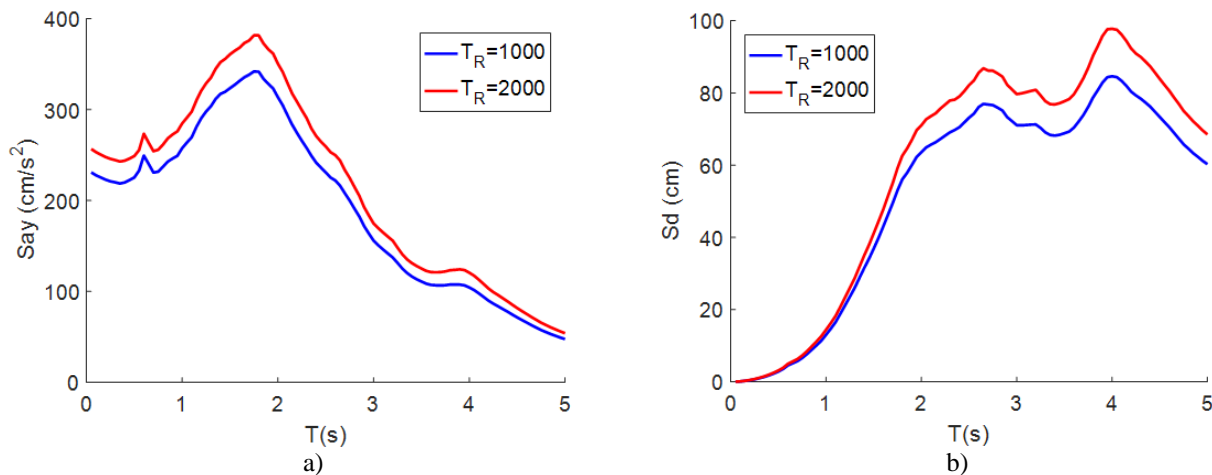


Figura 5.11. Espectros de fragilidad uniforme obtenidos por Niño *et al.* (2018) para $T_R=1000$ y 2000 años para $\mu=2$ y amortiguamiento de 5% de: a) Seudoaceleración y b) desplazamiento.

Específicamente, se utilizaron EFU calculados por Niño *et al.* (2018) para la estación sísmológica SCT en la Ciudad de México, cuyo $T_s=1.7$ s de acuerdo con SASID (GCDMX, 2017). Para su cálculo se utilizó un conjunto de 11,000 registros sísmicos sintéticos generados mediante el procedimiento propuesto por Niño *et al.* (2018) basado en Funciones de Green Empíricas. Se utilizó

como acelerograma semilla la componente EW del sismo del 25 de abril de 1989 con magnitud $M_w=6.0$ registrado en la tal estación y como acelerograma objetivo la componente EW del sismo del 19 de septiembre de 1985 con magnitud $M_w=8.1$ registrado en la misma estación. Los espectros utilizados están asociados a una razón de amortiguamiento crítico de 5% y ductilidad de 2 para periodos de retorno de 1000 y 2000 años (figura 5.11).

5.2 Aplicación del procedimiento de diseño

El diseño de los marcos se realizó conforme al procedimiento dado en la sección 4.8. Primero se realizó una propuesta preliminar de los marcos seleccionando secciones de columnas y vigas. Para los marcos de 8 niveles se propusieron 3 grupos de secciones de 3, 3 y 2 niveles cada uno, para los marcos de 12 niveles se propuso 3 grupos de 4 niveles y para los marcos de 16 niveles se propusieron 4 grupos de 4 niveles. Las secciones se definieron considerando una razón de resistencia de columnas a vigas de al menos 1.5, para asegurar un mecanismo de falla columna fuerte-viga débil. Para calcular la relación de momentos resistentes entre columnas y vigas se consideró el efecto de la carga gravitacional en el momento resistente de las columnas.

El diseño de los marcos se realizó en una implementación del método propuesto en el programa OpenSees (McKenna *et al.*, 2016). Se modelaron los marcos considerando la propuesta preliminar de perfiles estructurales y se obtuvieron las propiedades modales elásticas de la estructura. Posteriormente se construyeron modelos dañados considerando una distribución de daño columna fuerte-viga débil como se muestra en la figura 5.12. En tal modelo, las articulaciones plásticas se representaron como resortes con rigidez rotacional de 3% de la rigidez elástica de los elementos, asumiendo curvatura doble, representativa de elementos de acero estructural (FEMA, 2000). Del análisis modal del modelo dañado se obtuvieron las propiedades modales correspondientes al estado de daño considerado.

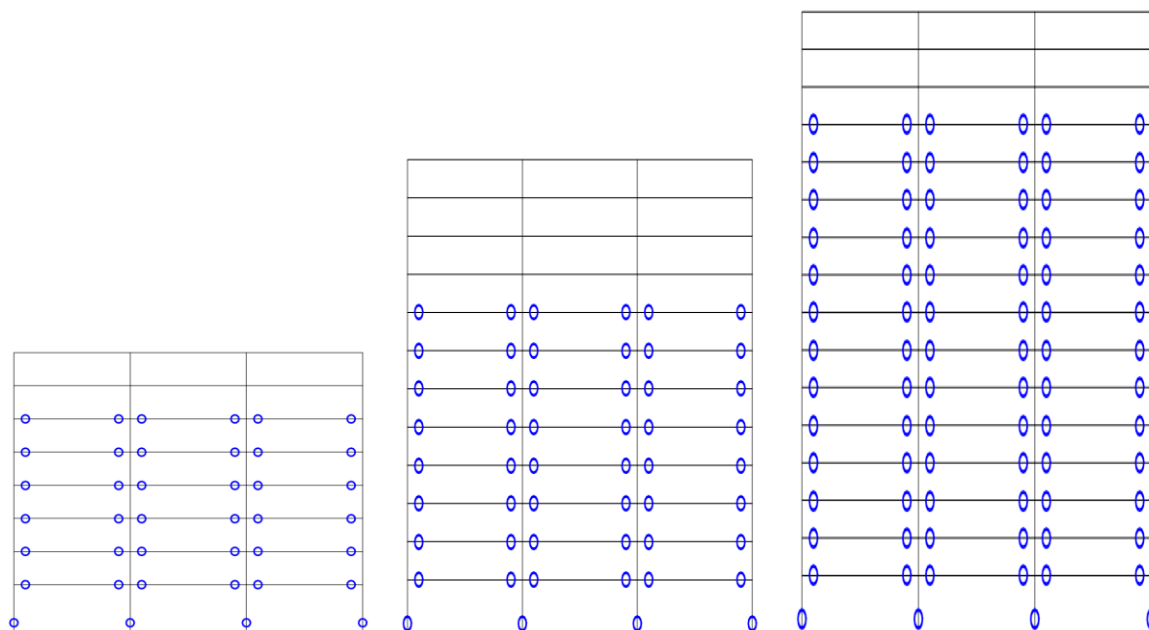


Figura 5.12. Distribución de daño propuesta para los marcos de 8, 12 y 16 niveles

Como se indica en el paso 5 del método, se estimó la distorsión de fluencia mediante un análisis pushover. Se obtuvieron las curvas de capacidad de los marcos usando una distribución de cargas

laterales igual a la forma modal fundamental. Las curvas de capacidad se bilinealizaron con el método de equivalencia de áreas considerando la rigidez inicial del marco como se muestra en la figura 5.13. De la curva bilinealizada se obtuvo el desplazamiento de azotea asociado al desplazamiento de fluencia, dy_n , del marco. Asimismo, se obtuvo el factor de sobrerresistencia por hiperestaticidad, Ω_H , con la ecuación 4.7.

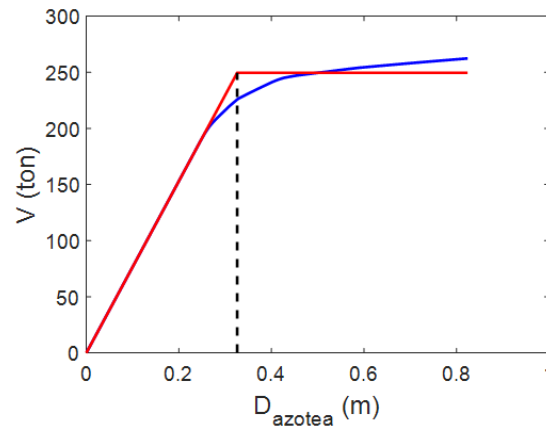


Figura 5.13. Ejemplo de bilinealización de curva de capacidad para obtener IDR_y

Para obtener la distorsión de fluencia del nivel crítico, se determinó el valor de IDR_y asociado al desplazamiento espectral de fluencia Sd_y usando las ecuaciones 4.3 y 4.4:

Los valores de IDR_y obtenidos del análisis pushover se comparan con los valores calculados con la ecuación 4.5, $IDR_{y_{ec}}$, considerando un factor de sobrerresistencia, $\Omega_0=1.25$. Este valor se determinó a partir de la curva de capacidad obtenida de análisis estáticos no lineales de marcos de los marcos de 8, 12 y 16 niveles considerados en este estudio. Los resultados de esta comparación se muestran en las tablas 5.4 y 5.5, donde se calcula el error relativo entre el valor obtenido del análisis pushover y el obtenido con la ecuación 4.5, el error es adimensional y se presenta en forma decimal.

Tabla 5.4. Comparación de IDR_y obtenida con pushover y obtenida con ecuación 4.5 para los marcos ERP

Marcos Diseñados con ERP para $T_s=2.0$						Marcos Diseñados con ERP para $T_s=2.5$					
#Niveles	T_{real} (s)	μ	IDR_y	$IDR_{y_{ec}}$	error	#Niveles	T_{real} (s)	μ	IDR_y	$IDR_{y_{ec}}$	error
8	1.695	2.0	0.0143	0.0147	0.030	8	1.329	2.0	0.0143	0.0145	0.017
12	1.634	1.5	0.0142	0.0149	0.049	12	1.531	2.0	0.0140	0.0143	0.015
16	1.552	1.0	0.0134	0.0130	-0.031	16	1.981	2.0	0.0134	0.0131	-0.027
						8	1.510	3.0	0.0144	0.0149	0.034
						12	2.225	3.0	0.0151	0.0153	0.011

Tabla 5.5. Comparación de IDR_y obtenida con pushover y obtenida con ecuación 4.5 para los marcos EFU.

Marcos Diseñados con EFU T_R 1000						Marcos Diseñados con EFU T_R 2000					
#Niveles	T_{real} (s)	μ	IDR_y	$IDR_{y_{ec}}$	error	#Niveles	T_{real} (s)	μ	IDR_y	$IDR_{y_{ec}}$	error
8	1.691	2.0	0.0143	0.01447	0.014	8	1.578	2.0	0.0143	0.01449	0.013
12	2.535	2.0	0.0150	0.01426	-0.051	12	1.881	2.0	0.0142	0.01487	0.045

De esta comparación se determina que existe poca variación entre la distorsión calculada con la ecuación 4.5 y la obtenida de un análisis pushover.

La distorsión de diseño, IDR_u , considerada en el diseño de los marcos se definió como la distorsión necesaria para que desarrollaran ductilidades de diseño predefinidas $\mu = 1.5, 2$ y 3 , despejando el valor de IDR_u de la ecuación 4.12 como se muestra en la ecuación 5.1. Se procedió de esta manera debido a que la distorsión máxima prescrita en las NTCDS-2017 no es consistente con los valores de las ductilidades correspondientes.

$$IDR_u = \left[(\mu - 1) \frac{\Gamma_1^D \psi_{k1}^D}{\Gamma_1^E \psi_{y1}^E} + \frac{\psi_{k1}^E}{\psi_{y1}^E} \right] IDR_y \quad (5.1)$$

A partir de las formas modales elásticas y dañadas y las distorsiones de fluencia y última de diseño, se calculó la ductilidad de diseño μ por medio de la ecuación 4.12. En el paso 7, se determinó el periodo T_{req} necesario para que los marcos desarrollen la distorsión de diseño IDR_u de los espectros de desplazamientos de diseño. Se modificaron las secciones de los marcos propuestos para que el periodo de los marcos se ajustara al valor de T_{req} , procurando mantener la misma distribución de rigideces y el mismo peralte de la propuesta original de elementos estructurales.

Posteriormente, se realizó el análisis ante cargas gravitacionales y el análisis modal espectral del modelo elástico con periodo T_{req} utilizando el espectro de resistencia inelástica, T vs. S_a , correspondiente a la ductilidad de diseño reducido por el factor de sobrerresistencia por hiperestaticidad, Ω_H , obtenido del análisis pushover, es decir, se consideró $\Omega_H = \Omega_0$. Se procedió de esta manera ya que el diseño de los elementos estructurales se realizó considerando la resistencia esperada en vez de la nominal, $1.1F_y$, correspondiente al grado de acero A992-50, i.e., considerando explícitamente la sobrerresistencia del material en el diseño, y reduciendo a valores cercanos a uno la sobrerresistencia por diseño, Ω_D .

El diseño se realizó respetando el peralte propuesto inicialmente para vigas y columnas y la distribución de elementos para que el diseño resultante sea consistente con las formas modales y ductilidad empleadas en la aplicación del método. Finalmente, se revisó que el periodo final de la estructura se aproxime al valor de T_{req} . Cabe señalar que en ninguna de las aplicaciones de diseño realizadas fue necesario realizar iteración.

En las tablas 5.6 y 5.7 se presentan los parámetros de diseño de los marcos diseñados con los ERP: los periodos requeridos y reales, T_{req} y T_{real} , la ductilidad de diseño μ , el factor de sobrerresistencia Ω_0 , la distorsión de fluencia IDR_y , y el desplazamiento espectral de fluencia y último, Sd_y y Sd_u . Las tablas 5.8, 5.9 y 5.10 muestran los perfiles estructurales obtenidos del análisis. En las tablas 5.11 y 5.12 se ilustran los parámetros de diseño de los marcos diseñados con los EFU y las tablas 5.13 y 5.14 muestran los perfiles estructurales resultantes. En la tabla 5.15 se muestran las propiedades de las secciones utilizadas. Como se puede observar en dichas tablas, el periodo final de diseño es similar al periodo requerido para alcanzar la distorsión de diseño.

Tabla 5.6. Parámetros de diseño de marcos diseñados con ERP para sitio con $T_S=2.0$ s

#Niveles	T_{req}	T_{real}	IDR_y	IDR_u	Sd_y (m)	Sd_u (m)	μ	Ω_0	Sa_{y1} (m/s^2)
8	1.692	1.695	0.014	0.030	0.248	0.496	2.0	1.259	3.397
12	1.678	1.634	0.014	0.023	0.350	0.525	1.5	1.235	4.908
16	1.524	1.552	0.013	0.013	0.461	0.461	1.0	1.195	8.004

Tabla 5.7. Parámetros de diseño de marcos diseñados con ERP para sitio con $T_S=2.5$ s

#Niveles	T_{req} (s)	T_{real} (s)	IDR_y	IDR_u	Sd_y (m)	Sd_u (m)	μ	Ω_0	Sa_{y1} (m/s^2)
8	1.3512	1.3293	0.0143	0.0298	0.2470	0.4940	2.0	1.2354	5.3822
8	1.5549	1.5098	0.0144	0.0454	0.2473	0.7418	3.0	1.2354	4.0495
12	1.5853	1.5308	0.0140	0.0311	0.3473	0.6947	2.0	1.2253	5.5307
12	2.2589	2.2248	0.0151	0.0525	0.3811	1.1433	3.0	1.2689	2.9127
16	1.9734	1.9808	0.0134	0.0287	0.4697	0.9394	2.0	1.1954	4.5836

Tabla 5.8. Perfiles estructurales obtenidos para los marcos de 8 niveles diseñados con ERP

Marco	Marco 8 $\mu=2$ $T_S=2.0$ $csi=5\%$	Marco 8 $\mu=2$ $T_S=2.5$ $csi=5\%$	Marco 8 $\mu=3$ $T_S=2.5$ $csi=5\%$			
Niveles	Sección Columna	Sección Viga	Sección Columna	Sección Viga	Sección Columna	Sección Viga
1 a 3	W24X117	W24X68	W24X176	W24X103	W24X131	W24X84
4 a 6	W24X94	W24X62	W24X146	W24X94	W24X117	W24X76
7 a 8	W24X76	W24X55	W24X117	W24X84	W24X94	W24X68

Tabla 5.9. Perfiles estructurales obtenidos para los marcos de 12 niveles diseñados con ERP

Marco	Marco 12 $\mu=1.5$ $T_S=2.0$ $csi=5\%$	Marco 12 $\mu=2$ $T_S=2.5$ $csi=5\%$	Marco 12 $\mu=3$ $T_S=2.5$ $csi=5\%$			
Niveles	Sección Columna	Sección Viga	Sección Columna	Sección Viga	Sección Columna	Sección Viga
1 a 4	AR20.25X12	W27X146	AR20.96X12	W27X161	AR18.75X12	W24X94
5 a 8	AR20X12	W27X129	AR20.56X12	W27X146	AR18.25X12	W24X84
9 a 12	AR19X12	W27X114	AR19.46X12	W27X129	AR18.0X12	W24X76

Tabla 5.10. Perfiles estructurales obtenidos para los marcos de 16 niveles diseñados con ERP

Marco	Marco 16 $\mu=1.0$ $T_S=2.0$ $csi=5\%$	Marco 16 $\mu=2$ $T_S=2.5$ $csi=5\%$		
Niveles	Sección Columna	Sección Viga	Sección Columna	Sección Viga
1 a 4	AR29.25X12	W27X258	AR27.14X12	W27X161
5 a 8	AR28.5X12	W27X235	AR26.68X12	W27X146
9 a 12	AR27.25X12	W27X217	AR25.92X12	W27X129
13 a 16	AR26.25X12	W27X146	AR25.36X12	W27X94

Tabla 5.11. Parámetros de diseño de marcos diseñados con EFU correspondiente a $T_R=1000$ años para sitio con $T_S=1.7$ s

#Niveles	T_{req} (s)	T_{real} (s)	IDR_y	IDR_u	Sd_y (m)	Sd_u (m)	μ	Ω_0	Sa_{y1} (m/s^2)
8	1.700	1.691	0.0143	0.0300	0.251	0.503	2.0	1.235	3.385
12	2.570	2.535	0.0150	0.0338	0.379	0.758	2.0	1.254	2.253

Tabla 5.12. Parámetros de diseño de marcos diseñados con EFU correspondiente a $T_R=2000$ años para sitio con $T_S=1.7$ s

Niveles	T_{req} (s)	T_{real} (s)	IDR_y	IDR_u	Sd_y (m)	Sd_u (m)	μ	Ω_0	Sa_{y1} (m/s^2)
8	1.626	1.578	0.0143	0.0298	0.249	0.498	2.0	1.235	3.682
12	1.958	1.881	0.0142	0.0314	0.350	0.700	2.0	1.235	3.617

Tabla 5.13. Perfiles estructurales obtenidos para el marco de 8 niveles diseñados con EFU correspondiente a $T_R=1000$ años y 2000 años

Marco	Marco $8 \mu = 2 T_R 1000 \text{ csi}=5\%$		Marco $8 \mu = 2 T_R 2000 \text{ csi}=5\%$	
Nivel	Sección Columna	Sección Viga	Sección Columna	Sección Viga
1 a 3	W24X117	W24X68	W24X131	W24X76
4 a 6	W24X103	W24X62	W24X117	W24X68
7 a 8	W24X76	W24X55	W24X94	W24X62

Tabla 5.14. Perfiles estructurales obtenidos para el marco de 12 niveles diseñados con EFU correspondiente a $T_R=1000$ años y 2000 años

Marco	Marco $12 \mu = 2 T_R 1000 \text{ csi}=5\%$		Marco $12 \mu = 2 T_R 2000 \text{ csi}=5\%$	
Nivel	Sección Columna	Sección Viga	Sección Columna	Sección Viga
1 a 4	AR18.0X12	W24X94	AR19.25X12	W27X114
5 a 8	AR17.75X12	W24X68	AR19X12	W27X102
9 a 12	AR17.5X12	W24X62	AR18.25X12	W27X84

Tabla 5.15. Propiedades de las secciones W y secciones tubulares armadas de acero estructural

Sección	$I_x \text{ (in}^4\text{)}$	$Z_x \text{ (in}^3\text{)}$	$A \text{ (in}^2\text{)}$	Sección	$I_x \text{ (in}^4\text{)}$	$Z_x \text{ (in}^3\text{)}$	$A \text{ (in}^2\text{)}$
W24X176	5680	511	51.7	AR29.25X12	17249.20	1594.69	189.00
W24X146	4580	418	43.0	AR28.5X12	14509.13	1356.75	162.00
W24X131	4020	370	38.6	AR27.25X12	10154.83	967.69	117.00
W24X117	3540	327	34.4	AR27.14X12	9784.05	933.90	113.04
W24X103	3000	280	30.3	AR26.68X12	8254.78	793.39	96.48
W24X94	2700	254	27.7	AR26.25X12	6855.89	663.19	81.00
W24X84	2370	224	24.7	AR25.92X12	5802.10	564.02	69.12
W24X76	2100	200	22.4	AR25.36X12	4052.49	397.23	48.96
W24X68	1830	177	20.1	AR20.96X12	6805.19	867.40	138.88
W24X62	1550	153	18.2	AR20.56X12	6151.47	791.98	127.68
W24X55	1350	134	16.2	AR20.25X12	5658.43	734.19	119.00
W27X258	10800	852	76.1	AR20X12	5269.33	688.00	112.00
W27X235	9700	772	69.4	AR19.46X12	4454.35	589.51	96.88
W27X217	8910	711	63.9	AR19.25X12	4146.66	551.69	91.00
W27X161	6310	515	47.6	AR19X12	3787.00	507.00	84.00
W27X146	5660	464	43.2	AR18.75X12	3434.46	462.69	77.00
W27X129	4760	395	37.8	AR18.25X12	2750.39	375.19	63.00
W27X114	4080	343	33.6	AR18.0X12	2418.67	332.00	56.00
W27X102	3620	305	30.0	AR17.75X12	2093.69	289.19	49.00
W27X94	3270	278	27.6	AR17.5X12	1775.38	246.75	42.00
W27X84	2850	244	24.7				

6. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE LOS MARCOS DISEÑADOS

6.1 Análisis no lineal de los marcos

Para validar el método propuesto, se ejecutaron análisis dinámicos no lineales paso a paso de los marcos diseñados, considerando solamente la aleatoriedad de la demanda sísmica. Los análisis dinámicos no lineales paso a paso de las estructuras diseñadas se realizaron también en el programa OpenSees (McKenna *et al.*, 2016) utilizando los registros sísmicos consistentes con los espectros de diseño. Para el análisis, las articulaciones plásticas se modelaron con elementos de longitud cero como resortes rotacionales con comportamiento bilineal sin considerar degradación de rigidez y resistencia con una razón de rigidez de post-fluencia de 0.03. Se consideró piso rígido en cada nivel y se consideró la masa concentrada en un nudo de cada nivel. Los efectos de segundo orden (efectos P-Delta) se consideraron a través de la formulación de la matriz de rigidez geométrica. Los análisis se llevaron a cabo usando la formulación de amortiguamiento de Rayleigh con razones de amortiguamiento de 5% para el primer y tercer modo. La integración de las ecuaciones no lineales de movimiento se efectuó con el método de Beta de Newmark con parámetros $\gamma=0.5$ y $\beta=0.25$ en conjunto con el método de Newton-Raphson.

6.1.1 Marcos diseñados con los ERP

El desempeño de los marcos diseñados con los ERP se juzgó a partir de la comparación de las distorsiones de entrepiso promedio obtenidos de los análisis dinámicos no lineales de los marcos diseñados y la distorsión de diseño (NTCDS-2017). Evidentemente, los registros empleados en estos análisis fueron los mismos utilizados en la definición de los espectros. En las figuras 6.1 a 6.8 se muestran las comparativas entre los perfiles de distorsión y desplazamiento promedio obtenidos de los análisis dinámicos no lineales y los de diseño, donde se observa que existe una correspondencia aceptable entre ambas. En las tablas 6.1 y 6.2 se muestra la comparativa entre las distorsiones máximas promedio, IDR_{prom} , y las de diseño, IDR_u , y se muestra el error relativo (ecuación 6.1) entre ambas, donde se puede observar que este es pequeño.

$$e_r = \frac{IDR_u - IDR_{prom}}{IDR_u} \quad (6.1)$$

Tabla 6.1. Resumen de la evaluación de marcos diseñados con ERP para sitio con $T_S=2.0$ s

#Niveles	T_{real}	IDR_u	μ	IDR_{prom}	e_r
8	1.695	0.0297	2.0	0.0310	-0.043
12	1.634	0.0228	1.5	0.0221	0.029
16	1.552	0.0134	1.0	0.0144	-0.078

Tabla 6.2. Resumen de la evaluación de marcos diseñados con ERP para sitio con $T_S= 2.5$ s

#Niveles	T_{real} (s)	IDR_u	μ	IDR_{prom}	e_r
8	1.329	0.0298	2.0	0.0333	-0.1187
8	1.510	0.0454	3.0	0.0553	-0.2181
12	1.531	0.0311	2.0	0.0360	-0.1570
12	2.225	0.0525	3.0	0.0505	0.0375
16	1.981	0.0287	2.0	0.0302	-0.0539

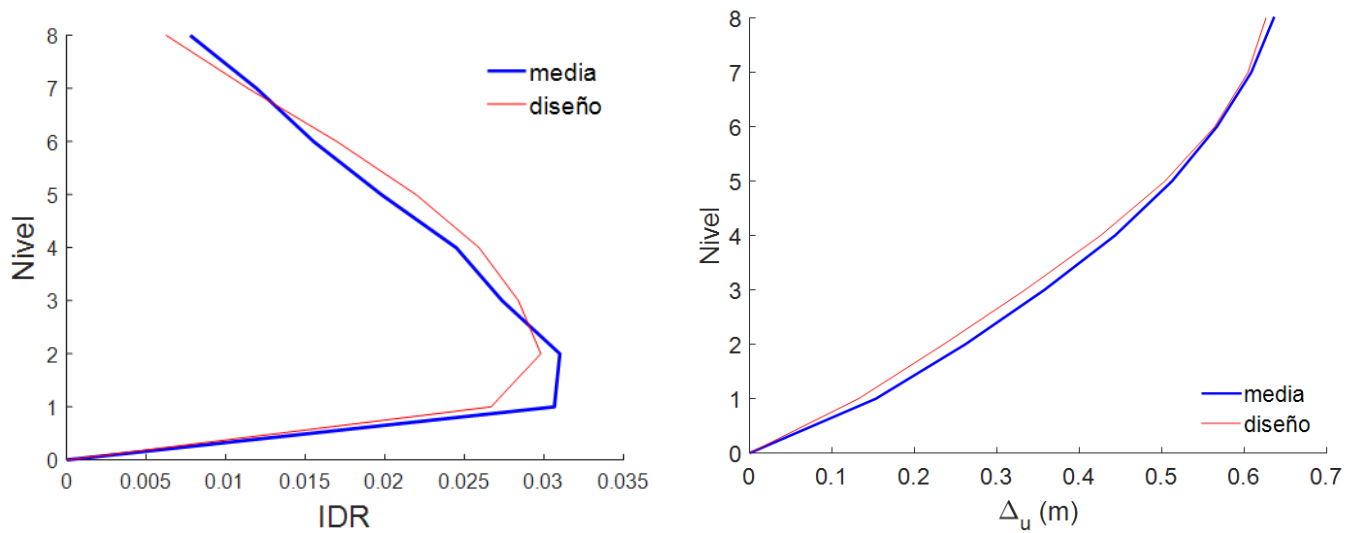


Figura 6.1. Perfiles IDR y Δ_u de marco 8 niveles diseñado con ERP para $T_S=2.0$ s y $\mu=2$

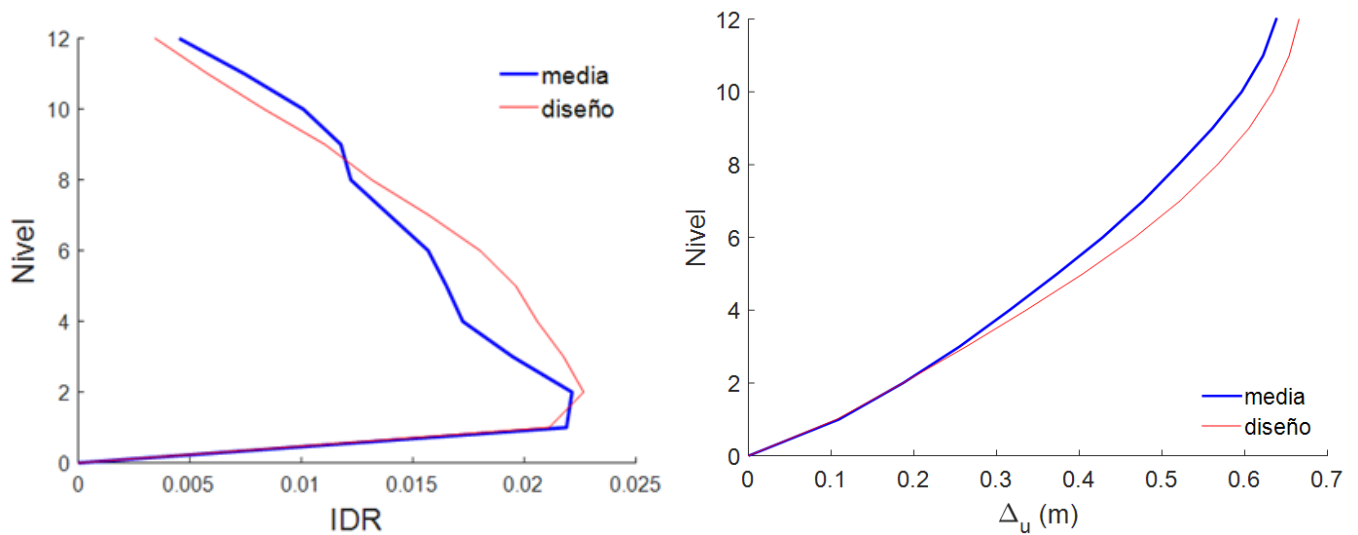


Figura 6.2. Perfiles IDR y Δ_u de marco 12 niveles diseñado con ERP para $T_S=2.0$ s y $\mu=1.5$

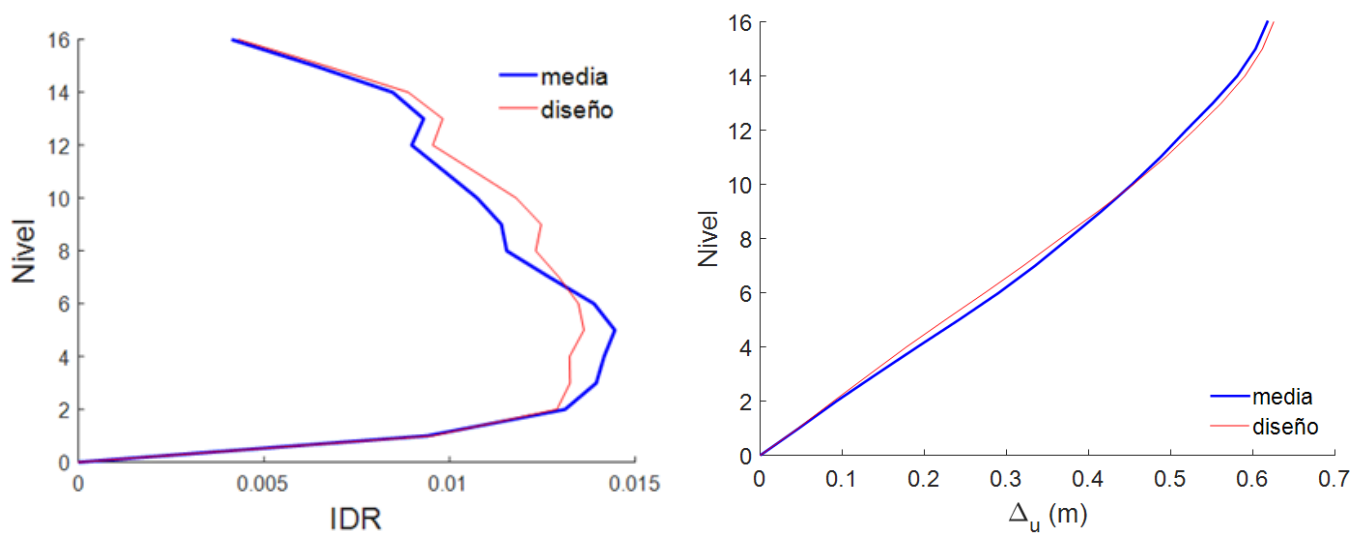


Figura 6.3. Perfiles IDR y Δ_u de marco 16 niveles diseñado con ERP para $T_S=2.0$ s y $\mu=1.0$

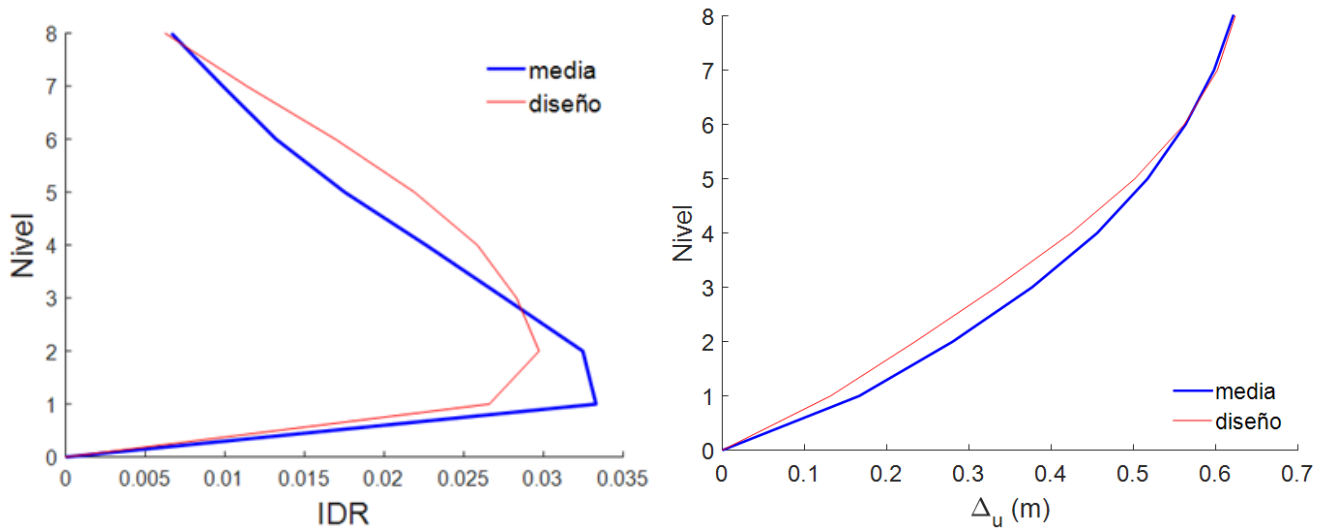


Figura 6.4. Perfiles IDR y Δ_u de marco 8 niveles diseñado con ERP para $T_S=2.5$ s y $\mu =2$

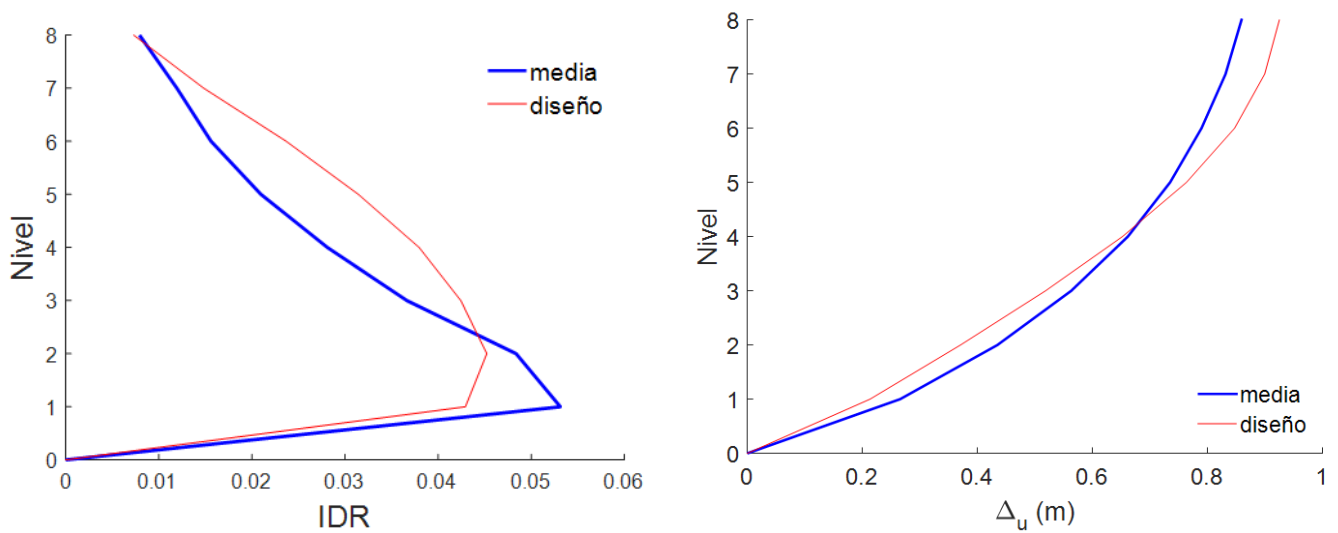


Figura 6.5. Perfiles IDR y Δ_u de marco 8 niveles diseñado con ERP para $T_S=2.5$ s y $\mu =3$

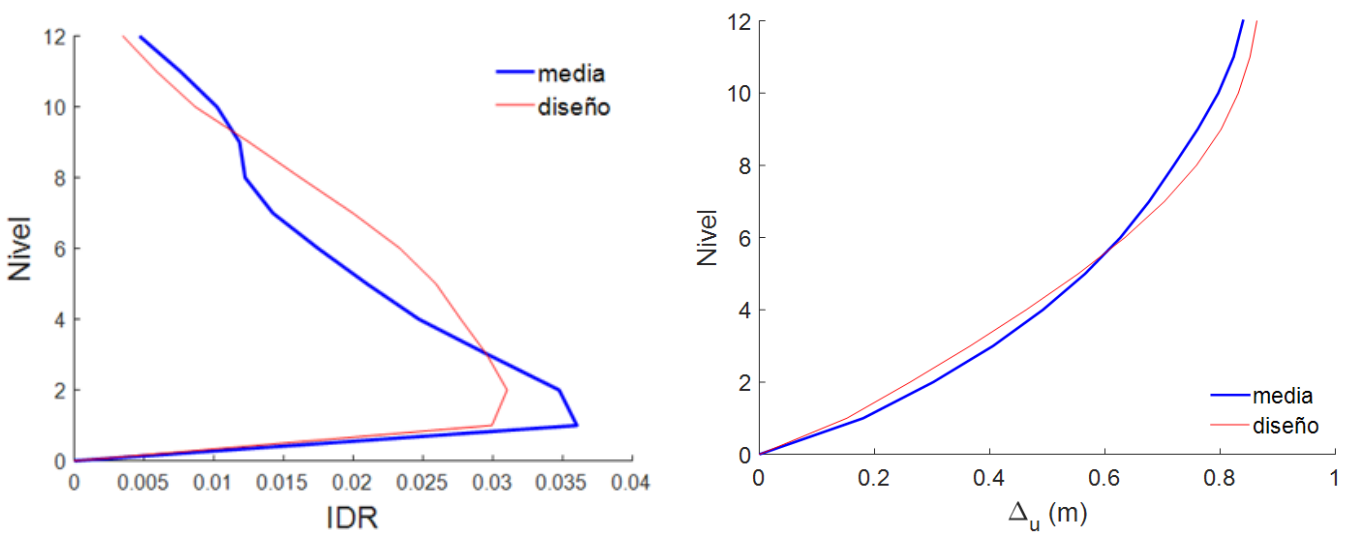


Figura 6.6. Perfiles IDR y Δ_u de marco 12 niveles diseñado con ERP para $T_S=2.5$ s y $\mu =2$

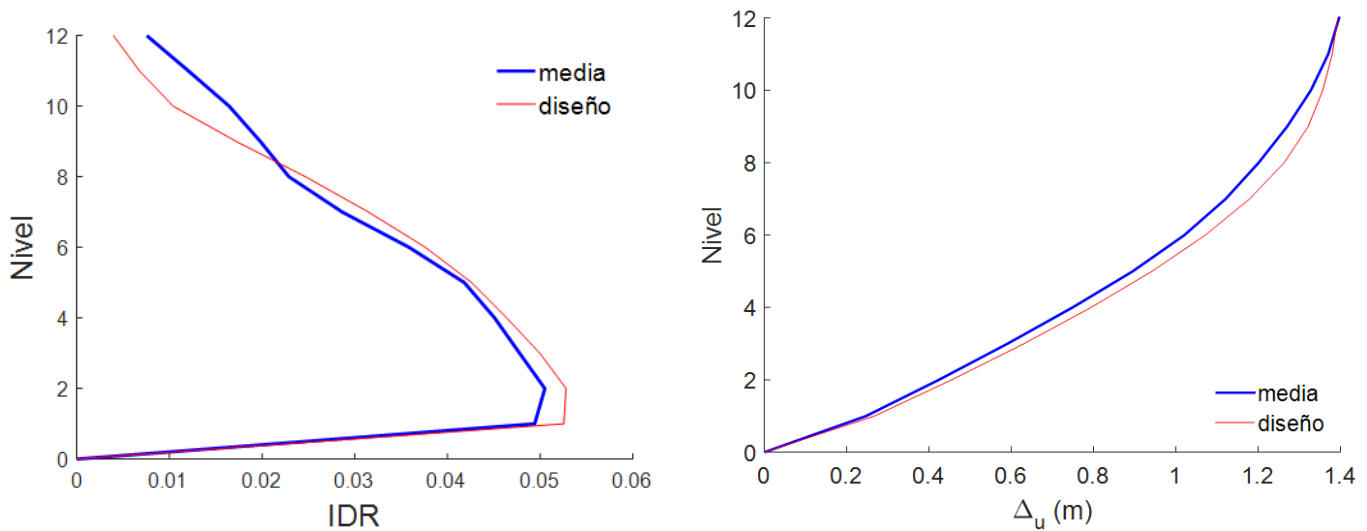


Figura 6.7. Perfiles IDR y Δ_u de marco 12 niveles diseñado con ERP para $T_S=2.5$ s y $\mu=3$

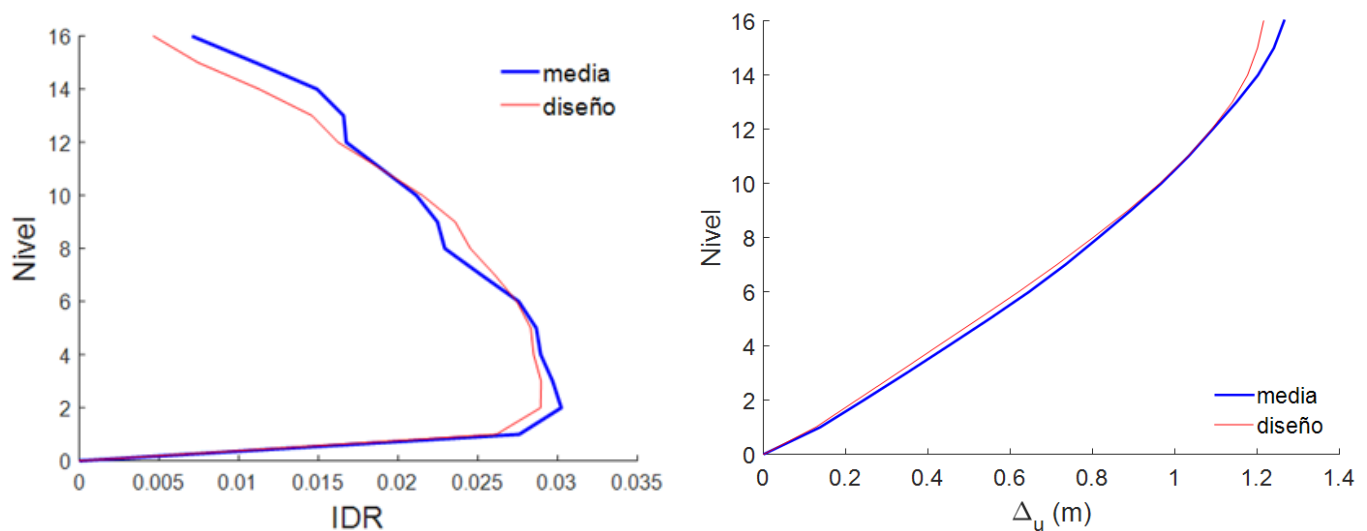


Figura 6.8. Perfiles IDR y Δ_u de marco 16 niveles diseñado con ERP para $T_S=2.5$ s y $\mu=2$

De los resultados de los análisis dinámicos no lineales de los marcos diseñados con el ERP se observó que existe una aproximación aceptable entre la distorsión de diseño calculada con la ecuación de López (2015) y el valor medio de las distorsiones máximas obtenidas de los análisis dinámicos no lineales. La discrepancia entre la forma del perfil de desplazamientos de diseño y el calculado de análisis no lineales puede atribuirse a variaciones entre las distribuciones de daño que se presentan en el análisis y la distribución de daño considerada para el diseño.

6.1.2 Marcos diseñados con los EFU

El desempeño de los marcos diseñados con EFU se evaluó a partir de la comparación de las distorsiones asociadas a las tasas de excedencia obtenidas de análisis dinámicos no lineales y la de las distorsiones de diseño. Los registros sísmicos empleados en dichos análisis fueron una muestra de los utilizados en la definición de los EFU. Específicamente, se seleccionaron 100 registros para cada una de las magnitudes consideradas, 7.2 a 8.2 en incrementos de 0.1, de manera tal que la curva de probabilidad acumulada de cada muestra correspondiente a cada valor

de magnitud en el periodo fundamental fuera aproximadamente igual a la curva de probabilidad acumulada del conjunto completo para el mismo periodo.

La tasa de excedencia de la distorsión de los marcos diseñados se obtuvo mediante la aplicación del teorema de la probabilidad total, empleando la ecuación 6.2.

$$v(IDR_{max}) = \sum_{i=1}^N \int_{M_0}^{M_U} -\frac{d\lambda_i(M)}{dM} P(IDR > IDR_u | M, L_i) \quad (6.2)$$

Donde:

M es la magnitud de los eventos considerados.

L_i es la distancia epicentral al sitio de estudio.

IDR_{max} es la distorsión máxima de entrepiso obtenida de los análisis dinámicos no lineales

$\lambda_i(M)$ es la tasa de excedencia de magnitudes, calculada siguiendo el método de temblor característico que describe los sismos de tipo subducción de la falla de Guerrero (Ordaz *et al.*, 1999).

$P(IDR > IDR_u | M, L_i)$ es la probabilidad condicional de que la distorsión máxima de entrepiso sea mayor a la distorsión de diseño asociada al estado límite último, IDR_u , dada una magnitud y distancia epicentral.

La tasa de excedencia de la distorsión de los marcos se calculó siguiendo una metodología similar a la propuesta por Niño *et al.* (2018) para el cálculo de curvas de tasa de excedencia de un parámetro de demanda ingenieril, como se describe a continuación:

- 1) Se definió la amenaza sísmica del sitio de estudio tomando en cuenta las distintas fuentes, las cuales corresponden a sismos de subducción de la falla de Guerrero, empleando los registros sintéticos obtenidos de funciones de Green empíricas como es propuesto por Niño *et al.* (2018).
- 2) Se estimó el valor esperado de la magnitud para un evento sísmico próximo empleando el modelo del temblor característico (Jara y Rosenblueth, 1988), aplicando la ecuación 6.3.

$$E(M|T00) = \max(M_0, D + F * \ln(T00)) \quad (6.3)$$

Donde $E(M|T00)$ es el valor esperado de la magnitud del futuro evento, transcurridos $T00$ años desde la última ocurrencia de un temblor característico de magnitud $M > M_0$, M_0 es la magnitud umbral, D y F son parámetros de variación de la magnitud esperada con el tiempo.

- 3) Se calculó la función de tasa de excedencia de las magnitudes de los sismos característicos de la zona de estudio, los cuales se describen con el modelo del temblor característico (Ordaz *et al.*, 1999), con la ecuación 6.4.

$$\lambda(M) = \lambda_0 \left[1 - \phi \left(\frac{M - E(M|T00)}{\sigma_M} \right) \right] k \quad M_u > M > M_0 \quad (6.4)$$

$$k = \frac{1}{\left[\phi \left(\frac{M_U - E(M|T00)}{\sigma_M} \right) - \phi \left(\frac{M_0 - E(M|T00)}{\sigma_M} \right) \right]} \quad \lambda(M) = 0 \quad M \geq M_U \quad (6.5)$$

Donde, M_U = Máxima magnitud que se puede generar en una provincia tectónica; k , es el factor de normalización, de forma que, la integral bajo la curva de la distribución normal estándar sea igual a la unidad. Φ , denota la distribución normal estándar; σ_M , es la desviación estándar de las magnitudes. λ_0 , está definida como la inversa de la mediana del tiempo entre eventos con magnitud $M > M_0$.

4) Se determinó la función de densidad de probabilidad de magnitudes con la ecuación 6.6.

$$f_M(M) = \frac{1}{\lambda_0} * \frac{d\lambda(M)}{dM} \quad (6.6)$$

- 5) Se calcularon las distorsiones de entrepiso máximas de los resultados del análisis paso a paso, que corresponden a cada registro para cada magnitud.
- 6) Se determinó para los registros de cada magnitud considerada $P(IDR > IDR_u | M, L_i)$, que es la probabilidad condicional de que la distorsión de entrepiso sea mayor a la distorsión de diseño necesaria, IDR_u , para desarrollar la ductilidad de diseño.
- 7) Se estimó la tasa de excedencia de distorsión máxima de entrepiso utilizando la ecuación 6.2.
- 8) Se trazaron las curvas de tasa de excedencia de distorsión de los marcos analizados.
- 9) De las curvas de tasa de excedencia se determinó la tasa de excedencia asociada al valor de distorsión de diseño para el cual fue diseñado cada marco.
- 10) Se determinó la distorsión asociada al periodo de retorno correspondiente al espectro de diseño y se compara con la distorsión de diseño.

En la figura 6.9 y 6.10 se presentan las curvas de tasa de excedencia de distorsión máxima de los marcos diseñados calculadas con la ecuación 6.1. Se observa que la pendiente de tales curvas aumenta significativamente a mayores niveles de distorsión, por lo que existe una gran variabilidad entre periodos de retorno a incrementos pequeños de distorsión para valores de esta mayores a 0.02. Debido a esto y a que en este trabajo se consideró solamente la aleatoriedad de la demanda y no la variabilidad de las propiedades de los materiales, se evaluó el método mediante la comparación entre la distorsión de diseño considerada, IDR_u , y la distorsión asociada a la tasa de excedencia del espectro de diseño utilizado, IDR_{req} . En las tablas 6.3 y 6.4 se muestra dicha comparativa, donde se puede observar el error relativo entre ambos valores, de lo cual, se infiere que el método de diseño propuesto permite diseñar estructuras que aproximan suficientemente el valor de distorsión de diseño asociado a una tasa de excedencia predeterminada.

Tabla 6.3. Resumen de resultados del diseño de marcos con EFU $T_R=1000$ años

#Niveles	T_{real} (s)	IDR_u	μ	$v(IDR_u)$	IDR_{req}	e_r
8	1.691	0.0300	2.0	0.00172	0.0333	-0.111
12	2.535	0.0338	2.0	0.00128	0.0357	-0.056

Tabla 6.4. Resumen de resultados del diseño de marcos con EFU $T_R=2000$ años

#Niveles	T_{real} (s)	IDR_u	μ	$v(IDR_u)$	IDR_{req}	e_r
8	1.578	0.0298	2.0	0.00062	0.0307	-0.030
12	1.881	0.0314	2.0	0.00079	0.0334	-0.064

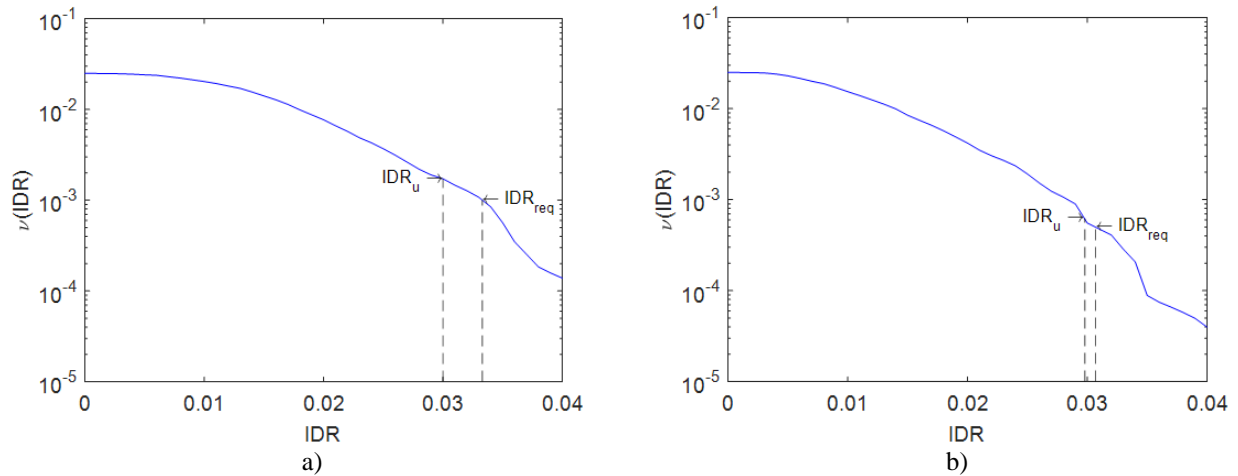


Figura 6.9. Curvas de tasa de excedencia de distorsión máxima de los marcos de 8 niveles diseñados con EFU para $\mu=2$ y las respectivas distorsiones IDR_u y IDR_{req} para: a) $T_R=1000$ años, b) $T_R=2000$ años

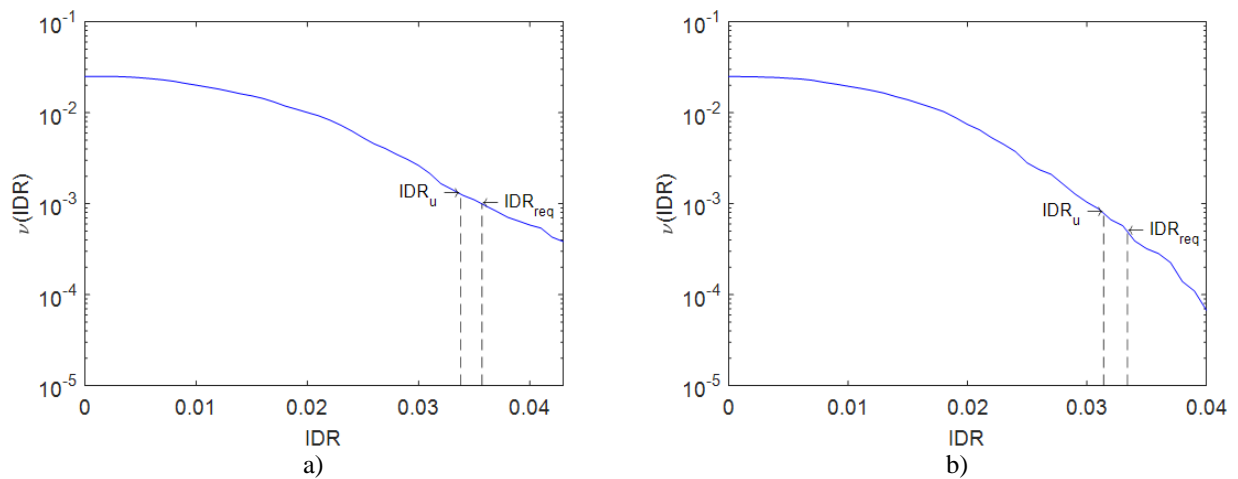


Figura 6.10. Curvas de tasa de excedencia de distorsión máxima de los marcos de 12 niveles diseñados con EFU con $\mu=2$ y las respectivas distorsiones IDR_u y IDR_{req} para: a) $T_R=1000$ años y b) $T_R=2000$ años

En las figuras 6.10 y 6.11 se muestran las comparativas entre los perfiles de distorsión y desplazamientos asociados a la tasa de excedencia considerada obtenidos del análisis y los correspondientes de diseño. Se puede observar que, si bien existe cierta diferencia entre ambos perfiles, la correspondencia es aceptable. Las diferencias entre ambos se deben a que los marcos presentan una variabilidad significativa en sus distribuciones de daño para distintos niveles de intensidad y, por consiguiente, los perfiles de distorsión y desplazamiento presentan una variabilidad significativa. De cualquier manera, como se había mostrado anteriormente en las tablas 6.3 y 6.4, las distorsiones máximas correspondiente a la tasa de excedencia considerada de los marcos diseñados aproxima suficientemente a la distorsión máxima de diseño.

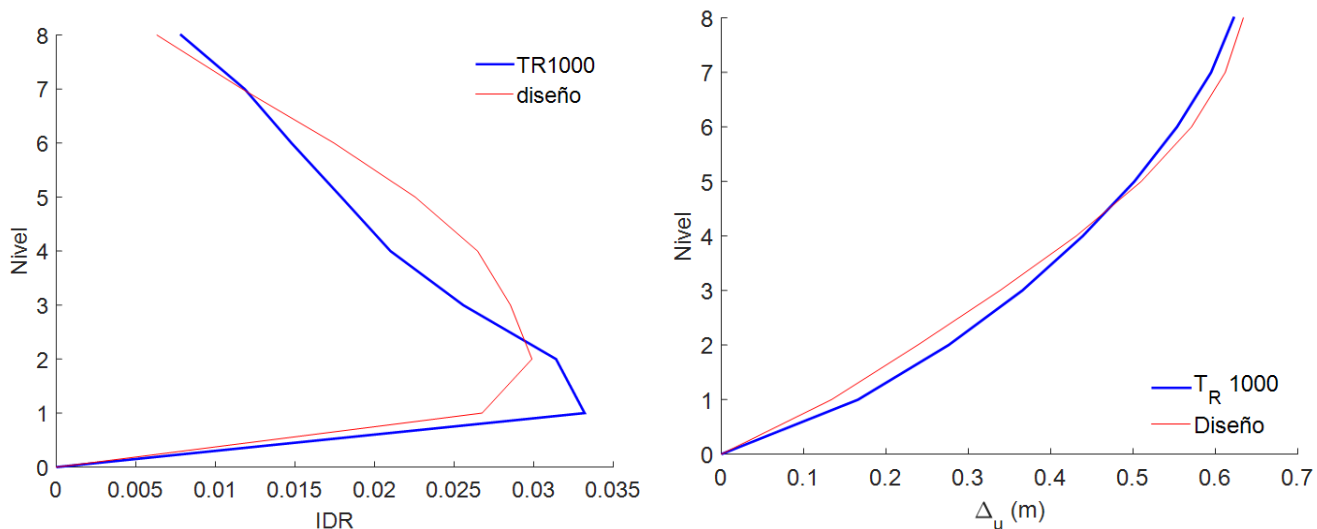


Figura 6.11. Comparación de perfiles IDR y Δ_u de diseño y análisis del marco de 8 niveles diseñado con EFU con $\mu=2$ para un $T_R=1000$ años

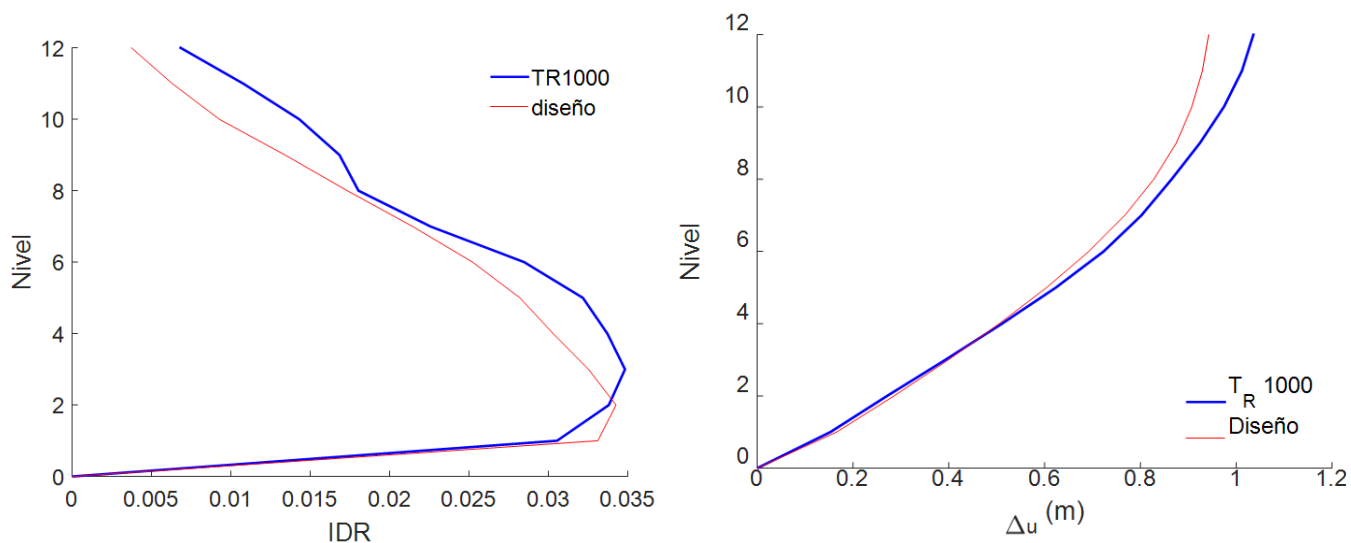


Figura 6.12. Comparación de perfiles IDR y Δ_u de diseño y análisis del marco de 12 niveles diseñado con EFU con $\mu=2$ para un $T_R=1000$ años

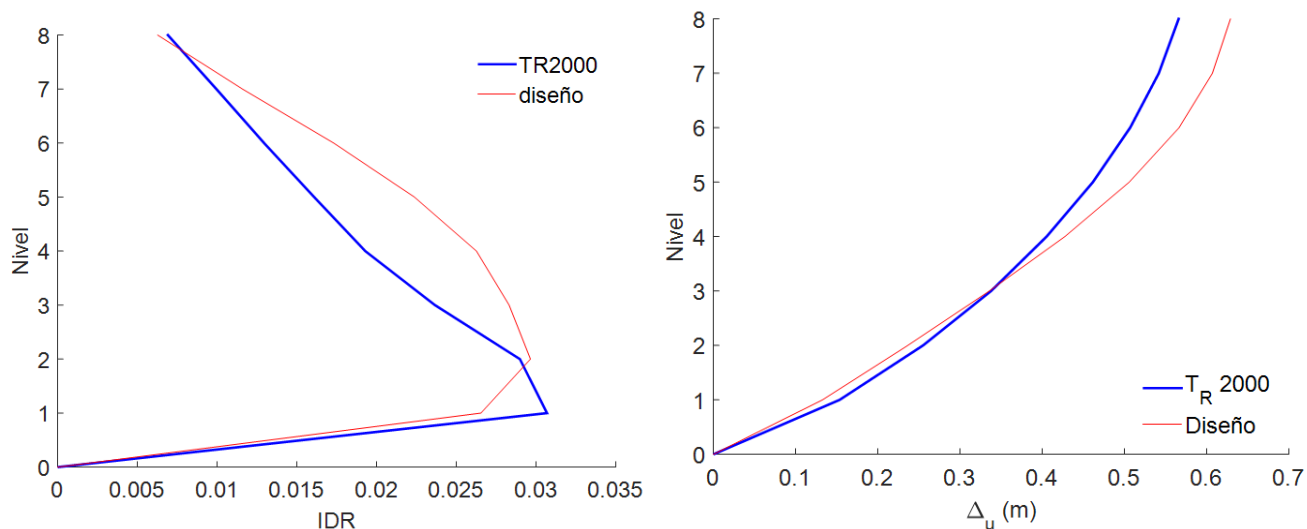


Figura 6.13. Comparación de perfiles IDR y Δ_u de diseño y análisis del marco de 8 niveles diseñado con EFU con $\mu=2$ para un $T_R=2000$ años

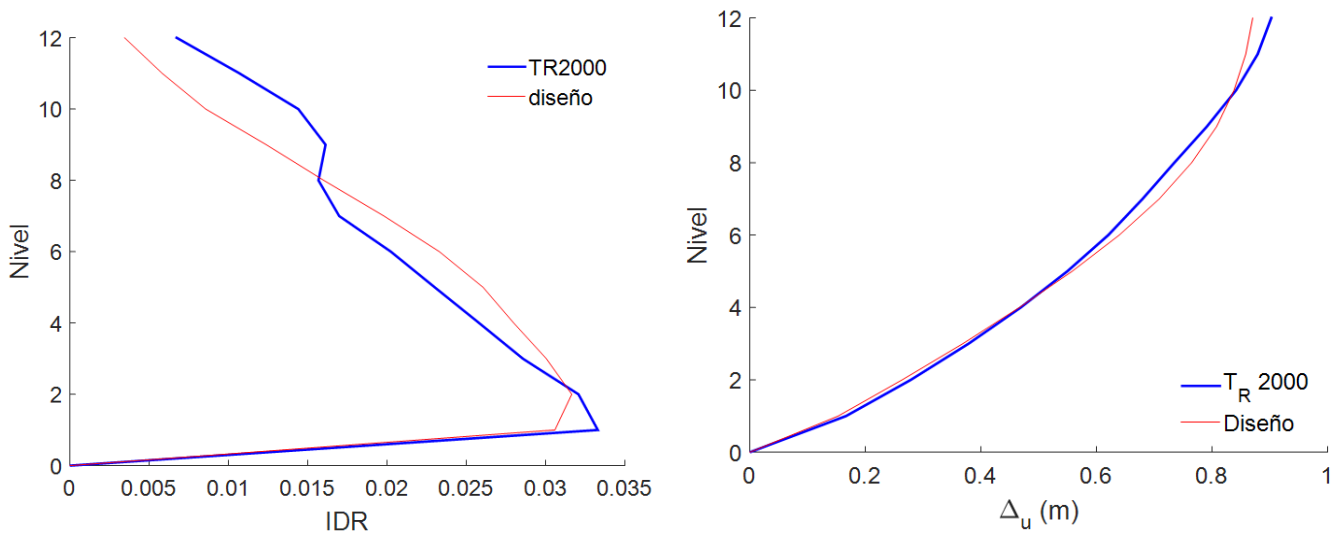


Figura 6.14. Comparación de perfiles IDR y Δ_u de diseño y análisis del marco de 12 niveles diseñado con EFU con $\mu = 2$ para un $T_R = 2000$ años

7. CONCLUSIONES

En esta tesis se presentó un método de diseño sísmico basado en desplazamientos para el diseño de marcos rígidos de acero estructural, basado en el método propuesto por López *et al.* (2015). Se desarrolló una ecuación simplificada para la determinación de la distorsión de fluencia en términos de la sobrerresistencia y se propuso una nueva definición de la ductilidad de diseño. Los marcos diseñados se evaluaron mediante análisis dinámicos no lineales paso a paso. De acuerdo con los resultados obtenidos se derivan las siguientes conclusiones:

La distorsión de fluencia calculada con la ecuación modificada aproxima suficientemente la distorsión obtenida de un análisis pushover, por lo que se concluye que la ecuación permite estimar la distorsión de fluencia del edificio para su uso en el diseño. Asimismo, la ecuación de ductilidad propuesta en este trabajo, que es función de la distorsión de fluencia, la distorsión última de diseño y el estado de daño desarrollado ante demandas sísmicas intensas, permite una definición más transparente de la ductilidad de diseño que la dada en la mayoría de los reglamentos que, como se mencionó anteriormente, no son consistentes con los límites de distorsión prescritos.

Los resultados obtenidos en las aplicaciones del método para los marcos diseñados con ERP indican que la distorsión promedio obtenida de los análisis no lineales paso a paso se aproxima suficientemente a la distorsión de diseño. Por lo tanto, se concluye que el método propuesto permite estimar la respuesta de desplazamiento promedio de una estructura conformada por marcos rígidos de acero estructural. Las variaciones entre el perfil de diseño y el perfil promedio de distorsiones máximas obtenidos de los análisis se atribuye a algunas diferencias entre el patrón de daño supuesto para el diseño y la distribución de daño generada por los registros sísmicos, no obstante, tales diferencias no son significativas.

Por otra parte, de los resultados obtenidos de los análisis no lineales de los marcos diseñados con EFU se observó que la distorsión asociada a la tasa de excedencia del espectro de diseño de los marcos diseñados con los EFU es similar a la distorsión considerada en el diseño, con lo cual se concluye que es posible diseñar una estructura para una tasa de excedencia empleando el método en conjunto con espectros EFU. La diferencia entre la distorsión de diseño y la distorsión asociada a la tasa de excedencia de diseño se puede atribuir a que el patrón de distribución empleado corresponde a un nivel de daño asociado al estado límite último con un mecanismo de falla columna fuerte-viga débil, el cual puede no generarse ante sismos de intensidad baja, de modo que para intensidades bajas la distribución de las distorsiones generadas puede ser distinta que para intensidades altas. Para lograr una mejor aproximación, en futuras investigaciones puede estudiarse el efecto que tiene la variación de la ubicación de la distorsión crítica de entrepiso a medida que aumenta la intensidad de los sismos en el cálculo de la tasa de excedencia.

El patrón de daño supuesto para el diseño de los marcos se cumplió de manera aceptable para la mayoría de los análisis dinámicos. Un punto de interés a tratar en futuras investigaciones es la definición de perfiles de distorsión y desplazamiento de diseño sin necesidad de realizar análisis estático no lineal o análisis modal de un modelo dañado, definiéndolos a través de ecuaciones

simplificadas función de las propiedades del marco, la ductilidad de diseño y el estado de daño correspondiente, lo cual permitiría simplificar la aplicación del método propuesto.

La formulación del método propuesto es similar a la de los métodos de diseño reglamentarios basados en un enfoque de fuerzas, ya que se puede emplear solamente análisis elásticos con espectros de ductilidad constante y, por lo tanto, representa una alternativa eficiente para el diseño de edificios regulares de acero estructural para su uso en la práctica profesional.

Cabe señalar que para la aplicación de cualquier método basado en desplazamientos es necesario contar con una estimación realista de la ductilidad de las estructuras. Por esta razón, es necesario realizar una revisión de las distorsiones y ductilidades de diseño de marcos de acero estructural prescritas en los reglamentos, ya que las actuales no son consistentes con el comportamiento real de este tipo de estructuras. Esta deficiencia, que ya había sido señalado por Priestley (2003), fue identificada también en este estudio.

Dados los resultados satisfactorios en la aplicación del método propuesto para el diseño de marcos regulares, es necesario ampliar el método para el diseño de estructuras irregulares en elevación y en planta, lo cual es un tema que se está desarrollando en el grupo de trabajo donde se realizó esta tesis. Por otra parte, en esta investigación no se consideró el efecto de la interacción suelo-estructura, el cual es un aspecto que puede incidir significativamente en el comportamiento de estructuras desplantadas en suelos blandos, por lo que es necesario abordar este aspecto también en investigaciones futuras.

8. REFERENCIAS

ASCE/SEI (2016). Minimum design loads for buildings and other structures. ASCE Standard ASCE/SEI 7-16, including Supplement No. 1, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.

Aschheim M. (2002). Seismic design based on the yield displacement. *Earthquake Spectra*; 18 (4): 581–600.

Ayala A.G. (2001). Evaluation of seismic performance of structures, a new approach (in Spanish). *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería* 17(3):285–303.

Ayala A.G., Castellanos H., López S. (2012). A displacement-based seismic design method with damage control for RC buildings. *Earthquakes and Structures* 3(3): 414-434.

Calvi G.M., Sullivan T.J. (eds) (2009). A model code for the displacement-based seismic design of structures, DBD09, DRAFT Subject to public enquiry, IUSS Press, Pavia.

CEN (1998). Eurocode 8-Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, prEN-1998–1:200X, Revised Final PT Draft (preStage 49), Comité Européen de Normalization, Brussels, Belgium.

Chopra A. K., Goel R. K. (2001). Direct Displacement - Based Design: Use of Inelastic vs. Elastic Design Spectra. *Earthquake Spectra*: febrero 2001, Vol. 17, No. 1, pp. 47-64.

Chopra A. K, Goel R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Eng Struct Dyn* 31(3): 561-582.

Cornell A, Krawinkler H (2000) "Progress and challenges in seismic performance assessment". PEER Newsletter, University of California, Spring 2000.

Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R. O., Foutch, D. A. (2002). "The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA steel moment frame guidelines." *J. Struct. Eng.*, 10.1061/(ASCE)0733-9445(2002) 128:4(526), 526–533.

Dávila R. J. I. (2019). Espectros de fragilidad uniforme considerando degradación cíclica de rigidez para el diseño de estructuras de concreto reforzado desplantadas en suelos blandos del valle de México. Facultad de Estudios Superiores Acatlán. México.

Dimopoulos I. A., Bazeos N., Beskos D. (2012). "Seismic yield displacements of plane moment resisting and x-braced steel frames". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 41. 128–140. 10.1016/j.soildyn.2012.05.002.

Esteva L. (1967) "Criteria for the construction of seismic design spectra", 3rd Pan - American Symposium of Structures, Caracas, Venezuela.

FEMA (1997). NEHRP Commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. FEMA 273, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

FEMA (2000). "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings". FEMA 356, preparado por el American Society of Civil Engineers, published by the Federal Emergency Management Agency

FEMA (2012). "Guidelines for seismic performance assessment of buildings". FEMA P58/Pre-Release, Aug 2012, Washington, DC.

fib TG 7.2, (2003). Displacement-based seismic design of reinforced concrete structures, fib Bulletin 25, Lausanne.

GCDMX (2017). Reglamento de construcciones para el Distrito Federal y normas técnicas complementarias. Diario Oficial de la Federación, México.

Hamburger, R. O., J. P. Moehle, (2000). State of performance-based engineering in the United States, 2nd US-Japan Workshop on Performance Based Seismic Engineering for Reinforced Concrete Building Structures, Sapporo, Hokkaido, Japan.

Hartzell, S. (1978), "Earthquake aftershocks as Green's functions", *Geophys.Res. Lett.* 5, 1–4.

ICBO (1997) Uniform Building Code. International Conference of Building Officials, Whittier, California.

ICC (2003). International Building Code, International Code Council.

Jalayer, F. (2003). "Direct probabilistic seismic analysis: Implementing non-linear dynamic assessments." Ph.D. dissertation, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Stanford Univ., Stanford, CA.

Kappos, A. J. (1997). Partial inelastic analysis procedure for optimum capacity design of buildings, *Proceed. International Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generations of Codes* (Bled, Slovenia, June 1997), Balkema, 229-240.

Kappos, A. J. (2000). Feasibility of using advanced analytical tools in the seismic design of R/C structures, *G. Penelis International Symposium on Concrete and Masonry Structures*, Thessaloniki, Oct. 2000, pp. 47-60.

Kappos, A. J., A. Manafpour (2001). *Seismic Design of R/C buildings with the Aid of Advanced Analytical Techniques*, Engineering Structures, Vol. 23.

Kappos, A. J., Panagopoulos G. (2004). Performance-based seismic design of 3D R/C buildings using inelastic static and dynamic analysis procedures, *ASET Journal of Earthquake Technology*, Paper No. 444, Vol. 41.

- Kappos, A. J., Stefanidou, S. (2010). "A deformation-based seismic design method for 3D R/C irregular buildings using inelastic dynamic analysis". *Bulletin of Earthquake Engineering*. Eng 8, 875–895
- Krawinkler, H., Miranda, E. (2004). "Performance-based earthquake engineering." *Earthquake engineering: From engineering seismology to performance-based engineering*, Y. Bozorgnia, and V. V. Bertero, eds., CRC Press, New York.
- Loeding S., Kowalsky M. J., Priestley M. J. N. (1998). "Direct displacement Based design of Reinforced Concrete Building Frames". Structural Systems Research Project SSRP-98/08. University of California, San Diego.
- López, R. S. (2015). A displacement based seismic design method for framed structures involving sidesway collapse prevention. Tesis de Doctorado. Universidad Nacional Autónoma de México. México.
- López R. S., Niño M., Godho G., Jiménez U. (2018). Espectros de Fragilidad Uniforme para diseño sísmico de estructuras en sitios de suelo blando del Valle de México. XXI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural.
- MATLAB. (2016). version 9.0.0 (R2016a). Natick, Massachusetts: The MathWorks Inc.
- McKenna F., Fenves G. L., Filippou F. C. (2016). Open System for Earthquake Engineering Simulation. Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley.
- Miranda E. (2006). Reflections on the use of elastic or secant stiffness for seismic evaluation and design of structures. Proceedings of the First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. Geneva, Switzerland.
- Moehle, J. P. (1992). Displacement Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes. *Earthquake Spectra*, 8(3), pp. 403-428.
- Niño M., Ayala A.G., López S.E. (2018) "Uniform fragility spectra for the performance-based seismic design of structures considering variabilities in structural properties" *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 47:8, 1742-1754.
- Ordaz M., Aguilar A., Arboleda J. (1999). Crisis99 Sistema de cómputo para el cálculo de peligro sísmico. Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Morelia, Michoacán. México. Vol. 1, pp. 3-12.
- Ordaz, M., C. Montoya (2002), "Programa DEGTRA A4, Versión 4.06", Programa de cómputo, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Ordaz, M., Meli, R. (2004) *Seismic Design and Codes in Mexico*. 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada
- Paulay, T., Priestley, M.J.N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Structures*. John Wiley and Sons, New York
- Pecker A. (Ed.). (2007). *Advanced Earthquake Engineering Analysis*. Italy. Springer Vienna.
- Porter K. (2019). *A Beginner's Guide to Earthquake Fragility Vulnerability and Risk*. University of Colorado Boulder. 119 pp
- Priestley M.J.N. (2000). Performance based seismic design. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*; 33 (3): 325–346.
- Priestley, M. J. N., Amaris, A. D. (2002). Dynamic amplification of seismic moments and shears in cantilever walls. European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk. Research Report No. ROSE-2002/01, Pavia, Italy.

- Priestley, M.J.N. (2003). *Myths and Fallacies in Earthquake Engineering—Revisited*, Mallet-Milne Lecture, Pavia, Italy: IUSS Press.
- Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., Kowalsky, M.J. (2007). *Direct Displacement-Based Seismic Design of Structures*. IUSS Press, Pavia.
- Reyes, C. (1999), “El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios”, Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Rosenblueth, E., Jara, J. (1988). “Probability distribution of times between characteristic subduction earthquakes”. *Earthquake spectra*, Vol. 5, No. 1. Pp. 273-291.
- Sasaki F., Freeman S., Paret T. (1998). Multi-mode pushover procedure (MMP)—a method to identify the effect of higher modes in a pushover analysis. In: *Proceedings of the 6th US national conference on earthquake engineering*.
- SEAOC. (1995). *Vision 2000 a Framework for Performance-based Engineering*. Structural Engineers Association of California. Sacramento, California.
- SEAOC. (1999). *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, 7th Ed
- Selim G., Khalid M. Mosalam (2013). PEER Performance-Based Earthquake Engineering Methodology, Revisited, *Journal of Earthquake Engineering*, 17:6, 829-858.
- Shibata, A., Sozen, M. A. (1976) “Substitute-structure method for seismic design in R/C,” *Journal of the Strutural Division*, ASCE, New York, USA.
- Sullivan T. J., Priestley M. J. N. & Calvi G. M. (2008). Estimating the Higher-Mode Response of Ductile Structures, *Journal of Earthquake Engineering*, 12:3, 456-472.
- Vamvatsikos, D., Cornell, C. A. (2004). “Applied incremental dynamic analysis.” *Earthquake Spectra*, 20(2), 523–553.
- Vamvatsikos D, Aschheim M. (2014). Direct performance-based seismic design of structures using Yield Frequency Spectra. *Proceedings of the 10th National Conference in Earthquake Engineering*, Earthquake Engineering Research Institute, Anchorage, AK.
- Vamvatsikos D., Kazantzi A., Aschheim M. (2015). Performance-Based Seismic Design: Avant-Garde and Code-Compatible Approaches. *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering*.
- Yang, T. Y., Moehle, J., Stojadinovic, B., Der Kiureghian, A. (2009). “Seismic performance evaluation of facilities: Methodology and implementation.” *J. Struct. Eng.*, 10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135: 10(1146), 1146–1154.

ANEXO I. DISTRIBUCIONES DE DAÑO DE LOS ANÁLISIS

DINÁMICOS NO LINEALES

En el presente anexo se muestran gráficamente los resultados del daño generado en los marcos diseñados en este trabajo durante los análisis no lineales paso a paso de los registros escalados para los periodos de referencia $T=1.0$ s, $T=1.5$ s y $T=2.0$ s para los periodos de suelo estudiados $T_S=2.0$ s y $T_S=2.5$ s, los cuales se diseñaron con el patrón de daño mostrado en la figura 5.12:

En las figuras A1 a A8 se presenta la ubicación de las articulaciones plásticas que se formaron en los elementos de los marcos rígidos de 8, 12 y 16 niveles diseñados con ERP, debido a las aceleraciones de los registros sísmicos que se emplearon en la determinación de los espectros ERP. Las marcas rojas representan las zonas donde se formaron las articulaciones plásticas durante el análisis, mientras que las marcas azules representan el patrón de daño considerado para el diseño.

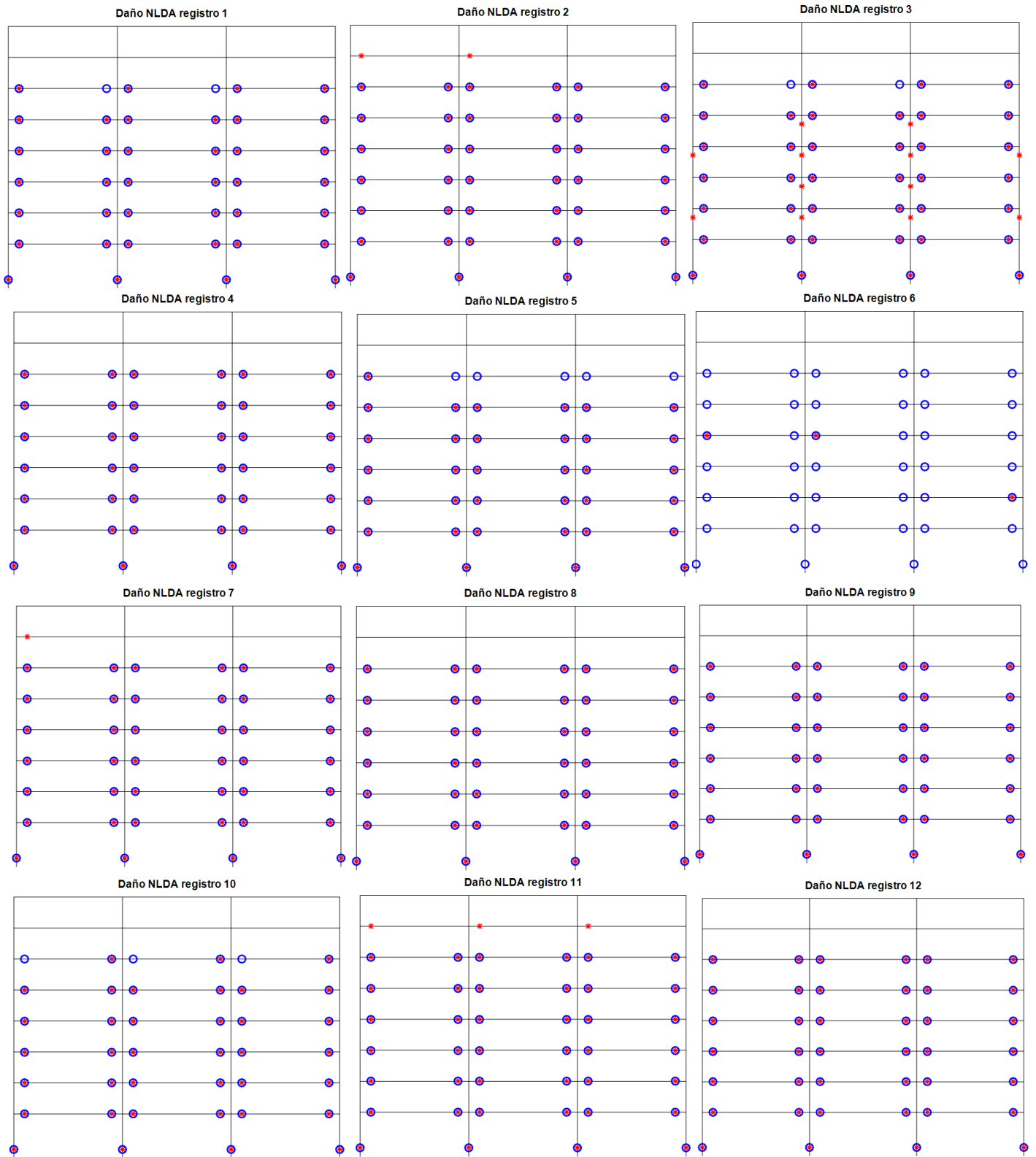


Figura A1. Distribuciones de daño del marco de 8 niveles $\mu=2$ para $T_s=2.0$ s. Los círculos azules representan el patrón de daño propuesto y las marcas rojas el daño obtenido de los análisis dinámicos no lineales

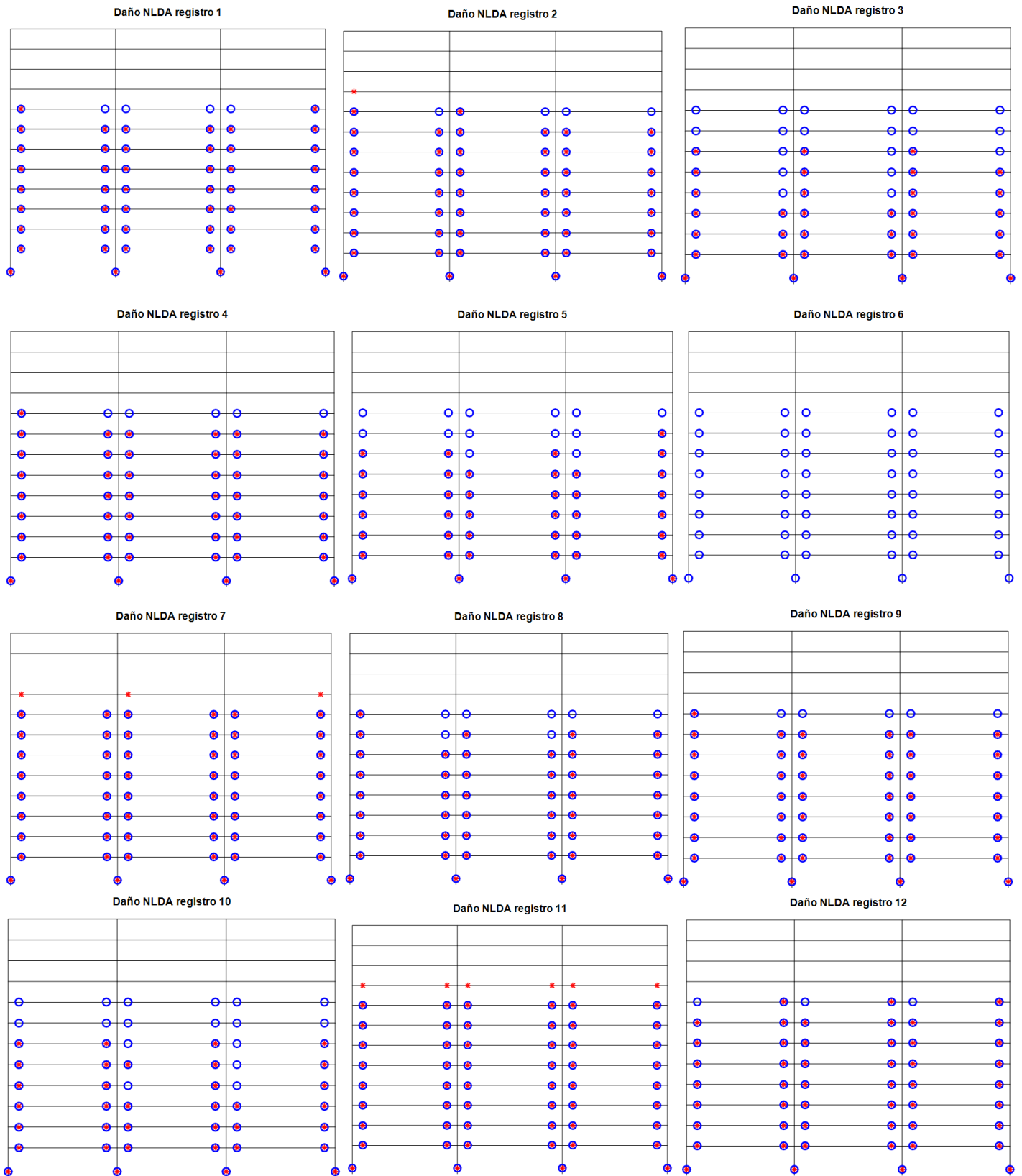


Figura A2. Distribuciones de daño del marco de 12 niveles $\mu=1.5$ para $T_s=2.0$ s. Los círculos azules representan el patrón de daño propuesto y las marcas rojas el daño obtenido de los análisis dinámicos no lineales

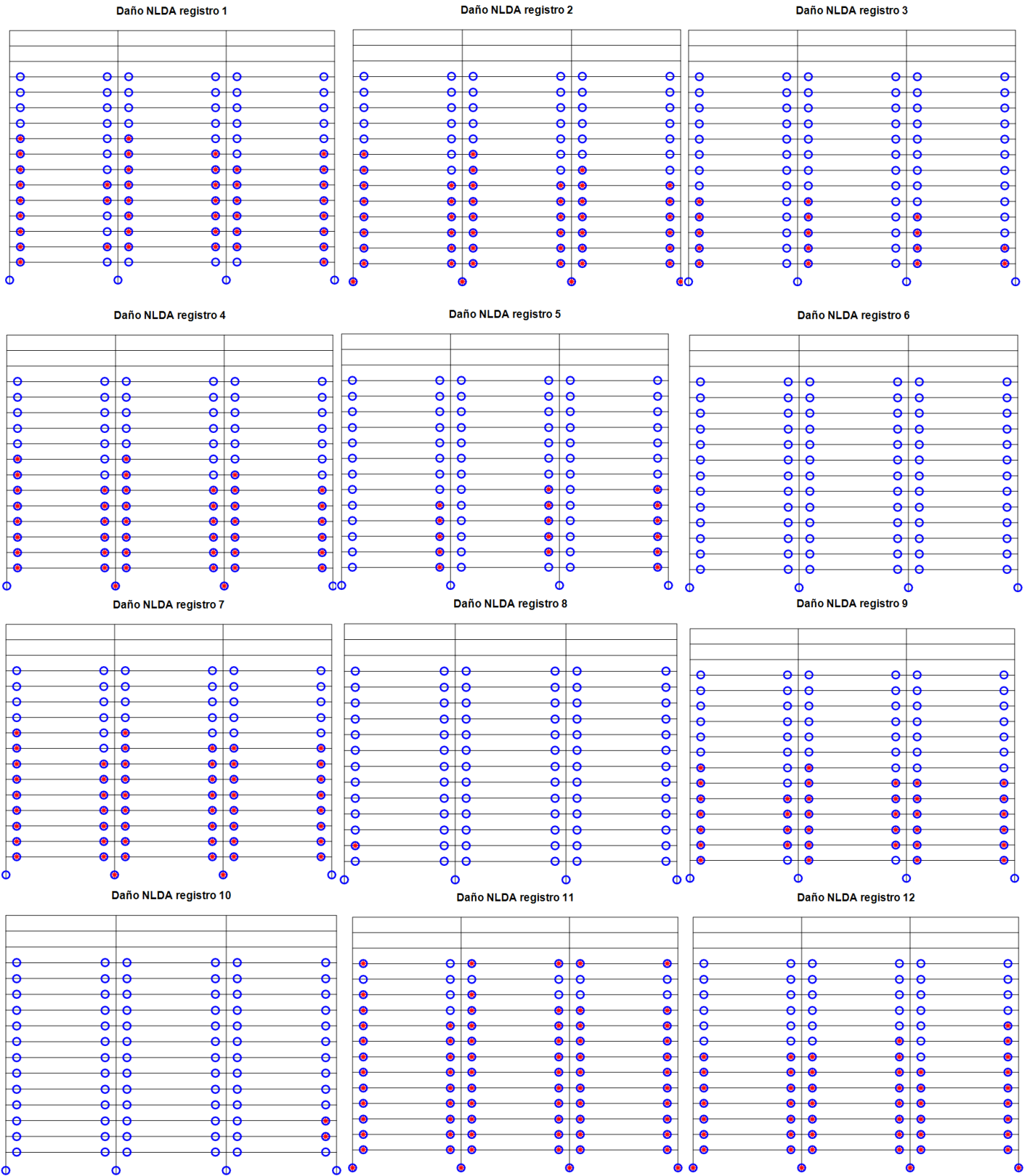


Figura A3. Distribuciones de daño del marco de 16 niveles $\mu=1$ para $T_s=2.0$ s. Los círculos azules representan el patrón de daño propuesto y las marcas rojas el daño obtenido de los análisis dinámicos no lineales

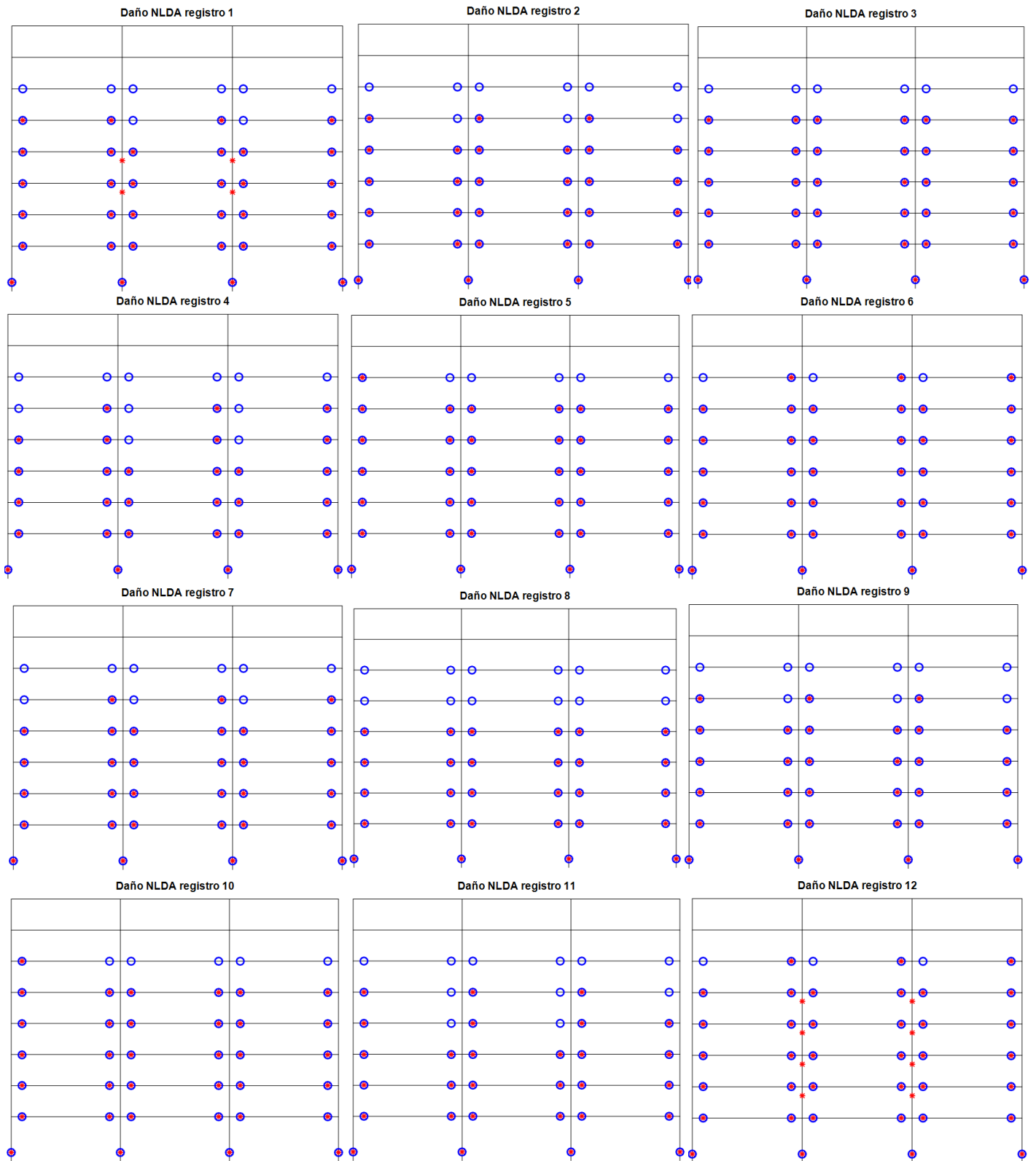


Figura A4. Distribuciones de daño del marco de 8 niveles $\mu=2$ para $T_s=2.5$ s. Los círculos azules representan el patrón de daño propuesto y las marcas rojas el daño obtenido de los análisis dinámicos no lineales

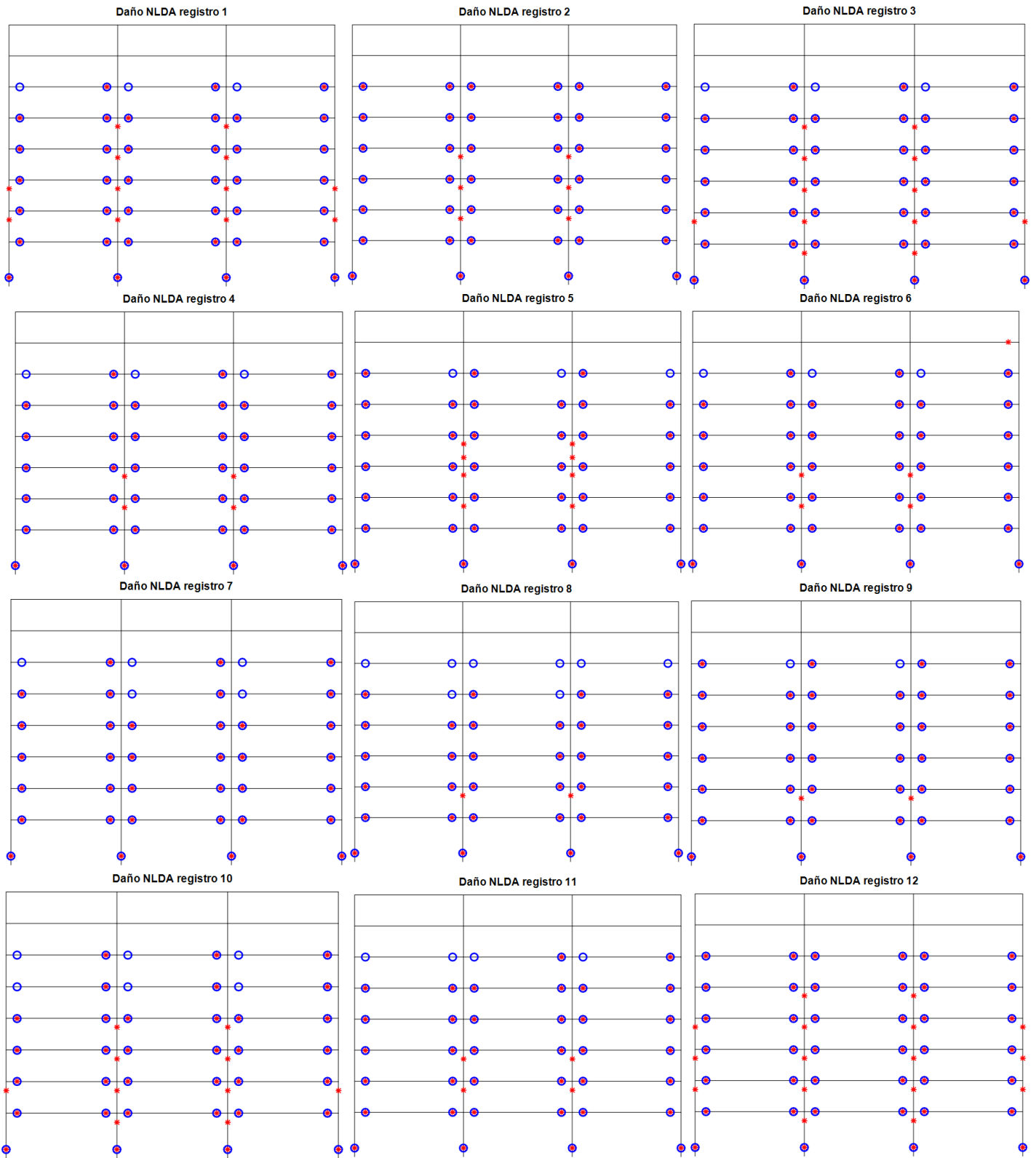


Figura A5. Distribuciones de daño del marco de 8 niveles $\mu=3$ para $T_s=2.5$ s. Los círculos azules representan el patrón de daño propuesto y las marcas rojas el daño obtenido de los análisis dinámicos no lineales

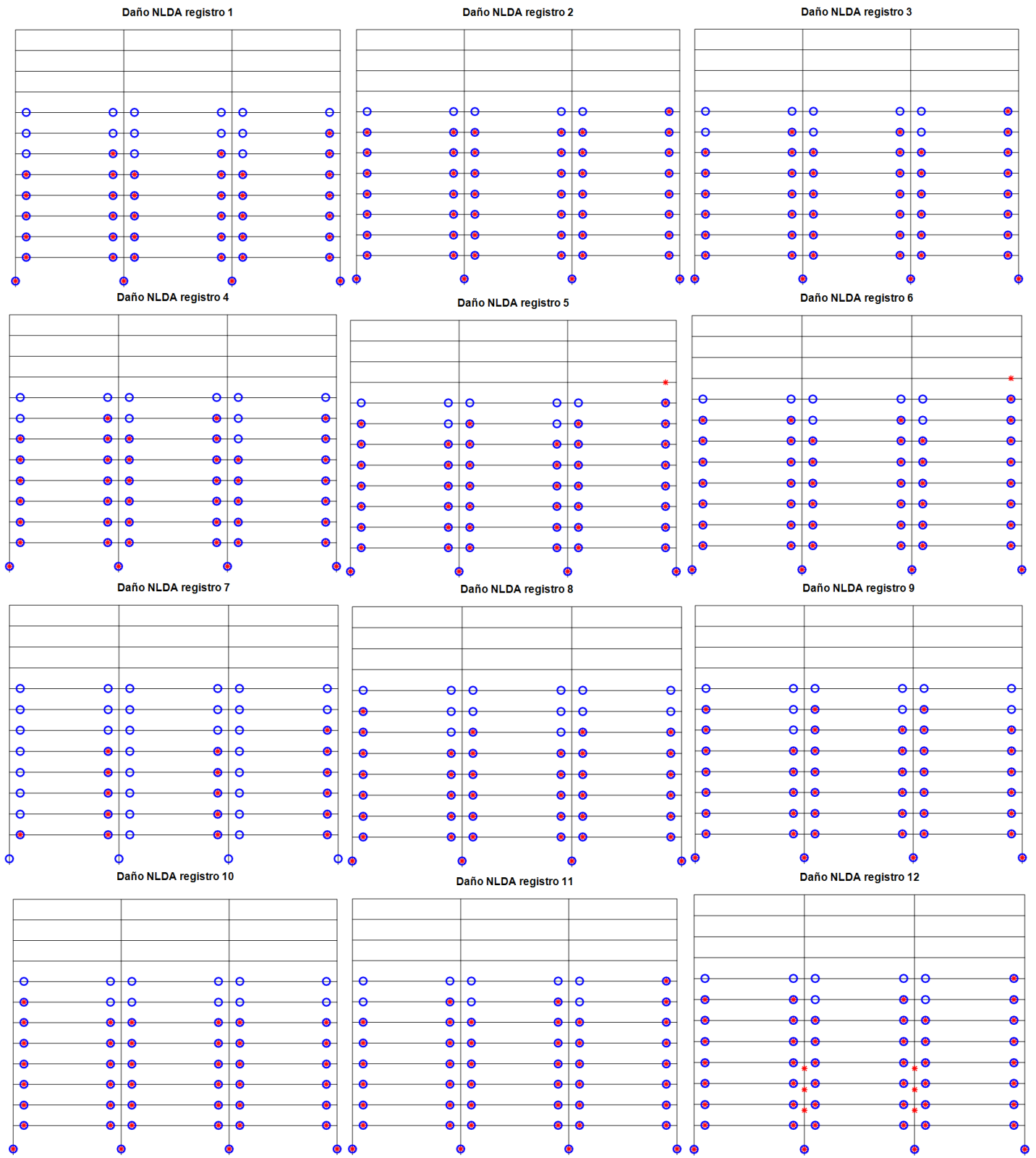


Figura A6. Distribuciones de daño del marco de 12 niveles $\mu=2$ para $T_S=2.5$ s. Los círculos azules representan el patrón de daño propuesto y las marcas rojas el daño obtenido de los análisis dinámicos no lineales

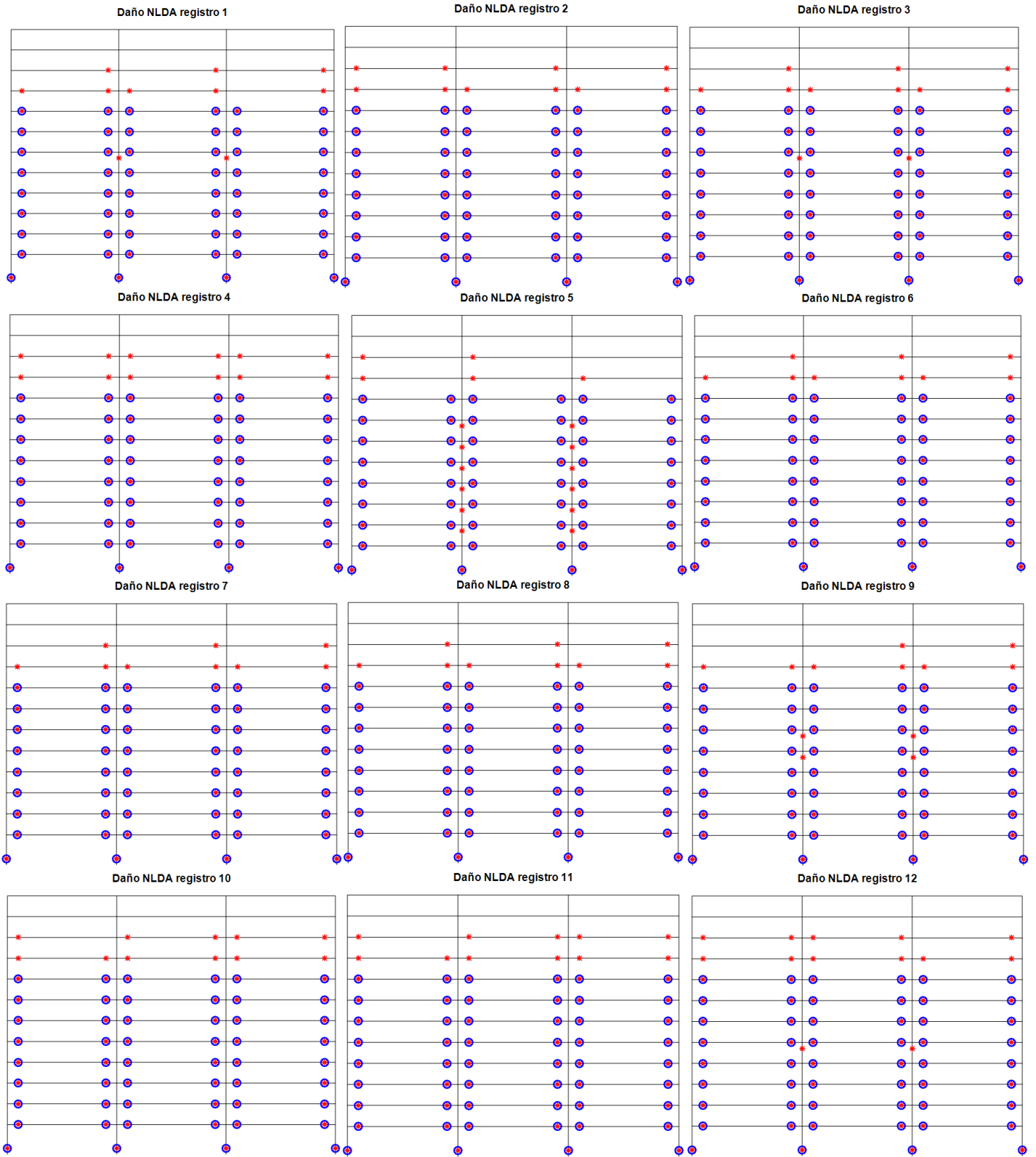


Figura A7. Distribuciones de daño del marco de 12 niveles $\mu=3$ para $T_s=2.5$ s. Los círculos azules representan el patrón de daño propuesto y las marcas rojas el daño obtenido de los análisis dinámicos no lineales

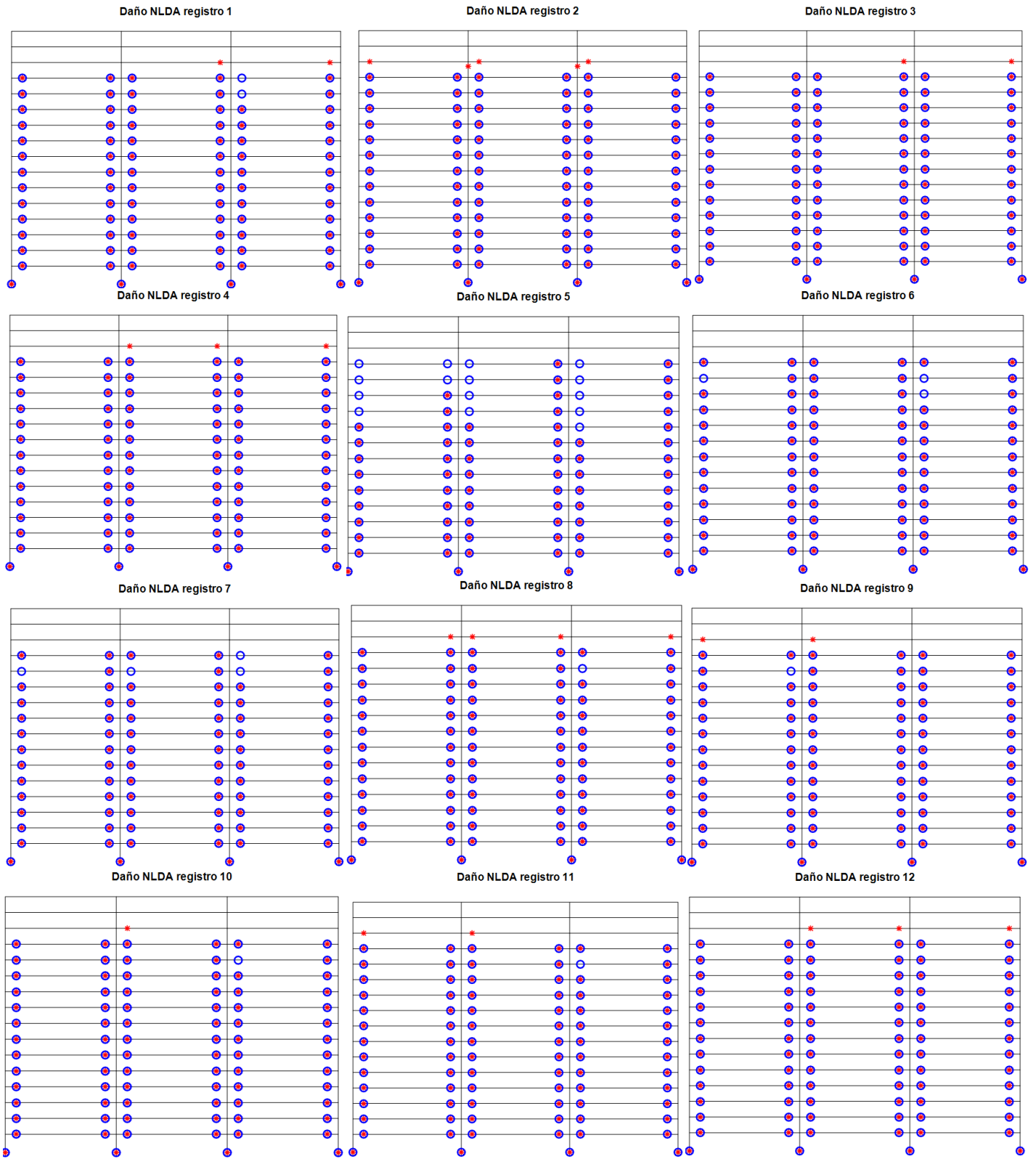


Figura A8. Distribuciones de daño del marco de 16 niveles $\mu=2$ para $T_s=2.5$ s. Los círculos azules representan el patrón de daño propuesto y las marcas rojas el daño obtenido de los análisis dinámicos no lineales