



*Universidad Nacional Autónoma de México*

*Facultad de Estudios Superiores Acatlán*

*Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil*

*Diseño sísmico basado en desplazamientos con control de daño  
de marcos de acero con contraventeo excéntrico*

*Domínguez Cañas Luis Rodrigo*

*Asesor: López Ríos Saúl Esteban*

*Cd. Mx. 2023*



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.

## Resumen

En esta tesis se presenta un método de diseño basado en desplazamientos para marcos regulares con contraventeo excéntrico de acero que permite un mejor control del desempeño estructural que el método de diseño reglamentario basado en un enfoque de fuerzas. El método propuesto en este trabajo es una adaptación del método de diseño basado en desplazamiento para marcos rígidos de acero de López (2015), el cual se basa en la aproximación de las respuestas máximas de las estructuras a partir de un oscilador inelástico de un grado de libertad, denominado sistema de referencia, representativo de las propiedades del modo fundamental de la estructura. Mediante la curva de comportamiento del sistema de referencia se determina la rigidez necesaria de una estructura para satisfacer el nivel de desempeño establecido.

Para validar el método, se diseñaron marcos de 4, 6, y 8 niveles considerando demandas sísmicas características de suelos de transición de la Ciudad de México. Posteriormente se determinó la respuesta de los marcos diseñados con el método propuesto mediante análisis dinámicos no lineales, a partir de cuyos resultados se evaluó el control del desempeño.

En la parte final de este trabajo se discuten los resultados obtenidos de la aplicación del método propuesto a los casos de estudio presentados, se mencionan aspectos relevantes sobre la aplicación del método y el comportamiento de los marcos con contraventeo excéntrico, y se presentan temas de interés para investigaciones futuras sobre el diseño de este tipo de estructuras.

## ÍNDICE

Resumen .....	2
Capítulo 1. Introducción.....	5
1.1. Antecedentes.....	5
1.2. Objetivo y Alcances.....	6
1.3. Organización del Trabajo.....	7
Capítulo 2. Comportamiento y Diseño Sísmico de Marcos con Contraventeo Excéntrico....	8
2.1. Fundamentos de Diseño Sísmico.....	8
2.2. Estudios Experimentales y Analíticos en MCCE .....	9
2.3. Comportamiento Sísmico y Filosofía de Diseño de las NTCDS-2020 .....	10
2.4. Diseño Sísmico de las NTCDS-2020.....	12
2.4.1. Enfoque de diseño .....	12
2.4.2. Procedimiento de diseño de MCCE .....	13
2.5. Limitantes del enfoque de diseño de las NTCDS-2020.....	15
Capítulo 3. Métodos de Diseño Sísmico Basado en Desempeño para Marcos con Contraventeo Excéntrico .....	16
3.1. Diseño basado en energía .....	16
3.1.1. Enfoque de diseño .....	16
3.1.2. Método de Chao y Goel (2006).....	16
3.1.3. Método de Cuiling (2019) .....	19
3.2. Diseño basado en desplazamientos.....	22
3.2.1. Enfoque de diseño .....	22
3.2.2. Método de Sullivan (2013).....	22
Capítulo 4. Método de Diseño Basado en Desplazamientos Propuesto .....	27
4.1. Definición del sistema de referencia.....	27
4.2. Calculo de la distorsión de fluencia.....	29
4.3. Estimación de la sobrerresistencia estructural.....	29
4.4. Definición de la ductilidad de diseño y el desplazamiento espectral último del sistema de referencia para el Estado Límite Último.....	31
4.5. Definición del desplazamiento espectral de servicio.....	31

4.6.	Definición del periodo de diseño de la estructura.....	32
4.7.	Determinación de la resistencia lateral del sistema de referencia .....	32
4.8.	Perfiles de distorsión de entrepiso .....	33
4.9.	Diseño de elementos estructurales.....	34
4.10.	Procedimiento de diseño.....	35
Capítulo 5. Aplicación del Método de Diseño Propuesto .....		37
5.1.	Descripción de los casos de estudio.....	37
5.2.	Demandas sísmicas de diseño.....	38
5.2.1.	Sitio de desplante y aceleraciones sísmicas.....	38
5.2.2.	Espectros de diseño .....	39
5.3.	Modelado no lineal de MCCE .....	41
5.4.	Descripción de aplicación del método propuesto en marco de 8 niveles .....	43
5.5.	Resumen de resultados de marcos diseñados .....	48
Capítulo 6. Validación del Método de Diseño Propuesto .....		55
6.1.	Análisis dinámicos no lineales.....	55
6.2.	Evaluación del objetivo de desempeño.....	55
6.3.	Evaluación de los resultados.....	56
6.3.1.	Perfiles de desplazamientos.....	57
6.3.2.	Perfiles de distorsiones .....	60
6.3.3.	Perfiles de cortante. ....	63
Capítulo 7 Conclusiones.....		66
Bibliografía.....		67

# Capítulo 1. Introducción

## 1.1. Antecedentes

Sismos como los de Kanto (1923), Napier (1932), Long Beach (1933), México (1985), y México (2017) han expuesto la importancia de caracterizar y prever los efectos de los sismos en las construcciones. La ingeniería sísmica ha desarrollado a lo largo del tiempo metodologías de diseño más sofisticadas que permiten evaluar y controlar con mayor precisión la respuesta de las estructuras ante estos fenómenos, con la finalidad de proveer seguridad a las estructuras ante los diversos sismos que puede llegar a experimentar las edificaciones a lo largo de su vida útil. De manera particular, diversos estudios se han orientado al desarrollo de sistemas estructurales que tengan un comportamiento satisfactorio ante los distintos eventos sísmicos que se pudieran presentar durante su vida útil.

Los marcos con contraventeo excéntrico (MCCE) son uno de los sistemas estructurales más eficientes desarrollados para soportar las demandas sísmicas de alta intensidad. Este tipo de sistema estructural fue concebido a mediados del siglo XX con el objetivo de crear un sistema estructural con niveles de rigidez lateral similares a los marcos con contraventeo concéntrico (MCCC), así como una capacidad de disipación de energía sísmica similar a la de los marcos rígidos (MR).

La respuesta ante cargas laterales de los MCCE depende principalmente de los elementos denominados eslabones, los segmentos de las vigas de los marcos que se encuentran restringidas en al menos uno de sus extremos por un contraviento, en los cuales se concentra el comportamiento no lineal en sismos intensos. Los eslabones se clasifican en eslabones cortos, largos e intermedios, dependiendo si su comportamiento se rige por cortante, flexión o una interacción entre ambas respectivamente. Los MCCE con eslabones cortos presentan una mejor respuesta ante cargas laterales, dada su mayor capacidad de soportar deformaciones laterales.

De la misma manera que para otros sistemas estructurales, se han propuesto diferentes procedimientos de diseño sísmico para los MCCE. El método de diseño establecido por los reglamentos actuales, e.g., las Normas Técnicas Complementarias de para el Diseño de Estructuras de Acero (NTCDEA-2020) y el ANSI 341-16 del American Institute of Steel Construction (AISC) (ASCE/SEI, 2016), se basa en un enfoque de diseño basado en fuerzas considerando criterios de diseño por capacidad, cuyo objetivo es asegurar un comportamiento deseable de las estructuras diseñadas a través de la formación una falla dúctil. Sin embargo, trabajos como los desarrollados por Priestley (2007) han demostrado las limitantes de los métodos basados en un enfoque de fuerzas para el control del comportamiento estructural ante demandas sísmicas intensas.

Por ende, el método de diseño reglamentario es hasta cierto punto incompatible con el enfoque de diseño sísmico actual, en el que se pretende garantizar un comportamiento estructural adecuado de un sistema ante distintos niveles de intensidad mediante el cumplimiento de un objetivo de desempeño. La mayoría de los reglamentos de construcción en el mundo prescriben un objetivo de desempeño compuesto por dos estados límite a satisfacerse ante distintos niveles de intensidad sísmica para edificios de uso común: un estado límite de servicio (ELS), que se debe cumplir ante sismos frecuentes de baja o moderada intensidad, y un estado límite último (ELU), que se debe satisfacer ante sismos raros de alta intensidad.

Debido a lo anterior, diferentes investigadores han propuesto métodos de diseño sísmico basado en desempeño, que permiten un mejor control de la respuesta de las estructuras ante las intensidades de diseño. Estos métodos se clasifican en función del índice de desempeño considerado para controlar la respuesta sísmica, siendo los más comunes en la literatura los métodos de diseño basados en energía y los basados en desplazamientos, siendo estos últimos los más ampliamente difundidos en la literatura.

Para el caso de MCCE, Sullivan (2013) propone un método de diseño sísmico basado en desplazamientos derivado del método de diseño directo basado en desplazamientos de Priestley (2007) para MR. El método emplea el artificio de la estructura substituta propuesto por Shibata y Sozen (1976) para aproximar la respuesta inelástica máxima de una estructura de múltiples grados de libertad mediante un oscilador elástico de un grado de libertad con rigidez secante y amortiguamiento viscoso equivalente. Sin embargo, dado que dicho método es sustancialmente diferente al método reglamentario, particularmente en la definición de las demandas de diseño, su implementación en un reglamento de construcción como el de la Ciudad de México sería difícil. Así mismo, dado que el método se enfoca en el diseño para el ELU, este no proporciona un procedimiento explícito para el diseño para el ELS.

Por esta razón, en este trabajo se propone un método alternativo de diseño sísmico basado en desplazamientos para MCCE que permite asegurar un objetivo de desempeño compuesto por dos estados límite (ELS y ELU), como el estipulado en la mayoría de los reglamentos del mundo. El método propuesto, que es una adaptación del método de López (2015) para MR, parte de un prediseño para la definición de una curva de pseudoaceleración vs desplazamiento espectral, denominada curva de comportamiento, a partir de cuyas propiedades se determina la demanda de rigidez lateral requerida para satisfacer un objetivo de desempeño dado.

## **1.2. Objetivo y Alcances**

El objetivo general de este trabajo es el desarrollo y validación de un método de diseño basado en desplazamientos para el diseño de MCCE con eslabones cortos el cual permita

un mejor control del objetivo de desempeño prescrito en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Sísmico de 2020 (NTCDS-2020), compuesto por el ELU y el ELS, en comparación al método de las NTCDS-2020 y los existentes en la literatura. Este trabajo se enfoca en el diseño de marcos de baja y mediana altura regulares en planta y elevación cuya respuesta sísmica está gobernada por su modo fundamental de vibración (López, 2015).

### **1.3. Organización del Trabajo**

Este trabajo se encuentra organizado en 6 capítulos. En este primer capítulo se habló de generalidades de los MCCE, la problemática del método de diseño actual, y el planteamiento, objetivos y alcances de esta investigación. En el capítulo 2 se presenta con detalle el enfoque de diseño sísmico actual basado en el cumplimiento de un objetivo de desempeño, posteriormente, se describe el comportamiento de los MCCE ante acciones sísmicas, así como el método de diseño prescrito en la norma mexicana, basada en un enfoque de fuerzas. En el capítulo 3 se presentan métodos de diseño propuestos basados en energía y desplazamientos, enfocados principalmente en el diseño de las estructuras para el estado límite último, y se presentan sus ventajas y desventajas.

En el capítulo 4 se presenta con detalle el método propuesto para el diseño de MCCE con eslabones cortos basado en desplazamientos. En el capítulo 5 se presentan aplicaciones de diseño del método propuesto, en marcos regulares en planta y elevación de 4, 6 y 8 niveles ubicados en un suelo tipo II de la Ciudad de México. En el capítulo 6 se presentan los resultados obtenidos de análisis dinámicos no lineales aplicados a modelos inelásticos representativos de los marcos diseñados y se evalúa el control del desempeño del método propuesto. Finalmente, en el capítulo 7 se presentan las conclusiones y se dan recomendaciones sobre investigaciones futuras sobre el diseño de MCCE.



## **Capítulo 2. Comportamiento y Diseño Sísmico de Marcos con Contraventeo Excéntrico**

### **2.1. Fundamentos de Diseño Sísmico**

El diseño sísmico de las estructuras difiere del realizado para otras acciones de diseño por la complejidad de la respuesta estructural ante las acciones dinámicas generadas por los sismos. El enfoque de diseño sísmico basado en desempeño busca garantizar el comportamiento estructural adecuado de un sistema ante varios niveles de intensidad mediante el cumplimiento de un objetivo de desempeño (Guerrero, 2020).

Un objetivo de desempeño se define como un conjunto de estados límites o niveles de desempeño, es decir, el nivel de daño que es aceptable en una edificación, 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 (Guerrero, 2020).

El cumplimiento de los estados límite se evalúa a partir de un parámetro de demanda ingenieril, también llamado índice de desempeño, el cual es un parámetro de respuesta estructural. La distorsión de entrepiso es el índice de desempeño empleado por las Normas Técnicas Complementarias de Ciudad de México (NTC) (GCDMX, Reglamento de construcciones para el Distrito Federal y normas técnicas complementarias., 2020). Las NTC, así como la mayoría de los reglamentos de diseño en el mundo, establecen un objetivo de desempeño conformado por dos estados límite.

El primero es el estado límite de servicio (ELS), definido como la condición donde la edificación no sufre deformaciones considerables, que ocasionen incomodidad en los ocupantes, o afecten el funcionamiento de equipos e instalaciones de la edificación; ni se generan daños en elementos no estructurales ante eventos sísmicos de intensidad moderada y ocurrencia frecuente. Las intensidades de diseño de las NTCDS-2020 para el estado límite de servicio están asociadas a periodos de retorno de aproximadamente 20 años.

El segundo es el estado límite último (ELU), el cual se refiere a una condición donde la edificación presenta daños estructurales significativos, así como la interrupción temporal o total de su funcionamiento, pero manteniendo su estabilidad global y evitando el colapso ante eventos sísmicos de alta intensidad y baja probabilidad de ocurrencia. Las intensidades sísmicas establecidas por las NTCDS-2020 para el estado límite último corresponden a periodos de 250 años.

Los reglamentos actuales proporcionan una serie de requerimientos para asegurar que las estructuras tengan un desempeño adecuado según el tipo de sistema estructural, los cuales se fundamentan en estudios experimentales y analíticos. Los marcos con contraventeo excéntrico es un sistema estructural que ha mostrado un comportamiento satisfactorio ante eventos sísmicos intensos, y el diseño sísmico de estos son el tema de esta tesis.

## 2.2. Estudios Experimentales y Analíticos en MCCE

En la década de 1970 se originó en Japón el concepto de los marcos con contraventeo excéntrico, MCCE, con el objetivo de concebir un sistema estructural con rigidez lateral superior a la exhibida por los marcos rígidos y mayor capacidad de disipación de energía ante sismos severos que los marcos con contraventeo concéntrico (Kazemzadeh & Topkaya, 2016).

Hjelmstand y Popov (1983) establecieron una clasificación de los elementos estructurales denominados eslabones o vigas enlace en función de la demanda que rige su diseño, cortante, momento o la interacción entre ambas. Asimismo, evaluaron la sobrerresistencia alcanzada en dichos elementos y el detallado requerido en las conexiones para que la estructura desarrolle un comportamiento satisfactorio ante carga lateral.

Trabajos posteriores (Kasai y Popov, 1986; Engelhardt y Popov, 1989) definieron el parámetro  $\rho$  que indica el modo de comportamiento del eslabón en función de la longitud del eslabón y el cociente del cortante plástico y momento plástico. Kasai y Popov (1986) identificaron que en eslabones cortos, es decir, con valores de  $\rho$  menores a 1.6, el efecto del cortante rige el comportamiento del elemento. Engelhardt y Popov (1989) establecieron que en eslabones largos, con valor de  $\rho$  es mayor a 3, predomina el comportamiento por flexión.

Asimismo Engelhardt y Popov (1989) observaron que eslabones con valores intermedios de  $\rho$  presentan una interacción entre cortante y flexión en el rango de comportamiento no lineal. Ricles y Popov (1989) identificaron que en MCCE con eslabones cortos la contribución del sistema de piso a la resistencia a cortante es de aproximadamente el doce por ciento.

Ramadant y Ghobarah (1995) desarrollaron un modelo analítico que describe el comportamiento de los eslabones cortos. Arce (2002) realizó un estudio experimental mediante el cual identificó relaciones entre la sobrerresistencia de los eslabones y los diferentes grados de acero, así como su efecto en el pandeo local de dichos elementos. Richards y Uang (2005) evaluaron los efectos de la relación ancho-espesor del alma en la respuesta de eslabones a carga cíclica. Okazaki (2006) estudió el comportamiento ante carga cíclica de marcos excéntricos con conexión eslabón-columna y el detallado requerido para tener una respuesta dúctil.

Prinz (2010) utilizó el modelo desarrollado por Ramadant y Ghobarah (1995) para simular el comportamiento de los eslabones cortos en MCCE con diagonales restringidas al pandeo, y lo validó con los resultados del estudio experimental de marcos sometidos a carga cíclica realizados por Okazaki (2006). Kusyilmaz y Topkaya (2013) estudiaron la sobrerresistencia de MCCE a través de modelos analíticos, concluyendo que esta no solo depende del número de niveles de la estructura sino también de su altura y la relación  $e/L$  de los eslabones.

Kobboececic y David (2010) realizaron un estudio analítico sobre la distribución vertical de energía disipada, concluyendo que no es uniforme en todos los niveles y tiende a centrarse en los pisos superiores e inferiores (Koboevic & David, 2010). Los estudios anteriores han permitido conocer con detalle el comportamiento sísmico de los MCCE y formular criterios de diseño para asegurar un desempeño sísmico satisfactorio, la mayoría de los cuales son la base de las normas y manuales para el diseño de este tipo de estructuras.

### 2.3. Comportamiento Sísmico y Filosofía de Diseño de las NTCDS-2020

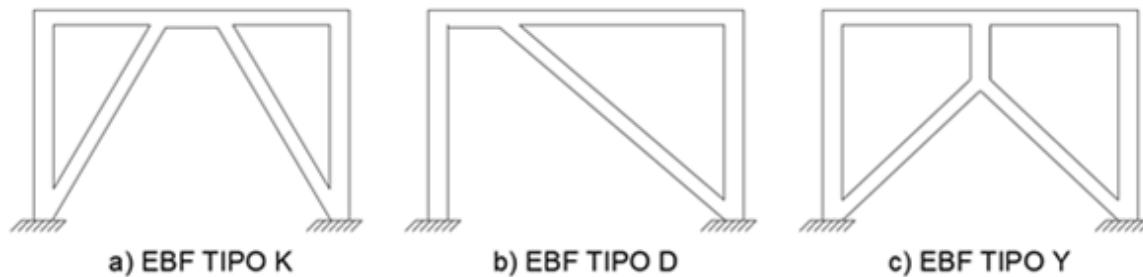
La respuesta sísmica de las estructuras depende principalmente de su geometría y de las propiedades de los elementos que la componen. En los MCCE la longitud de la viga enlace  $e$ , la longitud del claro contraventeado  $L$ , la altura del entrepiso  $h$ , el ángulo de inclinación de los contravientos con respecto al entrepiso y las propiedades de los elementos de la crujía contraventeada son los factores principales que determinan el comportamiento de este sistema ante cargas laterales, y, por lo tanto, rigen el diseño. Un parámetro útil para entender el comportamiento sísmico de estos sistemas estructurales es la longitud del eslabón con respecto al claro. En MCCE con relaciones  $e/L$  próximas a cero el comportamiento será similar al de un marco con contraventeo concéntrico, mientras en marcos excéntricos con relaciones  $e/L$  cercanas a la unidad su comportamiento se asemejará al de un marco rígido.

Derivado de las observaciones de estudios experimentales en MCCE (Hjelmstad & Popov, 1983; Kasai & Popov, 1986; Engelhardt & Popov, 1989) se determinó que la relación  $e/L$  era insuficiente para caracterizar el comportamiento del eslabón al no considerar las propiedades del elemento. Por ende, propusieron el parámetro  $\rho$  (Ec. 2.1), función de la longitud del eslabón  $e$ , el cortante plástico resistente  $V_p$  del eslabón y el momento plástico resistente  $M_p$ ; el cual permite una mejor caracterización del comportamiento no lineal de los MCCE.

$$\rho = \frac{e V_p}{M_p} \quad (2.1)$$

En eslabones con valor de  $\rho$  menor o igual a 1.6 se clasifican como cortos, cuyo diseño es regido por la demanda de cortante, eslabones con  $\rho$  mayores a 3 se denominan largos y su diseño está regido por la demanda de momento. Los eslabones con valores de  $\rho$  entre 1.6 y 3 se denominan intermedios, en los cuales es una interacción de cortante y momento la que provoca la fluencia del elemento.

Los MCCE con enlaces cortos presentan un mejor comportamiento sísmico que aquellos con enlaces intermedios o largos debido a que exhiben ciclos de histéresis más estables, así como rotaciones plásticas y ductilidades mayores, por lo que se recomienda utilizar configuraciones con este tipo de eslabones. En la Figura 2.1 se presentan configuraciones típicas de MCCE con eslabones cortos.



**Figura 2.1 Configuraciones geométricas para MCCE**

Los marcos MCCE con eslabones tipo K es el tipo más común de este sistema estructural, poseen la ventaja de distribuir fuerzas generadas en el eslabón equitativamente en las columnas que componen la crujía debido a su forma simétrica. Los marcos con enlaces tipo D permiten un mejor uso del espacio del claro en ciertas configuraciones arquitectónicas a costa de un detallado riguroso en la conexión viga enlace – columna. Los marcos con enlaces tipo Y son una modificación a los marcos tipo K realizada que proveen la mismas propiedades de enlaces tipo K, así como la restricción de las deformaciones plásticas en las vigas, permitiendo remplazar los enlaces dañados tras un sismo intenso sin remplazar las vigas (Wang, Su, Hong, Guo, & Li, 2016).

Independientemente del tipo de eslabón empleado o configuración seleccionada, en los marcos MCCE los contravientos resisten la mayor parte de la fuerza lateral aplicada en los entrepisos, dada su alta aportación de rigidez lateral al entrepiso. Dichas fuerzas son transmitidas a los eslabones generando demandas de cortante y flexión sobre el elemento. Ante demandas sísmicas intensas se espera que se presente comportamiento no lineal en el eslabón, permitiendo la disipación de energía por este medio mientras el resto de elementos, exceptuando quizá las bases de las columnas del primer nivel, permanecen en el rango de comportamiento elástico. Por ello, los MCCE se diseñan para desarrollar un comportamiento columna fuerte-viga débil, mediante los criterios del diseño por capacidad.

El resto de los elementos pertenecientes a las crujías contraventeadas experimentarán las demandas transmitidas por el eslabón, las secciones de viga no pertenecientes al eslabón presentan concentraciones de cortante y flexión en las zonas adyacentes al enlace debido a la formación de las articulaciones plásticas en los extremos. Por otra parte, los contravientos y las columnas experimentan un incremento de la demanda de compresión.

Los incrementos de demanda en la parte de la viga no perteneciente al eslabón y en los contravientos son producto de la restricción del movimiento vertical del enlace generado por dichos elementos, por consiguiente, el aumento de las demandas está en función de su contribución de rigidez en la conexión viga-contraviento.

## 2.4. Diseño Sísmico de las NTCDS-2020

### 2.4.1. Enfoque de diseño

El procedimiento de diseño para MCCE con eslabones cortos establecido en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Acero (NTC-DEA) (GCDMX, Reglamento de construcciones para el Distrito Federal y normas técnicas complementarias., 2020) sigue los lineamientos prescritos por el American Institute of Steel Construction (AISC) (ASCE/SEI, 2016), está enfocado principalmente al diseño para el estado límite último a través los principios de diseño por capacidad. El objetivo del procedimiento de diseño por capacidad es asegurar un comportamiento deseable de los marcos excéntricos diseñados a través de la formación de un mecanismo de colapso favorable ante demandas sísmicas intensas.

Las demandas sísmicas para el estado límite último, ELU, se derivan de 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 correspondiente (López, 2018).

La versión de 2020 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño Sísmico (NTC-DS) (GCDMX, Reglamento de construcciones para el Distrito Federal y normas técnicas complementarias., 2020) establece como factores de reducción de las ordenadas espectrales los factores de sobrerresistencia  $R$ , el factor de irregularidad  $I$  y el factor de reducción de ordenadas  $Q'$ . Los primeros dos se determinan en función de las propiedades estructurales de la edificación, mientras el tercero es función del factor de comportamiento sísmico  $Q$ . Las NTC-DS asocian el factor  $Q$  de diseño con la capacidad del sistema de desarrollar una respuesta altamente dúctil, por lo que se establece un valor de 4 para los MCCE. Asimismo, estas normas prescriben un límite de distorsión de entrepiso de 0.02 que la estructura deberá cumplir ante las demandas asociadas al ELU.

En las NTC-DS las demandas utilizadas para evaluar el estado límite de servicio se obtienen del espectro elástico sin reducción por sobrerresistencia, i.e., el espectro inelástico de diseño, multiplicado por  $Q'$ ,  $R$  y el factor  $K_s$ , que es función del periodo dominante del suelo. Las estructuras diseñadas deben satisfacer también el límite de distorsión ante las demandas provenientes de este espectro. Dicho límite de distorsión se toma como 0.004 cuando los elementos no estructurales poseen una capacidad de deformación apreciable o estén separados de la estructura, evitando sufran daño por su deformación, en caso contrario la distorsión limite es 0.002.

El proceso general de diseño reglamentario consiste en la revisión de las demandas de resistencia en los elementos estructurales y distorsiones de entrepiso obtenidas de análisis elásticos lineales de una estructura prediseñada considerando las cargas gravitacionales y

laterales. Para estas últimas, se puede utilizar el método estático, si es aplicable, o el análisis modal espectral, considerando las demandas de fuerzas laterales de entrepiso obtenidas de los espectros de diseño asociados a los estados límite último y de servicio.

Con base en los resultados del análisis se determinan los elementos mecánicos en los elementos estructurales bajo la combinación de cargas verticales y laterales afectadas por sus respectivos factores de carga y se revisa que no se exceda su resistencia de diseño.

#### 2.4.2. Procedimiento de diseño de MCCE

Debido al rol de los eslabones en el comportamiento del marco, el proceso de diseño parte de dichos elementos. En MCCE tipo K de baja y mediana altura, y regulares en elevación es viable definir las secciones del prediseño de los elementos pertenecientes al claro contraventeado a partir de los cortantes de entrepiso calculados por el método estático, de manera tal que satisfagan la Ec. 2.1 con un valor de  $\rho$  igual o menor de 1.6 con la finalidad de asegurar el comportamiento de eslabones cortos. El cortante de diseño de los eslabones  $V_{u\text{enl } i}$  se puede calcular con la ecuación siguiente:

$$V_{u\text{enl } i} = \frac{V_{e\text{ } i} h_i}{L} \quad (2.2)$$

donde  $V_{e\text{ } i}$  es el cortante del  $i$ -ésimo entrepiso del marco,  $h_i$  la altura del entrepiso, y  $L$  la longitud entre los ejes de las columnas del claro contraventeado.

Después se diseña el segmento de viga fuera del eslabón empleando demandas calculadas a partir de la capacidad a cortante máxima del eslabón adyacente. En el caso que las demandas superen la resistencia provista se modificará la sección de manera que la resistencia sea la requerida. Posteriormente se determina la demanda de fuerza axial horizontal para el diseño de contravientos y columnas, derivada de la respuesta de los eslabones a la carga sísmica mediante las expresiones 2.2 y 2.3.

$$P_{u\text{ctv } i} = \Omega_{\text{sismo}} P_{\text{ctv}} = (\Omega_{ED} R_y V_{n\text{ } i} / V_{u\text{enl}}) P_{\text{ctv } i} \quad (2.3)$$

$$P_{u\text{col } j} = 0.88 \Omega_{ED} R_y \sum_{i=j}^n V_{n\text{ } i} \quad (2.4)$$

dónde  $P_{u\text{ctv } i}$  es la fuerza axial de diseño del contraviento del  $i$ -ésimo nivel propiciada por carga sísmica,  $P_{u\text{col } j}$  la fuerza axial de diseño de la columna del nivel  $j$  propiciada por carga sísmica,  $P_{\text{ctv}}$  la fuerza axial en el contraviento ubicado en el  $i$ -ésimo nivel obtenido a partir de un modelo elástico sometido a la demanda de diseño,  $V_{n\text{ } i}$  la resistencia a cortante nominal del eslabón,  $R_y$  el cociente del esfuerzo de fluencia esperado y mínimo especificado,  $\Omega_{ED}$  el cociente de sobrerresistencia debido al endurecimiento por deformación cuyo valor establecido por las NTC-DEA es 1.25, y  $n$  el nivel de azotea.

El procedimiento continúa con la asignación de secciones de los contravientos empleando la ecuación 2.5 para estimar la fuerza axial de diseño, que es la demanda dominante del elemento. Dicha expresión deriva de la expresión 2.3 y la relación observada durante la elaboración de este trabajo entre la fuerza actuante en el contraviento y el cortante de diseño de la viga enlace que restringe con valor aproximado de 1.5.

$$P_{u\text{ctvi}} = 1.5\Omega_{ED}R_yV_{ni} \quad (2.5)$$

El diseño de las columnas de las crujías contraventeadas se realiza con la fuerza axial calculada con la ecuación 2.4, asegurando el cumplimiento de la expresión 2.6 con la finalidad de satisfacer la condición de viga débil columna fuerte.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{csrc}^*} > 1.0 \quad (2.6)$$

donde  $\sum M_{pc}^*$  es la suma de momentos resistentes nominales de las columnas de acero que llegan a la conexión, calculada considerando el efecto de la fuerza axial, y  $\sum M_{csrc}^*$  es la suma de momentos resistentes esperados de las conexiones semirrígidas compuestas que llegan a la junta.

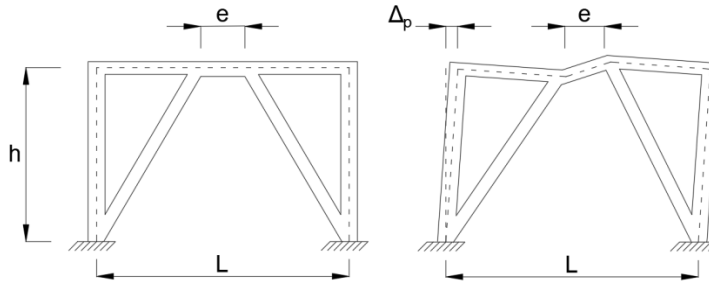
Las revisiones de las distorsiones límite para el estado límite último se realizan con base en los desplazamientos inelásticos calculados a partir de los desplazamientos elásticos provocados por las cargas sísmicas afectadas por su factor de carga. Los desplazamientos inelásticos se calculan como el producto de los desplazamientos de fluencia multiplicado por el valor de ductilidad de diseño como se muestra en la siguiente expresión:

$$\delta_p = Q\delta_y = QR\delta_e \quad (2.7)$$

donde  $\delta_p$  es el desplazamiento plástico,  $\delta_y$  el desplazamiento de fluencia,  $\delta_e$  el desplazamiento elástico asociado a la demanda de diseño,  $R$  el factor de sobrerresistencia de la estructura,  $Q$  el factor de comportamiento sísmico asociada a la ductilidad de diseño. En los MCCE el nivel de desempeño correspondiente al estado límite último se encuentra asociado a la rotación máxima permisible de los eslabones  $\gamma_p$ , que es función del comportamiento del eslabón ante carga lateral. Este parámetro se determina a partir de los desplazamientos del entrepiso mediante la expresión 2.8 (Figura 2.2).

$$\gamma_p = \gamma \frac{L}{e} = \frac{\Delta_p L}{h e} \quad (2.8)$$

donde  $\Delta_p$  es el desplazamiento plástico relativo del entrepiso.



**Figura 2.2. Rotación del eslabón**

Por otra parte, las distorsiones para el estado límite de servicio, en el que se espera que la estructura presente comportamiento elástico, se calculan mediante los desplazamientos obtenidos de un modelo elástico sometido al patrón de cargas laterales de diseño asociado al espectro de diseño para tal estado límite.

### **2.5. Limitantes del enfoque de diseño de las NTCDS-2020**

La principal limitante del enfoque de diseño reglamentario es la incompatibilidad entre la distorsión máxima de entrepiso y la ductilidad de diseño asociada (Priestley, 2003). Los reglamentos prescriben valores de ductilidad y sobrerresistencia de diseño, a partir del tipo de sistema estructural, el material que lo compone y el nivel de detallado de los elementos, pero excluye el número de niveles y la altura; parámetros relevantes en la distorsión de fluencia y sobrerresistencia de cualquier sistema estructural.

Otra limitante de este enfoque es que no es posible caracterizar apropiadamente el comportamiento no lineal ante los niveles de intensidad asociados al estado límite último a través de análisis estático, lo cual repercutirá en el control del desempeño esperado. Un ejemplo de esto es que, el objetivo del diseño por capacidad de confinar el comportamiento no lineal en los eslabones durante eventos extraordinarios, no se logra cabalmente. García (2015) demostró que los marcos diseñados con las NTC presentarán comportamiento no lineal en las columnas ante intensidades sísmicas severas y no exclusivamente en los eslabones.

Asimismo, el procedimiento de diseño reglamentario se enfoca principalmente en el comportamiento asociado al estado límite último, sin embargo, dada la inconsistencia entre la ductilidad y la distorsión de diseño, así como la falta de una caracterización adecuada del comportamiento no lineal ante los niveles de intensidad asociados al estado límite último, es posible que el diseño se rija por el estado límite de servicio, lo cual no puede ser considerado de manera apropiada mediante la aplicación de este procedimiento. En el capítulo 5 se muestra que el estado límite de servicio puede regir en algunos casos el diseño de este tipo de sistemas estructurales.



## Capítulo 3. Métodos de Diseño Sísmico Basado en Desempeño para Marcos con Contraventeo Excéntrico

Existen diversas propuestas de métodos de diseño sísmico basados en desempeño para distintos tipos de sistemas estructurales, los cuales se clasifican en función del índice de desempeño considerado para controlar su respuesta sísmica ante las intensidades sísmicas de diseño. Los más comunes en la literatura son los métodos de diseño basados en energía y los basados en desplazamientos. A continuación se presentan las propuestas más relevantes de la literatura existente para el diseño de marcos con contraventeo excéntrico.

### 3.1. Diseño basado en energía

#### 3.1.1. Enfoque de diseño

El enfoque de diseño basado en energía propuesto por Housner (1956), consiste en caracterizar la estructura como un sistema capaz de disipar la energía inducida por cualquier excitación externa a través de daño en determinados elementos estructurales, derivando en un procedimiento de diseño que suministra una capacidad mayor o igual de disipación de energía a la demandada por los sismos (Uang & Bertero, 1988).

Este enfoque de diseño utiliza la relación del equilibrio entre la energía generada por un evento sísmico y las fuentes de disipación de energía dentro de las estructuras para establecer la relación entre energía disipada y un nivel de desempeño dado ante un nivel de peligro sísmico específico. Si la distorsión se puede determinar con precisión en la etapa de diseño entonces el daño puede ser controlado, permitiendo lograr el comportamiento previsto (Goel & Chao, 2006). Existen algunas propuestas de métodos basados en energía para el diseño de MCCE, como las de Chao y Goel (2006) y Cuiling (2019).

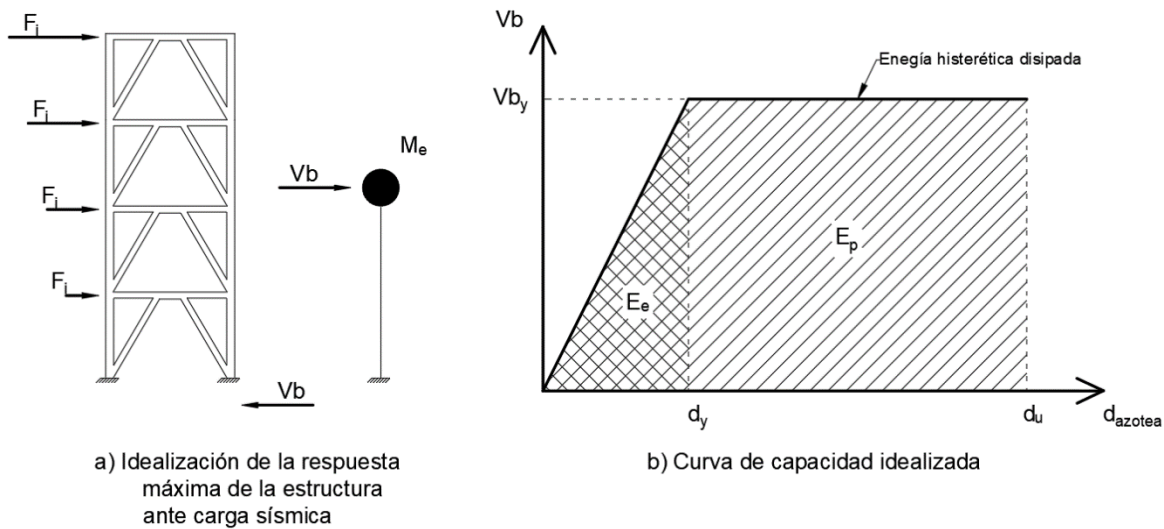
#### 3.1.2. Método de Chao y Goel (2006).

El método de Chao y Goel (2006) para MCCE con eslabones cortos es una adaptación del procedimiento propuesto por Leelataviwat y Goel (1998) para marcos rígidos de acero. El método emplea la ecuación del balance de energía para definir fuerzas laterales de diseño asociadas a un límite de distorsión correspondiente al estado límite último. Para ello primero define la energía de entrada  $E$  en un sistema estructural sujeto a aceleraciones inducidas por sismo como:

$$E = \frac{1}{2} M S_v^2 \quad (3.1)$$

Donde  $S_v$  es la seudovelocidad de diseño,  $M$  es la masa del sistema.

Para estimar la capacidad de disipación de energía del sistema estructural el método emplea el artificio del sistema equivalente, que permite aproximar la respuesta máxima de una estructura a un nivel de intensidad sísmica dada a través de un oscilador inelástico de un grado de libertad cuyas propiedades son las derivadas de la curva de capacidad, i.e., curva de cortante basal contra desplazamiento de azotea, obtenida de un análisis estático no lineal ante un patrón de cargas laterales basadas en el modo fundamental de vibrar de la estructura (Figura 3.1.a).



**Figura 3.1. Conformación del modelo constitutivo empleado por Chao y Goel**

A partir de esta curva se estima la energía total disipada a partir de la suma de las energías elástica  $E_e$  y plástica  $E_p$ , estimadas como las áreas bajo la curva de capacidad de las regiones correspondientes (Figura 3.2.b).  $E_e$  se define directamente en función de la curva de capacidad a través de la ecuación 3.2 (Akiyama, 1985).

$$E_e = \frac{1}{2} M \left( \frac{T}{2\pi W} V g \right)^2 \quad (3.2)$$

dónde  $V$  es el cortante basal,  $W$  el peso del sistema equivalente,  $g$  es la aceleración de la gravedad.

La componente de energía plástica  $E_p$  asociada al trabajo producido por las cargas laterales se define a través de la siguiente expresión:

$$E_p = \sum_{i=1}^n F_i h_i \theta_p \quad (3.3)$$

dónde  $F_i$  es la fuerza aplicada en el  $i$ -ésimo nivel,  $h_i$  la altura del  $i$ -ésimo entrepiso desde la base de la estructura,  $\theta_p$  es la distorsión inelástica de la estructura, diferente a  $\theta_u$  y  $\theta_y$ .

Definidas las energías de entrada y salida del sistema se utiliza la ecuación de balance de energía la cual relaciona el trabajo externo con un nivel de distorsión predeterminado (Ec. 3.5), mediante el parámetro  $\gamma$  (Ec. 3.4).

$$\gamma = \frac{2\mu - 1}{R_\mu^2} \quad (3.4)$$

$$\gamma E = (E_e + E_p) \quad (3.5)$$

donde,  $\mu$  es la ductilidad del sistema asociada a la distorsión objetivo  $\theta_u$  y la distorsión de fluencia  $\theta_y$ ,  $R_\mu$  es el factor de reducción sísmica de Newmark y Hall (1982) que define  $R_\mu$  en función del periodo natural de la estructura  $T$ .

Al sustituir las expresiones 3.1, 3.2, 3.3 en la ecuación 3.5 y simplificarla se define el cortante basal del sistema equivalente como:

$$\frac{V}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 - 4\gamma C_e^2}}{2} \quad (3.6)$$

$$\alpha = \left( \sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i-1}) h_i \right) \left( \frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g} \right) \left( \frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} \quad (3.7)$$

$$\beta_i = \frac{V_i}{V_n} = \left( \frac{\sum_{i=1}^n w_i h_i}{w_n h_n} \right)^{0.75T^{-0.2}} \quad (3.8)$$

dónde  $\alpha$  es un parámetro adimensional,  $C_e$  la pseudoaceleración de diseño normalizada,  $\beta_i$  el factor de distribución de cortante en el nivel  $i$ ,  $W_i$  y  $W_n$  el peso del  $i$ -ésimo entrepiso y azotea respectivamente. Posteriormente, se definen las fuerzas laterales de diseño,  $F_i$ , en función del cortante basal del sistema equivalente mediante las siguientes expresiones:

$$F_n = V \left( \frac{w_n h_n}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \right)^{0.75T^{-0.2}} \quad (3.9)$$

$$F_i = (\beta_1 - \beta_{i+1}) F_n \quad (3.10)$$

A partir del análisis del modelo del marco ante tal patrón de cargas laterales se determinan las secciones de los elementos estructurales que proporcionen la resistencia requerida, para ello emplea los elementos mecánicos obtenidos de un modelo elástico sometido a las cargas de diseño modificados por los criterios del diseño por capacidad de los MCCE asociados a los efectos de la plastificación en los eslabones en la estructura.

Las secciones finales deben cumplir con las restricciones geométricas establecidas en eslabones cortos además de satisfacer el cumplimiento del comportamiento de viga débil-columna fuerte, propios del diseño por capacidad.

La ventaja principal del método propuesto por Chao y Goel (2006) es su similitud con el procedimiento de diseño reglamentario, exceptuando por el hecho de que las fuerzas laterales se definen a partir de la energía del sistema, estimada a partir del límite prescrito de distorsión de entrepiso  $\theta_u$ . Asimismo, al emplear un sistema equivalente definido a partir de la curva de capacidad de la estructura permite un mejor control de los niveles de desempeño, en comparación al método reglamentario, sin embargo, debido a esto su aplicación es más laboriosa.

Por otra parte, el factor de reducción sísmica,  $R_\mu$ , propuesto por Newmark y Hall (1982), está basado en hipótesis simplificadas que no son aplicables a suelos blandos como los de la Ciudad de México. Además, dado que la estimación de la resistencia de diseño no considera la corrección de su magnitud por el uso de la hipótesis empleada de que la fluencia ocurre simultáneamente en todos los niveles, pueden repercutir en el control del desempeño que se pretende lograr en la estructura ante demandas sísmicas intensas.

Asimismo la definición de factor de comportamiento está asociada a un oscilador de un grado de libertad con comportamiento elasto-plástico, lo cual no es consistente con el comportamiento de MCCE con eslabones cortos ante cargas laterales. En el capítulo 5 se muestra que las curvas de capacidad de este tipo de sistema estructural presentan rigideces de posfluencia significativamente diferentes y que es mejor aproximar la respuesta máxima mediante un oscilador inelástico con comportamiento bilineal, i.e., que posee una rigidez de post-fluencia diferente de cero.

### 3.1.3. Método de Cuiling (2019)

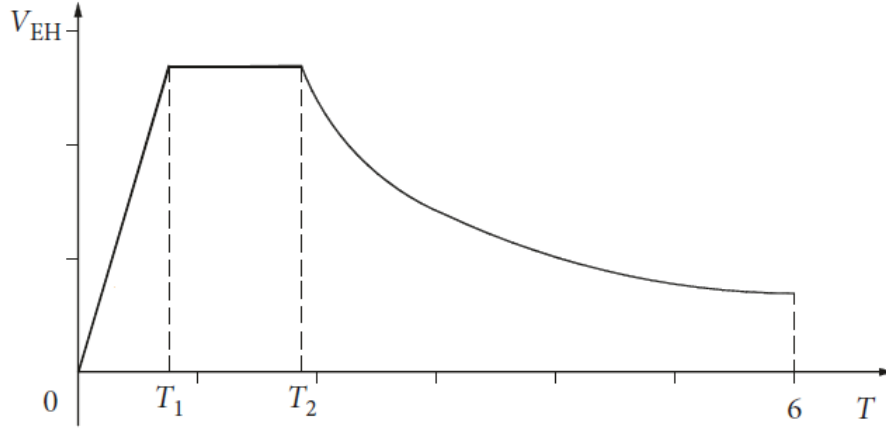
El método propuesto por Cuiling se fundamenta también en la estimación de la respuesta máxima de un MCCE a través de la ecuación de balance de energía de un oscilador de un grado de libertad expresada de la siguiente manera,

$$E_{Kr} + E_D + E_E + E_H = E_{Ir}, \quad (3.11)$$

Donde  $E_{Kr}$  es la energía cinética del sistema asociada a las fuerzas inerciales,  $E_D$  es la energía disipada por amortiguamiento viscoso,  $E_E$  denota la energía de deformación elástica asociada a las fuerzas de rigidez,  $E_H$  es la energía histerética disipada por comportamiento inelástico, y  $E_{Ir}$  es la energía de entrada inducida por el evento sísmico.

En este método se utiliza la energía histerética como el parámetro de respuesta a través del cual se caracteriza el comportamiento sísmico de los MCCE, debido a que el daño acumulado en la estructura se relaciona directamente con la respuesta máxima del sistema

estructural. Por consiguiente, el método utiliza espectros de velocidad de energía histerética  $V_{EH}$  (Figura 3.1) de sistemas de un grado de libertad (S1GL) para la estimación de la cantidad de energía que deberá ser capaz de disipar la estructura mediante daño.



**Figura 3.2 Espectro de diseño del método de Cuiling**

Donde  $V_{EH}$  se define a través de la ecuación 3.12.

$$V_{EH} = \sqrt{\frac{2E_H}{m}} \quad (3.12)$$

A partir del espectro de velocidad de energía histerética se estima la cantidad de energía que deberá disipar un sistema de múltiples grados de libertad (SMGL) con base en la contribución de sus modos de vibrar, asumiendo que cada modo posee el comportamiento de un oscilador de un solo grado de libertad. Por consiguiente, la energía que deberá disipar cada modo  $E_{h(SSGL)_j}$ , se puede calcular a través de la expresión:

$$E_{h(SSGL)_j} = \frac{1}{2} M_j^* V_{EHj}^2 \quad (3.13)$$

donde  $M_j^*$  es la masa efectiva del modo  $j$ ,  $V_{EHj}$  la velocidad obtenida del espectro para el periodo de vibración del modo. La energía requerida por el SMGL se puede estimar mediante la expresión 3.15.

$$E_{h(MDOF)} = \frac{\sum_{j=1}^N E_{h(SDOF)_j} \gamma_j^2}{\sum_{j=1}^N X_{massj}} \quad (3.14)$$

Posteriormente, se utiliza la relación de ductilidad acumulativa de una estructura  $NE_{H\mu}$  y el desplazamiento cíclico irregular (Teran-Gilmore, 2003) para determinar la resistencia objetivo del sistema a partir de la expresión:

$$NE_{H\mu} = \frac{E_{h\mu}}{F_y d_y} \quad (3.15)$$

donde  $F_y$  es la resistencia de fluencia del sistema,  $d_y$  el desplazamiento de fluencia, y  $E_{H\mu}$  la energía histerética asociada al nivel de ductilidad predefinido.

A través de la expresión anterior y el concepto de trabajo externo necesario para producir un desplazamiento dado la fuerza aplicada se define la energía disipada en función de la distorsión límite de diseño en los marcos contraventados, mediante la siguiente expresión:

$$E_{h(MDOF)} = \eta(1 - p) \sum_{i=1}^n F_i \theta_y h_i NE_{H\mu} \quad (3.16)$$

donde  $\eta$  es un parámetro por el efecto de cizallamiento,  $p$  es el decremento de rigidez lateral,  $\theta_y$  la distorsión de fluencia,  $F_i$  la fuerza aplicada en el  $i$ -ésimo nivel, y  $h_i$  la altura del  $i$ -ésimo entrepiso.

A partir de esta ecuación y las desarrolladas por Chao y Goel (2006) para estimar la distribución del cortante de entrepiso (Ec. 3.8, 3.9, 3.10 de esta tesis) se derivan las ecuaciones para el cálculo del cortante requerido en los eslabones  $V_{ts}$  a partir del cortante en el nivel de azotea  $F_n$ :

$$F_n = \frac{E_{h(MDOF)}}{\eta(1 - p)NE_{H\mu}\theta_y \sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1})h_i} \quad (3.17)$$

$$F_i = (\beta_1 - \beta_{i+1})F_n \dots \text{para los niveles inferiores} \quad (3.18)$$

$$V_{ts} = \frac{\sum_{i=1}^n F_i h_i - 2f_y(W_{pmc} + W_{psc})}{L \sum_{i=1}^n \beta_i} \dots \text{para azotea} \quad (3.19)$$

$$V_{is} = \beta_i V_{ts} \dots \text{para los niveles inferiores} \quad (3.20)$$

donde  $L$  es la longitud del claro contraventado y  $W_{pmc}$ ,  $W_{psc}$  son el módulo de sección plástico requerido de las columnas centrales y laterales respectivamente.

Definido el patrón de carga, asociada a la energía histerética de diseño, y la demanda de cortante de diseño de los eslabones con la que se dimensionan estos, se prosigue con la asignación de las secciones para los demás elementos. Para ello se emplea el procedimiento de diseño por capacidad para la obtención de las demandas en los elementos, descrito en la sección 2.4.

Este método es de fácil aplicación ya que solo utiliza análisis modal espectral para la estimación de las demandas de diseño. Sin embargo, el procedimiento requiere de espectros de diseño de energía de velocidad histerética,  $V_{EH}$ , los cuales difieren considerablemente de los espectros de diseño de los reglamentos, aspecto que limitaría su aplicación en la práctica profesional. Además, los espectros de  $V_{EH}$  desarrollados en este trabajo fueron obtenidos a partir de osciladores de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico y en el método de diseño no se define de manera explícita un valor de sobrerresistencia de diseño, particularmente, la componente de sobrerresistencia por hiperestaticidad, lo cual puede afectar el control de la respuesta máxima que se pretende que la estructura presente ante sismos intensos.

Por otra parte, el diseño está enfocado exclusivamente en el control del desempeño para el estado límite último, sin ninguna consideración para el estado límite de servicio, aspecto que es incompatible con la filosofía actual de diseño sísmico basado en desempeño.

### **3.2. Diseño basado en desplazamientos**

#### **3.2.1. Enfoque de diseño**

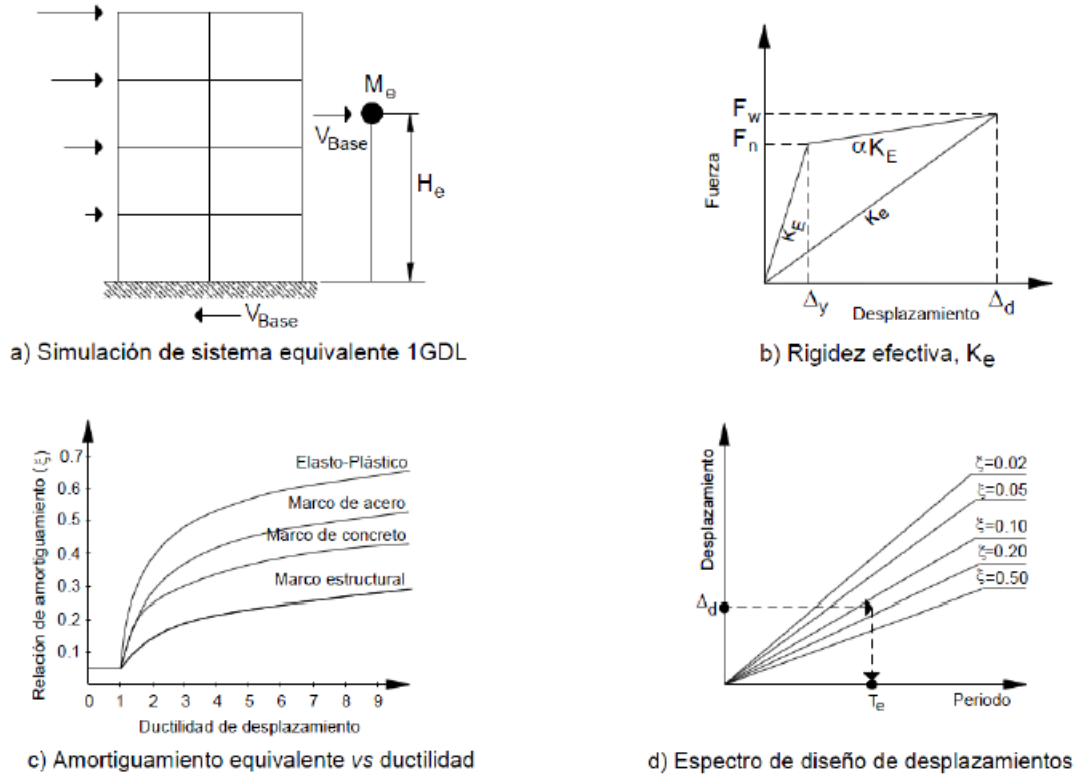
El enfoque de diseño basado en desplazamientos consiste en definir una demanda de ductilidad a partir de una deformada representativa del comportamiento sísmico del sistema, el límite de distorsión de diseño correspondiente al estado límite en cuestión y una estimación razonable de la distorsión de fluencia de la estructura. A partir de tal estimación de ductilidad de diseño, se definen las fuerzas de diseño, se realiza el análisis de la estructura antes ellas, y se dimensionan los elementos estructurales con las demandas obtenidas de este (Guerrero, 2020), Para MCCE la propuesta más relevante de la literatura es el método de diseño directo basado en desplazamientos propuesto por Sullivan (2013).

#### **3.2.2. Método de Sullivan (2013)**

El método de Sullivan es una modificación del método de diseño directo basado en desplazamientos (DDBD) propuesto por Priestley (2007) para estructuras conformadas por marcos rígidos y/o muros. En dicho trabajo, Priestley presenta una propuesta preliminar para el diseño de MCCE y posteriormente Sullivan desarrolló una nueva propuesta más completa del método de diseño directo basado en desplazamientos que permite un mejor control de la respuesta máxima de este tipo de estructuras ante demandas sísmicas intensas.

El método de diseño directo basado en desplazamientos está orientado al diseño de estructuras en el estado límite último (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007). Se basa en el artificio de la estructura substituta (Shibata & Sozen, 1976), que consiste en la aproximación de la respuesta inelástica máxima de una estructura de múltiples grados de libertad mediante un oscilador elástico de un grado de libertad con rigidez secante al punto de respuesta máxima y un cociente de amortiguamiento viscoso equivalente. Con base en este artificio, se determina el periodo requerido para que la estructura satisfaga la distorsión

de entrepiso prescrita para el estado límite último, a partir de un espectro de diseño con amortiguamiento equivalente, como muestra la Figura 3.2.



**Figura 3.2 Conceptos fundamentales del método DDBD** (Guerrero, 2020)

El método parte de la definición de una distorsión de fluencia de entrepiso  $\theta_y$  en función de las propiedades de los elementos estructurales que conforman el claro contraventado, a través de la siguiente ecuación:

$$\theta_{y i} = \theta_{enl i} + \theta_{ctv i} + \theta_{col i} \quad (3.21)$$

donde  $\theta_{enl i}$ ,  $\theta_{ctv i}$ ,  $\theta_{col i}$  son las componentes de la distorsión de fluencia asociadas a las propiedades del enlace, contravientos y columnas respectivamente del  $i$ -ésimo nivel.

Posteriormente, se define la distorsión objetivo  $\theta_c$  a partir de la distorsión de fluencia y la rotación plástica permitida en el eslabón  $\gamma_p$  (Ec. 3.22, 3.23.).

$$\theta_c = \theta_{y i} + \theta_{p i} \quad (3.22)$$

$$\theta_{p i} = \frac{e_i \gamma_p}{L_c} \quad (3.23)$$

donde  $L_c$  y  $e_i$  son la longitud del claro contraventado y del eslabón respectivamente.



Definidos los valores de distorsión objetivo y de fluencia en el diseño, se determinan los perfiles de desplazamiento de fluencia y desplazamiento último mediante las ecuaciones Ec. 3.24a y Ec. 3.24b respectivamente. En tales ecuaciones, la distorsión de fluencia  $\theta_y$  es la mínima calculada con la expresión 3.21 para todos los niveles.

$$\Delta_i = \theta_c h_i \dots \text{para } \theta_c \leq \theta_y \quad (3.24a)$$

$$\Delta_i = \theta_y h_i + (\theta_c - \theta_y) h_i \frac{(2H_n - h_i)}{(2H_n - h_1)} \dots \text{para } \theta_c > \theta_y \quad (3.24b)$$

donde  $H_n$  es la altura total de la construcción, mientras  $h_i$  la altura del  $i$ -ésimo nivel, y  $h_1$  la del primer nivel. A partir del perfil de desplazamiento correspondiente al estado último se determinan las propiedades del sistema equivalente mediante las siguientes ecuaciones:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (3.25)$$

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (3.26)$$

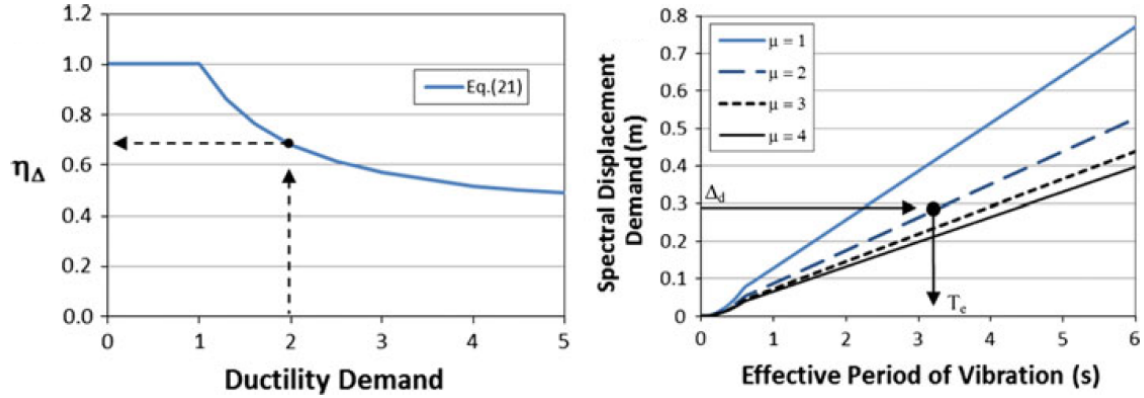
$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (3.27)$$

donde  $\Delta_d$  es el desplazamiento de diseño del sistema equivalente,  $m_e$  la masa efectiva,  $H_e$  la altura efectiva, y  $m_i$  es la masa del  $i$ -ésimo nivel.

A partir de las observaciones de Pennucci (2011) sobre el uso de espectros de desplazamiento espectral de diseño empleados en el método original de Priestley, definidos en términos de valores de amortiguamiento equivalente, el método de Sullivan utiliza espectros de desplazamiento de diseño definidos en función de la demanda de ductilidad  $\mu$  y el factor de reducción de desplazamiento  $\eta_\Delta$  (Ec 3.28), como muestra la Figura 3.3, dado que es una forma más práctica y precisa para obtener demandas de desplazamiento de diseño que los espectros utilizados en el método original de Priestley (2007).

$$\eta_\Delta = \left( 1 + \frac{1.17(\mu - 1)}{1 + e^{\mu-1}} \right)^{-1} \quad (3.28)$$

donde  $e$  es el número de Euler.



**Figura 3.3 Determinación del periodo efectivo** (Sullivan, 2013)

La demanda de ductilidad se determina a partir de la relación entre la distorsión de fluencia y última de los entrepisos, mediante las expresiones 3.29 y 3.30.

$$\mu_i = \frac{\theta_i}{\theta_{y_i}} \quad (3.29)$$

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n \mu_i V_i \theta_i}{\sum_{i=1}^n V_i \theta_i} \quad (3.30)$$

Como se puede observar en las ecuaciones anteriores aparentemente es necesario conocer a priori el perfil de cortante de entrepiso para la definición de la demanda de ductilidad de la estructura sustituta. Sin embargo es suficiente conocer los valores de cortante normalizado por el cortante basal, los cuales se pueden determinar directamente a partir del patrón de cargas laterales obtenido con las expresiones 3.31 y 3.32.

$$F_i = k \frac{m_i \Delta_i}{\sum m_i \Delta_i} V_b \dots \text{para } i < n \quad (3.31)$$

$$F_i = (1 - k) V_b + k \frac{m_i \Delta_i}{\sum m_i \Delta_i} V_b \dots \text{para } i = n \quad (3.32)$$

donde  $k$  es un parámetro adimensional que adopta el valor de 0.9 en MCCE con 6 niveles o más y uno para marcos con menor número de niveles,  $m_i$  es la masa del  $i$ -ésimo entrepiso, y  $\Delta_i$  el desplazamiento asociado al perfil de desplazamiento del ELU. Los cortantes de entrepiso se calculan con la expresión:

$$V_i = \sum_{j=1}^n F_j \quad (3.33)$$

Finalmente el cortante basal de diseño de la estructura  $V_b$  se define a partir de la rigidez secante de la estructura substituta  $K_e$  (Ec. 3.34), considerando la contribución de los efectos P-Delta en la estructura (Ec. 3.35).

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (3.34)$$

$$V_b = K_e \Delta_d + C \frac{\sum_{i=1}^n P_i \Delta_i}{H_e} \quad (3.35)$$

$$\frac{m_e g \Delta_d}{V_b H_e} > 0.05 \quad (3.36)$$

donde  $P_i$  es el peso sísmico del nivel y  $C$  es una constante que adopta el valor de uno en estructuras de acero mientras cumplan con la expresión 3.36. Posteriormente se determinan las demandas de cortante  $V_{enl}$  y momento  $M_{enl}$  de diseño de los eslabones a partir del perfil de cortante de entrepiso de diseño mediante las siguientes ecuaciones simplificadas:

$$V_{enl i} = \frac{V_i h_s}{L_c} \quad (3.37)$$

$$M_{enl i} = \frac{V_{enl i} e_i}{2} \quad (3.38)$$

donde  $h_s$  es la altura del entrepiso con respecto al inmediato inferior y  $L_c$  la longitud del claro contraventeado. De la misma forma que el método de Priestley (2007) y Cuiling (2019), el método propuesto por Sullivan dimensiona el resto de los elementos estructurales a partir de las consideraciones establecidas en el diseño por capacidad con la finalidad de asegurar un mecanismo de falla favorable.

Los marcos diseñados bajo este procedimiento presentan resultados satisfactorios con respecto al control de la respuesta asociada al estado límite último, con errores relativos bajos con respecto a la respuesta máxima calculada mediante análisis dinámicos no lineales. Sin embargo, partes del procedimiento resultan considerablemente laboriosas para su implementación práctica en comparación a otros métodos, principalmente la determinación de las distorsiones de fluencia que está sujeta a la conformación de expresiones válidas para cada configuración de MCCE. Asimismo, el método no proporciona una definición explícita de rigidez de post-fluencia de la estructura substituta, la cual es necesaria para asociar el espectro de diseño con la respuesta máxima.

## Capítulo 4. Método de Diseño Basado en Desplazamientos Propuesto

Con el objetivo de lograr un mejor control del desempeño de marcos con contraventeo excéntrico ante las intensidades de diseño, en esta tesis se propone un método de diseño basado en desplazamientos derivado del método de diseño desarrollado por López (2015) para marcos rígidos de acero. En este capítulo se presentan con detalle los fundamentos del método y el procedimiento de diseño.

### 4.1. Definición del sistema de referencia

El método propuesto se basa en el artificio denominado sistema de referencia que consiste en definir un oscilador inelástico de un grado de libertad cuyas propiedades son consistentes con las del modo fundamental de una estructura de múltiples grados de libertad, a través del cual se aproximan las respuestas máximas de este. Para este efecto, se utiliza la curva de pseudoaceleración espectral  $S_a$  vs desplazamiento espectral  $S_d$  del sistema de referencia, que en este método se denomina curva de comportamiento. Esta curva se define de tal manera que la estructura satisfaga el objetivo de desempeño considerado. Este artificio es análogo al S1GL equivalente propuesto por Sasaki (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 (Guerrero, 2020).

Para una estructura con una propuesta preliminar de elementos estructurales se construye un modelo no lineal de la estructura considerando una relación fuerza-desplazamiento bilineal para los elementos estructurales representativa de su comportamiento sísmico. Posteriormente se realiza un análisis estático no lineal ante un patrón de cargas laterales correspondientes al modo fundamental de la estructura, realizado hasta un desplazamiento asociado al límite de distorsión de entrepiso crítico, que depende del límite de distorsión de entrepiso prescrito por las NTC-DS (2020) y el límite de rotación del eslabón. A partir de los resultados de este análisis se determina la curva de capacidad global de la estructura, es decir, la curva de cortante basal  $V_b$  contra desplazamiento de azotea  $D_{azotea}$ .

La curva de capacidad obtenida se idealiza a una curva bilineal cuya área bajo la curva  $E_T$ , rigidez inicial  $K_e$ , desplazamiento de azotea último  $d_{max}$  y cortante basal último  $V_{bmax}$  son iguales a las de la curva real. Donde el desplazamiento de fluencia  $d_{yn}$  y cortante basal de fluencia  $V_{by}$  se determina con las expresiones:

$$d_{yn} = \frac{2E_T - V_{bmax}d_{max}}{K_e d_{max} - V_{bmax}} \quad (4.1)$$

$$V_{by} = K_e d_{yn} \quad (4.2)$$

De esta curva de capacidad bilineal se deriva la curva de comportamiento mediante las ecuaciones del procedimiento del sistema equivalente de Sasaki (1998), mostradas a continuación:

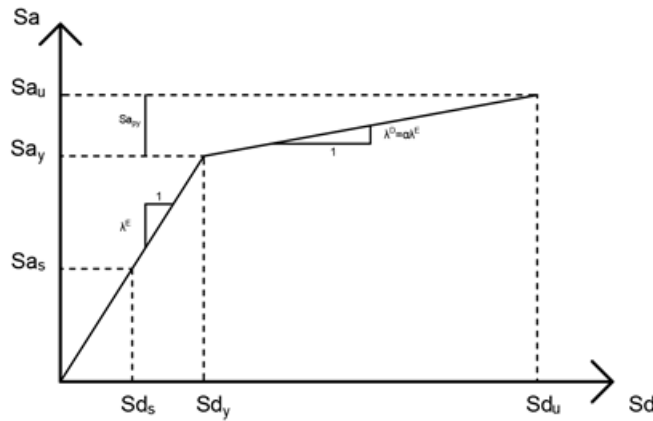
$$S_a = \frac{V_b/W}{\alpha_m} \quad (4.3)$$

$$S_d = \frac{\Delta_n}{r_1^E \phi_{n1}^E} \quad (4.4)$$

$$\alpha_m = \frac{(\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i1}^E)^2}{W \sum_{i=1}^n w_i \phi_{i1}^E{}^2} \quad (4.5)$$

$$r_1^E = \frac{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i1}^E}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i1}^E{}^2} \quad (4.6)$$

donde  $W$  es el peso total de la estructura,  $w_i$  el peso del  $i$ -ésimo entrepiso,  $\Delta_n$  el desplazamiento de azotea,  $r_1^E$  el factor de participación modal del modo fundamental elástico,  $\phi_{i1}^E$  y  $\phi_{n1}^E$  las coordenadas modales del entrepiso y azotea. En la Figura 4.1 se muestra una curva de comportamiento bilineal obtenida a través de este procedimiento.



**Figura 4.1 Curva de comportamiento del sistema de referencia**

La primera rama de la curva representa a la etapa elástica del comportamiento cuya pendiente  $\lambda^E$  está asociada a la rigidez elástica de la estructura. La segunda rama caracteriza la etapa de posfluencia; su pendiente  $\lambda^D$  representa la rigidez de la estructura correspondiente al estado de daño asociado a la distorsión máxima del sistema estructural, el cual se define en función del límite prescrito para el estado límite último.  $\lambda^D$  se puede expresar como una función de  $\lambda^E$  a través de las siguientes ecuaciones:

$$\lambda^D = \alpha \lambda^E \quad (4.7a)$$

$$\alpha = \frac{\lambda^D}{\lambda^E} \quad (4.7b)$$

## 4.2. Cálculo de la distorsión de fluencia

La distorsión de fluencia del entrepiso crítico se calcula a partir del desplazamiento espectral de fluencia  $S_{dy}$  de la curva de capacidad idealizada a través de las expresiones de Sasaki (1998) (Ec. 4.8-4.9)

$$IDR_y = \frac{S_{dy} r_1^E (\phi_m^E - \phi_{m-1}^E)}{H_m} \quad (4.8)$$

$$S_{dy} = \frac{d_{yn}}{r_1^E \phi_{n-1}^E} \quad (4.9)$$

donde  $H_m$  es la altura del entrepiso crítico, i.e. aquel donde ocurren la distorsión máxima de acuerdo con la forma modal fundamental,  $d_{yn}$  el desplazamiento de azotea de fluencia,  $\phi_m^E$  y  $\phi_{m-1}^E$  son las formas modales elásticas del modo fundamental del entrepiso crítico y el inmediato inferior respectivamente obtenidas de un modelo elástico de la estructura.

## 4.3. Estimación de la sobrerresistencia estructural

Dado que el método tiene por objetivo lograr un mejor control del desempeño de la estructura, se requiere una estimación precisa de su rigidez y resistencia. Por ende, es necesario considerar un valor razonable de sobrerresistencia estructural en el proceso de diseño. En los reglamentos se define un factor de sobrerresistencia total  $\Omega$  como el producto de tres componentes de sobrerresistencia: la asociada al proceso de diseño de  $\Omega_D$ , al material  $\Omega_M$ , y la hiperestaticidad de la estructura  $\Omega_H$  (Ec. 4.10).

$$\Omega = \Omega_D \Omega_M \Omega_H \quad (4.10)$$

La componente de sobrerresistencia  $\Omega_D$  es la diferencia entre la resistencia lateral requerida a la proporcionada a la estructura. En estructuras de acero se debe principalmente a que en el proceso de diseño, en la mayoría de los casos, no es posible asignar perfiles comerciales o incluso armados con una resistencia exactamente igual a la demandada. Asimismo requerimientos reglamentarios de diseño y detallado para los distintos tipos de sistema estructural, e.g., relaciones ancho-espesor de los componentes de la sección transversal, generan una sobrerresistencia adicional en el proceso de diseño.

La sobrerresistencia del material  $\Omega_M$  representa la diferencia entre la resistencia media real a la nominal de los distintos grados de acero estructural. El ANSI 341-16 (AISC 2016)

proporciona valores de este parámetro para diferentes grados de acero. Sin embargo, dichos valores no son necesariamente representativos de los aceros elaborados en México, García (2015) recomienda los valores mostrados en la Tabla 4.1 para aceros producidos en el país.

**Tabla 4.1 Magnitudes de  $R_y$  y  $R_t$  de acuerdo con el AISC y los propuestos por García (2015) para aceros estructurales producidos en México**

Aplicación	AISC 341-10		Estudio en el mercado mexicano					
			Nivel de confianza 100%		Criterio de Chauvenet		Nivel de confianza 98%	
	$R_y$	$R_t$	$R_y$	$R_t$	$R_y$	$R_t$	$R_y$	$R_t$
Perfiles laminados en caliente								
ASTM A36	1.50	1.20	1.32	1.15	1.31	1.16	1.33	1.17
ASTM A529 Grado 50	1.20	1.20	1.08	1.16	1.09	1.17	1.09	1.17
ASTM A500 Grado B o C	1.40	1.30	1.13	1.11	1.12	1.11	1.12	1.11
ASTM A572 Grado 50	1.10	1.10	1.01	1.08	1.12	1.12	1.12	1.12
Placas de acero								
ASTM A36	1.30	1.20	1.10	1.13	1.11	1.14	1.11	1.14
ASTM A572 Grado 50	1.10	1.20	1.08	1.11	1.08	1.11	1.08	1.12

La sobrerresistencia por hiperestaticidad  $\Omega_H$  es la corrección requerida a la resistencia lateral de diseño de la estructura debida a que los elementos estructurales no alcanzan la fluencia de manera simultánea ante intensidades sísmicas asociadas al estado límite último en el que se espera se presente daño estructural. La fluencia simultánea de elementos estructurales se considera de manera implícita en el cálculo de las demandas sísmicas en procedimientos de diseño en los que se utilizan espectros inelásticos asociados a una relación idealizada de fuerza-desplazamiento elasto-plástico o bilineal, como es el caso del procedimiento de diseño reglamentario y la mayoría de los métodos simplificados basados en desplazamientos. Por esta razón,  $\Omega_H$  se define como el cociente entre la resistencia de fluencia del sistema bilineal idealizado y la correspondiente a la primera fluencia de la curva real fuerza-desplazamiento de la estructura (Ec. 4.11).

$$\Omega_H = \frac{V_{b\ ci}}{V_{b\ cr}} \quad (4.11)$$

donde  $V_{b\ ci}$  es el cortante basal de fluencia de la curva de capacidad idealizada, y  $V_{b\ cr}$  el cortante basal asociado a la primera fluencia.

Los reglamentos nacionales e internacionales proporcionan ecuaciones simplificados para el cálculo de  $\Omega_H$ , para distintos sistemas estructurales, sin embargo, éstos no consideran de manera explícita características particulares del sistema estructural. Por esta razón, el uso de tales ecuaciones simplificadas en métodos de diseño basados en desempeño puede generar diferencias entre el desempeño esperado y el que se presente en la estructura ante intensidades sísmicas de diseño asociadas al estado límite último. En MCCE la sobrerresistencia depende de su geometría, número de niveles de la estructura, altura, la distribución de rigidez y resistencia, así como de la relación e/L de los eslabones

(Kusyilmaz & Topkaya, 2013), características no consideradas en la determinación de  $\Omega_H$  en las ecuaciones simplificadas de los reglamentos. Por ello, se recomienda calcular  $\Omega_H$  a partir de la curva de capacidad de una estructura con una propuesta preliminar de elementos estructurales (Ec. 4.11).

#### 4.4. Definición de la ductilidad de diseño y el desplazamiento espectral último del sistema de referencia para el Estado Límite Último

Los métodos de diseño basados en desplazamiento definen la capacidad de ductilidad en función de una estimación razonable de la demanda de distorsión de la estructura. Por lo tanto es necesario definir una ductilidad  $\mu$  de diseño consistente con la demanda de ductilidad real del sistema estructural, el cual se puede definir a través de la siguiente expresión presentada por Guerrero (2020):

$$\mu = 1 + \frac{r_1^E \Psi_{m1}^E}{r_1^D \Psi_{k1}^D} \left[ \left( \frac{IDR_u H_k}{IDR_y H_m} \right) - \frac{\Psi_{k1}^E}{\Psi_{m1}^E} \right] \quad (4.12)$$

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

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

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

donde  $r_1^E$ ,  $r_1^D$  son los factores de participación modal del modo fundamental del estado elástico y dañado obtenidas del modelo inelástico en su etapa elástica y en el último paso de análisis respectivamente,  $H_m$  la altura del entrepiso crítico en el estado elástico,  $H_k$  la altura del entrepiso crítico en el estado plástico, e  $IDR_u$  la distorsión correspondiente al estado límite último. Con base en la ductilidad correspondiente del prediseño se asigna una ductilidad de diseño que demande un valor de rigidez lateral congruente con la geometría del marco diseñado, buscando respetar la distribución de rigideces y resistencias del prediseño en la medida de lo posible.

Consecuentemente el desplazamiento espectral asociado al estado límite último  $S_{du}$  se determina a partir de la ductilidad de diseño y el desplazamiento de fluencia del sistema de referencia con la expresión:

$$S_{du} = \mu S_{dy} \quad (4.16)$$

#### 4.5. Definición del desplazamiento espectral de servicio

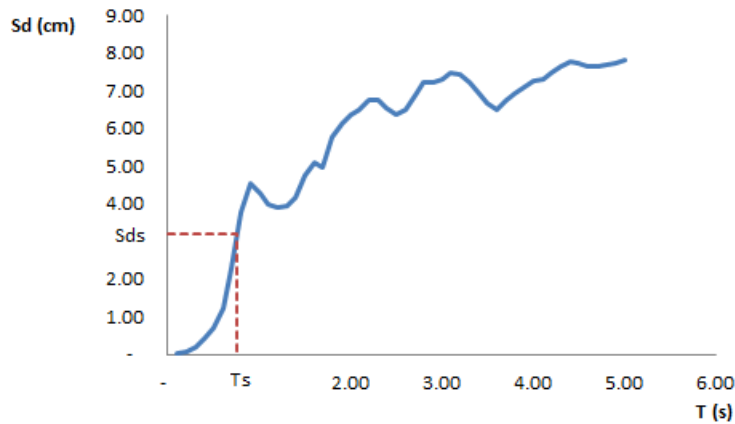
En las NTC-2020, se espera que las estructuras presenten comportamiento elástico ante eventos sísmicos de intensidad moderada. Por lo tanto, en este método el desplazamiento espectral asociado al estado límite de servicio  $S_{ds}$  se calcula a partir de la forma modal elástica y la distorsión límite asociada al estado  $IDR_s$ , con la siguiente ecuación:



$$S_{ds} = \frac{IDR_s H_m}{r_1^E \Psi_{m1}^E} \quad (4.17)$$

#### 4.6. Definición del periodo de diseño de la estructura

El método de diseño tiene como objetivo el cumplimiento del objetivo de desempeño prescrito en las NTCDS-2020, compuesto por el estado límite último y el estado límite de servicio. Por lo tanto, para cada estado límite se obtiene el periodo requerido para satisfacer el desplazamiento espectral de diseño, asociado al límite de distorsión dado, de un espectro de desplazamiento de diseño asociado al nivel de intensidad correspondiente (Figura 4.2).



**Figura 4.2 Determinación del periodo requerido con base en el espectro de desplazamiento**

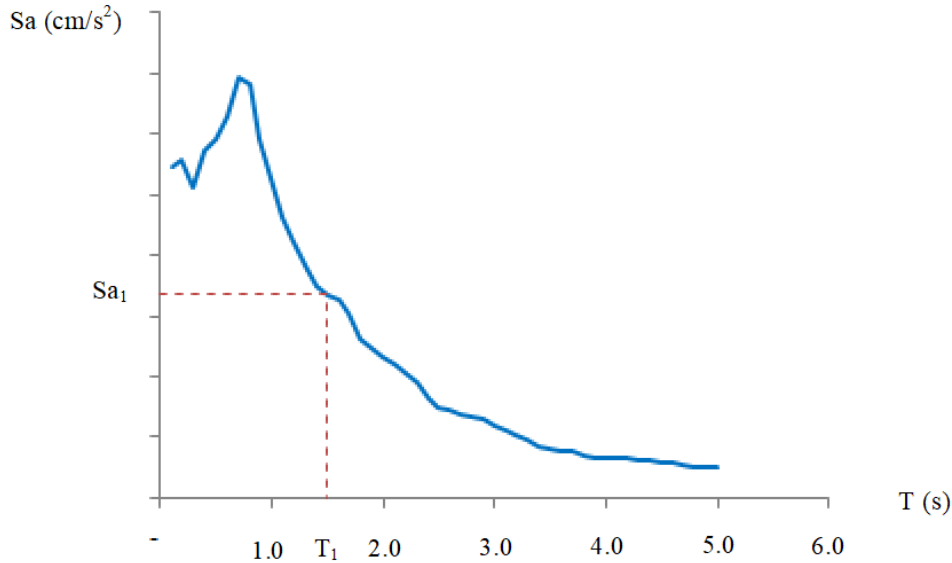
Para el estado límite último se utiliza el espectro inelástico de desplazamiento de diseño correspondiente a la ductilidad calculada con la Ec. 4.12. En las NTCDS-2020, los espectros de diseño están asociados a intensidades con periodo de retorno de 250 años. Para el estado límite de servicio se utiliza el espectro de diseño representativo de sismos frecuentes de baja intensidad. En las NTCDS-2020, se prescribe un espectro elástico de diseño correspondiente a intensidades con un periodo de retorno de 20 años.

Naturalmente, en la mayoría de las aplicaciones de diseño los valores de los periodos requeridos para cada estado límite diferirán entre ellos. Por ello, el estado límite que demanda mayor rigidez lateral es el que rige el diseño y, por lo tanto, el periodo de diseño  $T_{DES}$  se define como el valor menor entre los dos periodos requeridos para ambos estados límite.

#### 4.7. Determinación de la resistencia lateral del sistema de referencia

La resistencia lateral del sistema de referencia se determina a partir de la ordenada en el periodo de diseño  $T_{DES}$  del espectro de pseudoaceleración del estado límite que rige el diseño (Figura 4.3). Si el estado límite último rige, la demanda se reduce por el factor de

sobrerresistencia  $\Omega$ . En caso contrario no se aplica tal reducción ya que se espera que la estructura se mantenga en el rango elástico.



**Figura 4.3 Determinación de la resistencia de diseño**

Consecuentemente, el patrón de cargas laterales asociado al comportamiento elástico e inelástico del sistema de referencia se determina considerando la contribución de los modos superiores mediante un análisis modal espectral empleando reglas de combinación modal convencionales como SRSS o CQC como sea aplicable. Cuando se emplee la combinación SRSS se empleará la expresión 4.18.

$$F_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n (F_{ij})^2} \quad (4.18)$$

donde  $F_i$  es la demanda de diseño en el entrepiso  $i$ , y  $F_{ij}$  es el cortante del entrepiso  $i$ -ésimo correspondiente al modo  $j$ , determinado con la expresión:

$$F_{ij} = [r_j^E m_i \phi_{i1}^E + \alpha(\mu - 1)r_j^D m_i \phi_{i1}^D] S_{ayj} \quad (4.19)$$

donde  $S_{ayj}$  la resistencia de fluencia del sistema correspondiente al modo  $j$ , y  $m_i$  la masa del entrepiso.

#### 4.8. Perfiles de distorsión de entrepiso

Las deformadas de diseño se definen a partir de los desplazamientos espectrales correspondientes a cada nivel de desempeño y las formas modales de la estructura. Dado

que el estado límite de servicio corresponde al comportamiento elástico  $E$  de la estructura la distorsión del  $i$ -ésimo nivel  $IDR_{si}$  se determina con la expresión:

$$IDR_{si} = \frac{Sd_s r_1^E (\phi_{i1}^E - \phi_{i-1,1}^E)}{H_i} \quad (4.20)$$

Mientras la distorsión del  $i$ -ésimo nivel correspondiente al estado límite último  $IDR_{ui}$  se determina a partir de las propiedades de la estructura de su comportamiento elástico e inelástico  $D$  con la expresión

$$IDR_{ui} = \frac{Sd_u r_1^D \Psi_{i1}^{D*}}{H_i} = \frac{Sd_u r_1^D (\phi_{i1}^{D*} - \phi_{i-1,1}^{D*})}{H_i} \quad (4.21)$$

$$\phi_{i1}^{D*} = \frac{1}{\mu} \left[ \frac{r_1^E}{r_1^D} \phi_{i1}^E + (\mu - 1) \phi_{i1}^D \right] \quad (4.22)$$

#### 4.9. Diseño de elementos estructurales

Posteriormente, se diseñan los elementos estructurales a partir del procedimiento de diseño por capacidad, abordado en el Capítulo 2 de esta tesis, bajo las combinaciones de diseño sísmico de las NTC-2020, considerando los factores de carga y resistencia establecidos para el procedimiento de diseño sísmico por la misma norma.

Finalmente se verifican las propiedades estructurales del diseño final, determinadas a partir de un análisis pushover empleando un modelo inelástico del diseño final sometido a un patrón de cargas laterales asociadas al modo fundamental de la estructura, obtenido de un análisis modal. Donde los valores de resistencia y rigidez lateral no deben diferir significativamente a los determinados en el procedimiento de diseño. Dado el caso que el periodo demandado requiere un mayor nivel de resistencia a la calculada, es aceptable que en el diseño final se suministre a la estructura una resistencia mayor a la requerida, pero será necesario verificar la demanda de ductilidad de dicho diseño a través de los espectros de pseudoaceleración.

#### **4.10. Procedimiento de diseño**

El procedimiento de diseño sísmico para MCCE se resume en los siguientes pasos.

##### 1) Diseño preliminar

Se proponen perfiles estructurales preliminares con base en la experiencia del diseñador o criterios empíricos, los cuales deben respetar los requerimientos geométricos de eslabones cortos, de relación ancho-espesor de los elementos establecidos por las NTC-2020 para asegurar un comportamiento satisfactorio.

##### 2) Obtención de las formas modales en el estado elástico

Las formas modales elásticas se obtienen de un análisis modal del modelo elástico de la estructura empleando las secciones preliminares de los elementos estructurales.

##### 3) Definición del sistema de referencia y curva de comportamiento de diseño.

La curva de comportamiento se deriva de la curva de capacidad obtenida de un análisis pushover, utilizando un patrón de cargas consistente con en el modo fundamental de la estructura con un desplazamiento máximo asociado a la distorsión menor entre el límite de distorsión máxima considerado y la rotación máxima permisible del eslabón.

##### 4) Obtención de las formas modales para el estado dañado.

Las formas modales para el estado dañado serán las obtenidas del análisis modal en el último paso del análisis pushover utilizado para la definición del sistema de referencia.

##### 5) Definición de la ductilidad de diseño del estado límite último.

La ductilidad de diseño se define a partir de la capacidad de ductilidad máxima calculada con la expresión 4.12 en el prediseño, asignando un valor asociado a una demanda de rigidez lateral, i.e. periodo requerido, aceptable dada la geometría del marco.

##### 6) Cálculo de los desplazamientos espectrales de los estados límite de servicio y último.

Los desplazamientos espectrales asociados a los niveles de desempeño se determinan con las expresiones 4.16 y 4.17 para el estado límite último y de servicio, respectivamente.

##### 7) Definición del periodo objetivo.

El periodo de diseño se define como el menor de los periodos requeridos para los estados límite de servicio y último obtenidos de los espectros de desplazamiento correspondientes.

##### 8) Determinación de las fuerzas de diseño.

La resistencia de diseño se determina a partir del espectro de pseudoaceleración correspondiente al estado límite que rige el diseño. Empleando el patrón de cargas laterales obtenido con la expresión 4.18, considerando la contribución de los primeros tres modos de vibrar de la estructura

9) Diseño final de los elementos.

Se realiza un análisis elástico del marco ante el patrón de cargas definido con la ecuación 4.18 y con las demandas obtenidas se diseñan los elementos estructural de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (2020).

10) Verificación de las propiedades de la estructura.

Se proseguirá a verificar el periodo y la resistencia de fluencia del diseño final sean aproximadamente las mismas a las establecidas mediante un análisis modal y pushover respectivamente, en caso contrario se ajustará el diseño para cumplir tal propósito.

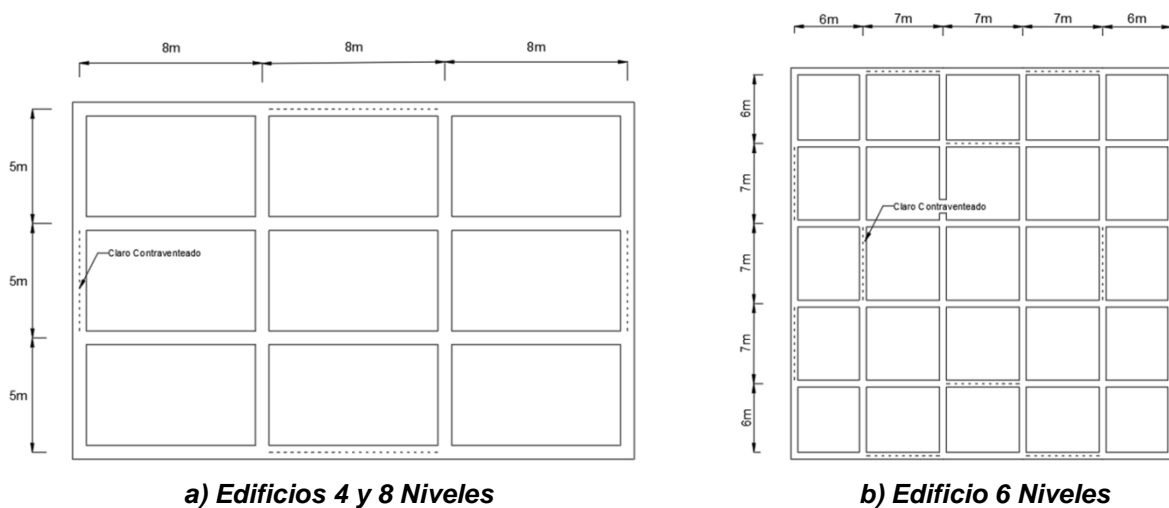
11) Detallado de elementos.

Finalmente se realizará el detallado de los elementos y sus conexiones, que permita a la estructura soportar las deformaciones previstas, asegurar un comportamiento dúctil del marco ante intensidades severas, así como propiciar la formación del mecanismo de falla considerada en el diseño de los MCCE.

## Capítulo 5. Aplicación del Método de Diseño Propuesto

### 5.1. Descripción de los casos de estudio

Para ilustrar la aplicación del método propuesto y validarlo posteriormente a través de análisis dinámicos no lineales, se diseñaron tres edificios regulares en planta y elevación para uso de oficinas con crujiás con contraventeo excéntrico (Figura 5.1). Dos edificios de 4 y 8 niveles con altura de entrepiso de 3.5 m. Un edificio es de 6 niveles con altura de 4.2 m en el primer entrepiso y 3.5 m en los subsecuentes. Estos casos de estudios se obtuvieron de García (2015) y Ruiz-García et al (2019). Las configuraciones en planta se muestran en la Figura 5.1.



**Figura 5.1 Planta de los casos de estudio**

Las cargas muertas y vivas de diseño de entrepiso y azotea se presentan en las Tabla 5.1 a Tabla 5.4. Se utilizaron perfiles estructurales rolados en caliente como elementos de los MCCE; las propiedades de los materiales de tales perfiles se presentan en la Tabla 5.5.

**Tabla 5.1 Cargas muerta de diseño correspondiente a los entrepisos derivadas de un análisis de cargas**

Concepto	Carga (Kg/m <sup>2</sup> )
Losacero	277
Vitropiso	25
Mamparas de vidrios	45
Mortero para nivelación	25
Instalación y plafones	40
Cargas adicionales por reglamento	40
<b>Carga Muerta</b>	<b>452</b>

**Tabla 5.2 Carga muerta de diseño correspondiente al nivel de azotea derivada de un análisis de cargas**

Concepto	Carga (Kg/m <sup>2</sup> )
Losacero	277
Entortado e impermeabilización	25
Instalación y plafones	45
Cargas adicionales por reglamento	40
<b>Carga Muerta</b>	<b>387</b>

**Tabla 5.3 Cargas vivas de diseño correspondientes a los entrepisos provenientes de las NTC-Criterios (2017)**

Uso (Oficinas, despachos y laboratorios)	Carga (Kg/m <sup>2</sup> )
Viva máxima (V <sub>m</sub> )	250
Viva instantánea (V <sub>a</sub> )	180

**Tabla 5.4 Carga viva de diseño correspondiente al nivel de azotea provenientes de las NTC-Criterios (2017).**

Uso (Oficinas, despachos y laboratorios)	Carga (Kg/m <sup>2</sup> )
Viva máxima (V <sub>m</sub> )	250
Viva instantánea (V <sub>a</sub> )	180

**Tabla 5.5 Propiedades de los perfiles de acero**

Marco	f <sub>ymin</sub> (Vigas IPR)	f <sub>ymin</sub> (Columnas IPR)	f <sub>ymin</sub> (Contravientos OC)
4 Niveles	2530 kg/cm <sup>2</sup>	2530 kg/cm <sup>2</sup>	3515 kg/cm <sup>2</sup>
6 Niveles	3515 kg/cm <sup>2</sup>	3515 kg/cm <sup>2</sup>	3235 kg/cm <sup>2</sup>
8 Niveles	3515 kg/cm <sup>2</sup>	3515 kg/cm <sup>2</sup>	3235 kg/cm <sup>2</sup>

## 5.2. Demandas sísmicas de diseño

### 5.2.1. Sitio de desplante y aceleraciones sísmicas

Los edificios se diseñaron para el tipo de suelo cuyas demandas son más significativas para el rango de altura de los casos de estudio. Para este efecto, se partió de una estimación del periodo fundamental de los marcos en función de su altura con base en la expresión 5.1, dada por el ASCE 7 (2010) para MCCE regulares.

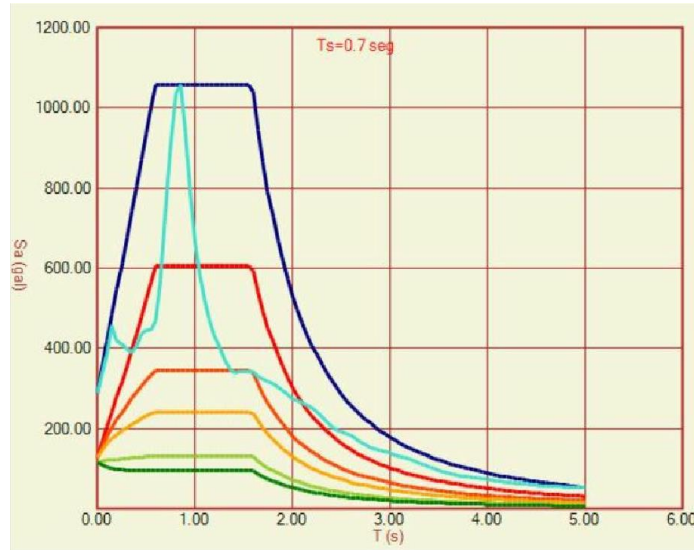
$$T_s = 0.035H^{0.75} \quad (5.1)$$

donde H es la altura total del edificio en pies.

De acuerdo con esta ecuación, el rango de periodos de los edificios considerados en este trabajo es de 0.62 s a 1.0 s. Por lo tanto, se seleccionó una ubicación de los casos de estudio en suelo de transición, es decir, un suelo cuyo periodo dominante oscila entre 0.5 y 1.0 s, de acuerdo con las NTCDS-2020.

El sitio de desplante seleccionado tiene las coordenadas 19.287N -99.134W para obtener las demandas sísmicas de diseño de los casos de estudio. De acuerdo con el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID), el suelo de dicha ubicación posee un periodo dominante  $T_s = 0.7$  s.

En la Figura 5.2 se presentan los espectros de diseño obtenidos con el programa SASID (GCDMX 2020) que proporciona los espectros de peligro uniforme, los espectros de diseño y/o los registros sísmicos sintéticos para el análisis sísmico de estructuras ubicadas en la CDMX. En tal figura, se puede observar que las ordenadas espectrales varían entre 400 y 1000 gals en el rango de periodos estimados con la ecuación anterior.



**Figura 5.2 Espectro de diseño para el sitio 19.287N -99.134W obtenido de SASID (GCDMX 2020)**

### 5.2.2. Espectros de diseño

Los edificios fueron diseñados utilizando espectros de respuesta promedio (ERP), elásticos e inelásticos, calculados para un conjunto de doce registros sísmicos simulados obtenido del programa SASID para el sitio en cuestión. Este enfoque fue utilizado anteriormente por Guerrero (2020). Se optó por utilizar estos espectros en vez de los espectros de diseño de las NTCDS de la Ciudad de México (GCDMX 2020), para validar el método propuesto de manera consistente con el procedimiento dado en las NTCDS para la evaluación del desempeño sísmico utilizando análisis dinámicos no lineales. En este procedimiento, se revisa que la distorsión promedio obtenida de tales análisis no exceda el límite prescrito para el tipo de sistema estructural en cuestión. El uso de los espectros de diseño de las NTCDS-2020 no permitirían validar de manera adecuada la bondad del método propuesto por las siguientes razones:

- 1) La forma espectral del ERP elástico es consistente con la del espectro de peligro uniforme y existen diferencias entre las ordenadas de este y el espectro elástico de diseño suavizado (ver Figura 5.2). Por lo tanto, tal diferencia generaría una inconsistencia entre la demanda obtenida del espectro de diseño de las NTC-2020 y las respuestas máximas promedio obtenidas de los análisis dinámicos no lineales.
- 2) Los espectros inelásticos de las NTCDS-2020 para el estado límite último se derivan a partir de la reducción de los espectros elásticos de diseño mediante los factores de reducción calculados con una versión simplificada de las ecuaciones propuestas por Ordaz y Pérez Rocha (1998), obtenidas mediante un análisis de regresión no lineal de los factores de reducción promedio obtenidos de osciladores de un grado de libertad con comportamiento elato-plástico sometidos a un conjunto grande de registros sísmicos. Los espectros inelásticos calculados mediante la



reducción de los espectros elásticos de diseño por estos factores pueden diferir significativamente con los espectros inelásticos promedio calculados para un conjunto de registros sísmicos representativos de un sitio, particularmente, cuando está compuesto por pocos acelerogramas como es el caso del conjunto de 12 acelerogramas proporcionados por SASID (GCDMX 2020).

- 3) Los factores de reducción calculados con las ecuaciones de las NTC-2020 corresponden a osciladores con comportamiento elastoplástico y, por lo tanto, los espectros inelásticos de diseño de las normas están asociados a tal modelo de comportamiento. Como se verá más adelante las curvas de comportamiento de MCCE presentan pendientes de post fluencia con valor de entre 15% y 30% por lo que la definición de demandas de diseño a partir de espectros inelásticos de diseño derivados de osciladores elastoplásticos puede propiciar resultados inconsistentes con el comportamiento real de este tipo de estructuras.

Debido a lo anterior, se calcularon espectros de respuesta en términos de pseudoaceleración y desplazamiento, para ductilidades de 1, 1.5, 2, 3, 4, considerando un modelo de comportamiento bilineal, con valor de rigidez de post fluencia entre 0.15 a 0.20, valores consistentes con los MCCE tratados en este estudio. Los espectros de respuesta se escalaron de manera tal que las ordenadas máximas del ERP elástico coincidan con las ordenadas del espectro de peligro uniforme del sitio tal como se estipula en las NTC-2020 (GCDMX 2020); los factores de escala utilizados para cada registro se presentan en la Tabla 5.7.

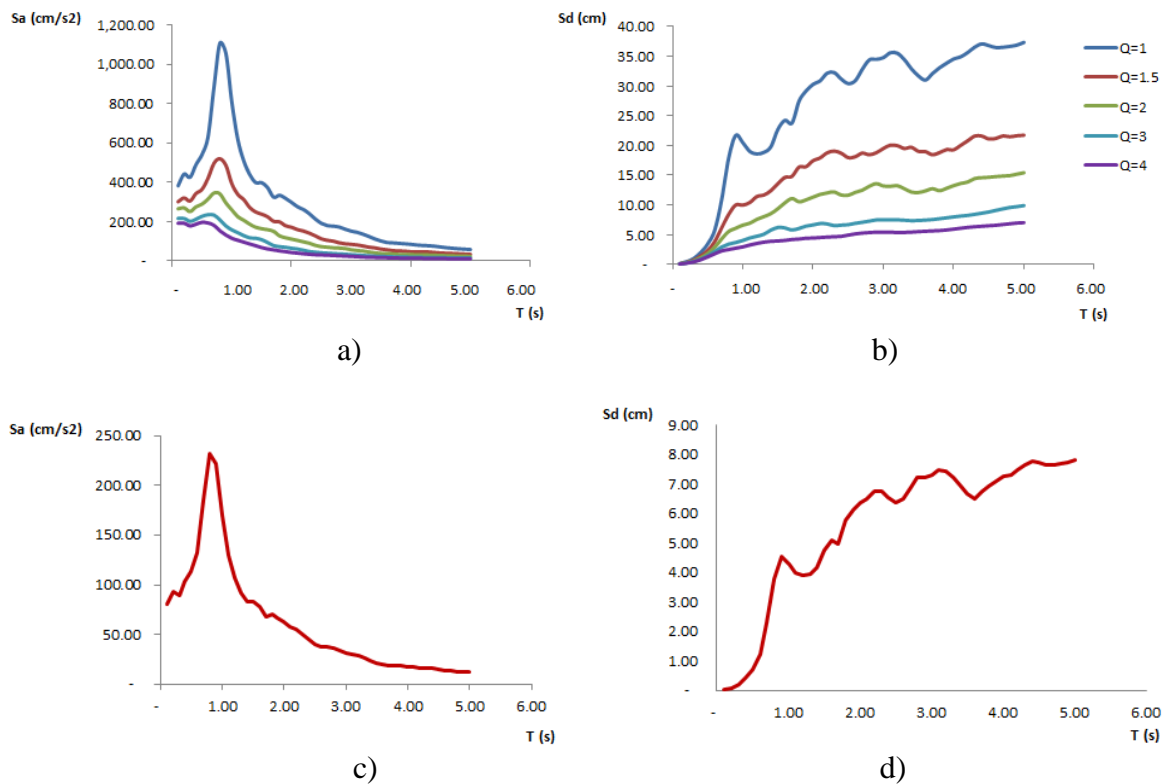
**Tabla 5.6 Factores de escala empleados en los registros obtenidos de SASID**

Acelerograma	Canal	Factor de Escala
Profundidad intermedia 1	1	1.7652
	2	1.7026
Profundidad intermedia 2	1	1.7777
	2	1.7395
Profundidad intermedia 3	1	1.6591
	2	1.6909
Profundidad intermedia 4	1	1.7123
	2	1.7609
Subducción 1	1	1.4048
	2	1.4807
Subducción 2	1	1.3964
	2	1.3969
Subducción 3	1	1.4835
	2	1.4498
Subducción 4	1	1.4668
	2	1.3789

Los ERP utilizados en el diseño para el estado límite último (ELU) son los promedios de los espectros inelásticos escalados con tales factores. Los ERP empleados en el diseño para el estado límite de servicio (ELS) se obtuvieron dividiendo el ERP elástico afectado por el factor  $k_s$  calculado con la ecuación 5.2 (NTCDS-2020 GCDMX 2020) que relaciona las ordenadas del espectro de diseño del estado límite último con el del espectro de diseño del estado límite de servicio.

$$k_s = \frac{1}{6 - 4(T_s - 0.5)} \quad (5.2)$$

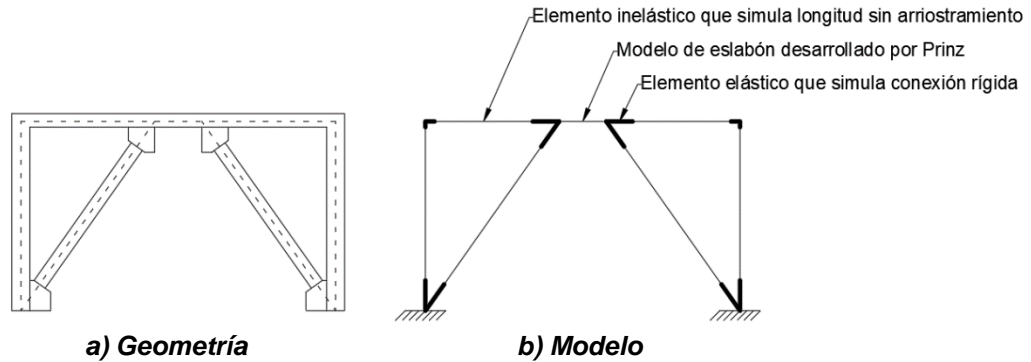
donde  $T_s$  es el periodo dominante del suelo. Para el sitio considerado  $T_s = 0.7$  s, y  $k_s = 0.192$ . En la Figura 5.3 se presentan los ERP utilizados para el diseño de los marco. En el resto del capítulo los ERP empleados se les referirá como espectros de diseño.



**Figura 5.3 ERP de pseudoaceleración y desplazamiento espectral para el ELU y ELS utilizados en el diseño de los casos de estudio**

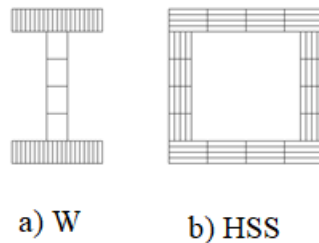
### 5.3. Modelado no lineal de MCCE

En las aplicaciones del método propuesto y en la evaluación del desempeño de los MCCE diseñados, estos se modelaron en el programa OpenSees, empleando el modelo propuesto por Ramadant (1995) para eslabones cortos, siguiendo las recomendaciones para el modelado de los MCCE de García (2015), que se presentan en la Figura 5.4.



**Figura 5.4 Modelo paramétrico de MCCE**

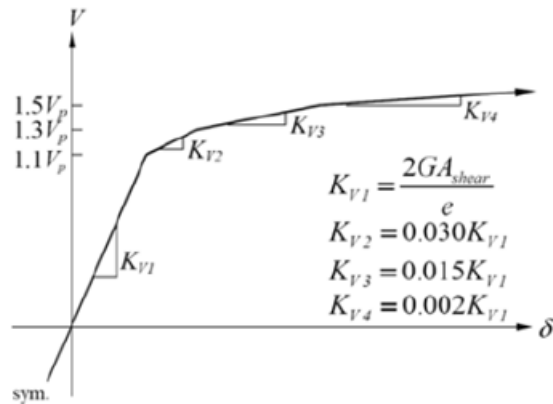
Las columnas, contravientos y vigas se caracterizaron a través de modelos de fibras. En perfiles IPR los patines y almas se discretizaron en 16 y 4 fibras respectivamente (Figura 5.5a). En perfiles OC las paredes se discretizaron en 16 (Figura 5.5b). Las zonas rígidas se modelaron como elementos elásticos con área transversal e inercia afectada por un factor de 10 para representar el comportamiento rígido propiciado por la restricción de dichas secciones.



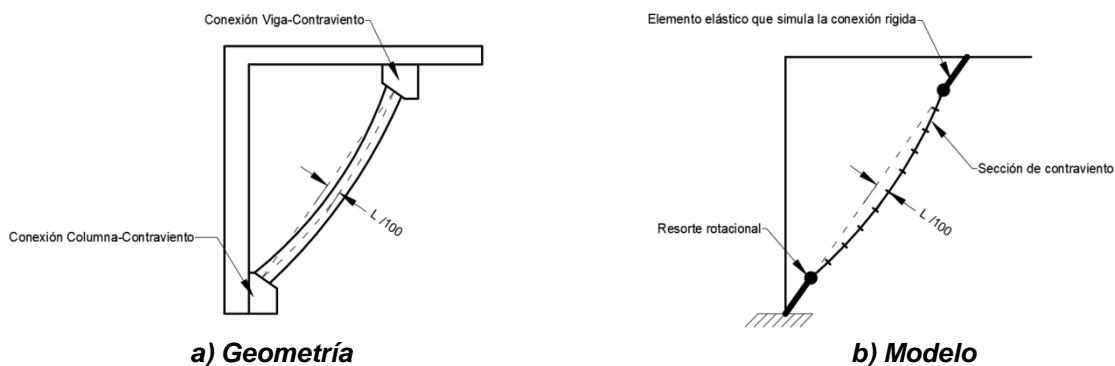
**Figura 5.5 Discretización de los perfiles del modelo de fibras**

Los extremos de los eslabones, donde se espera se presente comportamiento no lineal, se modelaron mediante resortes rotacionales con el modelo usado por Prinz (2010) para eslabones cortos, el cual se basa en el modelo constitutivo propuesto por Ramadant (1995), que caracteriza el comportamiento de los eslabones ante diferentes niveles de intensidad (Figura 5.6).

Se consideraron las imperfecciones iniciales marcadas en las NTCDEA-2020: un desplome del entrepiso del 0.5% con respecto a la altura, y una deformación parabólica del contraviento en el plano del marco, con una magnitud de una milésima de la longitud del contraviento a la mitad del elemento. Siguiendo el modelo propuesto por Garcia (2015), se modeló la deformación del contraviento mediante la discretización longitudinal del elemento en 10 segmentos cuyo acomodo forma una curva parabólica, como se muestra en la Figura 5.7.



**Figura 5.6 Modelo constitutivo de resortes propuesto por Prinz** (García, 2015)



**Figura 5.7 Modelado paramétrico de los contravientos**

#### 5.4. Descripción de aplicación del método propuesto en marco de 8 niveles

En esta sección se presenta con detalle el proceso de diseño de un marco del edificio de 8 niveles a satisfacer el objetivo de desempeño estipulado en las NTCDS-2020 para edificaciones de uso común (objetivo básico). El edificio no contará con muros de relleno que se pudieran dañar ante el desplazamiento lateral del marco, por lo que se consideró un límite de distorsión de entrepiso para el ELS de 0.004. La distorsión permisible de entrepiso y la rotación plástica permisible del eslabón para el ELU fueron 0.02 y 0.08 respectivamente, en conformidad con los requerimientos para MCCE dados en las NTCDS-2020. La planta es simétrica en ambas direcciones y el sistema de piso cumple con las características estipuladas en las NTCDS-2020 para modelarse como diafragma rígido.

El edificio se diseñó considerando que todos los MCCE del edificio en una dirección serán iguales y soportarán la totalidad de las fuerzas sísmicas. Por simplicidad, no se consideró la excentricidad accidental en el análisis del edificio. Con estas consideraciones, las masas de entrepiso a utilizar en el análisis para cada MCCE en la dirección de análisis se calcularon dividiendo la masa total de los entrepisos entre el número de crujías contraventeadas en la misma dirección, de forma tal que el periodo del MCCE a diseñar aproxime el periodo del edificio en la dirección de análisis. La dirección Y es la crítica del edificio ya que es la que

posee menor rigidez lateral, por lo que se diseñó uno de los marcos correspondientes a tal dirección.

Primeramente, se propusieron secciones que satisfacen los requerimientos mínimos de  $\rho$  para eslabones cortos, así como las limitaciones ancho-espesor para perfiles de acero establecidas por las NTCDEA-2020, definiendo tres grupos de elementos a lo largo de la altura en función de la distribución del cortante de entrepiso.

**Tabla 5.7 Perfiles correspondientes al prediseño del marco de 8 niveles**

Nivel	Vigas	Columnas	Contravientos
1-3	W14x74	W24x162	HSS10x10x1/2"
4-6	W14x53	W21x101	HSS8x8x1/2"
7-8	W14x38	W16x57	HSS7x7x1/2"

Con estos perfiles preliminares se construyó el modelo inelástico del marco en el programa OpenSees con base en las recomendaciones dadas en la sección 5.3. Se realizó un análisis modal del marco donde se obtuvieron las formas modales elásticas del modo fundamental ( $\phi_i^E$ ), el factor de participación y periodo del modo fundamental, cuyos valores obtenidos fueron 7.99 y 1.256 s respectivamente. Las formas modales se presentan en la Tabla 5.8.

Posteriormente, se realizó el análisis estático no lineal empleando como parámetro de control el desplazamiento de azotea con un incremento en cada paso del análisis de 1 milímetro hasta que el entrepiso crítico alcanzara la distorsión máxima para el ELU. Esta se determinó considerando la distorsión límite para el estado límite último de MCCE establecido por las NTCDS-2020,  $\gamma=0.02$ , y la distorsión asociada a la rotación máxima permisible del eslabón, con valor de 0.08 para eslabones cortos, calculada con la ecuación 2.8 escrita de la siguiente forma. Para este ejemplo:

$$\gamma = \gamma_p \frac{e}{L} = (0.08) \frac{(1m)}{(5m)} = 0.016$$

Por lo tanto, se utilizó  $\gamma=0.016$ . Del análisis estático no lineal se obtuvo la curva de capacidad del marco. Después se realizó un análisis modal en el último paso de análisis, del cual se obtuvieron las formas modales del modo fundamental correspondientes al estado dañado ( $\phi_i^D$ ) de la estructura, presentadas en la Tabla 5.8.

Subsecuentemente, se obtuvo la curva de capacidad bilineal idealizada (Figura 5.8a) a partir de la curva de capacidad real del marco, empleando las expresiones 4.1 y 4.2 de este trabajo para la determinación de  $d_{yn}$  y  $V_{by}$ :

$$d_{yn} = \frac{2E_T - V_{bmax}d_{max}}{K_e d_{max} - V_{bmax}} = \frac{2(3873.77Tn/cm) - (193.42Tn)(30.25cm)}{(11.04Tn/cm)(30.25cm) - 193.42Tn} = 13.60cm$$

$$V_{by} = K_e d_{yn} = (11.04Tn/cm)(13.59cm) = 150.03Tn$$

**Tabla 5.8 Formas modales del modo fundamental del marco de 8 niveles**

Nivel	$\phi_i^E$	$\phi_i^D$
1	0.0092	0.0123
2	0.0267	0.0355
3	0.0481	0.0639
4	0.0745	0.0940
5	0.1030	0.1207
6	0.1312	0.1391
7	0.1582	0.1451
8	0.1812	0.1490

Posteriormente, se derivó la curva de comportamiento mediante las expresiones 4.3 y 4.4 de este trabajo (Figura 5.8b).

$$S_{ay} = \frac{V_{by}/W}{\alpha_m} = \frac{(150.03Tn)/(886.32Tn)}{0.7064} = 0.239$$

$$S_{dy} = \frac{d_{yn}}{r_1^E \phi_{n1}^E} = \frac{13.6cm}{(7.991)(0.181)} = 9.387cm$$

$$S_{au} = \frac{V_{bu}/W}{\alpha_m} = \frac{(193.42Tn)/(886.32Tn)}{0.7064} = 0.309$$

$$S_{uy} = \frac{d_{un}}{r_1^E \phi_{n1}^E} = \frac{30.25cm}{(7.991)(0.181)} = 20.893cm$$

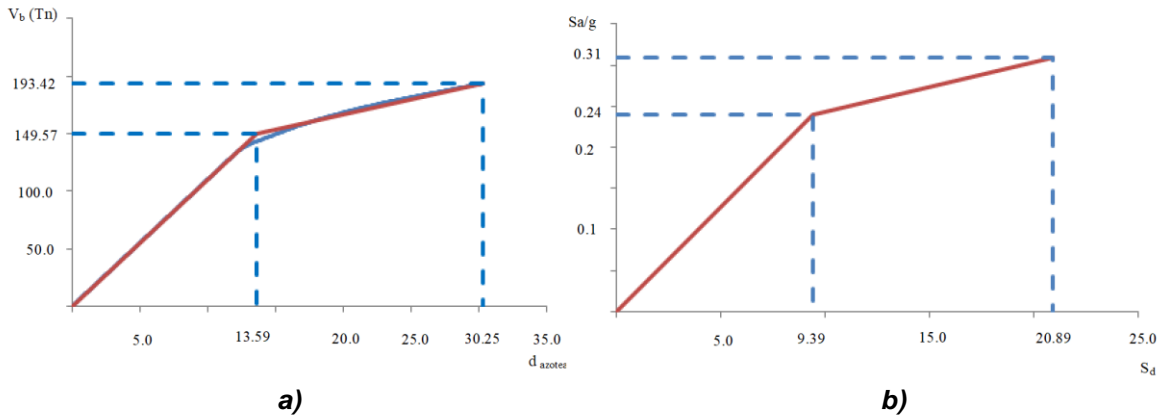
Asimismo, de la curva de capacidad se determinaron la distorsión de fluencia  $IDR_y$  con la expresión 4.8, la ductilidad del marco  $\mu$  con la expresión 4.12, y la razón de rigidez de post fluencia  $\alpha$  con la expresión 4.7b; que se muestran en la Tabla 5.11. Cabe señalar que el valor de este último parámetro, 0.239, es moderadamente alto, por lo que el uso de un modelo elastoplástico para caracterizar el sistema de referencia resultaría inadecuado.

$$IDR_y = \frac{S_{dy} r_1^E (\phi_m^E - \phi_{m-1}^E)}{H_m} = \frac{(9.387cm)(7.991)(0.1030 - 0.0745)}{350cm} = 0.0061$$

$$\mu = 1 + \frac{r_1^E \Psi_{m1}^E}{r_1^D \Psi_{k1}^D} \left[ \left( \frac{IDR_u H_k}{IDR_y H_m} \right) - \frac{\Psi_{k1}^E}{\Psi_{m1}^E} \right]$$

$$\mu = 1 + \frac{(7.99)(0.0285)}{(8.41)(0.0301)} \left[ \left( \frac{(0.016)(3.5m)}{(0.0061)(3.5m)} \right) - \frac{0.0263}{0.0285} \right] = 2.40$$

$$\alpha = \frac{\lambda^D}{\lambda^E} = \frac{0.239/9.387cm}{(0.309 - 0.239)/(20.893cm - 9.387cm)} = \frac{0.0061}{0.0254} = 0.239$$



**Figura 5.8 Derivación del sistema de referencia del marco de 8 niveles**

Con base en los los resultados obtenidos se consideró un valor de ductilidad de diseño de 2, número entero con valor menor al calculado, debido a que las ductilidades de diseño (factores de comportamiento) superiores a 2 en las NTC-2020 son números enteros. Considerando esto, la distorsión de entrepiso última,  $IDR_u$ , se determinó con la expresión 4.12, que evidentemente no excede el límite de distorsión asociado al estado límite último de 0.016.

$$IDR_u = IDR_y \frac{H_m}{H_k} \left[ (\mu - 1) \left( \frac{r_1^D \Psi_{k1}^D}{r_1^E \Psi_{m1}^E} \right) + \frac{\Psi_{k1}^E}{\Psi_{m1}^E} \right]$$

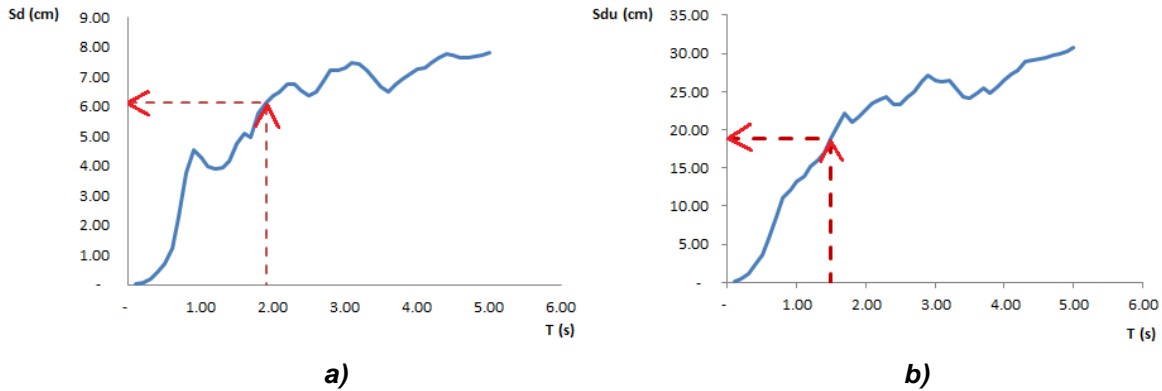
$$IDR_u = (0.0061) \frac{(350cm)}{(350cm)} \left[ (2 - 1) \left( \frac{(8.41)(0.0301)}{(7.99)(0.0285)} \right) + \frac{0.0263}{0.0285} \right] = 0.0125$$

Posteriormente se calcularon los desplazamientos espectrales requeridos para los estados límite en cuestión mediante las ecuaciones 4.16 y 4.17.

$$S_{ds} = \frac{IDR_s H_m}{r_1^E \Psi_{m1}^E} = \frac{(0.004)(350cm)}{(7.991)(0.0285)} = 6.15cm$$

$$S_{du} = \mu S_{dy} = (2)(9.387cm) = 18.77cm$$

A partir de tales valores de desplazamientos, se obtuvieron los periodos de diseño requeridos del ELS y ELU de los espectros de diseño correspondiente. El periodo requerido para el ELS fue  $T_s=1.91$  s (Figura 5.9a), mientras para el ELU fue  $T_s=1.50$  s (Figura 5.9b).



**Figura 5.9 Determinación del periodo requerido del marco de 8 niveles**

El periodo requerido para el ELU es el menor por lo que rige el diseño. La resistencia de diseño se determinó a partir del espectro de pseudoaceleración asociado al ELU reducido por la sobrerresistencia de diseño  $\Omega$ . El factor de sobrerresistencia utilizado se calculó con la ecuación 4.10 de este trabajo. Se consideró un valor de sobrerresistencia del material  $\Omega_M=1$ , debido a que, como se verá más adelante, el diseño de los elementos se realizó considerando la resistencia esperada del acero y no la nominal. Asimismo, se utilizó un valor de sobrerresistencia por hiperstaticidad  $\Omega_H=1.07$ , que es el valor promedio obtenido de diferentes marcos diseñados durante el desarrollo de este trabajo, y se consideró como sobrerresistencia por diseño  $\Omega_D=1.15$ . Por lo tanto, el factor de reducción por sobrerresistencia utilizado fue:

$$\Omega = \Omega_M \Omega_H \Omega_D = (1.0)(1.07)(1.15) = 1.23$$

Definidas las demandas espectrales de pseudoaceleración, se determinó el patrón de cargas laterales de diseño con la expresión 4.18, que se presentan en la Tabla 5.9, con las que se realizó el análisis del marco para obtener las fuerzas de diseño de los elementos estructurales.

**Tabla 5.9 Patrón de cargas laterales de diseño del marco de 8 niveles**

Nivel	$F_i$ (Tn)	$F_{iu}$ (Tn)	$V_{iu}$ (Tn)
1	1.14	1.26	93.27
2	3.30	3.63	92.01
3	5.96	6.56	88.38
4	9.23	10.15	81.82
5	12.76	14.03	71.67
6	16.25	17.88	57.63
7	19.60	21.56	39.75
8	16.54	18.20	18.20

El diseño de los elementos se realizó con base en los elementos mecánicos obtenidos de un modelo elástico representativo de la estructura, el cual contempla las imperfecciones



iniciales indicadas en la norma vigente, sometido a la combinación de diseño de carga sísmica, constituida por la carga vertical y el patrón de cargas laterales de diseño obtenido mediante el análisis modal espectral. Ambas componentes fueron afectadas por su respectivo factor de carga, cuyo valor prescrito en las NTCDS-2020 es 1.1 para ambas. Asimismo, el diseño de los elementos se realizó considerando la resistencia esperada del acero y no la nominal, afectada por el factor de reducción de resistencia del material de 0.9 indicado en las NTCDEA-2020. Las secciones obtenidas se presentan en la Figura 5.10c.

Finalmente se realizó un análisis modal de un modelo elástico de la estructura diseñada y se verificó que el periodo fundamental fuese aproximadamente igual al periodo requerido por el diseño. Además, se realizó un análisis estático no lineal de la estructura diseñada y se revisó que la curva de capacidad obtenida fuera similar en forma a la de la estructura prediseñada (Fig. 5.11c). Finalmente, se compararon los perfiles de desplazamiento, distorsión y cortante de las estructuras prediseñada y diseñada, los cuales se presentan en la Figura 5.11c, 5.12c, 5.13c respectivamente.

### **5.5. Resumen de resultados de marcos diseñados**

El resto de los marcos se diseñaron siguiendo procedimiento descrito en la sección anterior. Los valores calculados de distorsión límite del entrepiso para el ELU fue de 0.016 para el marco de 4 niveles y de 0.012 para el marco de 6 niveles, dadas la geometría del claro contraventeado y la rotación inelástica permisible para el ELU.

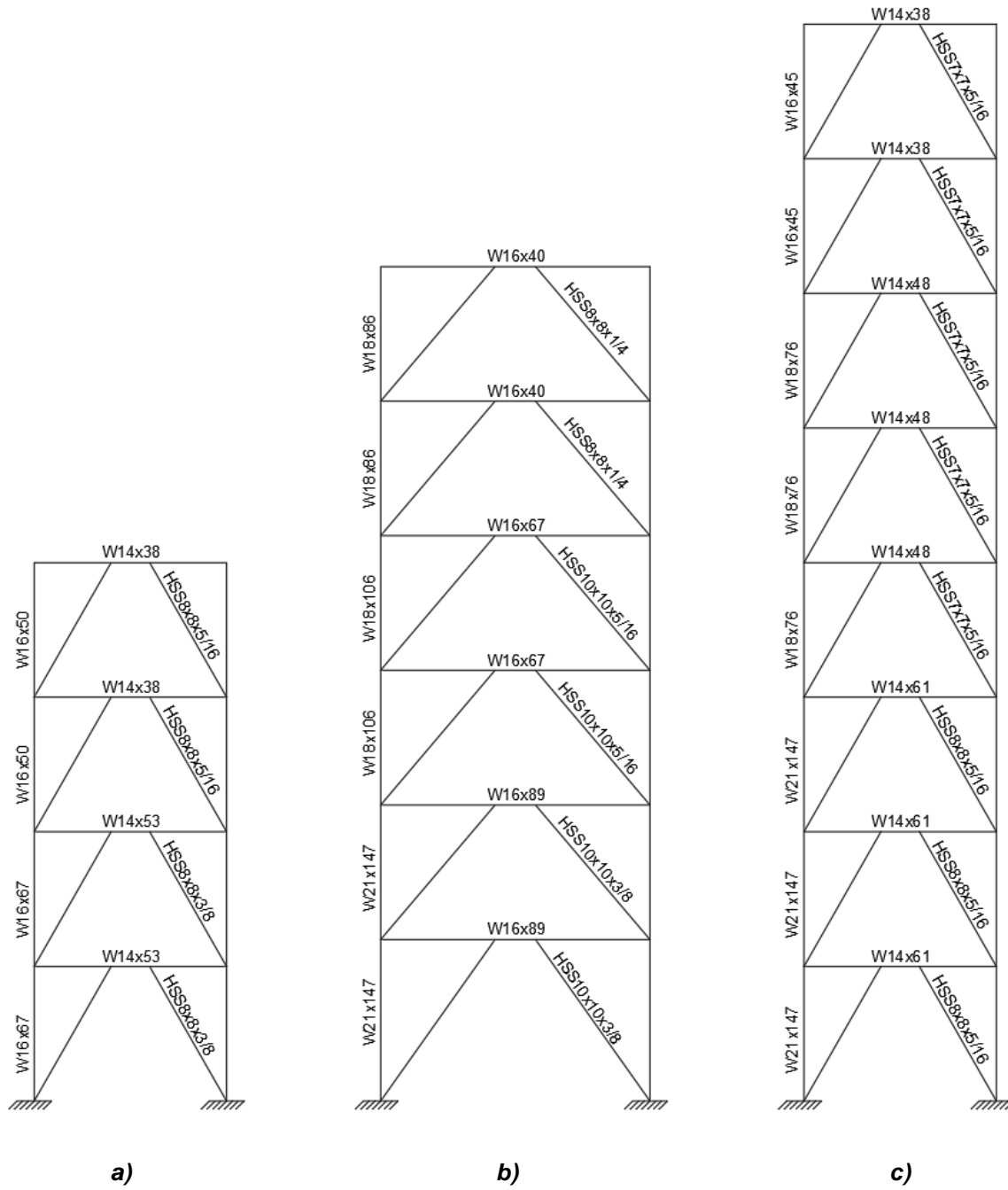
Se consideró que los edificios de 4 y 6 niveles tendrán muros de relleno que se pudiesen dañar ante el desplazamiento lateral del marco, por lo que se consideró un límite de distorsión de entrepiso para el ELS de 0.002; a diferencia del edificio de 8 niveles en el que se consideró que no habrá muros de relleno y se utilizó un límite de distorsión de entrepiso para el ELS de 0.004.

En la Figura 5.10 se presentan los perfiles obtenidos del diseño de los tres marcos; y las propiedades de sus secciones transversales (área, módulo de sección plástico con respecto al eje fuerte y momento de inercia con respecto al eje fuerte) se muestran en la Tabla 5.10. La Tabla 5.11 y 5.12 muestra los valores de los parámetros empleados en diseño para el ELU y ELS, respectivamente. En la Tabla 5.13 se presentan las propiedades del sistema de referencia correspondiente al diseño final de cada caso de estudio.

**Tabla 5.10 Propiedades de las secciones W y HSS empleadas**

Sección	A (cm <sup>2</sup> )	Z <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )
W14x38	71.3	994	9112
W14x48	89.1	1252	10993
W14x53	99.0	1403	12383
W14x61	113.7	1646	14417
W16x40	76.1	1195	12464
W16x45	85.1	1339	14156
W16x50	94.6	1495	15831
W16x67	126.0	2113	22046
W16x89	167.0	2830	29795
W18x76	143.1	2654	31157
W18x86	163.2	3048	35654
W18x106	200.0	3756	44562
W18x119	224.9	4262	50789
W21x147	277.5	6080	84783

Sección	A (cm <sup>2</sup> )	Z <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )
HSS7x7x5/16"	52.8	331	1672
HSS8x8x1/4"	50.3	371	2149
HSS8x8x5/16"	61.7	451	2629
HSS8x8x3/8"	38.1	283	1627
HSS10x10x5/16"	77.8	718	5198
HSS10x10x3/8"	122.9	1110	8172



**Figura 5.10 Secciones correspondientes al diseño final de los casos de estudio**

**Tabla 5.11 Valores de diseño para el ELU**

Marco	$\mu_{\text{Diseño}}$	IDR <sub>u</sub>	Sd <sub>u</sub> (cm)	T (s)
4 Niveles	3.0	0.0118	10.83	0.87
6 Niveles	2.5	0.0117	15.6	1.28
8 Niveles	2.0	0.0134	18.77	1.50

**Tabla 5.12 Valores de diseño para el ELS**

Marco	IDR <sub>s</sub>	Sd <sub>s</sub> (cm)	T (s)
4 Niveles	0.002	1.80	0.65
6 Niveles	0.002	2.44	0.71
8 Niveles	0.004	6.15	1.91

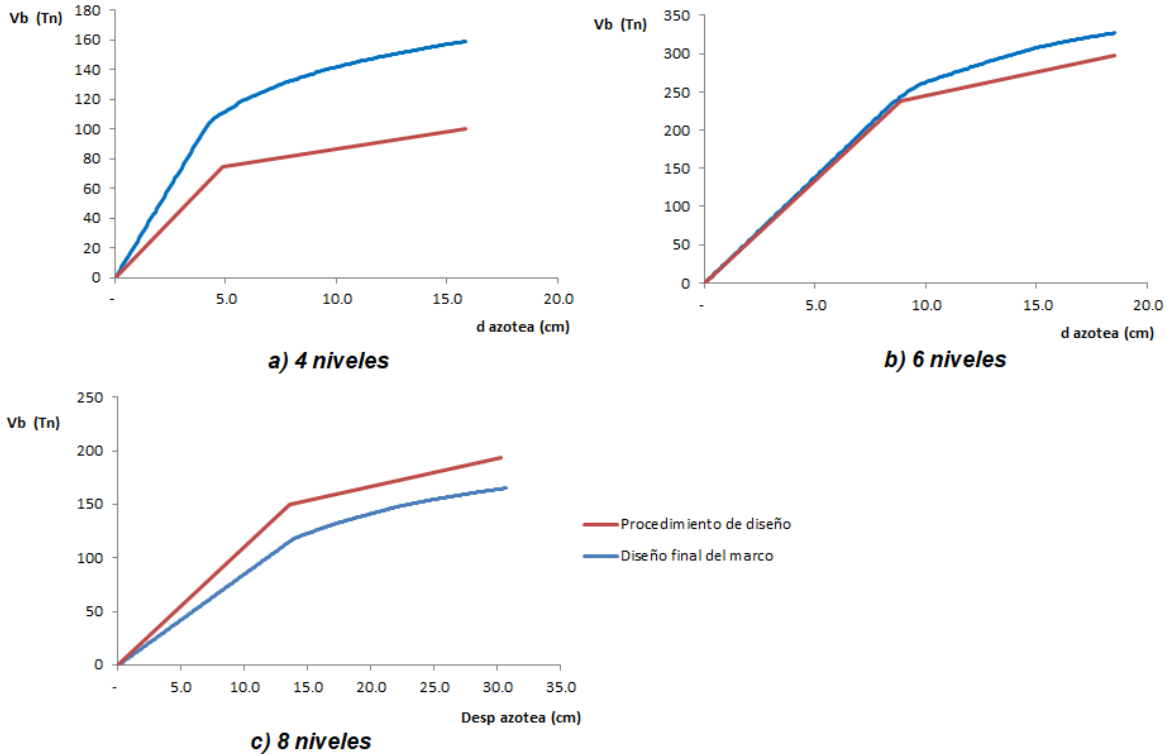
**Tabla 5.13 Resultados del diseño final de los casos de estudio**

Marcos	T (s)	Sa <sub>y</sub> (cm/s <sup>2</sup> )	Sd <sub>s</sub> (cm)	Sd <sub>y</sub> (cm)	Sd <sub>u</sub> (cm)	IDR <sub>y</sub>	IDR <sub>u</sub>	$\mu$
4 Niveles	0.65	310.17	1.78	3.68	7.69	0.0041	0.0088	2.13
6 Niveles	0.73	503.61	2.44	6.80	10.19	0.0050	0.0075	1.50
8 Niveles	1.46	164.58	4.54	10.29	18.77	0.0075	0.0151	2.00

La ductilidad de diseño final de los marcos se determinó a partir de la capacidad de ductilidad del sistema de referencia calculado mediante la aplicación del método, cuyo desplazamiento máximo está asociado a la distorsión permisible de entrepiso para el ELU, como se detalló en la sección anterior.

Dadas las demandas de diseño obtenidas para cada estado límite, el ELS rigió el diseño final de los marcos de 4 y 6 niveles, mientras que el ELU rigió el diseño del marco de 8 niveles, es decir, el periodo requerido por el ELS para tales marcos fue menor que el periodo requerido para el ELU. Cabe señalar que el periodo final de diseño de los marcos puede ser ligeramente diferente al periodo requerido para el estado límite que rige el diseño debido a las disposiciones reglamentarias de detallado de marcos dúctiles y a criterios de estandarización del diseño considerados por el diseñador. Por ejemplo, el periodo final de diseño del marco de 6 niveles fue 0.73 s, valor cercano al periodo requerido por el ELS de 0.71 s, que es el que rigió el diseño, ya que es menor al periodo requerido por el ELU, 1.28 s. Como se verá mas adelante, esta pequeña diferencia no afecta significativamente el control del desempeño de dicho marco.

Las curvas de capacidad de la estructura diseñada y la del prediseño se presentan en la Figura 5.11. Como se puede observar en tal figura, las curvas de capacidad son similares en forma, lo cual indica que las distribuciones de rigideces y resistencias de la estructura diseñada son similares a las de la estructura prediseñada y, por lo tanto, el proceso de diseño fue consistente.

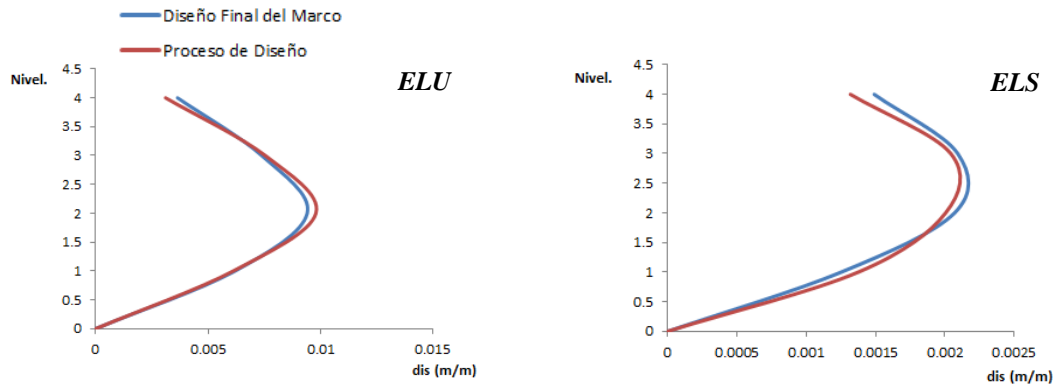


**Figura 5.11 Comparación curva de capacidad del marco obtenidas con el método de diseño a partir del sistema de referencia y el diseño final**

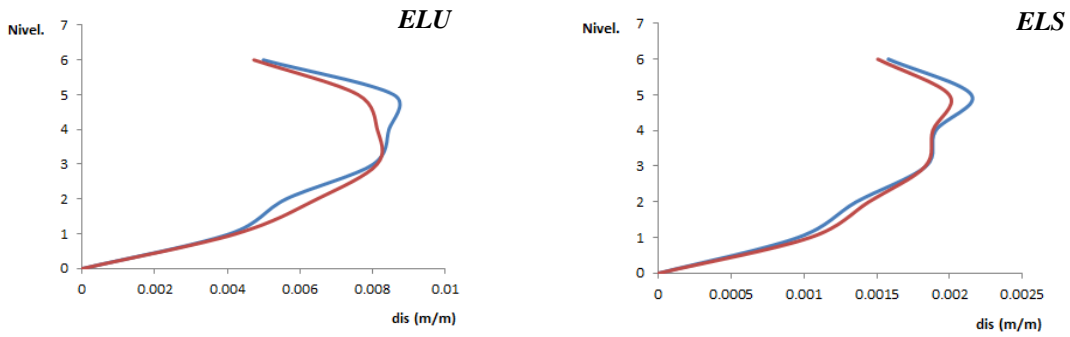
En las Figuras 5.12 se presenta la comparación de los perfiles de distorsión y desplazamiento calculados con la expresión 4.21 con las formas modales del marco prediseñado y las correspondientes al diseño final del marco. Al igual que como se observa en la comparación de las curvas de capacidad, los perfiles de distorsión de la estructura diseñada son similares a los de la estructura prediseñada, lo cual también indica que las distribuciones de resistencia y rigidez de los elementos de la estructura diseñada son consistentes con las de la primera.

En el marco de 8 niveles se aprecia una diferencia considerable entre los valores de los perfiles de distorsiones del ELS de la estructura prediseñada y final, lo cual se debe a que en dicho marco rigió el ELU y, por lo tanto, las demandas de distorsión de la estructura diseñada correspondientes al ELS son menores a las correspondientes al límite prescrito para este estado límite y que son las que se presentan en la figura 5.12c.

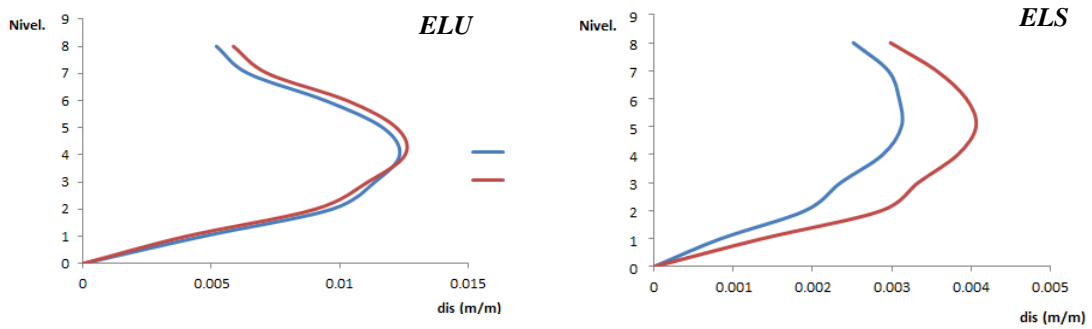
Los perfiles de cortante de entrepiso del diseño final, calculados a partir del análisis modal espectral con la expresión 4.18 considerando tres modos de vibración, se presentan en la Figura 5.13. Se observa que la distribución de cortantes calculada tiene un patrón dominado por el modo fundamental de vibración y es similar a las obtenidas en otros estudios para los MCCE.



a) 4 Niveles

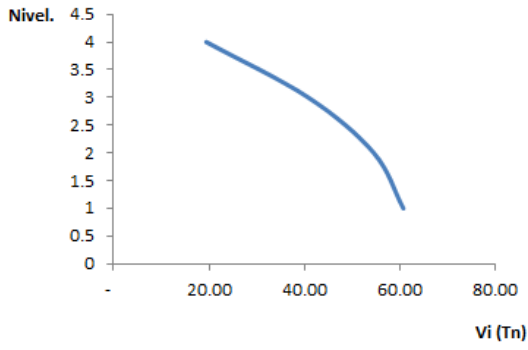


b) 6 Niveles

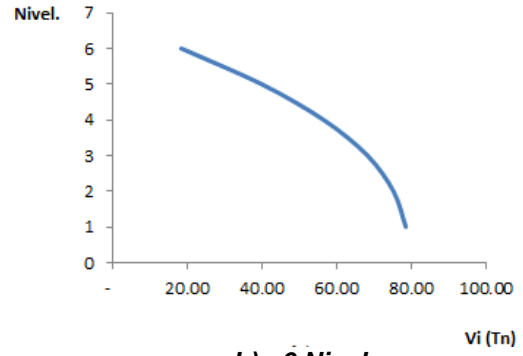


c) 8 Niveles

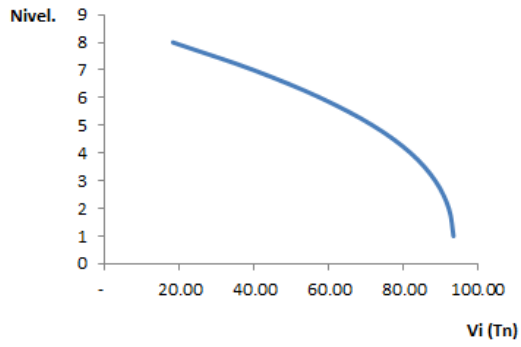
**Figura 5.12 Comparación de perfiles de distorsión estimados del procedimiento de diseño y el diseño final del marcos correspondiente al ELU y el ELS**



**a) 4 Niveles**



**b) 6 Niveles**



**c) 8 Niveles**

**Figura 5.13 Perfiles de cortante de entrepiso de diseño de los casos de estudio**

## Capítulo 6. Validación del Método de Diseño Propuesto

### 6.1. Análisis dinámicos no lineales

Se realizaron análisis dinámicos no lineales de los marcos diseñados considerando las recomendaciones de modelado dadas en la sección 5.3, utilizando los registros sísmicos escalados de los cuales se obtuvieron los espectros de respuesta promedio utilizados en su diseño.

Los análisis se ejecutaron considerando el modelo de amortiguamiento de Rayleigh con razón de amortiguamiento crítico del 5% para el primer y tercer modo, como lo sugiere las NTCDS-2020 para edificios de baja altura con sistemas estructurales convencionales. Para la integración numérica de la ecuación no lineal de equilibrio se utilizó el método de Beta de Newmark con valores  $\gamma=0.5$  y  $\beta=0.25$  en conjunto con el método Newton-Raphson.

### 6.2. Evaluación del objetivo de desempeño

Dado el objetivo de esta tesis, la evaluación del desempeño en términos de la distorsión máxima de entrepiso de los marcos ante las intensidades de diseño es fundamental en este trabajo. Por lo tanto, se compararon las distorsiones máximas promedio de entrepiso, obtenidas de los análisis dinámicos no lineales ante el conjunto de registros utilizado, con la distorsión objetivo para cada una de las intensidades asociadas al ELS y el ELU. La distorsión objetivo de los marcos del ELU se determinó mediante la ecuación 4.21. Para el marco de 8 niveles en el que el ELU rigió el diseño, se empleó el valor de ductilidad de diseño para determinar la distorsión objetivo correspondiente al ELU.

Para los marcos de 4 y 6 niveles en los cuales el ELS rigió el diseño, el valor de ductilidad utilizado para determinar la distorsión objetivo correspondiente al ELU se definió a partir de la resistencia de fluencia del sistema de referencia del marco diseñado que en estos casos se obtuvo a partir del espectro de diseño del ELS. Como se mencionó en la sección 5.2.2, en este trabajo se utilizaron espectros de respuesta promedio para el ELU con ductilidades de 1, 1.5, 2, 3 y 4, que son los valores de las ductilidades de diseño dadas en las NTC-2020. Por esta razón, la ductilidad de diseño asociada al ELU en estos marcos en que rigió el ELS se obtuvo a través de una interpolación lineal entre las resistencias de fluencia correspondientes al periodo de diseño final de los espectros de diseño inelásticos, sin reducir por sobrerresistencia, y la resistencia de fluencia del diseño final del marco. Definida la ductilidad del marco, se calculó la distorsión objetivo correspondiente mediante la ecuación 4.21.

Es evidente que el límite de distorsión máxima prescrita para el ELU no será excedido cuando el diseño del marco se rige por el ELS. No obstante, considerando que el comportamiento inelástico ante intensidades sísmicas altas es de suma relevancia en los estudios sobre MCCEs, para los marcos cuyo diseño se rigió por el ELS se comparó la



distorsión máxima promedio del ELU con la distorsión objetivo correspondiente a la ductilidad calculada para la resistencia requerida por el ELS.

Por otra parte, cuando el ELU rige el diseño del marco, como es el caso del marco de 8 niveles, la distorsión máxima asociada al ELS no será rebasada. Por esta razón, no se presenta la comparación de distorsiones correspondiente al ELS para este marco.

En la tabla 6.1 se presenta la comparación entre la distorsión objetivo, calculada con la ecuación 4.21, y la distorsión máxima promedio, entre todos los entrepisos, obtenida de los análisis dinámicos no lineales. El error relativo que se presenta en dicha tabla se calculó tomando como referencia a la distorsión de entrepiso obtenida de los análisis dinámicos no lineales (ADNL). Un valor positivo de error relativo indica un resultado conservador del diseño y valor negativo denota un resultado no conservador.

**Tabla 6.1. Comparación de distorsión de entrepiso máxima los marcos diseñados**

Marco 4 Niveles ( $T_1 = 0.65$ s)			
Estado	Objetivo	A.D.N.L.	Er (%)
Servicio	0.0020	0.0018	11.5
Ultimo	0.0096	0.0093	3.1

Marco 6 Niveles ( $T_1 = 0.73$ s)			
Estado	Objetivo	A.D.N.L.	Er (%)
Servicio	0.0020	0.0016	20.0
Ultimo	0.0068	0.0077	-13.2

Marco 8 Niveles ( $T_1 = 1.46$ s)			
Estado	Objetivo	A.D.N.L.	Er (%)
Ultimo	0.0125	0.0129	3.1

Como se puede observar, las distorsiones máximas promedio de los marcos diseñados aproximan suficientemente las distorsiones objetivo. Los valores de los errores relativos se encuentran dentro de un rango de -13.2% a 3.1% y 11.5% a 20%, para el ELU y ELS, respectivamente. Por lo tanto, se puede considerar que fue posible controlar el desempeño de los marcos diseñados en términos globales.

### 6.3. Evaluación de los resultados

Asimismo, se comparó la respuesta máxima promedio de cada entrepiso con las estimaciones realizadas con las ecuaciones del método de diseño. Los parámetros de respuesta de entrepiso evaluados fueron el perfil de desplazamientos máximos, el perfil de distorsiones máximas y el perfil de cortantes máximos.

La correspondencia entre los perfiles objetivo y real se evaluó numéricamente mediante el criterio de aseguramiento modal, MAC por sus siglas en inglés, dado por la ecuación 6.1 (López, 2015). El parámetro empleado vectores de respuesta denotados como VEC cuyos subíndices “dem” y “tar” identifican al vector de demandas máximas promedio obtenidas de los análisis dinámicos y las estimadas por medio del método simplificado respectivamente.

$$MAC = \frac{(\{VEC_{dem}\} \cdot \{VEC_{tar}\})^2}{(\{VEC_{dem}\} \cdot \{VEC_{dem}\})(\{VEC_{tar}\} \cdot \{VEC_{tar}\})} \quad (6.1)$$

Un valor de MAC=1 indica correspondencia total entre los perfiles comparados y un valor de MAC→0 indica correspondencia baja.

### 6.3.1. Perfiles de desplazamientos

Las Tablas 6.2 a 6.7 presentan los valores de ambos perfiles correspondientes al diseño final de los casos de estudio presentados para el ELU y el ELS. En la figura 6.1 se presentan las comparaciones de desplazamientos máximos y en la Tabla 6.8 y 6.9 los valores de MAC para el ELU y el ELS respectivamente.

**Tabla 6.2 Comparación de desplazamientos máximos del marco de cuatro niveles para el ELU**

Nivel	Desplazamiento (cm)		Error relativo (%)
	M. Simplificado	A.D.N.L.	
1	2.142	2.944	-27.24%
2	5.571	6.204	-10.20%
3	8.209	8.468	-3.06%
4	9.297	9.907	-6.16%

**Tabla 6.3 Comparación de desplazamientos máximos del marco de seis niveles para el ELU**

Nivel	Desplazamiento (cm)		Error relativo (%)
	M. Simplificado	A.D.N.L.	
1	1.774	2.103	-15.64%
2	4.036	4.463	-9.57%
3	6.876	7.161	-3.98%
4	9.718	9.346	3.98%
5	12.375	11.422	8.34%
6	14.029	12.974	8.13%

**Tabla 6.4 Comparación de desplazamientos máximos del marco de ocho niveles para el ELU**

Nivel	Desplazamiento (cm)		Error relativo (%)
	M. Simplificado	A.D.N.L.	
1	1.388	1.578	-12.04%
2	4.527	4.793	-5.55%
3	8.378	8.673	-3.40%
4	12.734	13.115	-2.91%
5	16.974	17.624	-3.69%
6	20.547	21.517	-4.51%
7	23.044	24.629	-6.44%
8	25.075	27.271	-8.05%

**Tabla 6.5 Comparación de desplazamientos máximos del marco de cuatro niveles para el ELS**

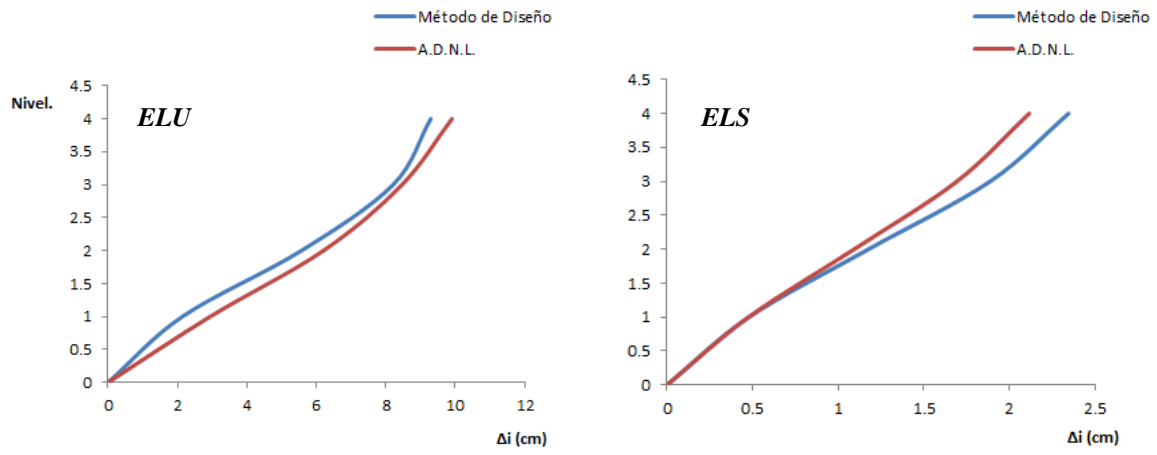
Nivel	Desplazamiento (cm)		Error relativo (%)
	M. Simplificado	A.D.N.L.	
1	0.48	0.48	0.47%
2	1.18	1.09	7.72%
3	1.89	1.69	11.49%
4	2.35	2.12	10.89%

**Tabla 6.6 Comparación de desplazamientos máximos del marco de seis niveles para el ELS**

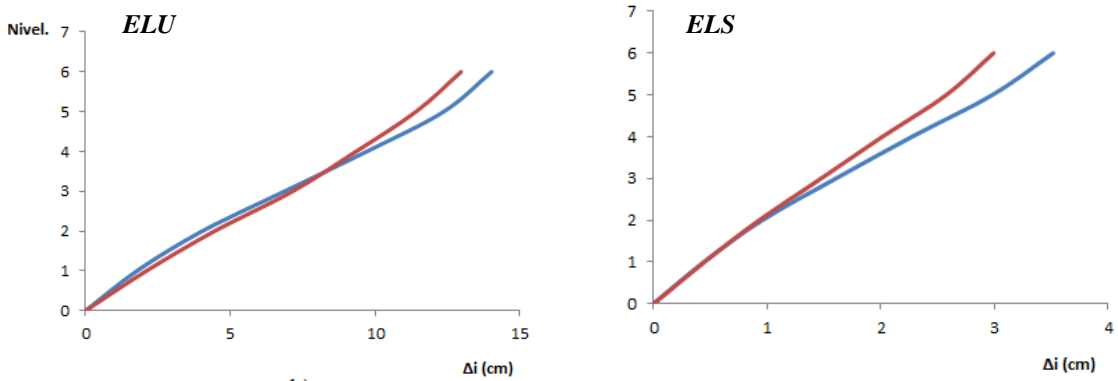
Nivel	Desplazamiento (cm)		Error relativo (%)
	M. Simplificado	A.D.N.L.	
1	0.44	0.45	-1.01%
2	0.96	0.93	2.83%
3	1.61	1.48	8.84%
4	2.27	2.02	12.88%
5	2.98	2.58	15.75%
6	3.52	2.99	17.54%

**Tabla 6.7 Comparación de desplazamientos máximos del marco de ocho niveles para el ELS**

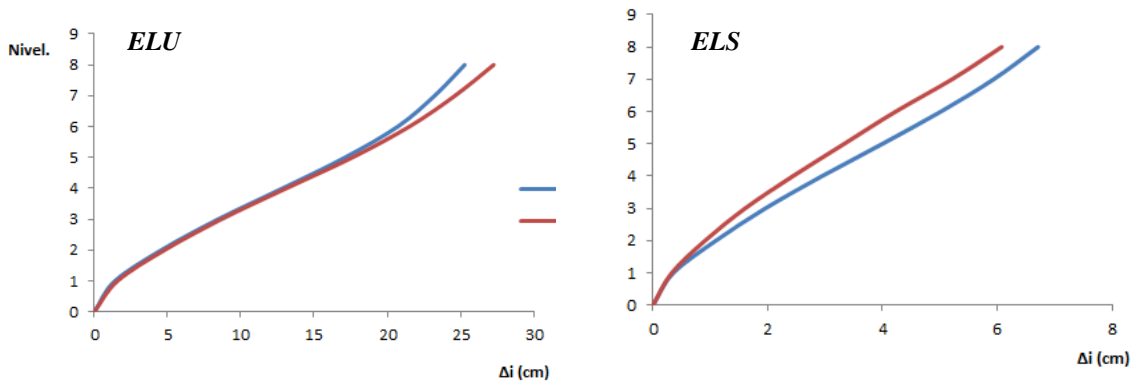
Nivel	Desplazamiento (cm)		Error relativo (%)
	M. Simplificado	A.D.N.L.	
1	0.35	0.33	8.38%
2	1.10	0.91	20.84%
3	1.96	1.60	22.03%
4	2.95	2.44	20.85%
5	4.00	3.33	19.98%
6	5.02	4.23	18.61%
7	5.94	5.21	13.90%
8	6.71	6.08	10.41%



a) 4 Niveles



b) 6 Niveles



c) 8 Niveles

Figura 6.1 Perfiles de desplazamientos de los marcos diseñados para el ELU y el ELS

**Tabla 6.8 Valores de MAC de las envolventes de desplazamientos para el ELU**

Marco	MAC
4 Niveles	99.83
6 Niveles	99.94
8 Niveles	99.96

**Tabla 6.9 Valores de MAC de las envolventes de desplazamientos para el ELS**

Marco	MAC
4 Niveles	99.97
6 Niveles	99.89
8 Niveles	99.88

Como se observa en las tablas y figuras anteriores, existe una aproximación aceptable entre el perfil de desplazamientos máximos determinado con las expresiones del método de diseño para el ELU, y el valor medio de los desplazamientos máximos obtenidos de los análisis dinámicos no lineales. Por esta razón, los valores de MAC calculados tienden a 1.

### **6.3.2. Perfiles de distorsiones**

Las tablas 6.10-6.15 muestran las comparaciones entre las distorsiones de entrepiso para el ELU y el ELS. En la figura 6.2 se presentan de manera gráfica dicha comparación y en la tabla 6.16 y 6.17 se presentan los valores de MAC correspondientes.

**Tabla 6.10 Comparación de distorsiones máximas del marco de cuatro niveles para el ELU**

Nivel	Distorsión (m/m)		Error relativo (%)
	M. Simplificado	A.D.N.L.	
1	0.0061	0.0084	-27.22%
2	0.0098	0.0093	5.14%
3	0.0075	0.0065	16.56%
4	0.0031	0.0041	-24.42%

**Tabla 6.11 Comparación de distorsiones máximas del marco de seis niveles para el ELU**

Nivel	Distorsión (m/m)		Error relativo (%)
	M. Simplificado	A.D.N.L.	
1	0.0042	0.0050	-15.48%
2	0.0065	0.0067	-4.01%
3	0.0081	0.0077	5.43%
4	0.0081	0.0062	30.25%
5	0.0076	0.0059	28.20%
6	0.0047	0.0044	6.76%

**Tabla 6.12 Comparación de distorsiones máximas del marco de ocho niveles para el ELU**

Nivel	Distorsión (m/m)		Error relativo (%)
	M. Simplificado	A.D.N.L.	
1	0.0040	0.0045	-11.30%
2	0.0090	0.0092	-1.53%
3	0.0111	0.0111	0.07%
4	0.0126	0.0127	-1.10%
5	0.0122	0.0129	-5.17%
6	0.0103	0.0111	-7.44%
7	0.0072	0.0089	-19.13%
8	0.0059	0.0075	-22.43%

**Tabla 6.13 Comparación de distorsiones máximas del marco de cuatro niveles para el ELS**

Nivel	Distorsión (m/m)		Error relativo (%)
	M. Simplificado	A.D.N.L.	
1	0.0014	0.0014	0.47%
2	0.0020	0.0018	13.33%
3	0.0020	0.0017	18.35%
4	0.0013	0.0012	8.48%

**Tabla 6.14 Comparación de distorsiones máximas del marco de seis niveles para el ELS**

Nivel	Distorsión (m/m)		Error relativo (%)
	M. Simplificado	A.D.N.L.	
1	0.0010	0.0011	-2.38%
2	0.0014	0.0014	4.92%
3	0.0018	0.0016	17.40%
4	0.0019	0.0015	22.21%
5	0.0020	0.0016	24.29%
6	0.0015	0.0012	26.87%

**Tabla 6.15 Comparación de distorsiones máximas del marco de ocho niveles para el ELS**

Nivel	Distorsión (m/m)		Error relativo (%)
	M. Simplificado	A.D.N.L.	
1	0.0010	0.0009	8.38%
2	0.0021	0.0017	27.84%
3	0.0025	0.0020	23.57%
4	0.0028	0.0024	18.60%
5	0.0030	0.0026	17.59%
6	0.0029	0.0026	13.52%
7	0.0026	0.0028	-6.37%
8	0.0022	0.0025	-10.65%

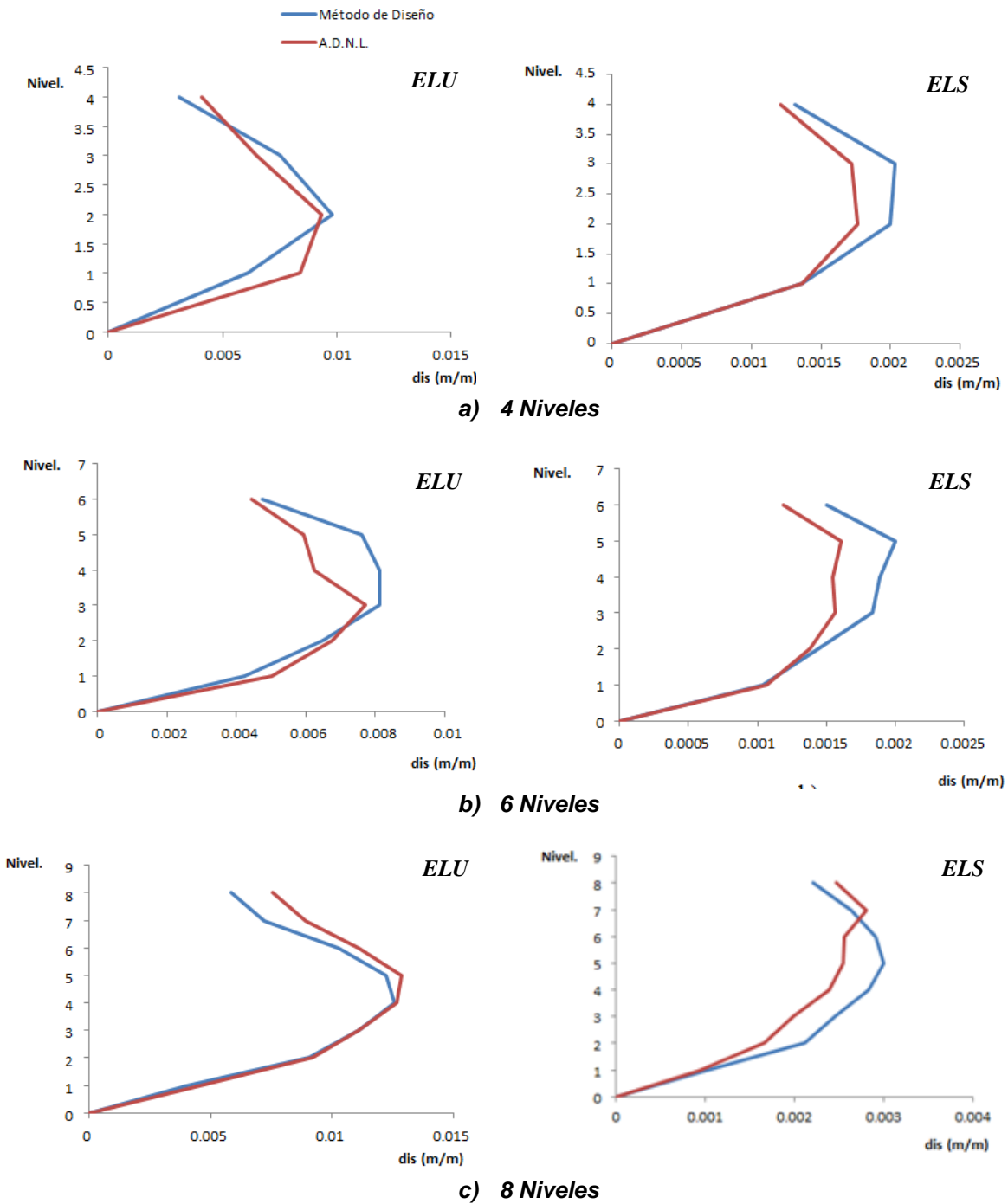


Figura 6.2 Perfiles de distorsión asociados al ELU y el ELS de los marcos diseñados

**Tabla 6.16 Valores de MAC de las distorsiones máximas para el ELU**

Marco	MAC
4 Niveles	96.52
6 Niveles	98.01
8 Niveles	99.44

**Tabla 6.17 Valores de MAC de las distorsiones máximas para el ELS**

Marco	MAC
4 Niveles	99.67
6 Niveles	99.36
8 Niveles	98.53

De los resultados obtenidos de los análisis dinámicos no lineales de los marcos diseñados se observó que también existe una aproximación aceptable entre los perfiles de distorsión determinados con las expresiones del método de diseño para el ELU y el ELS, y el valor medio de las distorsiones máximas obtenidas de los análisis dinámicos no lineales. Los valores de MAC son ligeramente menores a los obtenidos para los perfiles de desplazamiento, no obstante, también muestran una correspondencia alta. La discrepancia entre las formas de los perfiles para el ELU calculados por el método de diseño y los obtenidos por análisis dinámicos puede atribuirse a que las formas modales dañadas empleadas en el cálculo no están asociadas al nivel de ductilidad que desarrolla el marco ante la intensidad de diseño.

### **6.3.3. Perfiles de cortante.**

La comparación entre los perfiles de cortante de diseño y la demanda promedio de cortante de los ADNL asociada al ELU se presentan en las tablas 6.18-6.20 y en la Figura 6.3. Los valores de MAC correspondiente se muestran en la tabla 6.21.

**Tabla 6.18 Perfil de cortante del marco de cuatro niveles**

Nivel	Cortante Entrepiso (Tn)		Error relativo (%)
	M. Simplificado	A.D.N.L.	
1	145.47	148.33	-1.93%
2	129.75	119.59	8.50%
3	95.96	88.47	8.47%
4	45.18	58.93	-23.33%



**Tabla 6.19 Perfil de cortante del marco de seis niveles**

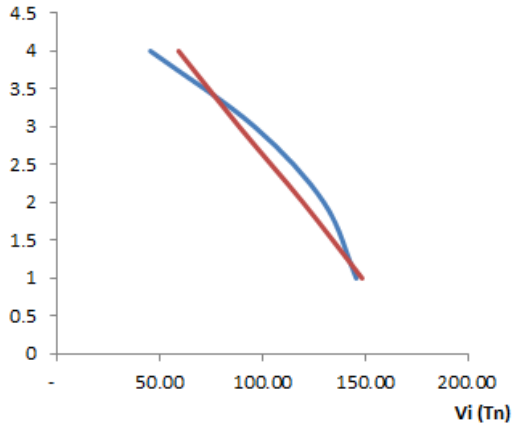
Nivel	Cortante Entrepiso (Tn)		Error relativo (%)
	M. Simplificado	A.D.N.L.	
1	324.38	318.32	1.90%
2	309.96	298.74	3.76%
3	280.52	263.31	6.54%
4	231.77	210.41	10.15%
5	163.42	146.54	11.52%
6	75.05	70.81	5.99%

**Tabla 6.20 Perfil de cortante del marco de ocho niveles**

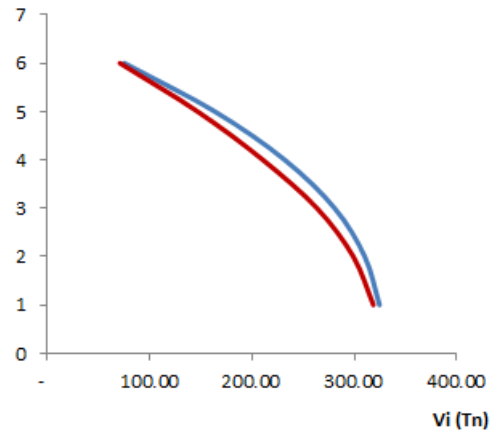
Nivel	Cortante Entrepiso (Tn)		Error relativo (%)
	M. Simplificado	A.D.N.L.	
1	140.21	158.62	-11.61%
2	138.22	151.77	-8.93%
3	132.50	143.64	-7.76%
4	122.17	138.91	-12.05%
5	106.36	131.98	-19.41%
6	84.83	111.80	-24.12%
7	57.92	90.06	-35.69%
8	26.27	51.34	-48.83%

**Tabla 6.21 Valores de MAC de los perfiles de cortante**

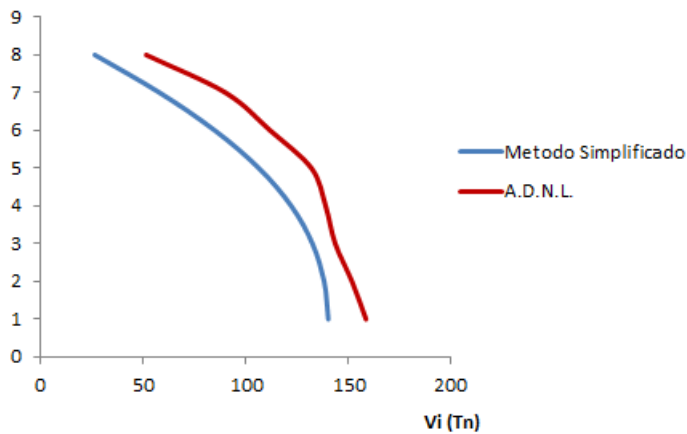
Marco	MAC
4 Niveles	99.29
6 Niveles	99.91
8 Niveles	98.91



a) Marco de 4 niveles



b) Marco de 6 niveles



c) Marco de 8 niveles

**Figura 6.3 Perfiles de cortante de entrepiso de los marcos diseñados**

A partir de los resultados obtenidos en los perfiles de cortante, se puede concluir que existe una aproximación razonable en la distribución de cortante en los entrepisos estimados con las expresiones del método de diseño y los obtenidos a partir de los análisis dinámicos, como se aprecia en las gráficas de la figura 6.3 y los valores de MAC correspondientes.

## Capítulo 7 Conclusiones

En esta tesis se presentó un método de diseño sísmico basado en desplazamientos para el diseño de marcos con contraventeo excéntrico de acero estructural, el cual es una adaptación del método de diseño propuesto por López (2015) para marcos rígidos de acero. Se aplicó el método propuesto a tres marcos regulares en planta y altura con diferente número de niveles. Posteriormente se evaluó el comportamiento de los marcos diseñados mediante análisis dinámicos no lineales, de cuyos resultados se puede concluir:

La ductilidad de diseño prescrita en las Normas Técnicas Complementarias de Diseño Sísmico de 2020 (NTCDS-2020) para los marcos de acero con contraventeo excéntrico no es un valor apropiado para el diseño de estos marcos bajo el método propuesto, dado que no es compatible con las demandas de diseño y la capacidad de ductilidad presentada en los marcos prediseñados. Con base en el límite de rotación máxima prescrita para el eslabón las ductilidades de diseño son del orden de 2. Asimismo, se observa que es posible que en algunos casos el diseño se rija por el estado límite de servicio.

Para demandas sísmicas moderadas e inferiores, el diseño de las secciones finales de los eslabones ubicados en los niveles superiores del marco es regida por la limitación geométrica asociada al valor de  $\rho \leq 1.6$ , propia de los marcos con contraventeo excéntrico con eslabones cortos.

El método propuesto permite diseñar para cualquiera de los dos niveles de desempeño, que conforman el objetivo de desempeño para el diseño de las estructuras establecido por las NTCDS-2020, es decir, el método no está enfocado exclusivamente para el diseño de las estructuras para el estado límite último, como los métodos de Chao y Goel (2006) y Sullivan (2013), sino que también permite el diseño para el estado límite de servicio, con resultados satisfactorios.

Los resultados obtenidos de la aplicación del método a los marcos diseñados indican que la distorsión promedio obtenida de los análisis dinámicos no lineales es una aproximación aceptable de la distorsión de diseño. Por lo tanto se puede concluir que el método propuesto permite estimar la respuesta de desplazamiento promedio de un MCCE.

Trabajos posteriores pueden enfocarse en la simplificación del método propuesto, de forma tal que no requiera el uso de modelos inelásticos en el procedimiento de diseño, permitiendo una mayor compatibilidad con el método de diseño reglamentario actual. Asimismo, investigaciones posteriores pueden evaluar el comportamiento de MCCE diseñados bajo el método propuesto, considerando eslabones intermedios en aquellos elementos cuyo diseño está regido por  $\rho$ .

## Bibliografía

- Akiyama, H. (1985). *Earthquake-resistant limit-state design for buildings*. Michigan: University of Tokio Press.
- ASCE/SEI. (2016). *Minimum design loads for buildings and other structures. ASCE Standard ASCE/SEI 7-16, Including Supplement No 1*. Reston, Virginia: American Society Engineers.
- Engelhardt, M., & Popov, E. (1989). *Behavior of long links in eccentrically braced frames*. Berkeley, California: Earthquake engineering reserch center.
- Fujimoto, M., Aoyagi, T., Ukai, K., Wada, A., & Saito, K. (1972). *Structural characteristics of eccentric k-braced frames*. Inst. Jpn.
- García, J. (2015). Comportamiento fuerza-deformación de los resortes traslacionales. [Figura]. *Respuesta inelástica de edificios regulares estructurados con marcos dúctiles de acero con contraventeo excéntrico*.
- GCDMX. (2017). Reglamento de construcciones para el Distrito Federal y normas técnicas complementarias. México: Diario Oficial de la Federación.
- GCDMX. (2020). Reglamento de construcciones para el Distrito Federal y normas técnicas complementarias. México: Diario Oficial de la Federación.
- Goel, S., & Chao, S.-H. (2006). Performance-Based Seismic Design of EBF Using Target Drift and Yield Mechanism as Performance Criteria. *Engineering Journal*, 173-183.
- Guerrero, F. (2020). *Diseño sísmico basado en desplazamientos de marcos de acero estructural*. Naucalpan, Edo. México: UNAM.
- Gunaydin, E. (2012). *Natural periods of braced steel frames designed to EC8*. Middle East Teachnical University.
- Hjelmstad, K. D., & Popov, E. P. (1983). Cyclic behavior and design of link beams. *Journal of Structural Engineering*, 2387-2403.
- Kasai, K., & Popov, E. (1986). General behavior of WF steel shear link beams. *Journal of structural engineering*, 362-382.
- Kazemzadeh, S., & Topkaya, C. (2016). A review of research on steel eccentrically braced frames. *Journal of Construcional Steel Research*, 53-73.

- Koboevic, S., & David, S. (2010). Design and seismic behaviour eccentrically braced frames. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 195-208.
- Kusyilmaz, A., & Topkaya, C. (2013). Design overstrength of steel eccentrically braced frames. *International Journal of Steel Structures*, 529-545.
- Lee, S.-S., & Goel, S. (2001). *Performance-based design of steel moment frames using target drift and yield mechanism*. Michigan: Department of Civil and Environmental Engineering.
- López, S. E. (2015). *A displacement-based seismic design method for framed structures involving sidesway-collapse prevention*. Ciudad de México: Instituto de Ingeniería UNAM.
- Ma, C. (2019). Energy-based seismic design method for EBFs based on hysteretic energy spectra and accumulated ductility ratio spectra. *Hindawi, Advances in Civil Engineering*, 2-11.
- Malley, J. O., & Popov, E. P. (1984). Shear Links in Eccentrically Braced Frames. *Journal of Structural Engineering*, 2275-2295.
- Priestley, M. (2003). *Myths and fallacies in earthquake engineering-revisited*. Pavia, Italia: IUSS Press.
- Priestley, M., Calvi, G., & Kowalsky, M. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pavia, Italia: IUSS Press.
- Prinz, G. (2010). *Using Buckling-Restrained Braces in Eccentric Configurations*. All Theses and Dissertations.
- Ricles, J., & Popov, E. (1989). Composite action in eccentrically braced frames. *Journal of Structural Engineering*, 2046-2065.
- Ruiz García, Jorge ; Bojórquez Mora, Edén; Corona Villar, Edgar; Reyes Salazar, Alfredo;. (2019). Comportamiento de edificios de acero con contraventeos excéntricos ante secuencias sísmicas. *Revista de Ingeniería Sísmica No. 100*, 30-50.
- Sasaki, K., Freeman, S., & Paret, T. (1998). Multi-mode pushover procedure (MM-P)-A method to identify the effects 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*. Sacramento, California: Structural Engineers Association of California.

- Shibata, A., & Sozen, M. (1976). Substitute-structure method for seismic design in R/C. *Journal of the Structural Division, ASCE*.
- Sullivan, T. J. (2013). Direct displacement-based seismic design of steel eccentrically braced frame structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2197-2231.
- Uang, C.-M., & Bertero, V. (1988). *Use of energy as a design criterion in earthquake-resistant design*. Berkeley, California: Earthquake Engineering Research Center.
- Wang, F., Su, M., Hong, M., Guo, Y., & Li, S. (2016). Cyclic behaviour of Y-shaped eccentrically braced frames fabricated with. *Journal of Constructional Steel Research*, 176-187.