



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

PROPUESTA DE DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE CONCRETO BASADO EN
DESPLAZAMIENTO

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

PRESENTA:
GUSTAVO ADOLFO GODHO RAMÍREZ

TUTOR
Dr. DARÍO RIVERA VARGAS,
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN, UNAM

MÉXICO, D. F. JUNIO 2014

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Ayala Milián Amado Gustavo

Secretario: Dr. Peña Mondragón Fernando

Vocal: Dr. Rivera Vargas Darío

1^{er.} Suplente: M. I. García Domínguez Octavio

2^{do.} Suplente: Dr. Hernández Barrios Hugo

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

Facultad de Estudios Superiores Acatlán, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

Dr. DARÍO RIVERA VARGAS

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

A mis padres por apoyarme en todo momento, por los valores que me han inculcado y por entregarme todo lo mejor de sus vidas. Gracias por ser un ejemplo insuperable.

A mis hermanos que siempre están a mi lado, pendientes de lo que pueda necesitar.

Al Dr. Darío Rivera Vargas por la confianza, por su dirección y por el tiempo dedicado a mi persona y a este proyecto de tesis.

A mis sinodales: Dr. Amado Gustavo Ayala Milian, Dr. Fernando Peña Mondragón, M.I. Octavio García Domínguez y Dr. Hugo Hernández Barrios, por el valioso tiempo dedicado en la revisión de esta tesis y por los comentarios y aportaciones que fueron de gran ayuda para el enriquecimiento de este trabajo.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el apoyo económico que me otorgó durante mis estudios de Maestría.

A la Dirección General de Asuntos del Personal Académico de la UNAM (DGAPA) por el apoyo recibido para el desarrollo de este trabajo de investigación como parte del proyecto PAPIIT IT101513 "Riesgo sísmico del municipio de Naucalpan".

A la Facultad de Estudios Superiores Acatlán UNAM por la formación técnica y humana obtenida desde sus instalaciones.

A mis amigos, compañeros, profesores y a todos aquellos que me brindaron su amistad y apoyo.

ÍNDICE

RESUMEN	7
ABSTRACT	7
1. INTRODUCCIÓN	8
1.1. Planteamiento del problema	8
1.2. Objetivo y alcances	9
1.3. Contenido.....	10
2. DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTO	12
2.1. Diseño basado en desempeño	12
2.1.1. Niveles de desempeño	13
2.1.2. Objetivos de desempeño	14
2.1.3. Índices de desempeño.....	15
2.2. Métodos de diseño basado en desplazamiento	16
2.2.1. Freeman (1998)	19
2.2.2. Panagiotakos y Fardis (1999)	21
2.2.3. Priestley y Kowalsky (2000).....	22
2.2.4. Browning (2001).....	22
2.2.5. Chopra y Goel (2001)	23
2.2.6. Kappos y Manafpour (2001)	24
2.2.7. Rivera (2005b)	25
2.2.8. Propuesta de Méndez <i>et. al.</i> (2011)	26

2.2.9. Comparación de los métodos	27
3. EVALUACIÓN DE DEMANDAS DE DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO DE SMGL	28
3.1. Demandas de desplazamiento inelástico de S1GL	29
3.1.1. Métodos basados en linealización equivalente	29
3.1.2. Métodos basados en coeficientes de modificación de desplazamiento elástico C_μ	29
3.1.3. Métodos basados en factores de reducción de resistencia R_μ	30
3.2. Demandas de desplazamiento inelástico de SMGL	30
3.2.1. Algan (1982)	30
3.2.2. Miranda (1999).....	31
3.2.3. Gupta y Krawinkler (2000)	32
3.2.4. FEMA 365 (2000).....	32
3.2.5. Miranda y Reyes (2002).....	33
3.2.6. Comparación de metodologías.....	33
4. PROPUESTA PARA ESTIMAR DEMANDAS DE DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO EN SMGL.....	34
4.1. Factor β_1	36
4.2. Factor β_2	38
4.3. Factor β_3	40
4.4. Factor β_4	43
4.5. Descripción de la propuesta	47
4.6. Validación del método aproximado.....	47

4.6.1.	Prototipos de estructura.....	49
4.6.2.	Registros sísmicos utilizados.....	58
4.6.3.	Programa de análisis empleado para la revisión.....	59
4.6.4.	Resultados	61
4.7.	Discusión de los resultados	64
5.	PROPUESTA DE DISEÑO SÍSMICO.....	67
5.1.	Descripción de la propuesta de diseño.....	67
5.1.1.	Estado límite de colapso incipiente	67
5.1.1.	Estado límite de operación inmediata.....	70
5.2.	Ejemplo de diseño	71
5.2.1.	Descripción de la estructura	71
5.2.2.	Procedimiento	72
5.3.	Revisión del método aproximado	76
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	79
7.	REFERENCIAS	81

RESUMEN

Se propone una metodología de diseño sísmico de edificios de concreto reforzado, basada en conceptos de desplazamiento. Las demandas de desplazamiento elástico e inelástico de sistemas de múltiples grados de libertad pueden ser evaluadas de forma aproximada mediante una metodología simplificada planteada en este trabajo. El concepto fundamental del método de diseño consiste en determinar las demandas de desplazamiento para dos estados límite de diseño, con los que se dimensionaran los elementos estructurales, tales como: vigas y columnas. El tamaño de las secciones durante el diseño se determina a partir de satisfacer el límite de distorsión asociado al estado límite de colapso incipiente y el refuerzo de estos elementos mediante la distribución del cortante basal debido al desplazamiento elástico.

ABSTRACT

A displacement-based approach for seismic design of reinforced concrete buildings is proposed which is based in concepts of displacements. The demands of elastic and inelastic displacements of multiple degree of freedom systems could be evaluated on an approximately way by a simplify methodology replanted in this job. The principal concept of design method consist on determined the demand of displacements for two limit states of design, with the one the structure elements will be dimensions, like columns and beams. The size of the sections during the design are determined from the distortion threshold satisfy related to the limit state of an incipient collapse and the reinforced of this elements by the distribution of the basal shear due to the elastic displacement.

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del problema

Dentro de los objetivos que tienen los ingenieros y en particular la ingeniería sísmica, se encuentra el de lograr estructuras que sean seguras, antes, durante y después de algún evento sísmico. Actualmente se ha reconocido la necesidad de proteger a las estructuras, no solo ante los sismos de gran intensidad, si no también ante sismos de menor intensidad que ocurren con mayor frecuencia, con el fin de evitar daño tanto en los elementos no estructurales, como estructurales y sus contenidos.

Actualmente en México se usa el método de diseño basados en fuerzas, que ha demostrado su efectividad para salvaguardar la seguridad de vida de sus ocupantes ante sismos de intensidad elevada. Sin embargo es importante reconocer que el hecho de garantizar la seguridad de vida debido a grandes sismos, no implica necesariamente un comportamiento aceptable de la edificación durante sismos de pequeña y moderada intensidad. Como ha podido comprobarse durante sismos de Northridge-USA (1994) y Umbria- Marche Italia (1997), donde a pesar de que algunas estructuras no colapsaron, las pérdidas económicas fueron de una gran magnitud debido a la ausencia de una definición clara de los objetivos de desempeño en las estructuras ante sismos de diferente intensidad.

Actualmente, con miras a mejorar las metodologías de diseño sísmico de edificios se ha optado por una filosofía de diseño que considere el desempeño estructural. Para esto, diversos investigadores han propuesto metodologías de diseño basadas en desempeño como las hechas por Gulkan y Sozen (1974), Freeman (1978), Chopra y Goel (1999), Priestley *et. al.* (2007), entre otros; mientras que en México se tienen los trabajos de Terán y Espinosa (2008) y Méndez *et. al.* (2011).

Dentro de las propuestas realizadas por los investigadores mencionados, los esfuerzos se centran en desarrollar una metodología de diseño simple y fácil de

implementar en la práctica profesional que incorpore los conceptos del diseño basado en desempeño, considerando las demandas de desplazamiento en términos de la rigidez, resistencia, ductilidad y disipación de la energía.

Dentro del diseño basado en desempeño se puede trabajar en dos vertientes: energía y desplazamiento. Este último es el que se ve más factible de implementar en la práctica del diseño debido a que el índice de desempeño estructural puede correlacionarse perfectamente con el desplazamiento. Al considerar el desplazamiento como índice de desempeño, se pueden obtener relaciones que consideren la rigidez y resistencia necesaria para que se desarrollen desplazamientos objetivo, que conlleven a satisfacer niveles de daño admisibles, con lo que se tendría un control del daño en la estructura.

En consecuencia, existen trabajos como el de Reyes (1999), en donde el daño en elementos estructurales y no estructurales se correlaciona con la deformación de la estructura en términos de la distorsión de entrepiso; definida como el cociente del desplazamiento lateral de entrepiso entre la altura del mismo. De esta manera, en dicho trabajo se establecen las distorsiones asociadas a diferentes niveles de daño (agrietamiento considerable, inicio a la fluencia y colapso incipiente) en sistemas estructurales como marcos de concreto; con ciertas características de detallado de refuerzo en sus elementos resistentes. Así mismo, se proponen distorsiones de entrepiso que dan lugar al inicio del daño y daño severo en elementos no estructurales.

Por consiguiente, para incorporar en la práctica del diseño un método que reúna conceptos basados en desplazamiento para lograr diseños confiables y racionales, es necesario buscar planteamientos en los que se logre un equilibrio entre simplicidad y precisión

1.2. Objetivo y alcances

Dentro de los objetivos primordiales de este trabajo, se encuentra el plantear una metodología simple pero con buena aproximación para determinar las demandas de desplazamiento en marcos de múltiples niveles de concreto reforzado; especialmente cuando están desplantados en suelos blandos, que ha sido la condición crítica en la que los edificios de la ciudad de México han sufrido daños severos.

Proponer un procedimiento de diseño sísmico de edificios de concreto reforzado basado en desplazamiento, con la característica de ser simple para implementarse en

la práctica de diseño y que proporcione un control del daño ante sismos de moderada y gran intensidad.

Debido a los diversos factores que influyen en el comportamiento estructural, los alcances del trabajo son:

- El procedimiento propuesto no considera la estructura tridimensional por lo que los efectos relacionados con la torsión, así como flexión biaxial en columnas, no son considerados, del tal forma que el análisis solo se hará en el plano.
- La rigidez de los entrepisos no varía considerablemente a lo largo de su altura, es decir, se considera una geometría regular en elevación así como en el tamaño de las secciones.
- Las demandas de desplazamiento son analizadas para la zona III de acuerdo con la clasificación que hace el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF-2004); esta zona corresponde a la zona del lago y está formada por depósitos de arcilla de más de 20 m de profundidad.

1.3. Contenido

Dentro del segundo capítulo se describe brevemente el diseño basado en desempeño, se presenta la matriz conceptual propuesta por el comité visión 2000 para seleccionar los objetivos de desempeño y se definen los criterios que forman la matriz conceptual mencionada, como son: niveles de desempeño, objetivos de desempeño e índices de desempeño. Además, debido a la ventaja que tiene el diseño basado en desplazamiento para correlacionar el daño estructural, se describen algunas metodologías existentes en la literatura, así como la clasificación de estas.

Ya que el diseño basado en desplazamiento puede llevarse a cabo a partir de evaluar las demandas de desplazamiento y la capacidad estructural, en el tercer capítulo se describen metodologías para evaluar la demanda de desplazamiento inelástico en estructuras de uno y múltiples grados de libertad, debido a que las metodologías aproximadas para varios grados de libertad parten de las demandas de un solo grado. También se muestran diversos criterios para determinar las demandas de desplazamiento en sistemas de un solo grado de libertad así como para MGL.

El cuarto capítulo presenta la propuesta para evaluar las demandas de desplazamiento inelástico en sistemas de múltiples grados de libertad, se describen las expresiones y el procedimiento a seguir. Para corroborar los resultados se realiza

una revisión del método, comparando los resultados obtenidos con la metodología propuesta aproximada y los resultados obtenidos de análisis paso a paso.

En el capítulo quinto se presenta la propuesta de diseño, en la cual se predimensionan las secciones a partir de conocer la demanda de desplazamiento dentro de un proceso iterativo. Se muestra un ejemplo para mostrar la propuesta de diseño, donde se dimensionan las secciones y se proporciona el refuerzo. Por último se comparan los resultados obtenidos de la propuesta de diseño con los obtenidos de un análisis paso a paso, para posteriormente presentar las conclusiones en el capítulo 6.

2. DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTO

2.1. Diseño basado en desempeño

Ante la necesidad de tener un mejor control del comportamiento estructural durante de sismos de pequeña, mediana y gran intensidad, se ha aceptado la necesidad de replantear las metodologías actuales de diseño sísmico para dar cabida a procedimientos de diseño, transparentes y racionales, mediante los cuales se pueda limitar el daño en las estructuras debido a excitaciones sísmicas futuras al estimar con buena aproximación el desempeño de las mismas.

Una filosofía de diseño sísmico que puede servir de base para el desarrollo de estos procedimientos de diseño es el Basado en Desempeño, en el cual el criterio de diseño es expresado en términos de lograr objetivos de desempeño previamente establecidos cuando la estructura es sometida a niveles de peligro sísmico preestablecidos.

El diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiados (objetivos de desempeño) que permitan el dimensionamiento y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para unos niveles de movimiento del terreno determinados (niveles sísmicos) y con ciertos niveles de confiabilidad, los daños en la estructura no deberán superar ciertos estados límite (niveles de desempeño) (Bertero, 1997). Particularmente, el reporte Visión 2000 (SEAOC, 1995) (comité designado por la Sociedad de Ingeniería Estructural de California para estudiar la posibilidad de implementar metodologías de diseño sismorresistente basadas en desempeño) presenta una matriz conceptual para la selección de los objetivos de desempeño para estructuras de ocupación estándar, esencial y crítica como se muestra en la Tabla 1.

Tabla 1 Objetivos de desempeño propuesta por el comité Visión 2000 (SEAOC, 1995)

NIVELES SÍSMICOS	NIVELES DE DESEMPEÑO				
	Operación completa	Operación inmediata	Seguridad de vida	Colapso incipiente	
Frecuente	1	DISEÑO NO ACEPTABLE			
Ocasional	2				1
Raro	3				2
Muy raro		3	2	1	

donde: 1. Objetivo estándar 2. Objetivo esencial 3. Objetivo de seguridad crítica

2.1.1. Niveles de desempeño

Los niveles de desempeño o estados límite a los que se refiere el diseño basado en desempeño, se definen en función del nivel de daño ocasionado a los elementos estructurales y no estructurales que la conforman; así como de las consecuencias a los ocupantes de la misma, ante determinado evento sísmico.

Los cuatro niveles de desempeño que define la matriz del comité Visión 2000, se definen a continuación:

- Operación completa: corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.
- Operación inmediata: en este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores.
- Seguridad de vida: está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, se ven reducidas posiblemente en gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada

inmediatamente después del sismo, con lo cual, es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.

- Colapso incipiente: la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evaluación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde un punto de vista económico.

En cuanto a los niveles sísmicos, el comité Visión 2000 propone clasificar en cuatro niveles todos los movimientos sísmicos que puedan ocurrir en el sitio de la construcción, como se muestra en Tabla 1. Estas categorías se establecen en función de la intensidad, el periodo de retorno y recurrencia de los eventos sísmicos.

2.1.2. Objetivos de desempeño

En la Tabla 1 se muestran los objetivos de desempeño planteados por el comité visión 2000, los cuales se describen a continuación:

1. Objetivo estándar: Es el objetivo de desempeño para edificaciones de ocupación estándar y uso normal, como estructuras de tipo habitacional, oficinas, entre otros. Las estructuras deberán resistir diferentes sismos y ante un sismo muy raro permanecerá en pie sin posibilidad de rehabilitación, ya que se dañará en exceso.
2. Objetivo esencial: Es el objetivo mínimo aceptable para inmuebles cuya operación es crítica después de un evento sísmico, como lo son hospitales, estaciones de bomberos, estaciones de policía, centros de control de emergencias o centros de comunicaciones. A estas estructuras no se les permite llegar al estado límite de colapso incipiente, debido a la importancia de que sigan funcionando después de un evento sísmico muy raro.
3. Objetivo de seguridad crítica: Es el objetivo de desempeño para edificaciones peligrosas para la población, como plantas nucleoelectricas, cortinas de presas y en general estructuras que al presentar daño importante pongan en riesgo a un gran número de personas. En este objetivo la estructura debe satisfacer el nivel de desempeño de seguridad inmediata, después de la presencia de un sismo muy raro, por lo que el daño máximo que presente es mínimo.

2.1.3. Índices de desempeño

Dentro del diseño basado en desempeño, los índices de desempeño, se refieren a la cuantificación de la intensidad de daño estructural y no estructural correspondiente a cada estado límite. Este índice se define como un parámetro de respuesta estructural a través del cual se puede obtener una medida del daño de una edificación.

Los índices de desempeño comúnmente utilizados son: ductilidad, desplazamiento, distorsión de entrepiso, energía disipada, velocidades máximas y aceleración.

El daño en elementos estructurales y no estructurales se correlaciona satisfactoriamente con la distorsión de entrepiso al igual que el desplazamiento debido a que estos parámetros representan una visión más palpable del daño. Este índice de respuesta estructural se ha adoptado en casi todas las normas de diseño incluyendo las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo (NTC- Sismo, 2004) del Distrito Federal, por la simplicidad de su concepto. Reyes (1999), relacionó el daño estructural y no estructural con la distorsión de entrepiso presente en diferentes elementos estructurales y no estructurales, asociados a diferentes niveles de distorsión. En la Tabla 2 se muestra la distorsión de entrepiso asociadas a diferentes niveles de daño en sistemas estructurales a base de marcos y en la Tabla 3 se presenta la distorsión asociada al daño de elementos no estructurales.

En la Tabla 2 se pueden considerar tres niveles de daño asociados a los niveles de desempeño; operación completa, ocupación inmediata y colapso incipiente, siempre y cuando se tomen las medidas pertinentes para evitar el daño no estructural, si no fuera así, el estado límite de operación completa, estaría controlado por el daño en los elementos no estructurales y en el contenido de la estructura.

Tabla 2 Distorsiones límite para elementos estructurales (Reyes, 1999)

Distorsiones de entrepiso asociadas al estado límite de falla marcos de concreto			
Sistema estructural	Agrietamiento considerable	Inicio de la fluencia	Colapso Incipiente
Marcos dúctiles concreto reforzado (Q=3 o 4)	0.005	0.01	0.03
Marcos de concreto con ductilidad limitada (Q=1 o 2)	0.005	0.01	0.015

En la Tabla 3 se presentan distorsiones para dos niveles de daño en diferentes elementos no estructurales típicamente usados en las construcciones de México. Se observa que el inicio del daño se tiene para distorsiones muy pequeñas, sobre todo

cuando están involucrados muros divisorios de mampostería. La distorsión que causa daño severo en elementos no estructurales, es muy inferior en comparación con la que pueden soportar los sistemas estructurales, como los marcos de concreto, por lo que debe considerarse el detallado pertinente en los elementos no estructurales con la finalidad de garantizar un comportamiento adecuado entre elementos estructurales y no estructurales.

Tabla 3 Distorsiones límite para elementos no estructurales (Reyes, 1999)

Distorsiones de entrepiso que inician el daño en diferentes elementos no estructurales		
Elemento no estructural	Distorsión asociada a:	
	Inicio del daño	Daño severo
Muros de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.002	0.006
Muros de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas y reforzada con malla	0.002	0.005
Muros de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.0017	0.003
Muros de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada o con refuerzo interior	0.0015	0.0025
Muros de tablaroca con marco de lámina delgada	0.004	0.008
Muros de tablaroca con marco de madera y la tablaroca clavada	0.002	0.005
Muros de tablaroca con marco de madera y la tablaroca clavada y pegada	0.003	0.008
Fachadas de vidrio	0.025	0.047
Fachadas precoladas sólo con desplazamiento horizontal	0.004	0.016
Fachadas precoladas con movimiento rotacional	0.015	0.02
Plafones	0.008	0.016

2.2. Métodos de diseño basado en desplazamiento

Dentro de los diferentes enfoques que tiene el diseño sísmico basado en desempeño, se tiene el diseño basado en conceptos de desplazamiento. Esta metodología toma como base el desplazamiento como índice de desempeño para evaluar la

vulnerabilidad, por la ventaja que tiene el desplazamiento para identificar el daño estructural y no estructural.

En lo que sigue se hará una descripción de algunos de los métodos de diseño basado en desplazamiento que existen actualmente en la literatura, con la finalidad de conocer diferentes propuestas, así como para tomar en cuenta, los aportes realizados por otros autores.

Según Sullivan (2003), hay varios criterios que se usan para clasificar los procedimientos de diseño basado en desplazamiento. Una primera clasificación podría darse dependiendo del papel que desempeña el desplazamiento en el proceso de diseño y una segunda categoría podría ser dependiendo del tipo de análisis usado en el proceso de diseño.

Para la primera clasificación, basada en el papel que desempeña el desplazamiento en el proceso de diseño, se pueden agrupar tres categorías básicas. Las tres categorías son: 1) Basado en el cálculo de la deformación (DCB, Deformation-Calculation Based), 2) Basado en la especificación de la deformación iterativa (IDSB, Iterative Deformation-Specification Based), y 3) Basado en la especificación de la deformación directa (DDSB, Direct Deformation-Specification Based).

Cada una de estas categorías toma en cuenta el desplazamiento como la base para el diseño o detallado de los elementos estructurales, para limitar un desplazamiento objetivo.

El método basado en el cálculo de la deformación (DCB) toma en cuenta la capacidad de desplazamiento máximo esperado para una estructura dimensionada y posteriormente proporcionando el detallado en elementos estructurales para cumplir con la demanda esperada sin cambiar la dimensión de los elementos estructurales previamente dispuestos.

Los métodos basados en la especificación de la deformación iterativa (IDSB), presentan las mismas bases que el método antes mencionado pero en éste si se cambian las secciones predispuestas para lograr una estructura más eficiente con lo que se vuelve un procedimiento iterativo al tener que determinar la capacidad y la demanda cada vez que se cambian las secciones de los elementos estructurales.

Por último los métodos basados en la especificación de la deformación directa (DDSB), parten de un desplazamiento objetivo, para posteriormente proporcionarle a la estructura la capacidad y rigidez para cumplir con dicho desplazamiento.

En la segunda categoría, la cual depende del tipo de análisis para determinar las demandas sísmicas en el proceso de diseño, se encuentra el espectro de respuesta basado en la rigidez inicial, el espectro de respuesta basado en rigidez secante y los métodos basados en análisis de historia del tiempo.

Los procedimientos basados en la rigidez inicial utilizan la rigidez elástica (o una variación de ésta) acoplada con aproximaciones entre la respuesta elástica y la inelástica, como la aproximación de igual desplazamiento para evaluar la máxima respuesta.

Los procedimientos basados en la rigidez secante, como su nombre lo dice, utilizan la rigidez secante para la respuesta máxima así como el concepto de amortiguamiento viscoso equivalente para definir la respuesta no lineal de los sistemas estructurales (estructura substituta).

Los métodos de análisis de historia en el tiempo resuelven las ecuaciones de movimiento por integración directa para una historia del tiempo específica de un sismo para evaluar la máxima respuesta. El análisis puede ser elástico o inelástico. Los análisis se pueden basar en modelos de fibras donde los distintos materiales que comprende el sistema estructural asumen una respuesta no lineal.

En la Tabla 4 se presentan algunos de los métodos existentes y su clasificación según Sullivan (2003).

Tabla 4 Clasificación de los métodos de diseño basado en desplazamiento (Sullivan 2003)

		Dependiendo del papel que desempeña el desplazamiento		
		Basados en el cálculo de la deformación	Basados en la especificación de la deformación iterativa	Basados en la especificación de la deformación directa
Dependiendo del tipo de análisis	Espectro de respuesta: basado en la rigidez inicial	Moehle (1992) FEMA (1997) UBC (1997) Panagiotakos y Fardis (1999) Albanesi <i>et. al.</i> (2000) Fajfar (2000)	Browning (2001)	SEAOC (1999) Ashheim y Black (2000) Chopra y Goel (2001)
	Espectro de respuesta basado en la rigidez secante	Freeman (1998) ATC (1996) Paret <i>et. al.</i> (1996) Chopra y Goel (1999)	Gulkan y Sozen (1974)	Kowalsky (1995) SEAOC (1999) Priestley y Kowalsky (2000)
	Basados en análisis de historia del tiempo	Kappos y Manafpour (2000)		

A continuación se hace una breve descripción de algunos de los métodos anteriormente expuestos en la Tabla 4. Así como el método propuesto por Rivera (2005b) y el de Méndez *et. al.* (2011)

2.2.1. Freeman (1998)

El método propuesto por Freeman (1998) se ubica como el mejor para evaluar el desempeño de estructuras cuyos tamaños de las secciones y resistencias se conocen. Lo anterior se debe a que el método requiere de un espectro de capacidad que se superpone sobre una serie de espectros de demanda para diferentes niveles de ductilidad y amortiguamiento.

El procedimiento propuesto por Freeman (1998) para llevar a cabo esta metodología puede resumirse en los siguientes puntos:

1. Curva de capacidad: Calcular la curva de capacidad en términos de la capacidad de desplazamiento de la estructura, Δ_R , y el cortante basal, V . Este procedimiento se conoce como análisis “pushover”.
2. Características dinámicas: Calcular las propiedades modales de vibración tales como: periodos, formas modales, factores de participación y relaciones de masa modal efectiva.
3. Espectro de capacidad: Convertir la curva de capacidad V vs Δ_R a un espectro de capacidad S_a vs S_d usando las propiedades dinámicas; donde, S_a y S_d son las demandas de pseudoaceleración y desplazamiento, respectivamente.
4. Espectro de respuesta: Obtener o calcular el espectro de respuesta para varios niveles de amortiguamiento y ductilidad, incluyendo el espectro con un amortiguamiento del 5%.
5. Solución gráfica: Graficar el espectro de capacidad y la familia de espectros de respuesta amortiguados sobre un formato aceleración-desplazamiento. La intersección del espectro de capacidad con el espectro de respuesta amortiguado correspondiente, representa la estimación de las demandas sísmicas sobre la estructura.

En la Figura 1 se puede observar como Freeman (1998) sobrepone el espectro de capacidad obtenido de la curva “pushover” y los espectros de respuesta para varias condiciones de ductilidad, con lo que determina la demanda sísmica definida por la intersección de estas curvas. Este método tiene la desventaja de ser un tanto complicado para la práctica profesional debido a que se usan conceptos que no son claros o familiares para el ingeniero de la práctica, como por ejemplo el relacionado con el análisis estático no lineal (análisis “pushover”).

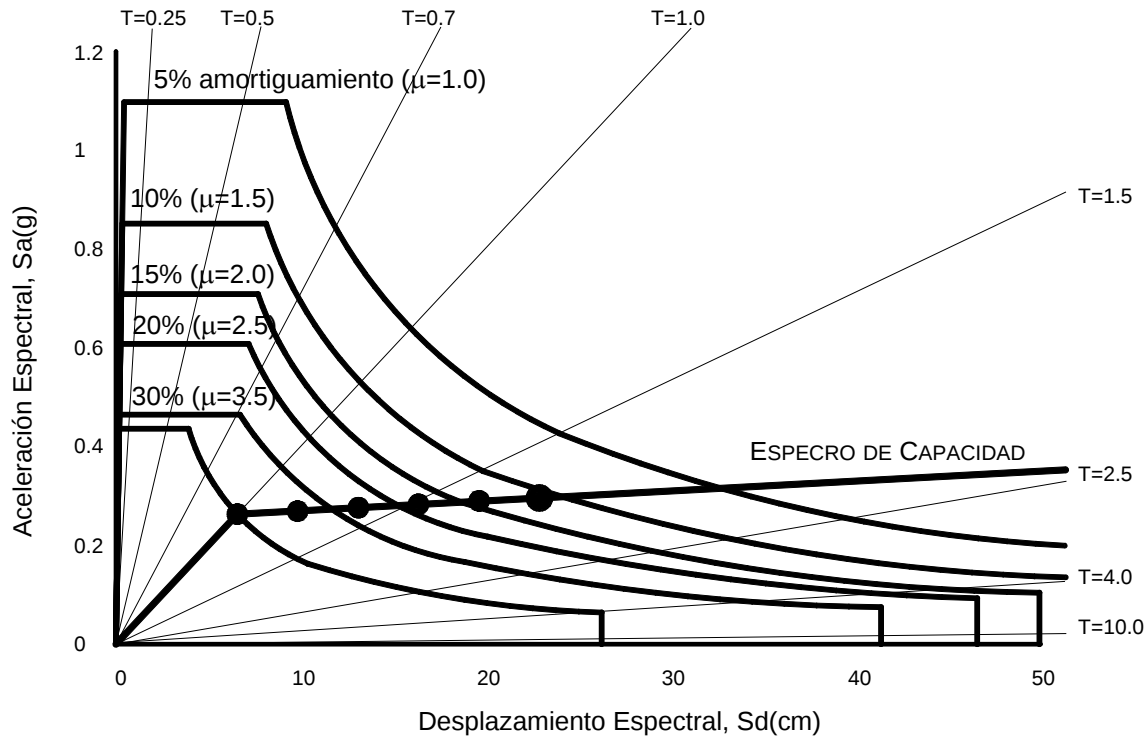


Figura 1 Método de diseño propuesto por Freeman (1998)

2.2.2. Panagiotakos y Fardis (1999)

El método propuesto por Panagiotakos y Fardis (1999) puede clasificarse como un método basado en el cálculo de la deformación si se considera el papel que desempeña el desplazamiento o como un método basado en la rigidez inicial; al contemplar el tipo de análisis para estimar las demandas de desplazamiento.

Este procedimiento de diseño se basa en la revisión de una ductilidad objetivo para sismos frecuentes y se requiere que las rotaciones inelásticas permisibles no sean excedidas por los sismos de gran intensidad.

El método inicia con un análisis elástico considerando secciones no agrietadas por carga vertical y para sismos frecuentes, con lo que se obtiene el refuerzo localizado en las articulaciones plásticas y posteriormente el de toda la estructura siguiendo las reglas del diseño por capacidad.

Para el estado límite de seguridad de vida se hace otro análisis elástico con un espectro elástico amortiguado (5%) usando una rigidez secante. Se estiman las

demandas de rotación inelásticas y se revisa que el refuerzo sea correcto, de no ser así se modifica el refuerzo transversal y longitudinal.

2.2.3. Priestley y Kowalsky (2000)

El método de diseño basado en desplazamiento directo propuesto por Priestley y Kowalsky (2000), es un método relativamente rápido que diseña una estructura para satisfacer un nivel de distorsión predefinido. El límite de distorsión que establece algún reglamento y la distorsión correspondiente a la capacidad del sistema son considerados en el proceso de diseño. El método no controla directamente la demanda de ductilidad del sistema.

En la Figura 2 se muestra el diagrama de flujo de este método, el inicia con la propuesta de un desplazamiento límite último, para posteriormente determinar la rigidez, el cortante basal y por último terminar con el diseño por capacidad de los elementos estructurales.

2.2.4. Browning (2001)

El método de diseño propuesto por Browning (2001) se fundamenta en controlar la distorsión esperada en una estructura sujeta al movimiento máximo del suelo. La distorsión es controlada al definir un periodo máximo calculado dependiendo de la sismicidad regional y el daño aceptable. Este método es relativamente rápido y simple de usar, aunque según Browning (2001) solo se aplica a estructuras regulares de concreto reforzado. También es importante mencionar que las demandas de rotación inelásticas y los límites de ductilidad no son controlados en el proceso de diseño. A continuación se muestran los pasos a seguir en el método.

- Seleccionar el periodo objetivo máximo deseable usando el espectro de respuesta de desplazamiento y la distorsión límite deseada.
- Proporcionar las secciones de los elementos para lograr el periodo objetivo.
- Revisar el periodo obtenido con las secciones propuestas, si no es aproximadamente igual, se modifican las secciones.
- Revisar que las secciones resistan el cortante basal mínimo.
- Revisar que las secciones de las columnas sean más resistentes que las vigas para proporcionar un comportamiento de columna fuerte – viga débil.
- Seleccionar el detallado estructural para proporcionar a los elementos la suficiente capacidad para desarrollar la distorsión demandada.

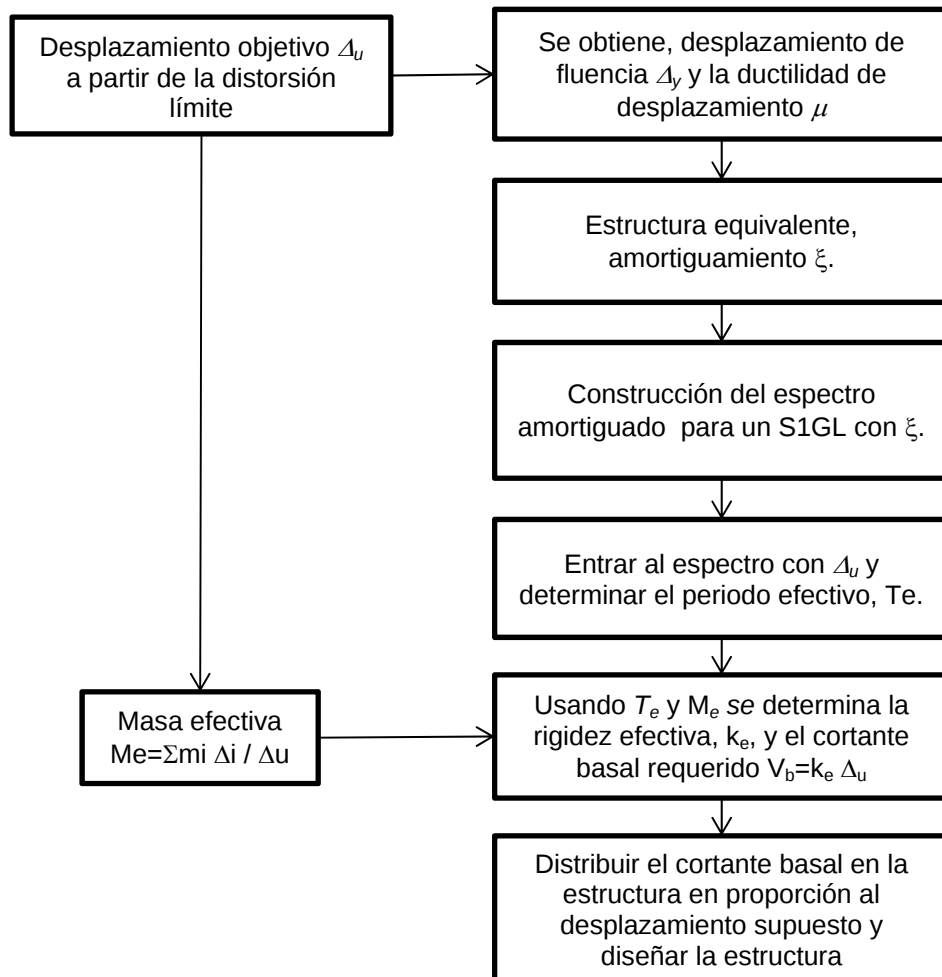


Figura 2 Diagrama de flujo del método propuesto por Priestley y Kowalsky (2000)

2.2.5. Chopra y Goel (2001)

El método propuesto por Chopra y Goel (2001), inicia con la determinación de un desplazamiento objetivo y una ductilidad de diseño tal como se aprecia en la Figura 3. Posteriormente se entra a un espectro de respuesta de desplazamiento inelástico, para obtener un periodo y una rigidez inicial.

Una vez definido el desplazamiento de fluencia y la rigidez inicial, la fuerza de fluencia se puede determinar. Este método diseña estructuras para un nivel de distorsión objetivo y una rotación plástica aceptable. La ductilidad de desplazamiento no se controla directamente en el proceso.

En la Figura 3 se muestra el diagrama de flujo, que representa el proceso de diseño para el método propuesto por Chopra y Goel (2001).

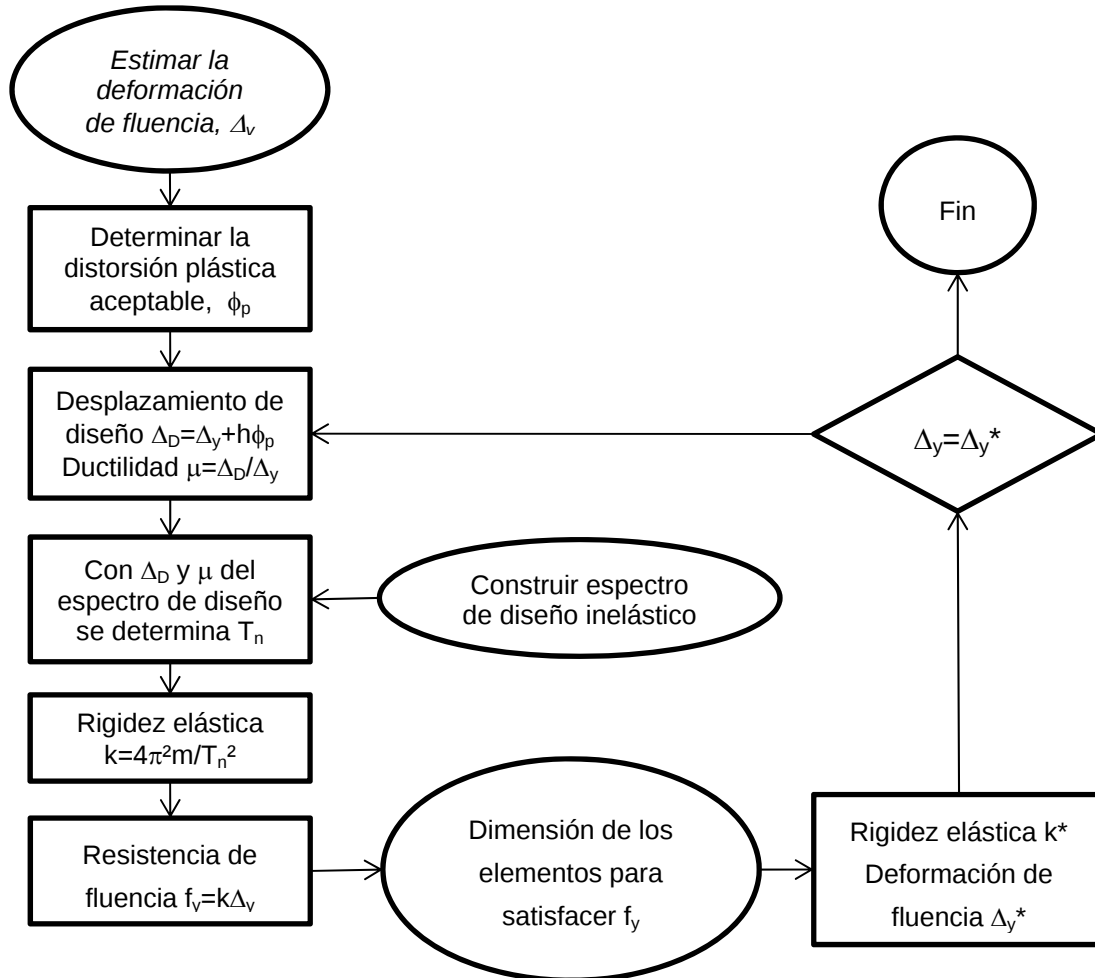


Figura 3 Diagrama de flujo del método propuesto por Chopra y Goel (2001)

2.2.6. Kappos y Manafpour (2001)

De todos los procedimientos de diseño considerados, el método propuesto por Kappos y Manafpour (2001) es el más complicado debido a que no se puede aplicar de manera rápida y simple además de que emplea conceptos que no son familiares a los ingenieros de la práctica. El método usa el diseño tradicional basado en fuerzas para obtener un nivel de resistencia básica necesaria para una respuesta elástica para un sismo frecuente. Se desarrolla un modelo detallado de la estructura en el que los elementos son capaces de mostrar un comportamiento inelástico. El modelo se

sujeta después a dos análisis en la historia del tiempo diferentes para los niveles de riesgo correspondientes a sismos poco frecuentes y sismos raros, para los cuales los valores objetivos de distorsión son verificados y detallados para las rotaciones plásticas.

El método no diseña para una distorsión objetivo para un sismo frecuente. Sin embargo, para un sismo poco frecuente el método revisa que los límites de distorsión para un estado límite de servicio no se excedan. Para un sismo raro el método no controla la ductilidad del sistema sino que detalla la estructura para proveer la suficiente capacidad de rotación inelástica.

En la primera parte del método, se recomienda que los elementos del sistema estructural se modelen con la rigidez derivada de suponer una cantidad moderada de agrietamiento.

2.2.7. Rivera (2005b)

Rivera (2005b) propone un procedimiento de diseño sísmico de columnas de puentes de concreto reforzado basado en desplazamiento, en el que se establece el cumplimiento de dos niveles de desempeño. El procedimiento comienza con la revisión del estado límite de servicio, que se divide en dos etapas. El diseño preliminar de la sección y posteriormente el cálculo del refuerzo longitudinal. En el segundo estado límite, se define el refuerzo de confinamiento necesario para que, ante el sismo de supervivencia, no se exceda el desplazamiento lateral de colapso.

En esta propuesta se compara la capacidad y la demanda asociada a cada nivel de desempeño, para llevar a cabo el dimensionamiento de las secciones y cálculo del refuerzo longitudinal y transversal, de forma iterativa.

La capacidad de desplazamiento de las columnas es calculada con expresiones empíricas en función de las dimensiones de la sección, de su cuantía de refuerzo longitudinal, de la carga axial, del refuerzo de confinamiento y de la esbeltez.

Capacidad de desplazamiento elástico

$$\phi_y = 3.75 \frac{\varepsilon_y}{h_c} (0.30 + 10.52\rho_l - 125\rho_l^2)$$

Capacidad de desplazamiento inelástico

$$\gamma(\%) = \frac{\Delta_u}{H} = \beta_0 + \lambda_e \frac{f_{yt}}{14f'_c} \left(\beta_1 + \beta_2 \frac{P}{A_g f'_c} \right) + \beta_3 \frac{P}{A_g f'_c}$$

Para evaluar la demanda de desplazamiento lateral, se obtiene la respuesta máxima de un oscilador de un grado de libertad (GDL), usando un espectro de respuesta elástico lineal, y con apoyo del método aproximado propuesto por Rosenblueth y Herrera (1964) modificado por Rivera (2005b) se estiman las máximas demandas de desplazamiento inelástico.

$$\Delta_d = \frac{\Delta_i(T_{eq}, \xi_{eq})}{\psi}$$

$$\psi = 1.19 - 0.23T$$

2.2.8. Propuesta de Méndez *et. al.* (2011)

Méndez *et. al.* (2011) presentan un método de diseño sísmico basado en desplazamiento con control de daño para edificios rectangulares formados por marcos planos de concreto reforzado, con comportamiento correspondiente al modo fundamental de la estructura basado en la propuesta de Ayala (2009).

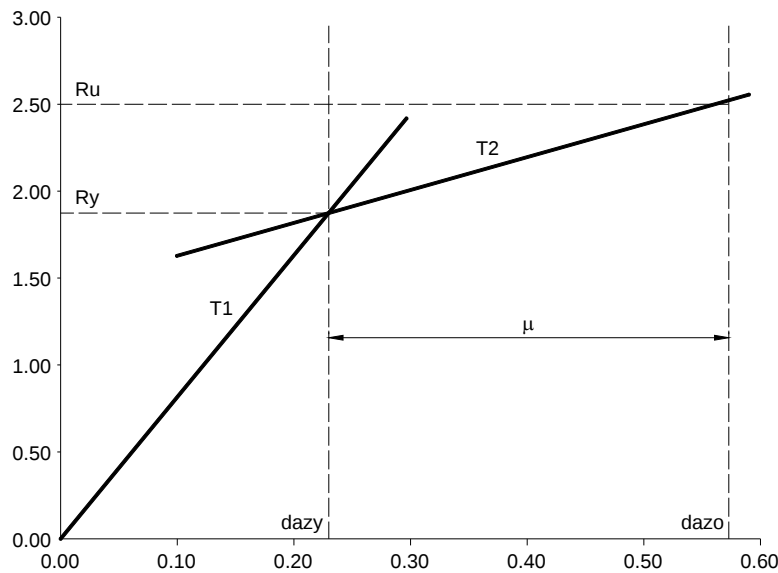


Figura 4 Curva bilineal planteada por Méndez *et. al.* (2011)

El método construye una curva bilineal a partir de análisis modales correspondientes a dos estados de daño en la estructura, el primero cuando la estructura se mantiene elástica y el segundo cuando la estructura presenta daño, en este último estado, el daño es propuesto. El desplazamiento máximo de la curva bilineal está limitada de acuerdo al nivel de desempeño propuesto y el desplazamiento de fluencia se estima en función de las propiedades de la estructura prediseñada, ver figura 4.

2.2.9. Comparación de los métodos

De los métodos de diseño basados en desplazamiento, expuestos anteriormente, se puede observar que en los métodos propuestos por Browning (2001), Chopra y Goel (2001) y Priestley y Kowalsky (2000) sólo revisan un solo nivel de desempeño, el de supervivencia; a diferencia de los propuestos por Panagiotakos y Fardis (1999), Freeman (1998), Kappos y Manafpour (2001), Rivera (2005b) y Méndez *et. al* (2011) que revisan dos niveles de desempeño, servicio y supervivencia.

En lo que concierne a los criterios para estimar la demanda de deformación inelástica, los métodos de diseño de Panagiotakos y Fardis (1999), junto con el de Priestley y Kowalsky (2000), se limitan a usar el procedimiento basado en linealización equivalente, el cual suele ser un procedimiento muy elaborado lo que implica que se vuelva impráctica su aplicación; además de que estos métodos son obsoletos en comparación con los métodos simplificados para la predicción de las demandas de desplazamiento inelástico que se han venido desarrollando en los últimos años (Rivera, 2005b). Debido a la tendencia de desarrollo, en este trabajo se plantea el impulso de una metodología para evaluar las demandas de desplazamiento inelástico en sistemas de múltiples grados de libertad.

3. EVALUACIÓN DE DEMANDAS DE DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO DE SMGL

El objetivo de esta sección, es la de revisar varias metodologías para obtener de forma aproximada y confiable, la demanda de desplazamiento esperada en una estructura de múltiples grados de libertad, para posteriormente considerarla dentro del procedimiento de diseño basado en desplazamiento. Es importante mencionar que a partir de la demanda de desplazamiento, también puede evaluarse la vulnerabilidad de la estructura al correlacionar el desplazamiento con el daño estructural y no estructural.

Si bien es cierto que la mejor forma de evaluar la demanda de desplazamiento es mediante análisis no lineales, el uso de estos procedimientos en la práctica podría no ser adecuado debido a la complejidad y gran demanda de recursos computacionales de los métodos no lineales. De tal forma, que se ve la importancia de conocer metodologías aproximadas que proporcionen buena predicción de las demandas de desplazamiento para el diseño de estructuras nuevas o para evaluar la vulnerabilidad de las estructuras existentes.

Diversas investigaciones han planteado sus propuestas para determinar las demandas de desplazamiento en forma aproximada, dentro de las cuales se puede mencionar los trabajos de Algan (1982), Miranda (1999), FEMA (2000), Gupta y Krawinkler (2000) y Miranda y Reyes (2002).

Sin embargo, los antecedentes de dichos métodos son los propuestos para estimar las demandas de desplazamiento inelástico de sistemas de un grado de libertad (S1GL), por tal motivo, se hará una breve descripción de estos métodos, previo a la descripción de los desarrollados para SMGL.

3.1. Demandas de desplazamiento inelástico de S1GL

Para estimar las demandas de desplazamiento inelástico de SMGL, éstas dependen de la demanda de desplazamiento inelástico de S1GL, de ahí la importancia de conocer las metodologías más adecuadas para el desarrollo de este trabajo.

Existen diversos criterios para evaluar las demandas de desplazamiento sísmico, entre ellos existen métodos exactos como el análisis no lineal paso a paso y métodos aproximados. Estos últimos, pueden clasificarse en tres grupos principales, el primero de ellos basados en linealización equivalente, el segundo basado en factores de modificación de desplazamiento y por último los basados en factores de reducción de resistencia.

Como se pretende que el método de diseño propuesto sea simple para ser aplicado en la práctica profesional, se consideran los métodos aproximados como los más adecuados para el desarrollo en este trabajo. Por lo que se describe de forma general en que se basa cada uno de los métodos y principales trabajos realizados al respecto.

3.1.1. Métodos basados en linealización equivalente

Para los métodos basados en linealización equivalente, la máxima respuesta del sistema se determina con base en las propiedades dinámicas de un sistema elástico equivalente, el cual posee menor rigidez lateral y por consiguiente mayor periodo de vibración, además de incrementar el coeficiente de amortiguamiento del sistema. Dentro de este método se puede destacar los trabajos siguientes: Rosenblueth y Herrera (1964), Güllkan y Sozen (1974), Iwan (1980), Pérez y Ordaz (1991) y Kowalsky (1994).

3.1.2. Métodos basados en coeficientes de modificación de desplazamiento elástico C_μ

Estos métodos evalúan la demanda de desplazamiento inelástico a partir del producto de la demanda de desplazamiento elástico de S1GL y un coeficiente de amplificación de desplazamiento (C_μ), el cual es función del periodo de vibración natural del sistema elástico lineal (T), del periodo de vibración del terrero (T_g), de la ductilidad de desplazamiento esperado (μ), y en algunos casos del desplazamiento máximo del terreno (D_{max}).

$$\Delta_i = \Delta_e C_\mu \quad (1)$$

Estos métodos tienen su origen con el estudio de Veletsos y Newmark (1960) quienes estudiaron el rango de la máxima deformación de sistemas elastoplásticos y la máxima deformación de sistemas elásticos. Dentro de los métodos más representativos se puede mencionar el de Miranda y Ruiz (2002) y el de Ruiz y Miranda (2004).

3.1.3. Métodos basados en factores de reducción de resistencia R_μ

Los métodos basados en el factor de reducción de resistencia se obtienen de la relación que existe entre la demanda de resistencia lateral elástica y la demanda de resistencia lateral inelástica.

El cociente de la demanda de ductilidad μ , y del factor de reducción de resistencia R_μ , da como resultado un coeficiente de amplificación de desplazamiento, que multiplicado por el máximo desplazamiento elástico, proporciona otra opción para calcular el desplazamiento inelástico, tal como se muestra ecuación 2.

$$\Delta_i = \Delta_e \frac{\mu}{R_\mu}; \quad \Delta_i = \Delta_e \frac{Q}{Q'} \quad (2)$$

Dentro de los métodos más importantes se encuentran los propuestos por Nassar y Krawinkler (1991), Miranda (1993), Miranda et al. (1996), Santa Ana (1996), Ordaz y Pérez (1998), Miranda y Báez (1998) y el de Arroyo y Terán (2002).

3.2. Demandas de desplazamiento inelástico de SMGL

3.2.1. Algan (1982)

Algan (1982), dentro de su trabajo muestra que las demandas de desplazamiento de estructuras de concreto armado de varios pisos sometidas a movimientos sísmicos simulados se pueden aproximar bastante bien a las demandas de desplazamiento obtenidas de modelos equivalentes de S1GL. Dicho trabajo relaciona un S1GL equivalente con un SMGL mediante el uso de propiedades en el intervalo lineal. La ecuación 3 relaciona las demandas de los sistemas de uno y múltiples grados de libertad.

$$\left(\frac{1}{\phi^2} \sum m_i \phi_i^2\right) \ddot{X} + \left(\frac{1}{\phi^2} \sum k_i (\phi_i - \phi_{(i-1)})^2\right) X = \left(\frac{\sum m_i \phi_i}{\phi}\right) \ddot{x}_g \quad (3)$$

donde, m es la masa, X el desplazamiento, k la rigidez, g la aceleración del suelo y ϕ es un factor que relaciona el desplazamiento de S1GL con SMGL.

A partir del desarrollo de la ecuación de movimiento mostrada anteriormente y considerando que se tiene una forma modal triangular, así como una distribución de masas igual en cada nivel, en el trabajo de Algan (1982) se presenta una expresión que relaciona el desplazamiento de S1GL con sistemas de MGL en función del número de pisos (N), ver ecuación 4.

$$\phi = \left(\frac{3N}{2N+1}\right) \left(\frac{N+1}{2}\right) \quad (4)$$

3.2.2. Miranda (1999)

En el trabajo de Miranda (1999) se propone una metodología para estimar las demandas de desplazamiento máximas en estructuras de acero de varios grados de libertad que responden al primer modo de vibrar de la estructura. El método evalúa las demandas máximas de entrepiso y de azotea de forma aproximada y simple. En este trabajo la rigidez de la estructura permanece constante pero se muestra el efecto que produce la distribución de la carga en su altura.

Miranda (2009), propone la ecuación 5, para determina el desplazamiento máximo inelástico de azotea y la ecuación 6 para determinar la distorsión máxima inelástica de entrepiso.

$$U_{azotea} = \beta_1 \beta_3 S_d \quad (5)$$

$$IDR_{max} = \beta_2 \beta_4 \frac{U_{azotea}}{H} \quad (6)$$

donde: β_1 considera la relación que existe entre el desplazamiento de un S1GL y un SMGL, β_2 representa la relación entre la demanda global y local, β_3 considera los efectos debidos al comportamiento inelástico, β_4 representa el comportamiento de la

distorsión en sistemas de varios grados de libertad y H es la altura total del edificio. Es importante mencionar que el factor β_2 , proporciona la configuración de deformación de la estructura en función de la altura, con lo que se puede determinar la distorsión aproximada de cada entrepiso.

3.2.3. Gupta y Krawinkler (2000)

Al igual que Miranda (1999), estos autores plantean una propuesta para evaluar de forma aproximada y simple la demanda de desplazamiento en la azotea, así como la demanda máxima de entrepiso. En este trabajo se relaciona la demanda de desplazamiento espectral con la demanda de desplazamiento de sistemas de múltiples grados de libertad mediante el uso de tres factores de modificación, los cuales consideran los efectos debidos a la estructura de múltiples grados de libertad (α_{MDOF}), los efectos debidos a la inelasticidad de la estructura (α_{INEL}) y los efectos P- Δ ($\alpha_{P\Delta}$).

Los valores medios de los factores considerados fueron obtenidos a partir de realizar análisis paso a paso a nueve estructuras de acero sometidas a diferentes movimientos sísmicos.

$$\theta_{MDOF,inel,P\Delta} = \alpha_{MDOF} \times \alpha_{INEL} \times \alpha_{P\Delta}(S_d/H) \quad (7)$$

El trabajo de Gupta y Krawinkler, al igual que el de Miranda (1999) está orientado a estructuras de acero. En este trabajo, los factores α_{MDOF} y α_{INEL} son similares a los factores β_1 y β_3 de Miranda, respectivamente. En esta propuesta a diferencia de la propuesta de Miranda se consideran los efectos P- Δ .

3.2.4. FEMA 365 (2000)

El objetivo de la metodología propuesta en el FEMA (2000), es el de predecir de forma rápida y confiable el desplazamiento lateral máximo esperado ante un evento sísmico. Investigaciones como la de Algan (1982), Shimazaki y Sozen (1984), Miranda (1999) entre otras, sirvieron como base para el desarrollo de la propuesta hecha por esta institución.

El informe FEMA (2000) propone la ecuación 8 para evaluar el desplazamiento máximo de un edificio.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (8)$$

donde, C_0 , C_1 , C_2 y C_3 son factores de ajuste para evaluar la demanda de desplazamiento máxima, S_a es la pseudoaceleración asociado al periodo efectivo del edificio, T_e es el periodo fundamental de vibración del edificio y g es la aceleración de la gravedad. C_0 es similar al factor β_1 propuesto por Miranda, relaciona el desplazamiento de un S1GL con el desplazamiento de azotea de un SMGL. C_1 , similar a β_3 , relaciona el desplazamiento máximo inelástico con el desplazamiento máximo elástico de un S1GL. C_2 , es un factor que toma en cuenta los efectos de degradación de rigidez, pérdida de resistencia y el estrangulamiento de los ciclos histeréticos, en la respuesta del desplazamiento máximo. C_3 representa el incremento de desplazamiento, debido al efecto P- Δ .

3.2.5. Miranda y Reyes (2002)

En este trabajo al igual que la propuesta de Miranda (1999), los autores proponen una metodología para evaluar las demandas de desplazamiento en estructuras de varios grados de libertad, tomando en cuenta los mismos principios. En esta investigación se consideran los efectos que produce el cambio de la rigidez en la altura, demostrándose, que el cambio de rigidez en la altura tiene efectos insignificantes sobre la demanda de desplazamiento, por lo que la propuesta que hace Miranda (1999), puede considerarse al igual que la propuesta del 2002, teniendo en cuenta que existen diferencias tolerables.

3.2.6. Comparación de metodologías

Las propuestas anteriores consideran el mismo concepto, en cada una de ellas se obtiene la demanda de desplazamiento inelástico de SMGL a partir de la demanda de S1GL y factores que consideran el comportamiento del sistema por medio de considerar dos estructuras, una con comportamiento por flexión y otro por cortante, como lo propuso Algan (1982). Posteriormente, cada autor, proporciona sus coeficientes, con la finalidad de mejorar la predicción de las demandas en SMGL. Las propuestas de Miranda y Reyes (2002) así como la de Gupta y Krawinkler (2000), fueron desarrolladas para predecir la demanda de estructuras de acero, así como para condiciones de suelo diferentes a las planteadas en el objetivo de este trabajo, por lo que se considera pertinente la evaluación de estos factores, para las condiciones de estructuración y tipo de suelo característico de la ciudad de México.

4. PROPUESTA PARA ESTIMAR DEMANDAS DE DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO EN SMGL

La ventaja de tener presente las distorsiones demandadas por el sismo en cada uno de los niveles que conforman la estructura, sería que con estas se podría controlar el daño en elementos no estructurales mediante el detallado adecuado de estos, con lo que se lograría mantener la funcionalidad de la estructura ante eventos sísmicos de pequeña, mediana y gran intensidad. Condición importante en estructuras que después de un sismo deben garantizar su funcionalidad como los hospitales, escuelas y alguna otra estructura que se requiera después de un evento sísmico.

Partiendo de un modelo de viga en cantiléver con el cual se idealiza la deformada de un edificio a base de marcos en el que predominan deformaciones globales por flexión (EI) y cortante (GA), suponiendo que tanto trabes como columnas son rígidas axialmente, se establece la ecuación diferencial 9 que controla las deformaciones laterales del sistema ocasionadas por cargas laterales.

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} - GA \frac{d^2 y}{dz^2} = w(z) \quad (9)$$

donde: EI es la rigidez equivalente a flexión, GA es la rigidez equivalente a cortante de los marcos, y es el desplazamiento lateral y $w(z)$ es la carga lateral a la altura z .

Para obtener la rigidez a cortante lateral equivalente GA de un marco, se puede obtener a partir del cortante de cada entrepiso y su correspondiente distorsión de entrepiso como se muestra en la ecuación 10.

$$GA = \frac{Vh}{\Delta} = \frac{V}{\gamma} \quad (10)$$

Si se conocen las dimensiones de las secciones de vigas y columnas.

$$GA = \frac{12E}{h \left(\frac{1}{\sum I_v/L} + \frac{1}{\sum I_c/h} \right)} \quad (11)$$

donde, E es el módulo de elasticidad del material, I_v es la inercia de la viga, I_c es la inercia de la columna, L es la longitud de la viga y h es la longitud de la columna.

Al resolver la ecuación diferencial para una carga de tipo triangular invertida y considerando que la rigidez de cada entrepiso se mantiene constante, la solución para determinar el desplazamiento en cada entrepiso se determina con la ecuación 12.

$$u\left(\frac{z}{H}\right) = \frac{H^4 W_{max} \left(c_2 + c_0 \cosh\left(\frac{\alpha_0 z}{H}\right) + c_1 \sinh\left(\frac{\alpha_0 z}{H}\right) + \frac{c_5 z^3}{H^3} + \frac{c_3 z}{H} \right)}{EI \alpha_0^4} \quad (12)$$

donde:

$$c_0 = \frac{2\alpha_0 - 2\sinh(\alpha_0) + \alpha_0^2 \sinh(\alpha_0)}{2\cosh(\alpha_0)\alpha_0} \quad (13)$$

$$c_1 = \frac{\alpha_0^2 - 2}{2\alpha_0} \quad (14)$$

$$c_2 = -c_0 \quad (15)$$

$$c_3 = -\alpha_0 c_1 \quad (16)$$

$$c_5 = -\frac{\alpha_0^2}{6} \quad (17)$$

H es la altura total del edificio, z es la altura de interés y α_0 es un parámetro adimensional que toma en cuenta un sistema acoplado formado por una viga de flexión con otra de corte.

$$\alpha_0 = H \left(\frac{GA}{EI} \right)^{0.5} \quad (18)$$

Para edificios con muros de corte el valor de α_0 es menor a 2; para edificios con sistemas combinados formados por muros de corte, vigas y columnas el valor de α_0 se encuentra entre 1.5 y 6. Finalmente para edificios a base de vigas y columnas el valor de α_0 está entre 5 y 20.

4.1. Factor β_1

El factor β_1 para determinar el desplazamiento máximo de azotea se obtiene de la ecuación 19.

$$\beta_1 = \frac{\sum_{j=1}^N \psi_j}{\sum_{j=1}^N \psi_j^2} \quad (19)$$

donde, ψ es la deformación lateral normalizada y se determina con la ecuación 20.

$$\psi \left(\frac{z}{H} \right) = \frac{u \left(\frac{z}{H} \right)}{u \left(\frac{z}{H} = 1 \right)} \quad (20)$$

Retomando la ecuación 12, sustituyendo en la ecuación 20 y reduciendo la expresión se tiene la ecuación 21, para la deformación lateral normalizada.

$$\psi\left(\frac{z}{H}\right) = \frac{H^3 c_2 + H^2 c_3 z + c_5 z^3 + H^3 c_0 \cosh\left(\frac{\alpha_0 z}{H}\right) + H^3 c_1 \sinh\left(\frac{\alpha_0 z}{H}\right)}{[c_2 + c_3 + c_5 + c_0 \cosh(\alpha_0) + c_1 \sinh(\alpha_0)] H^3} \quad (21)$$

Si bien es cierto que determinar el factor de amplificación β_1 es complicado, debido a la gran cantidad de cálculos a desarrollar, en este caso se pueden generar gráficos para obtenerlo de forma muy fácil, como se muestra en la Figura 5, en la cual solo es necesario entrar al gráfico con el número de pisos de la estructura y el factor α_0 , para leer el valor de β_1 . Este gráfico fue construido a partir de desarrollar la ecuación 19 para diferente número de niveles.

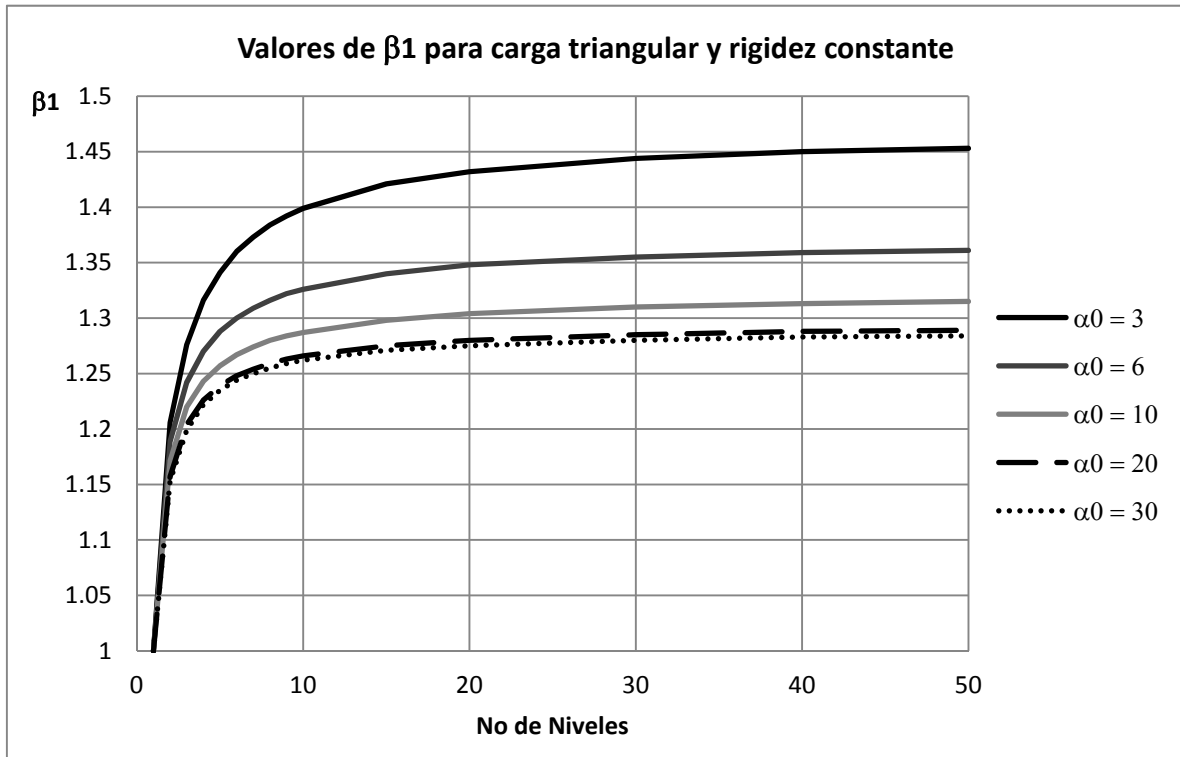


Figura 5 Gráfica para determinar factor de amplificación β_1

Con el factor de amplificación β_1 multiplicado por el desplazamiento espectral asociado al periodo fundamental de la estructura se puede determinar el desplazamiento en la azotea de un sistema elástico de varios grados de libertad.

$$\Delta_{az} = \beta_1 S_d \quad (22)$$

4.2. Factor β_2

El factor β_2 el cual permite estimar de la distorsión máxima de entrepiso de la estructura se determina con la ecuación 23.

$$\beta_2 = \max \left[\frac{du\left(\frac{z}{H}\right)}{dz} \frac{H}{u\left(\frac{z}{H} = 1\right)} \right] \quad (23)$$

En la ecuación 23 se puede observar que el factor β_2 es la relación que existe entre la máxima distorsión de entrepiso, representada por la derivada de la ecuación 12 y la máxima distorsión de azotea. También se puede observar que en este caso se trata del valor máximo que resulte de esta relación, es por eso que se obtiene la distorsión máxima que se presenta en alguno de los entrepisos.

Si se requiere determinar la distorsión máxima que puede presentarse en la estructura, el factor de amplificación β_2 puede ser obtenido con el gráfico de la Figura 6, el cual considera que la distribución de carga que actúa en la estructura es triangular lineal.

Si se considera la distorsión máxima de entrepiso determinada con la ecuación 23 para el diseño de cada uno de los niveles, se estaría diseñando conservadoramente, ya que los niveles superiores e inferiores tendrían demandas de distorsión menores a la máxima, por lo que es necesario obtener la distorsión en cada uno de los niveles para realizar un diseño más eficiente. El factor β_2 para cada uno de los niveles se puede obtener con la misma ecuación 23 pero en este caso no se tomará solo el valor máximo, si no el valor de distorsión asociado a cada nivel. En la ecuación 24 se presenta la expresión desarrollada y simplificada.

$$\beta_2(z) = \frac{H^2 c_3 + 3c_5 z^2 + H^2 c_1 \alpha_0 \cosh\left(\frac{\alpha_0 z}{H}\right) + H^2 c_0 \alpha_0 \sinh\left(\frac{\alpha_0 z}{H}\right)}{[c_2 + c_3 + c_5 + c_0 \cosh(\alpha_0) + c_1 \sinh(\alpha_0)] H^2} \quad (24)$$

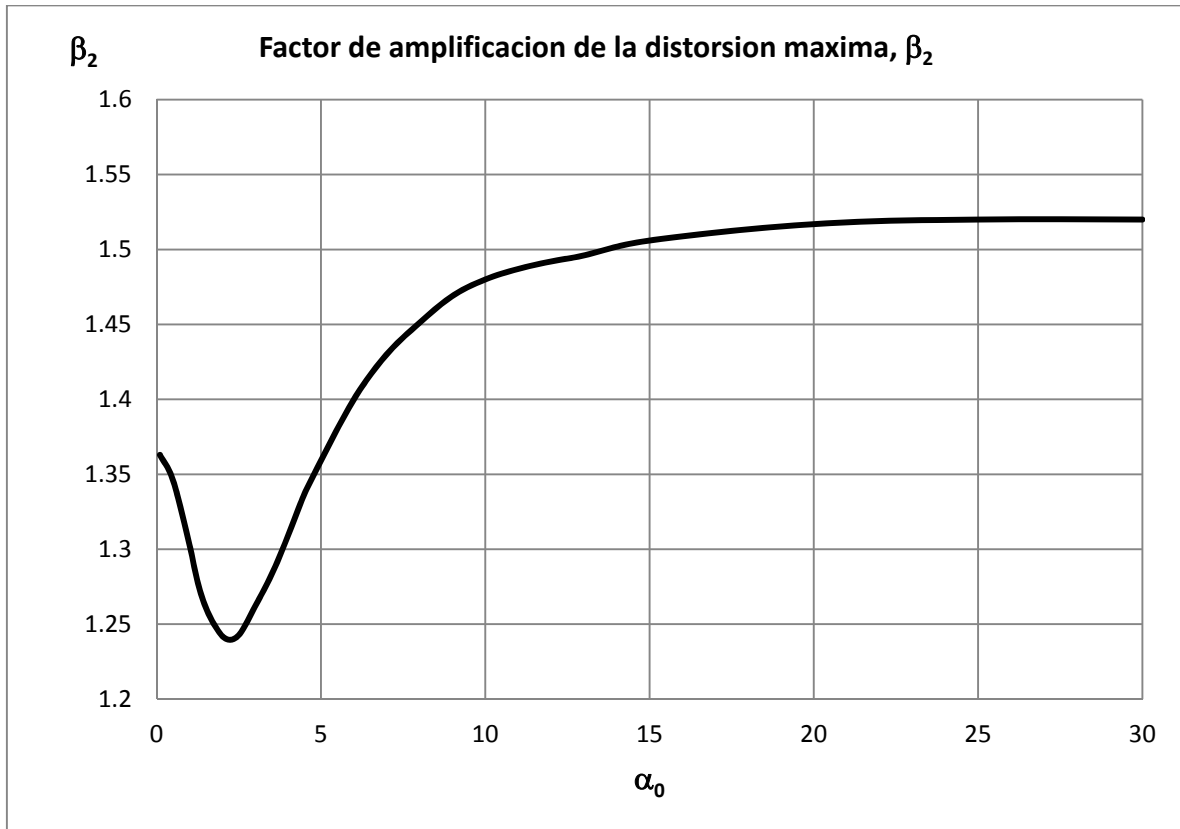


Figura 6 Gráfica para determinar factor de amplificación máxima $\beta_{2(max)}$

Por lo tanto, para cada nivel con altura z , se obtiene un factor de amplificación β_2 , que corresponderá para determinar la distorsión de interés.

β_2 , es un factor que a partir de la distorsión global de la estructura, determina la distorsión elástica máxima de entrepiso. Siendo Δ_{az}/H la distorsión global, ya que H es la altura total el edificio y Δ_{az} es el desplazamiento máximo elástico de azotea. De tal forma que se puede determinar la distorsión máxima elástica del entrepiso como se muestra en la ecuación 25.

$$\gamma_e = \beta_2 \frac{\Delta_{az}}{H} \quad (25)$$

4.3. Factor β_3

Miranda (2002) propone la ecuación 26, que puede ser aplicada a estructuras desplantadas en terreno firme con buena predicción, ya que fue desarrollada para las condiciones del suelo firme y roca de California en los Estados Unidos de América. Sin embargo para los objetivos de esta investigación, los cuales buscan evaluar estructuras desplantadas en terreno blando, la expresión propuesta por Miranda, no satisface las condiciones y demandas del suelo blando de la ciudad de México. Debido a esto, se ve la necesidad de mejorar la predicción de las demandas de desplazamiento inelástico en sistemas de un solo grado de libertad.

$$\beta_3 = \frac{u_i}{u_e} = \left[1 + \left(\frac{1}{\mu} - 1 \right) \exp(-12T\mu^{-0.8}) \right]^{-1} \quad (26)$$

Algunas de las metodologías existentes para evaluar las demandas de desplazamiento en S1GL, se mencionaron anteriormente y con la finalidad de conocer que metodología proporciona mejor predicción, se retomó el trabajo desarrollado Rivera (2005a), donde se realizó una revisión de varios métodos aproximados para calcular estas demandas de desplazamiento inelástico de estructuras desplantadas en suelos blandos.

Los métodos analizados en el estudio de Rivera (2005a) fueron los propuestos por Rosenblueth y Herrera (1964), Güllkan y Sozen (1974), Iwan (1980), Newmark y Rosenblueth (1971), Pérez y Ordaz (1991) y Kowalsky (1994), para los métodos basados en linealización equivalente, los de Santa Ana (1996), y Ruiz y Miranda (2004), para los métodos basados en modificación de desplazamientos y los de Miranda (1993), Miranda *et al.* (1996), Santa Ana (1996), Ordaz y Pérez (1998), y Arroyo y Terán (2002), para los métodos basados en reducción de resistencia.

Rivera (2005a) utilizó 12 registros sísmicos medidos en la zona blanda de la ciudad de México (ver Tabla 5) para cada dirección horizontal, consideró sismos de moderada a alta intensidad, como el sismo del 19/Sep/1985, $M_s = 8.1$, con aceleración máxima del terreno de 161.63 gal, registrado en la estación SCT, el sismo del 03/Feb/1998, $M_s = 6.4$, con aceleración máxima del terreno de 3.42 gal, registrado en la estación TL08. Con estos registros sísmicos, se realizaron análisis no lineales paso a paso, con la finalidad de tener un punto de comparación para evaluar los métodos aproximados.

Tabla 5 Sismos estudiados por Rivera (2005a)

Estación	Sismo	Magnitud (Ms)	Tg del sitio (s)
SCT	19-sep-85	8.1	2.1
	25-abr-89	6.9	
CDAO (central de abastos)	19-sep-85	8.1	4.05
	21-sep-85	7.6	
	25-abr-89	6.9	
	09-oct-95	7.5	
TL08 (Tlatelolco)	25-abr-89	6.9	1.9
	09-oct-95	7.5	
	11-ene-97	6.9	
	03-feb-98	6.4	
CO56 (Córdova)	25-abr-89	6.9	2.42
	11-ene-97	6.9	

De la revisión que hace Rivera (2005a) de los métodos basados en linealización equivalente, basados en factores de modificación de desplazamiento elástico (MFMD) y Métodos basados en factores de reducción de resistencia (MFRR), se observó que el error en la predicción de las demandas de desplazamiento inelástico es mayor para cuando la demanda de ductilidad aumenta, así como para estructuras con periodo de vibración cercano al periodo del terreno. De estos métodos, los basados en factores de modificación de desplazamiento y los basados en factores de reducción de resistencia ofrecen menor margen de error ante estas condiciones.

Para los métodos basados en linealización equivalente, los métodos que mejor predicen las demandas de desplazamiento son los propuestos por Rosenblueth y Herrera (1964), Kowalsky (1994) y Pérez y Ordaz (1991). Para la propuesta de Rosenblueth y Herrera (1964) existe una sobrestimación de las demandas de hasta un 50% de la real, con periodos menores a 1.5 s, posterior a este periodo se subestima la demanda de igual forma en un 50 %, la propuesta de Kowalsky, sobrestima las demandas hasta 2.5 veces la real y por último, para la propuesta de Pérez y Ordaz (1991), se presenta una subestimación general pero constante, durante toda la región espectral, lo que podría no ser tan malo, ya que este error podría solventarse con un factor de amplificación.

Durante la revisión de los métodos basados en factores de modificación de desplazamiento (MFMD) y los métodos basados en factores de reducción de resistencia (MFRR) se encontró que el método que mejor predice las demandas de desplazamiento es el propuesto por Ordaz y Pérez (1998). Este método subestima y sobrestima la demanda hasta en un 50 %, sin embargo, comparado con las metodologías analizadas es el que presentó menor margen de error, como se puede ver en el gráfico de la Figura 7.

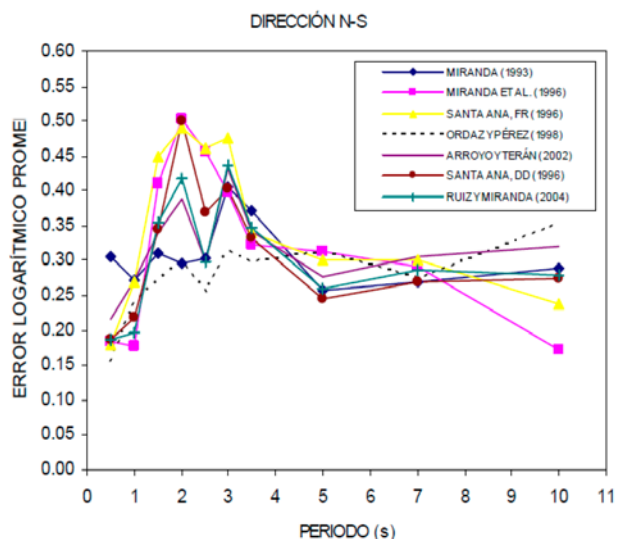


Figura 7 Revisión de los métodos para determinar demandas de desplazamiento en S1GL

Además de tener buena predicción de las demandas de desplazamiento, el método es relativamente sencillo, por lo que se propone sea el que se aplique en este trabajo, para evaluar la demanda de desplazamiento inelástico y por consiguiente para determinar el factor β_3 .

El método de Ordaz y Pérez (1998) pertenece a las metodologías basadas en factores de reducción de resistencia, los autores proponen una regla para estimar el factor de reducción de resistencia que multiplicado a la demanda elástica y ductilidad conduce a la demanda de desplazamiento inelástico de S1GL (ecuación 27). Este factor de reducción $R\mu(T)$, depende de la demanda de desplazamiento elástico $D(T)$, del desplazamiento máximo del terreno D_{max} y de la ductilidad de la estructura μ . Esta expresión fue obtenida de manera empírica por los autores, después de revisar el comportamiento de 445 registros sísmicos de la república mexicana, 152 en suelo

firme y 293 en suelo suave, de tal forma que esta expresión es válida, tanto para suelos firmes como para suelos suaves como lo demuestran los autores en su trabajo.

$$\Delta_i = \Delta_e \frac{\mu}{R_\mu} \quad (27)$$

$$R_\mu(T) = 1 + \left(\frac{D(T)}{D_{max}} \right)^{\beta(\mu)} (\mu - 1) \quad (28)$$

$$\beta(\mu) = 0.388(\mu - 1)^{0.173} \quad (29)$$

Una vez determinado el factor de reducción de resistencia R_μ y retomando la ecuación 27 se puede obtener la demanda de desplazamiento inelástico en el S1GL. Posteriormente el factor β_3 requerido en el método de Miranda y Reyes (2002), se obtiene de relacionar la demanda inelástica y la elástica como se puede observar en la ecuación 30.

$$\beta_3 = \frac{\Delta_i}{\Delta_e} = \frac{\mu}{R_\mu} \quad (30)$$

Con el factor β_3 y el desplazamiento máximo elástico de azotea, se determina el desplazamiento máximo inelástico de azotea con la ecuación 31.

$$\Delta_{az\ inel} = \beta_1 \beta_3 S_d = \Delta_{az} \beta_3 \quad (31)$$

4.4. Factor β_4

El factor β_4 relaciona la configuración de deformación de la estructura para cuando se encuentra en el rango elástico e inelástico, en términos de la distorsión así como la amplificación de deformación debida al comportamiento inelástico. La expresión que propone Miranda y Reyes (2002) para evaluar esta condición depende de la ductilidad (μ) y del número de niveles (N), como se ve en la ecuación 32.

$$\beta_4 = 1 + \frac{\mu}{30} + \frac{N}{200} \quad (32)$$

Se consideró la ecuación 32 para evaluar el factor β_4 en un primer ejercicio de revisión de las demandas de desplazamiento en las estructuras descritas en la sección 4.6. Estas demandas fueron comparadas con las demandas obtenidas de análisis no lineales paso a paso, con la finalidad de corroborar la buena o mala predicción del método. Con esta revisión inicial se encontró que las demandas de desplazamiento inelástico eran subestimadas, por lo que se planteó la necesidad de revisar la expresión propuesta por Miranda y Reyes (2002), para evaluar este factor. Esta comparativa se observa en la Figura 8.

El factor β_4 se define como la relación de relaciones, local y global inelástica de la estructura y la relación local y global elástica de la estructura, como se muestra en la ecuación 33.

$$\beta_4 = \frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_g}\right)_{inelastico}}{\left(\frac{\gamma}{\gamma_g}\right)_{elastico}} \quad (33)$$

Para obtener una expresión que represente mejor el comportamiento de estructuras de concreto reforzado se realizaron 45 análisis no lineales paso a paso a varios marcos de concreto reforzado, diseñados para satisfacer dos factores de comportamiento sísmico y dos sitios representativos de la zona de suelo blando de la ciudad de México. A partir de las distorsiones elásticas e inelásticas obtenidas de estos análisis se desarrolló la ecuación 33 para deducir una expresión que represente mejor el comportamiento inelástico de este tipo de estructuras.

Los marcos usados para desarrollar la ecuación que define el comportamiento de β_4 , fueron dimensionados y detallados en función de lo dispuesto en el Reglamento de Construcción del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para el diseño por sismo.

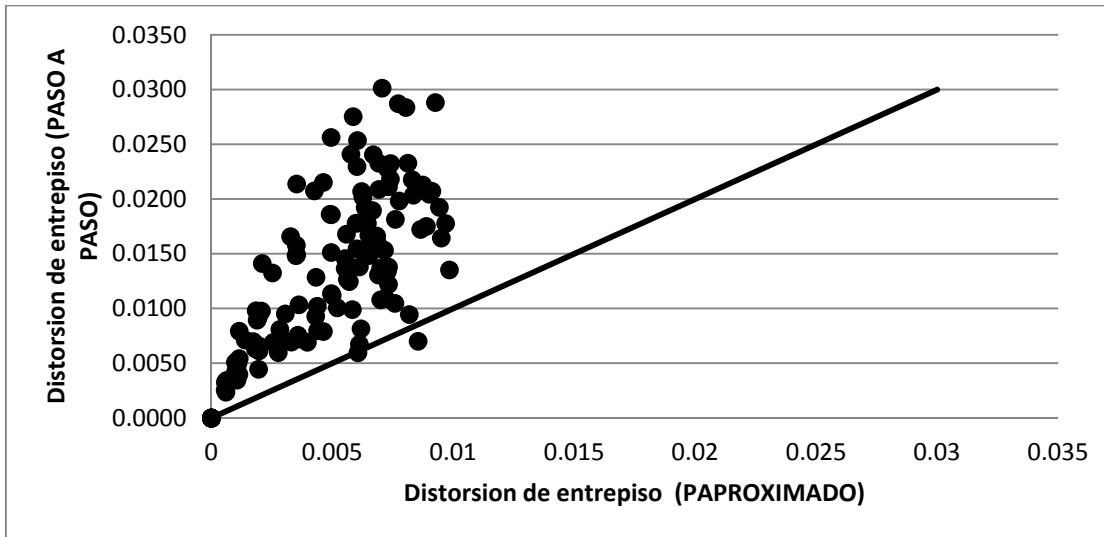


Figura 8 Método aproximado propuesto por Miranda vs Método exacto

Para realizar los análisis no lineales paso a paso, se consideraron los registros sísmicos, el de SCT del 19 de septiembre de 1985 ($M_s=8.1$) y el de la estación CORDOVA del 25 de abril de 1989 ($M_s=6.9$). De cada uno de estos análisis se determinó la distorsión global (γ_g) elástica e inelástica, así como la distorsión máxima elástica e inelástica de cada uno de los entresijos (γ) de estructuras de 6 a 16 niveles como las que se describen en la sección 4.6.1. En todas las estructuras se obtuvo una curva representativa de la relación que existe entre las relaciones de distorsión, es decir del factor β_4 asociada a la altura del edificio. En el gráfico de la Figura 9 se observa la relación de las estructuras analizadas.

En el gráfico de la Figura 9 se observa que el factor β_4 varía en función de la altura z/H , (z/H es la relación entre la altura de interés y la altura total de la estructura), y depende del número de niveles de la estructura, los máximos de cada análisis ocurren a diferentes alturas, por lo que el factor β_4 debiera estar en función de la altura.

La media del comportamiento de los gráficos se representa en la Figura 9 por la línea punteada, la cual se encuentra aproximadamente alrededor de la unidad. Debido a que la relación de distorsiones representada por el factor β_4 no sigue un patrón constante para las estructuras analizadas, se plantea una expresión que englobe los resultados mostrados, evitando la subestimación para proporcionar mayor seguridad al diseño. Con línea continua de color negro se presenta el valor de β_4 propuesto en este trabajo definido por la ecuación 34.

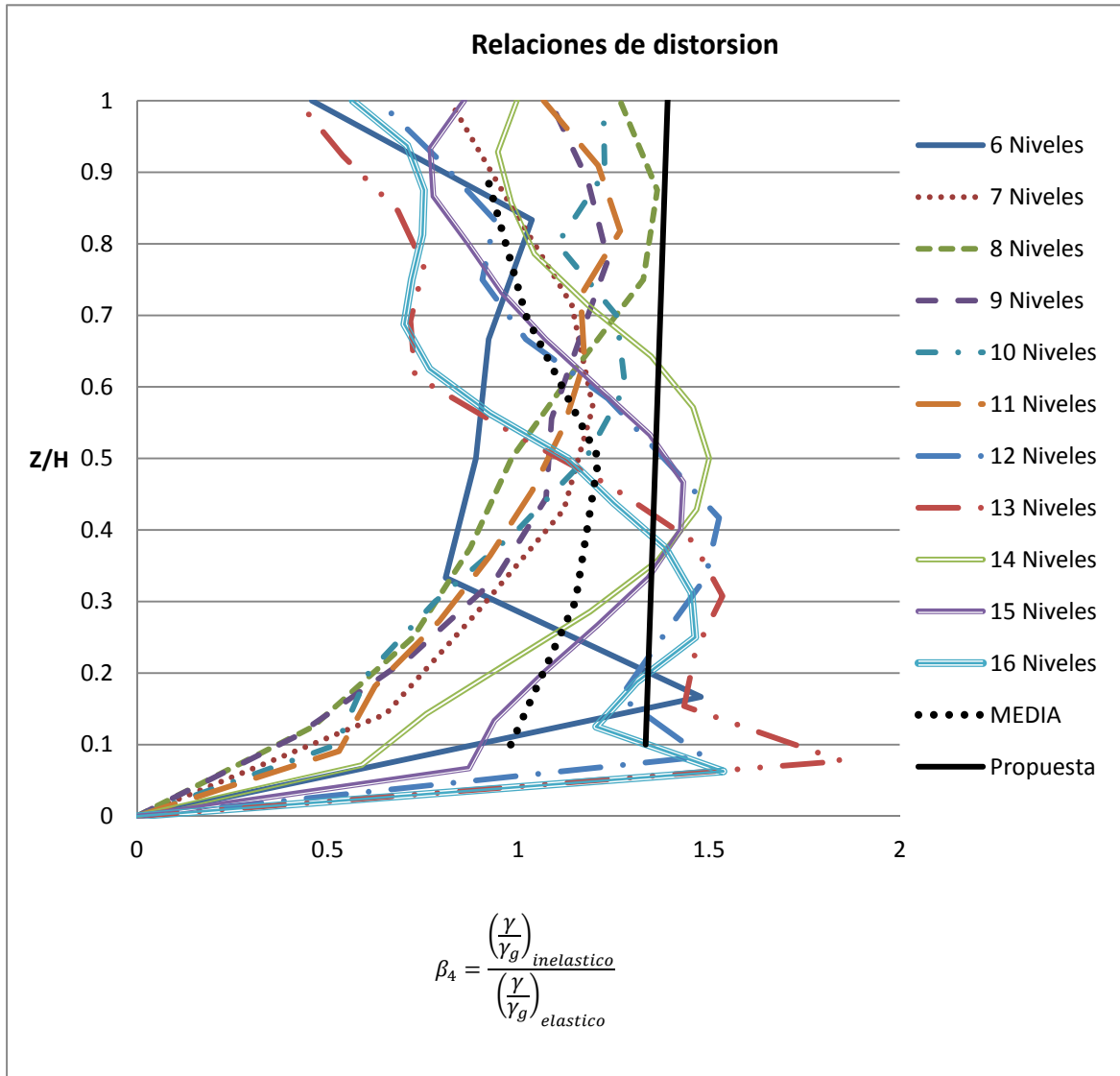


Figura 9 Relaciones de distorsión para determinar el factor de amplificación β_4

$$\beta_4 = 1.20 + 0.04\mu + 0.006N \quad (34)$$

Posteriormente con la evaluación a fondo de este factor, donde se considere una gran cantidad de registros sísmicos y condiciones de estructuración, podría plantearse la idea de un factor con mayor apego al comportamiento medio, que proporcione un comportamiento más apegado a la realidad.

4.5. Descripción de la propuesta

En esta sección, se describe brevemente el procedimiento propuesto para determinar las demandas de desplazamiento inelástico aproximadas en marcos de concreto reforzado, el diagrama de flujo de la Figura 10 muestra de forma general el procedimiento.

Procedimiento a seguir:

1. Determinar la rigidez a flexión (EI) y la rigidez a corte (GA) de un entrepiso.
2. Con las rigidez a flexión y la rigidez a corte, así como la altura total de la estructura (H) se determina el factor adimensional α_0 , con la ecuación 18.
3. Determinar el factor de amplificación (β_1), con las ecuación 19 o con el gráfico de la Figura 5, entrando a él con el número de pisos y el factor α_0 .
4. Obtener el factor para estimar la distorsión de entrepiso β_2 , con la ecuación 24. Se obtendrán tantos factores como pisos en la estructura, o si se requiere la distorsión máxima, el factor β_2 puede obtenerse de la gráfica de la Figura 6.
5. Con la propuesta de Ordaz y Pérez (1998) se determina la relación que existe entre los espectros inelásticos y espectros elásticos de S1GL (β_3) con la ecuación 30.
6. Haciendo uso de la ecuación 34 se obtiene el factor β_4 .
7. Para determinar las demandas de distorsión inelásticas en la estructura de múltiples grados de libertad se hace uso de la ecuación 6, que requiere además de los factores beta, de la demanda de desplazamiento elástica del S1GL, obtenida del espectro de respuesta elástico del sismo para la condición ultima (Sd_u), asociada al periodo de vibrar de la estructura agrietada (T). La rigidez agrietada se considera al proporcionarle a las vigas el 50 % de la rigidez gruesa.

4.6. Validación del método aproximado

En esta parte se valida la metodología propuesta para evaluar las demandas de desplazamiento inelástico, también se muestra el programa de análisis utilizado para la validación y por último se discuten los resultados.

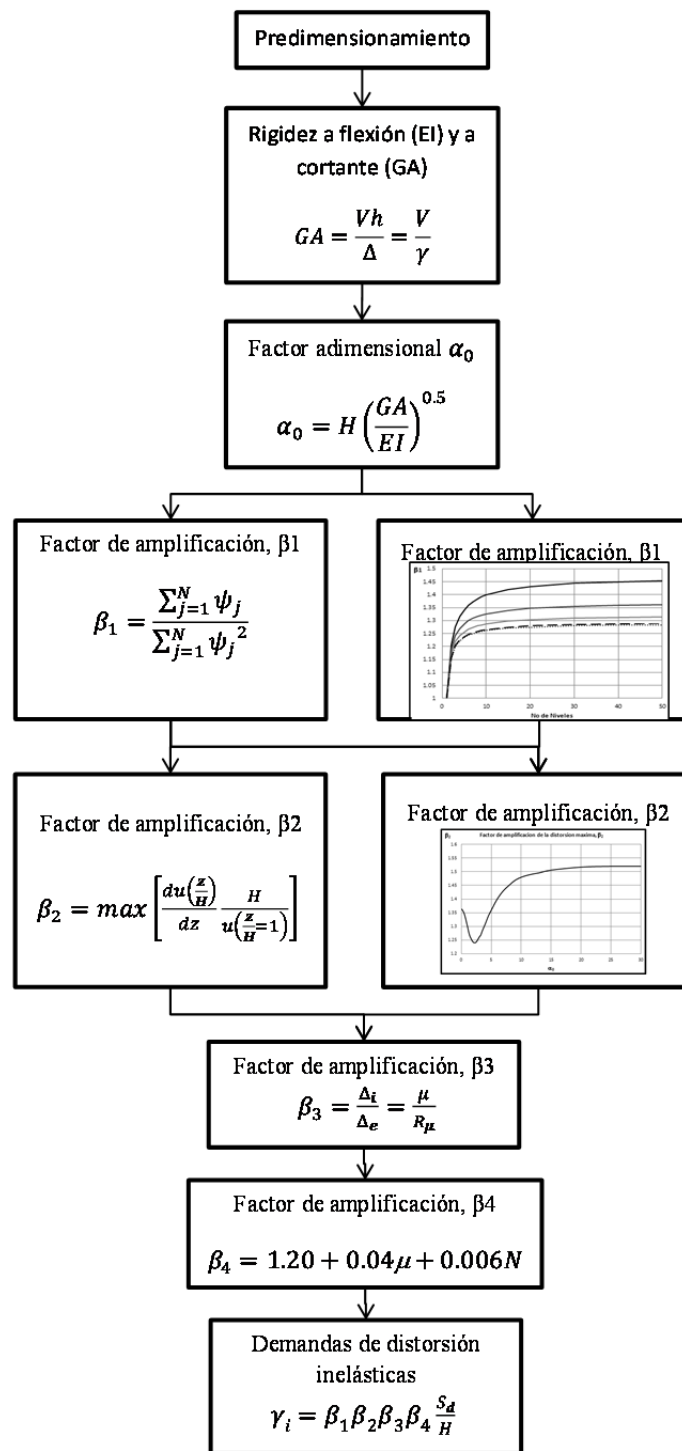


Figura 10 Diagrama de flujo de la propuesta para evaluar demandas de desplazamiento inelástico.

4.6.1. Prototipos de estructura

La estructura tipo que se usó durante el desarrollo de este proyecto, consta de un marco interior de un edificio regular de concreto reforzado, de planta rectangular, como se muestra en la Figura 11, el marco analizado cuenta con tres crujeas de 7 m, y alturas de entrepiso de 4 m. Para la validación, se consideraron estructuras de 6, 8, 10, 12, 14 y 16 niveles, con la misma distribución de crujeas y altura de entrepiso, así como dos sismos representativos de la zona de suelo blando de la ciudad de México, haciendo un total de 12 validaciones.

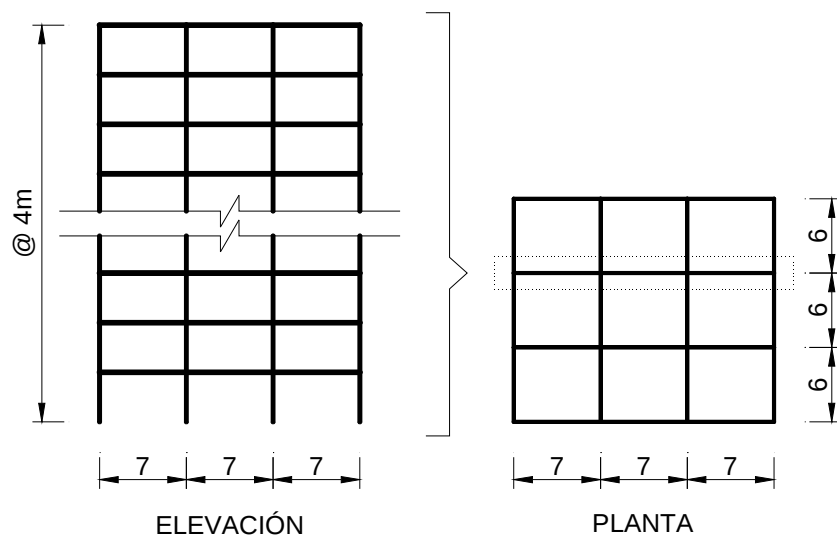


Figura 11 Esquema del prototipo de estructura

Se considera una sobrecarga repartida en el marco debido a cargas vivas y muertas de 1.41 t/m. Esta sobrecarga solo incluye el peso de los elementos que permanecerán constantes en cada una de las estructuras analizadas.

La resistencia del concreto utilizada para el diseño de los elementos estructurales es de 250 kg/cm², así como acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia de 4,200 kg/cm².

Para llevar a cabo esta validación, se diseñaron las estructuras con el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF) y sus Normas Técnicas Complementarias de concreto y sismo 2004 (NTC-concreto y NTC-sismo, 2004), con lo que se determinó el tamaño de las secciones y el refuerzo de los elementos estructurales. El análisis y diseño se hizo en dos dimensiones, se consideró el espectro de diseño de representativo de la zona IIIa del cuerpo principal de las NTC-Sismo y se verificó que

se cumplieran las restricciones para marcos dúctiles ya que se consideró un factor de comportamiento sísmico igual a 4, también para el diseño se permitió una distorsión máxima de entrepiso de 0.012.

En las Tabla 6 a Tabla 11 se muestran las secciones obtenidas del diseño en cada uno de los edificios con los cuales se llevó a cabo la validación de las demandas de desplazamiento, así como la revisión y deducción de la ecuación para determinar el factor β_4 . Las Figura 12 y Figura 13 muestran la ubicación de las secciones presentadas en las tablas.

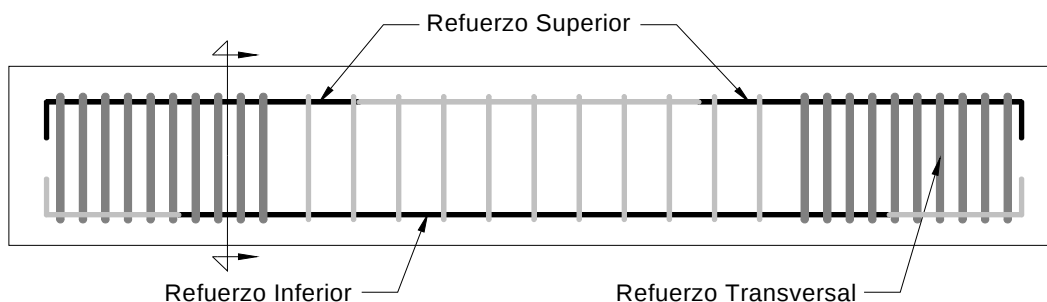


Figura 12 Esquema de armado en vigas

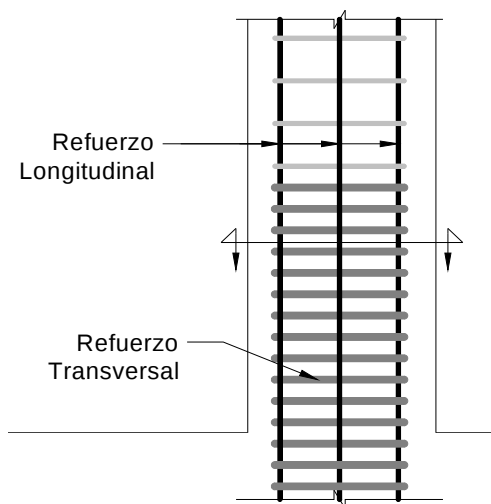


Figura 13 Esquema de armado en columnas

Tabla 6 Detalles de armado para estructura de 6 niveles

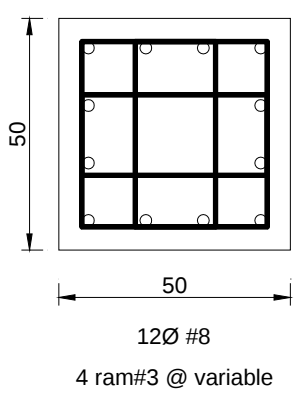
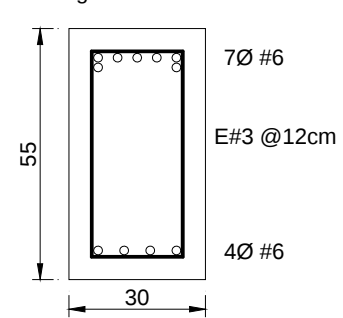
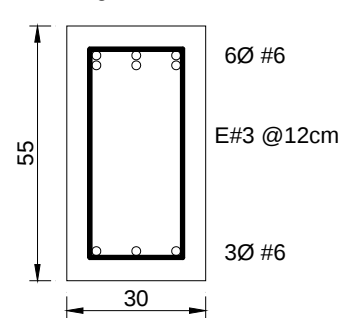
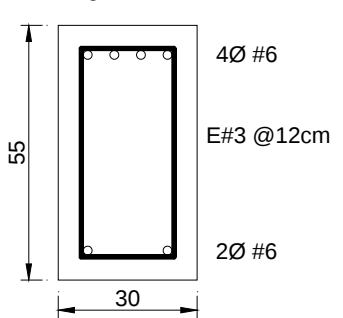
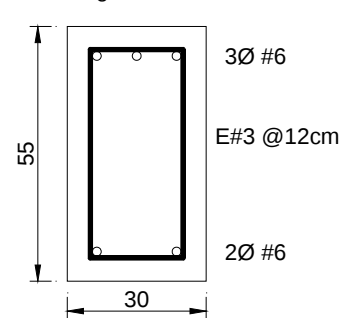
Estructura de 6 niveles (T=1.48 s)		
Columnas	Columnas del Nivel 1 al 6  50 50 12Ø #8 4 ram#3 @ variable	
Vigas	Vigas del Nivel 1 al 3  55 30 7Ø #6 E#3 @12cm 4Ø #6	Vigas del Nivel 4  55 30 6Ø #6 E#3 @12cm 3Ø #6
	Vigas del Nivel 5  55 30 4Ø #6 E#3 @12cm 2Ø #6	Vigas del Nivel 6  55 30 3Ø #6 E#3 @12cm 2Ø #6

Tabla 7 Detalles de armado para estructura de 8 niveles

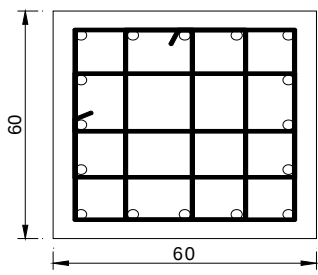
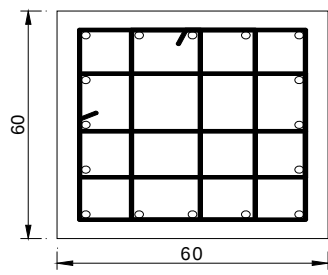
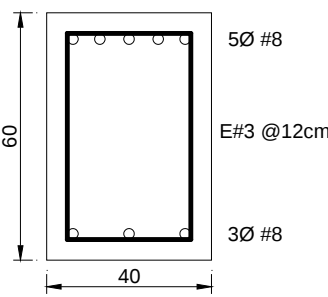
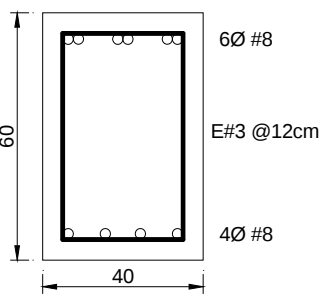
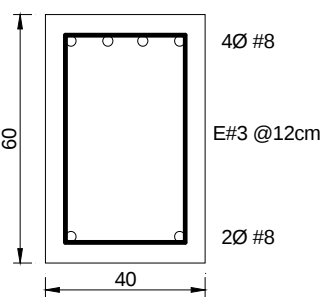
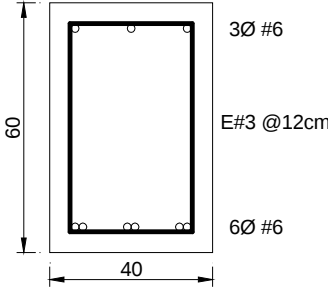
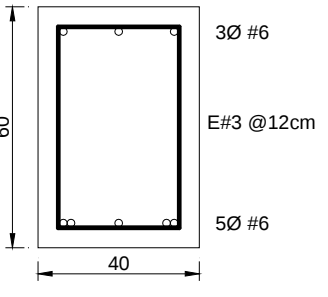
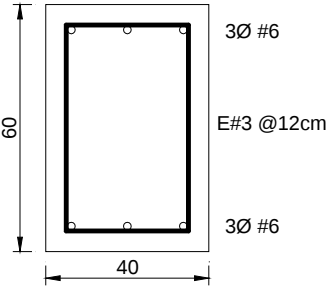
Estructura de 8 niveles (T=1.58 s)			
Columnas	Columnas del Nivel 1 al 4  60 60 16Ø #8 5 ram#3 @ 10cm		Columnas del Nivel 5 al 8  60 60 16Ø #6 5 ram#3 @ 10cm
Vigas	Vigas del Nivel 1 y 4  60 40 5Ø #8 E#3 @ 12cm 3Ø #8	Vigas del Nivel 2 y 3  60 40 6Ø #8 E#3 @ 12cm 4Ø #8	Vigas del Nivel 5  60 40 4Ø #8 E#3 @ 12cm 2Ø #8
	Vigas del Nivel 6  60 40 3Ø #6 E#3 @ 12cm 6Ø #6	Vigas del Nivel 7  60 40 3Ø #6 E#3 @ 12cm 5Ø #6	Vigas del Nivel 8  60 40 3Ø #6 E#3 @ 12cm 3Ø #6

Tabla 8 Detalles de armado para estructura de 10 niveles

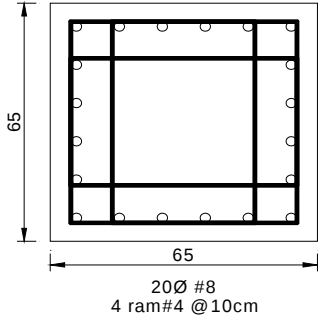
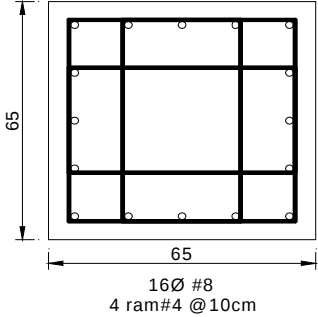
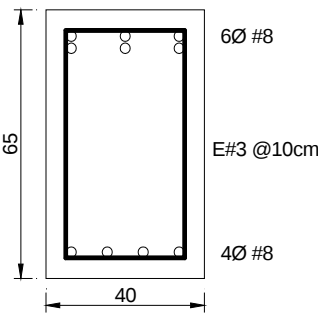
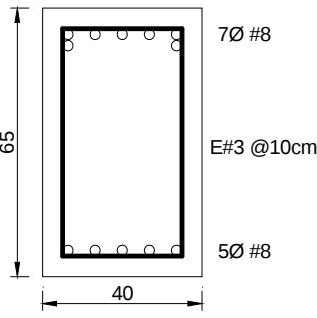
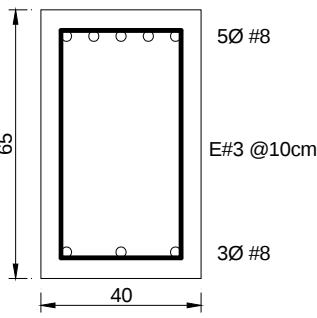
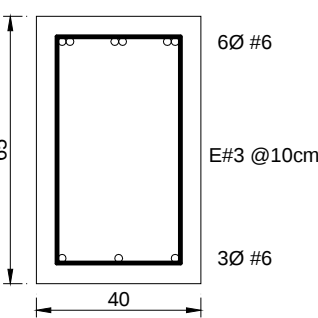
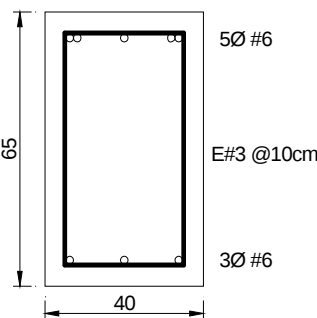
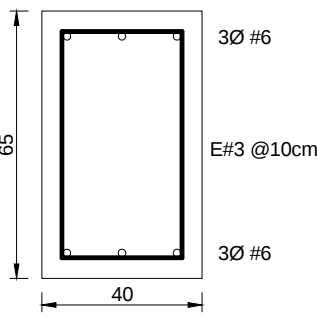
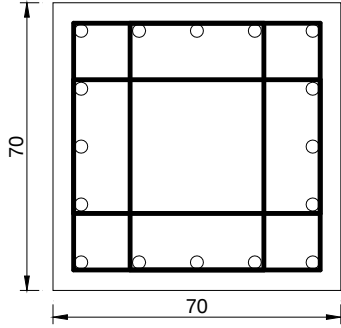
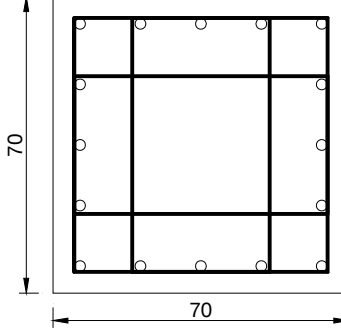
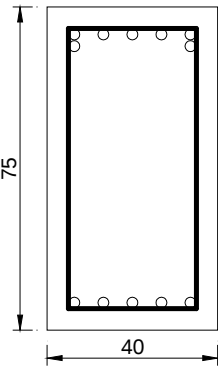
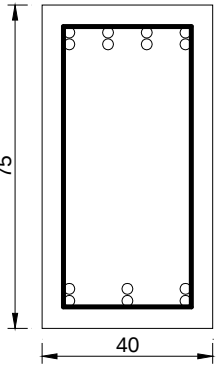
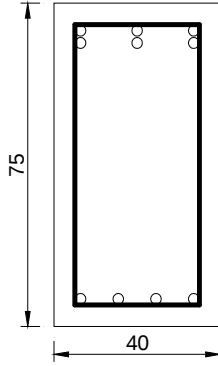
Estructura de 10 niveles (T=1.77 s)			
Columnas	Columnas del Nivel 1 al 5  65 65 20Ø #8 4 ram#4 @10cm		Columnas del Nivel 6 al 10  65 65 16Ø #8 4 ram#4 @10cm
Vigas	Vigas del Nivel 1, 4 y 5  65 40 6Ø #8 E#3 @10cm 4Ø #8		Vigas del Nivel 2 y 3  65 40 7Ø #8 E#3 @10cm 5Ø #8
	Vigas del Nivel 6 y 7  65 40 5Ø #8 E#3 @10cm 3Ø #8		
	Vigas del Nivel 8  65 40 6Ø #6 E#3 @10cm 3Ø #6		Vigas del Nivel 9  65 40 5Ø #6 E#3 @10cm 3Ø #6
	Vigas del Nivel 10  65 40 3Ø #6 E#3 @10cm 3Ø #6		

Tabla 9 Detalles de armado para estructura de 12 niveles

Estructura de 12 niveles (T=1.85 s)			
Columnas	Columnas del Nivel 1 al 7		Columnas del Nivel 8 al 10
	 70 70 16Ø #10 4 ram#4 @10cm		 70 70 16Ø #8 4 ram#4 @10cm
Vigas	Vigas del Nivel 1, 5 y 6		Vigas del Nivel 2, 3 y 4
	 75 40 7Ø #8 5Ø #8 E#4 @15cm		 75 40 8Ø #8 6Ø #8 E#4 @15cm
	Vigas del Nivel 7		
	 75 40 6Ø #8 4Ø #8 E#4 @15cm		

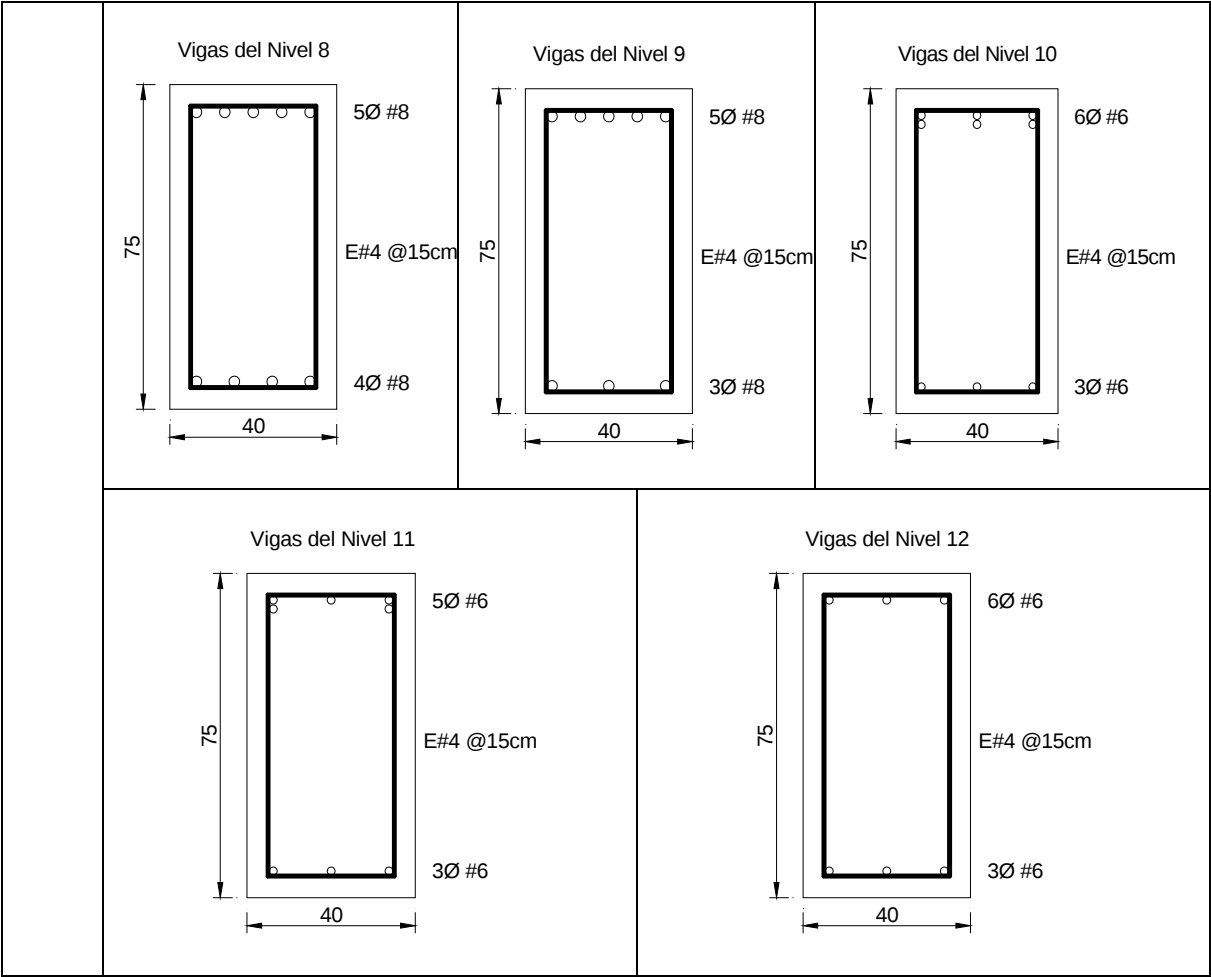
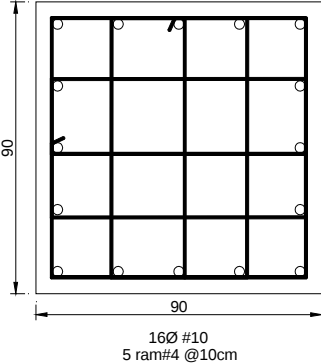
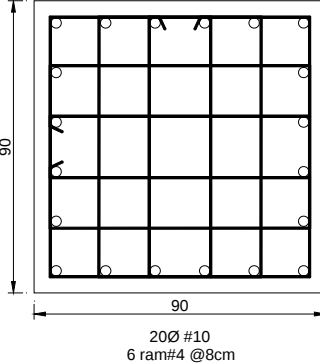
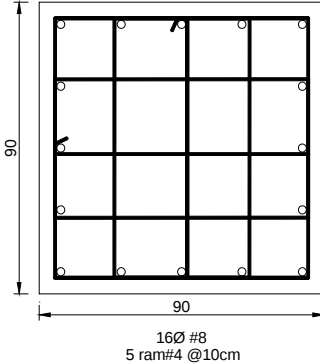
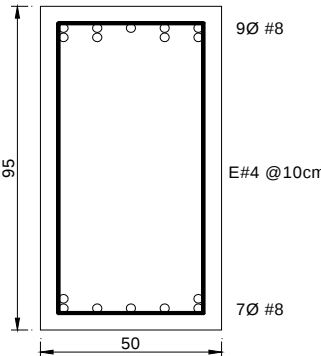
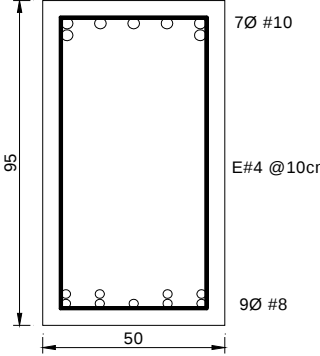
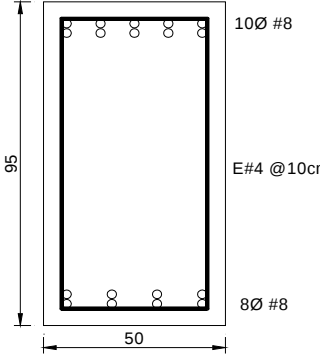
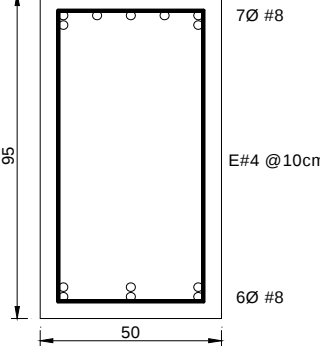
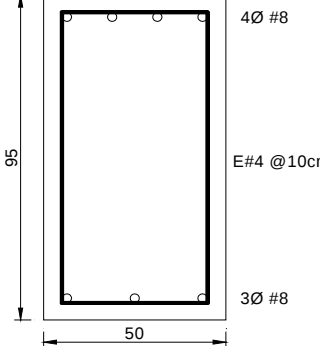


Tabla 10 Detalles de armado para estructura de 14 niveles

Estructura de 14 niveles (T=1.79 s)			
Columnas	Columnas del Nivel 1 al 7 80 80 16Ø #10 5 ram#4 @9cm	Columnas del Nivel 8 al 10 80 80 12Ø #10 4 ram#4 @10cm	Columnas del Nivel 8 al 10 80 80 12Ø #10 4 ram#4 @10cm
	Vigas del Nivel 1, 5 y 6 85 50 8Ø #8 E#4 @13cm 6Ø #8	Vigas del Nivel 2, 3 y 4 85 50 9Ø #8 E#4 @15cm 7Ø #8	Vigas del Nivel 7 y 8 85 50 7Ø #8 E#4 @13cm 6Ø #8
Vigas	Vigas del Nivel 9 y 10 85 50 6Ø #8 E#4 @13cm 4Ø #8	Vigas del Nivel 11 y 12 85 50 8Ø #6 E#4 @13cm 5Ø #6	Vigas del Nivel 13 y 14 85 50 5Ø #6 E#4 @13cm 4Ø #6

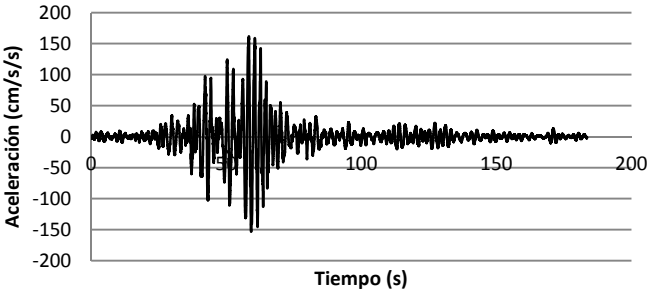
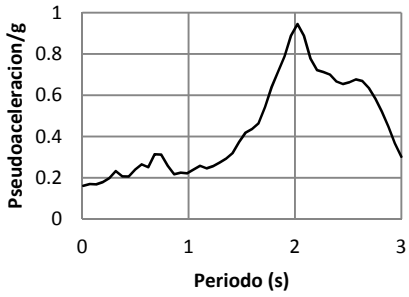
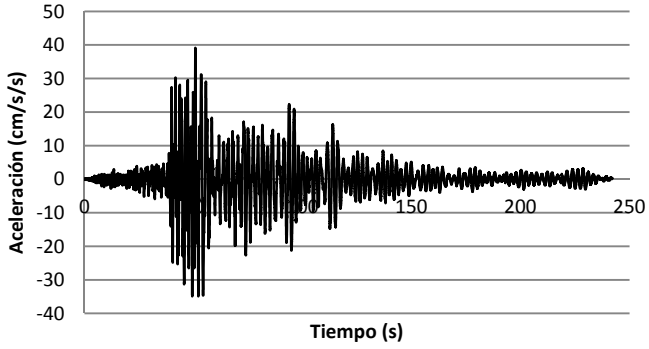
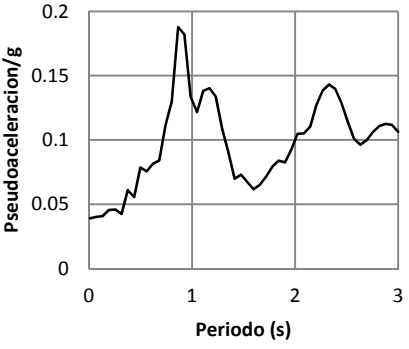
Tabla 11 Detalles de armado para estructura de 16 niveles

Estructura de 16 niveles (T=1.82 s)				
Columnas	Columnas del Nivel 1, 11 al 13  90 90 16Ø #10 5 ram#4 @10cm	Columnas del Nivel 2 al 10  90 90 20Ø #10 6 ram#4 @8cm	Columnas del Nivel 11 al 14  90 90 16Ø #8 5 ram#4 @10cm	
	Vigas del Nivel 1, 8, 9 y 10  95 50 9Ø #8 7Ø #8 E#4 @10cm	Vigas del Nivel 2 y 3  95 50 7Ø #10 9Ø #8 E#4 @10cm	Vigas del Nivel 4, 5, 6 y 7  95 50 10Ø #8 8Ø #8 E#4 @10cm	
	Vigas del Nivel 11, 12 y 13  95 50 7Ø #8 6Ø #8 E#4 @10cm		Vigas del Nivel 14, 15 y 16  95 50 4Ø #8 3Ø #8 E#4 @10cm	

4.6.2. Registros sísmicos utilizados

Se consideraron 2 registros sísmicos de moderada y gran intensidad, representativos de la zona III de la ciudad de México, también conocida como zona del lago. Los registros utilizados son los que se muestran en la Tabla 12.

Tabla 12 Registros sísmicos usados para la revisión del método

Estación	Fecha	Magnitud M_s
SCT (Av. Universidad entre Cumbres de Maltrata y Xola, Col. Narvarte, Mex. D.F.)	19 de Septiembre de 1985	8.1
SCT, 19 de septiembre de 1985  Espectro de pseudoaceleracion 		
CO56 (Cordoba #68, Col Roma, Mex. D.F.)	25 de abril de 1989	6.9
CORDOVA 25 de abril de 1989  Espectro de pseudoaceleracion 		

4.6.3. Programa de análisis empleado para la revisión

Para realizar los análisis paso a paso se consideró el programa de análisis estructural no lineal SEISMOSTRUCT versión 5.2. Este programa tiene la capacidad de realizar análisis elásticos lineales, no lineales, estáticos y dinámicos. Dentro de los análisis no lineales se puede mencionar el análisis “pushover” y los análisis paso a paso. Todo esto mediante un ambiente gráfico y amigable, con lo que se disminuye la posibilidad de errores al introducir el modelo.

El programa de análisis SEISMOSTRUCT es un programa basado en la teoría de fibras con el cual se puede predecir el comportamiento con grandes desplazamientos de marcos sometidos a cargas estáticas o dinámicas. El programa considera las no linealidades geométricas y la inelasticidad de los materiales. En la Figura 14 se muestra como el programa realiza la discretización de los diferentes componentes que integran la sección de concreto reforzado, mediante la teoría de fibras.

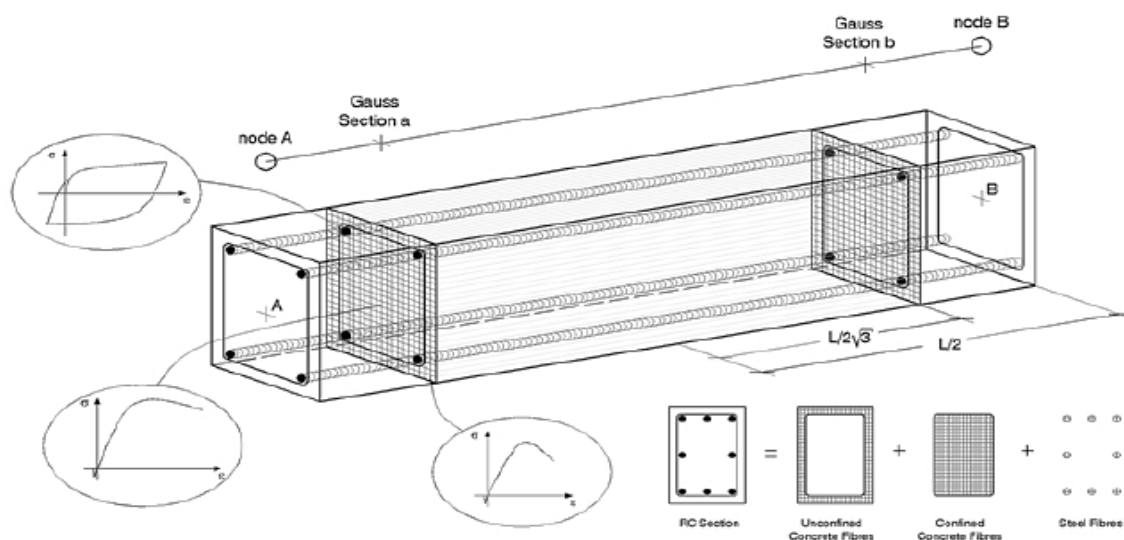


Figura 14 Discretización de la sección realizada por el programa de análisis SEISMOSTRUCT

Para la representación de diversas estructuras, SEISMOSTRUCT define nueve modelos de comportamiento de materiales, como los no lineales para concreto armado, modelo no lineal para concreto de alta resistencia, modelos no lineales para acero, modelo no lineal para concreto confinado, entre otros. Para mayor información puede consultarse el manual dentro de la ayuda del programa.

Los modelos utilizados en este trabajo para la revisión de las demandas de desplazamiento inelástico mediante análisis de historia en el tiempo, fueron los propuestos por Mander et al (1988) para el concreto y para el acero de refuerzo el propuesto por Menegoto y Pinto (1973).

Para verificar las capacidades del programa se revisó el trabajo de Rivera (2005b) donde se hace una comparación de los resultados obtenidos del programa de análisis SEISMOSTRUCT con resultados experimentales de informes técnicos donde se presentan pruebas físicas. Rivera (2005b), llega a la conclusión de que el programa SEISMOSTRUCT reproduce con buena aproximación la capacidad de resistencia y la capacidad de deformación última, condiciones indispensables para la evaluación de metodologías basadas en desplazamiento. Rivera (2005b) también hace notar que el programa SEISMOSTRUCT, debido a la teoría en que se basa, no considera la deformación por cortante de la sección transversal, por lo que el programa debe usarse predominantemente en el diseño y revisión de elementos que fallan por flexión, objetivo que busca este trabajo y por lo tanto aceptable para los fines previstos.

En la Figura 15 se muestra la comparación realizada por Rivera (2005b). Se puede observar que el programa tiene buena predicción de la resistencia y capacidad de deformación.

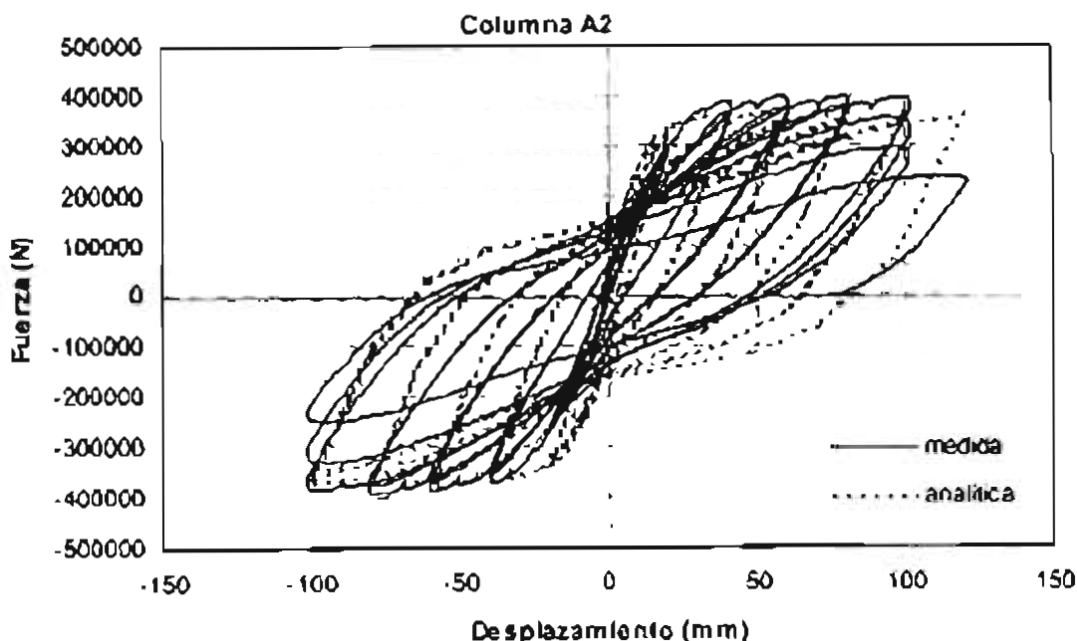


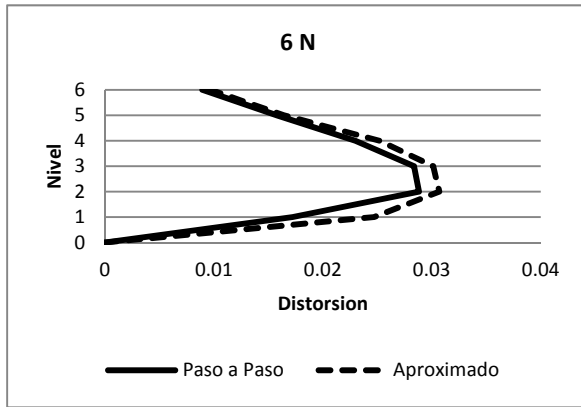
Figura 15 Comparación realizada al programa SEISMOSTRUCT (Rivera 2005b)

4.6.4. Resultados

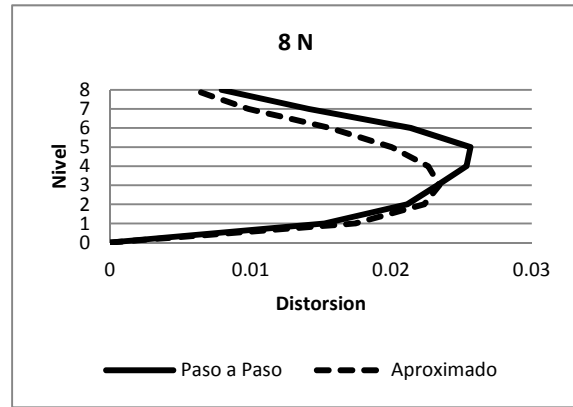
Se obtuvieron demandas de desplazamiento inelástico de SMGL con el método aproximado descrito en la sección 4.5, estas demandas de desplazamiento inelástico se comparan con las obtenidas de análisis paso a paso, con la finalidad de evaluar el método aproximado. Las estructuras consideradas para la evaluación fueron las estructuras descritas en la sección 4.6.1. En los gráficos de la Figura 16 y Figura 17 se presentan los resultados obtenidos, donde se comparan las demandas de desplazamiento en términos de distorsión.

En las gráficas de comparación, entre el método aproximado y el exacto, se observa que en general el método tiene buena predicción de las demandas de desplazamiento en cada uno de los niveles de las estructuras, presentándose principalmente sobreestimación de las demandas. Si se discute la demanda máxima de distorsión, en cada una de las estructuras consideradas se observa que se sobrestima entre el 1 y 31 %, con un promedio general del 13 % para los casos analizados en la Figura 16 y Figura 17. El hecho de que se presente una sobrestimación de las demandas, podría no ser tan desfavorable ya que se estaría diseñando para que la estructura tuviese mayor capacidad de distorsión y por consiguiente mayor capacidad de deformación inelástica ante un evento extraordinario. En cuanto a las distorsiones en los niveles superiores para el sismo de la estación Córdoba, se observa que se presentan subestimaciones del orden de 0.0005 a 0.0017 en los casos más desfavorables. Estas distorsiones son relativamente pequeñas ya que la diferencia entre el método aproximado y el exacto va de 0.2 a 0.68 cm en términos de deformación del entrepiso. Sin embargo es importante mejorar la predicción de las demandas de distorsión del método aproximado propuesto para tener un mejor pronóstico de las demandas de desplazamiento en cualquier condición considerada.

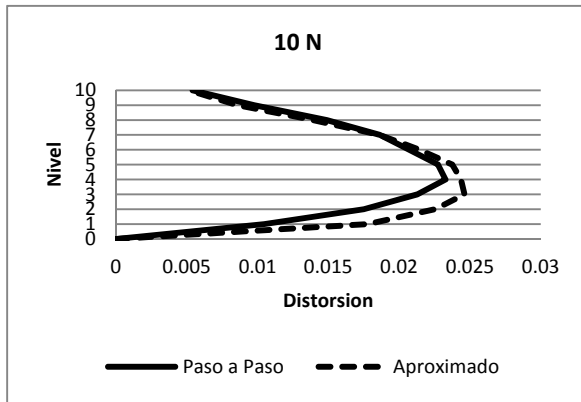
Para mejorar la predicción de las demandas de desplazamiento inelástico es necesario considerar más registros sísmicos de la zona de suelo blando de la ciudad de México con la cual se tendría una mejor predicción del factor β_d . Actualmente en la propuesta que aquí se hace, por falta de un estudio más completo que considere más eventos sísmicos en la ciudad de México, este factor es considerado como una constante a lo largo de la altura de la estructura como se muestra en la ecuación 34, sin embargo si se observa la gráfica de la Figura 9, este factor no es constante. Motivo por el cual se observa la sobrestimación y subestimación de las demandas de desplazamiento en la Figura 16 Figura 17 correspondiente al sismo registrado en la estación Córdoba.



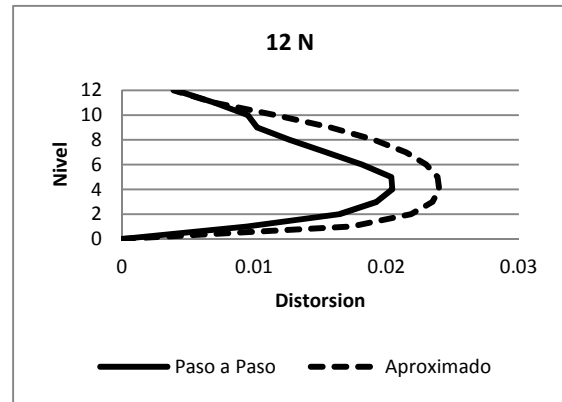
a) 6 niveles



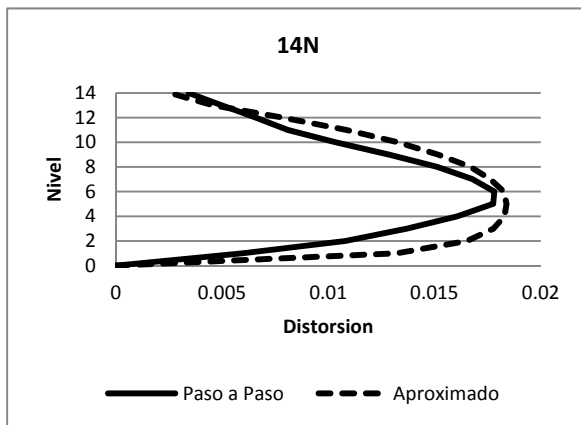
b) 8 niveles



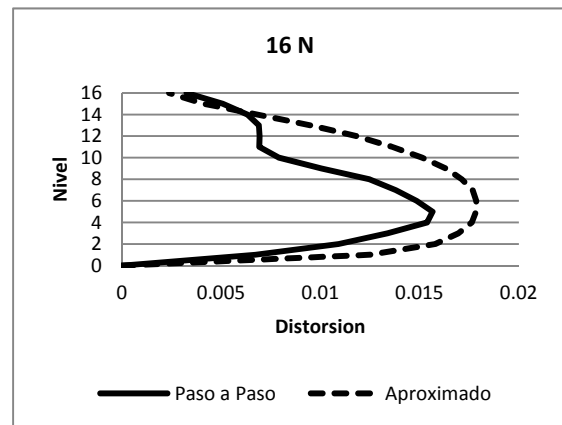
c) 10 niveles



d) 12 niveles

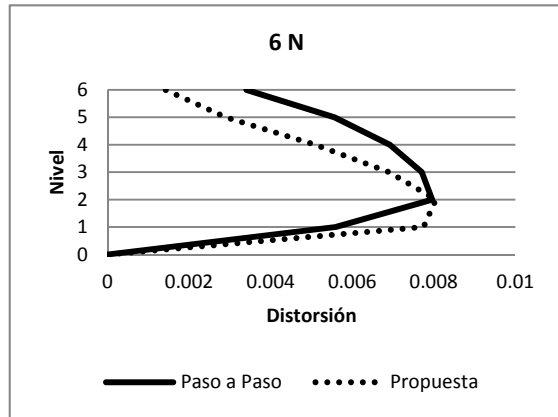


e) 14 niveles

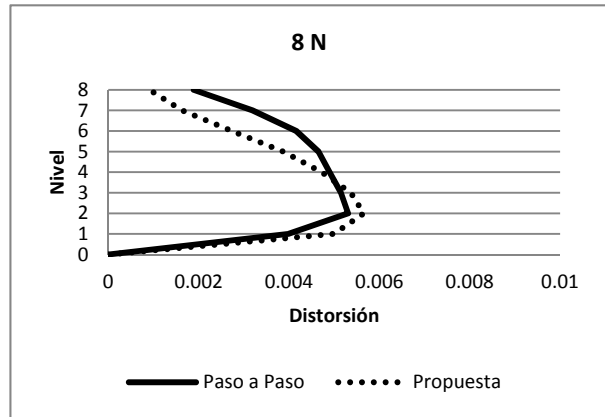


f) 16 niveles

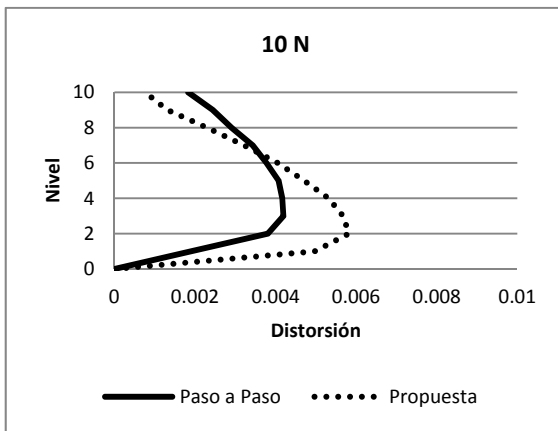
Figura 16 Comparación de demandas de distorsión inelástica (Aproximado vs Paso a Paso) para el sismo del 19 de septiembre de 1985 registrado en el centro SCT.



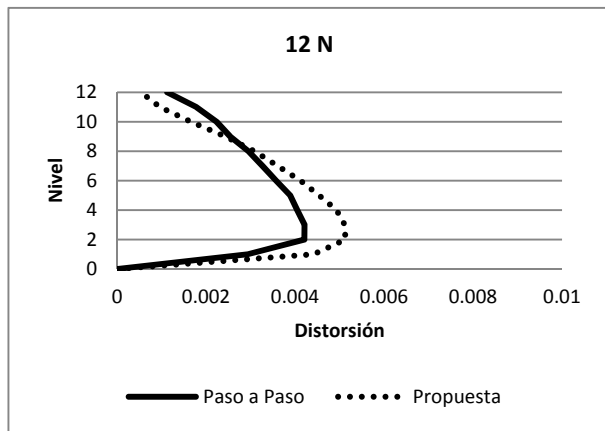
a) 6 niveles



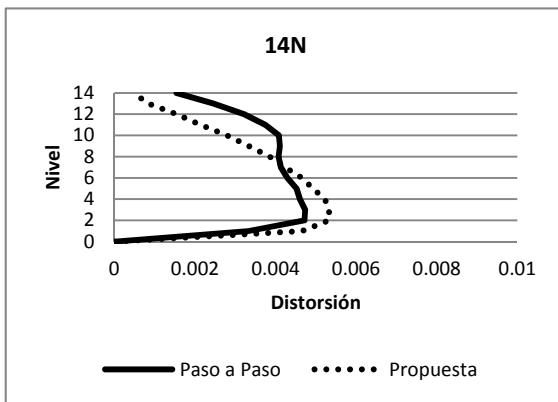
b) 8 niveles



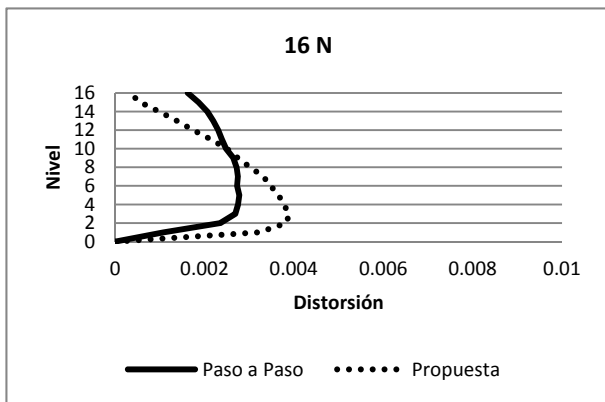
c) 10 niveles



d) 12 niveles



e) 14 niveles



f) 16 niveles

Figura 17 Comparación de demandas de distorsión inelástica (Aproximado vs Paso a Paso) para el sismo del 25 de abril de 1995, registrado en la estación Córdoba (CO56).

En el gráfico de la Figura 18 se presenta la relación de las demandas inelásticas exactas, calculadas mediante análisis paso a paso y las aproximadas que fueron obtenidas mediante el uso de la metodología aproximada propuesta en este trabajo. Para la misma estructura y evento sísmico se relaciona la demanda de desplazamiento inelástico correspondientes a cada nivel por lo que a medida que el método aproximado presente mejor predicción de las demandas de desplazamiento inelástico, los puntos correspondientes a cada relación tenderán a seguir la línea recta presente en la figura. En el eje de las ordenadas se considera la distorsión obtenida con el método aproximado planteado en este trabajo y en el eje de las abscisas se toma el valor obtenido mediante análisis paso a paso considerado como exacto.

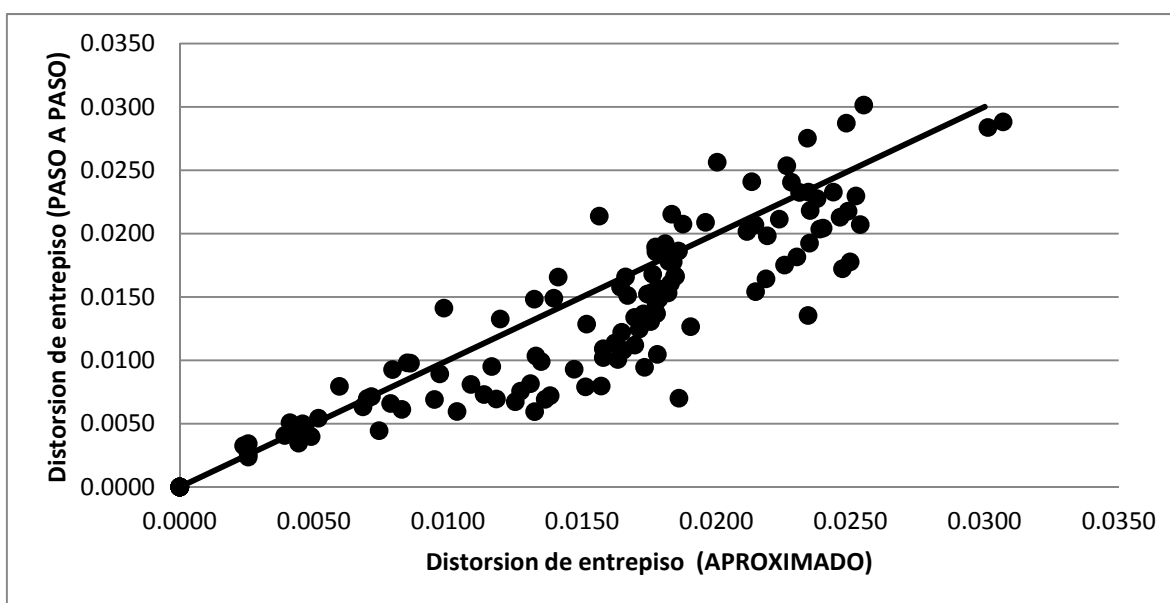


Figura 18 Método aproximado propuesto en este trabajo vs Método exacto

4.7. Discusión de los resultados

Previamente en la sección 4.4 (Figura 8), se realizó la misma comparación que en la Figura 18 pero para la metodología propuesta por Miranda (2002), la primer revisión se realizó con la finalidad de conocer la fiabilidad de los resultados obtenidos con la metodología propuesta por Miranda (2002), de la cual se observó que no se tenía buena predicción de las demandas de desplazamiento inelástico, para las condiciones de suelo y estructuración planteadas en los objetivos de este trabajo.

Al comparar las revisiones mostradas en la Figura 8 y Figura 18, donde se evaluó la predicción de las demandas de desplazamiento inelástico con la metodología propuesta por Miranda (2002) y la que se plantea en este trabajo respectivamente, se puede observar una mejor correlación entre el método exacto y el aproximado propuesto en este trabajo.

A pesar de que se obtuvieron mejoras en la estimación de las demandas de desplazamiento inelástico en SMGL como las presentadas en los gráficos de comparación, es necesario seguir trabajando sobre esta metodología para reducir los márgenes de error considerando un mayor número de registros en la zona blanda de la ciudad de México.

De la revisión y comparación de distorsiones inelásticas exactas y aproximadas de cada estructura en todos los niveles se determinó el error relativo porcentual de cada nivel y estructura analizada para tener una mejor visión del comportamiento del método propuesto. En la gráfica de la Figura 19 se observa que el error se incrementa a medida que se use para estructuras más altas. Esto también puede observarse en las Figura 16 y Figura 17, donde el error tiende a incrementarse para estructuras altas.

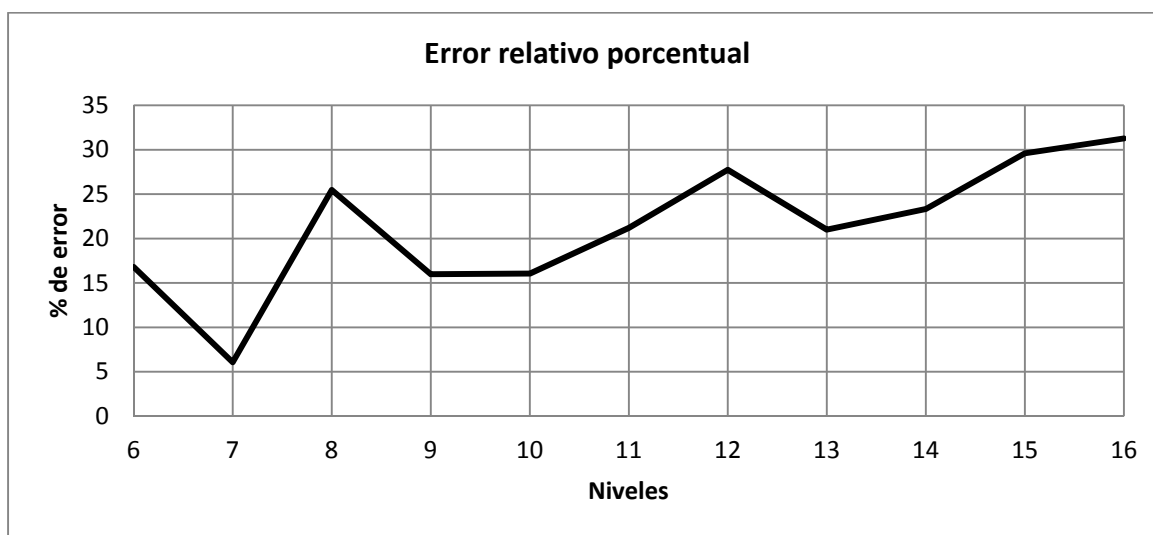


Figura 19 Error, respecto a la demanda obtenida con método paso a paso

La gráfica de la Figura 20 tomada del trabajo desarrollado por Rivera (2005a) muestra la calibración de la metodología propuesta por Ordaz y Pérez (1998) para evaluar la demanda de desplazamiento inelástico en S1GL. Este grafico compara las demandas

de un oscilador de un grado de libertad, obtenidas con la metodología de Ordaz y Pérez (1998) contra la demanda obtenida de análisis paso a paso. De esta gráfica se puede observar que el método aproximado subestima y sobrestima la demanda de distorsión para diferentes periodos de la estructura. Ya que las demandas de desplazamiento en SMGL se basan en la predicción de las demandas de S1GL, es necesario trabajar en propuestas que proporcionen mayor seguridad al evaluar las demandas de S1GL, con lo que se lograría mejorar también las demandas en SMGL.

Considerando los periodos de las estructuras analizadas en este trabajo que van de 1.48 s para la estructura de 6 niveles y 1.82 s para la estructura de 16 niveles así como la Figura 20, se observa que el error en la estimación de las demandas de desplazamiento incrementará para este rango de periodos, comportamiento que también se reproduce en la Figura 19.

Si bien es cierto que la metodología no reproduce completamente el comportamiento exacto de las estructuras consideradas, si es una herramienta bastante útil para evaluar de forma aproximada la demanda de desplazamiento de forma práctica. Sin embargo se reconoce la necesidad de mejorar la predicción de las demandas de desplazamiento en S1GL y la evaluación del factor β_4 considerando un mayor número de registros sísmicos en la zona de suelo blando de la ciudad de México, para tener menores márgenes de error en la propuesta que aquí se hace para evaluar la demanda de desplazamiento en SMGL.

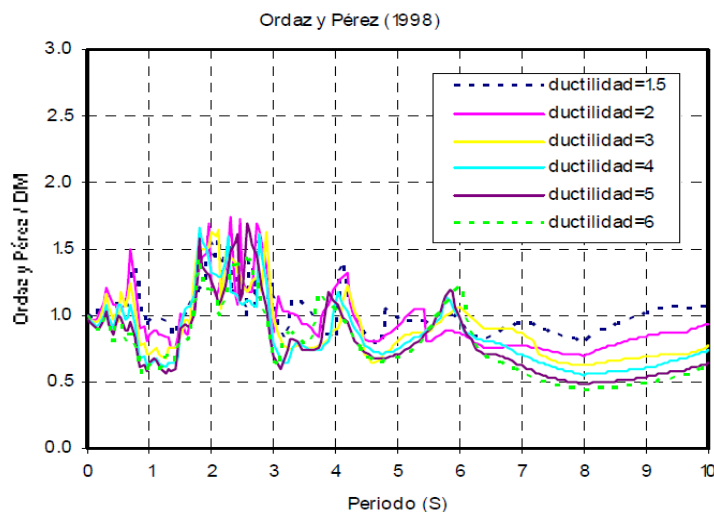


Figura 20 Calibración del método, con el sismo 19-sep-85, estación SCT-EW (Tomado de Rivera (2005a))

5. PROPUESTA DE DISEÑO SÍSMICO

5.1. Descripción de la propuesta de diseño

La propuesta de diseño, comienza con el planteamiento del objetivo de desempeño que deba desarrollar la estructura para lograr un comportamiento adecuado en función de los estados límite y sismos considerados debido a la importancia de la estructura. Es decir, es necesario definir el nivel daño en la estructura asociado a la intensidad sísmica considerada. El objetivo de desempeño debe considerar el tipo de ocupación, la importancia de sus funciones, así como su destino como recurso cultural o histórico.

Con la metodología propuesta en este capítulo se plantea la posibilidad de revisar dos estados límite, correspondientes al estado límite de operación inmediata y el estado límite de colapso incipiente. Cada uno de estos estados límite de daño, se puede relacionar con un nivel de distorsión permisible mediante los índices de desempeño que se mostraron en la Tabla 2 y Tabla 3. Así por ejemplo, para una estructura a base de marcos dúctiles de concreto reforzado, el estado límite de colapso incipiente puede ser relacionado para cuando se produce una distorsión máxima 0.03.

5.1.1. Estado límite de colapso incipiente

Una vez que se tienen los límites de distorsión permisible definidos, es necesario limitar el desplazamiento de la estructura para que se cumpla con la distorsión máxima definida por el estado límite de colapso incipiente en este caso. Esto se hace mediante el cambio de rigidez de la estructura después de la revisión de la demanda de distorsión y el límite de distorsión permisible. Si la demanda de distorsión es superior a la distorsión permisible debe incrementarse la rigidez de la estructura y viceversa si la demanda de distorsión es muy inferior a la distorsión permisible. Este procedimiento se repite hasta que la distorsión que demanda, sea menor o igual a la distorsión admisible, con lo que se termina el dimensionamiento de las secciones.

La distorsión demandada por el sismo a la estructura, será determinada mediante la propuesta que se hizo en este trabajo, ejemplificada en el diagrama de flujo de la Figura 10, por lo que en primera instancia se plantea un predimensionamiento común de las secciones, como el que se desarrolla actualmente para el diseño basado en fuerzas a partir de cargas gravitacionales y fuerzas laterales.

En la segunda etapa se determina el refuerzo y detallado de los elementos estructurales. En este proceso debe garantizarse que la estructura tenga la capacidad de ductilidad propuesta durante el cálculo de las demandas de distorsión, además de garantizar que la estructura no colapse después del sismo extraordinario.

En este procedimiento de diseño, se garantiza que la ductilidad puede ser desarrollada por la estructura ya que se consideran las recomendaciones realizadas por el RCDF y las NTC-concreto (2004). Sin embargo, se debe trabajar, en una metodología simple que determine la capacidad de distorsión de marcos de concreto reforzado en función del nivel de refuerzo longitudinal y transversal, así como del tamaño de sus secciones, con la finalidad de tener un diseño más racional.

Para el estado límite de colapso incipiente, se controla la estabilidad global de la estructura a partir de los conceptos del diseño por capacidad, dimensionando el refuerzo longitudinal de vigas y a partir de la resistencia de ellas, se determina el refuerzo longitudinal de columnas, propiciando un comportamiento de viga débil - columna fuerte. Adicionalmente, es necesario detallar el refuerzo transversal de los elementos que incursionan en el rango inelástico, como son: columnas de planta baja y vigas. Debe proporcionarse a estos elementos la suficiente capacidad de rotación inelástica para cumplir con la demanda de distorsión inelásticas debido al sismo extraordinario (Figura 21).

Para determinar el cortante de diseño se considera la ductilidad global de la estructura, mediante la relación de deformación elástica e inelástica de azotea, con las ecuaciones 22 y 31 de la metodología para determinar las demandas de distorsión. Despejando y simplificando en la ecuación 35 se obtiene el desplazamiento que produce el máximo desplazamiento elástico de la estructura presentado en la ecuación 36.

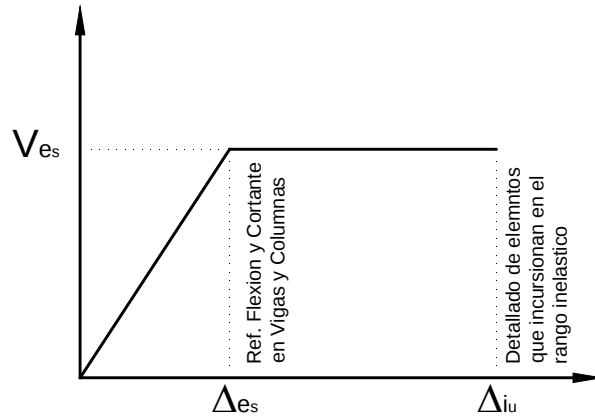


Figura 21 Esquema de diseño

Sustituyendo el seudodesplazamiento en la ecuación 37 se determina la pseudoaceleración que produce el máximo desplazamiento elástico.

$$\mu = \frac{\Delta i_u}{\Delta e_s} = \frac{\beta_1 \beta_3 S d_u}{\beta_1 S d_s} \quad (35)$$

$$S d_s = \frac{\beta_3 S d_u}{\mu} \quad (36)$$

Con la pseudoaceleración que produce el máximo desplazamiento (ecuación 38) y la masa total de la estructura, se determina la ecuación para determinar el cortante basal, como se observa en la ecuación 39. Las fuerzas laterales de diseño en cada nivel se obtendrán distribuyendo verticalmente el cortante basal adoptando una distribución triangular que es función de la relación de masa de cada entrepiso en la altura, como la distribución considerada en las NTC-sismo 2004 para el análisis estático, ver ecuación 40.

$$S a = S d \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \quad (37)$$

$$S a_s = \frac{\beta_3 S d_u}{\mu} \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \quad (38)$$

$$V_0 = \frac{S a_s}{g} \sum W_i \quad (39)$$

$$F_i = V_0 \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \quad (40)$$

Con la distribución de la fuerza cortante en cada entrepiso se determinan los elementos mecánicos para el dimensionamiento del refuerzo longitudinal en vigas y columnas bajo los conceptos del diseño por capacidad así como el detallado de los elementos que son propensos a presentar comportamiento inelástico proporcionándoles mayor capacidad de rotación al incrementar el refuerzo transversal si es necesario.

Por ultimo debe realizarse una revisión por cortante para garantizar que el modo de fallo en la estructura se dúctil.

En la Figura 22 se ilustra en forma de diagrama de flujo el procedimiento con el cual se puede realizar el diseño para satisfacer el estado límite de colapso incipiente.

5.1.1. Estado límite de operación inmediata

En el este estado límite de operación inmediata se prevé que no exista daño en los elementos no estructurales o que este sea mínimo. Para controlar el daño, puede proporcionarse a los elementos no estructurales del detallado adecuado para evitar la interacción entre elementos estructurales y no estructurales.

Para definir el detallado de los elementos no estructurales es necesario conocer la demanda de distorsión que proporcionara el sismo a la estructura. Esta demanda se determina mediante la metodología aproximada propuesta en la sección 4.5, a partir de la dimensión de las secciones propuestas durante el estado límite de colapso incipiente y el sismo asociado al estado límite de operación inmediata.

Con la demanda de distorsión para el estado límite de operación inmediata debe proporcionarse a elementos no estructurales de suficiente separación entre elementos estructurales y no estructurales para que no interactúen entre ellos y se presenten daños en elementos no estructurales.

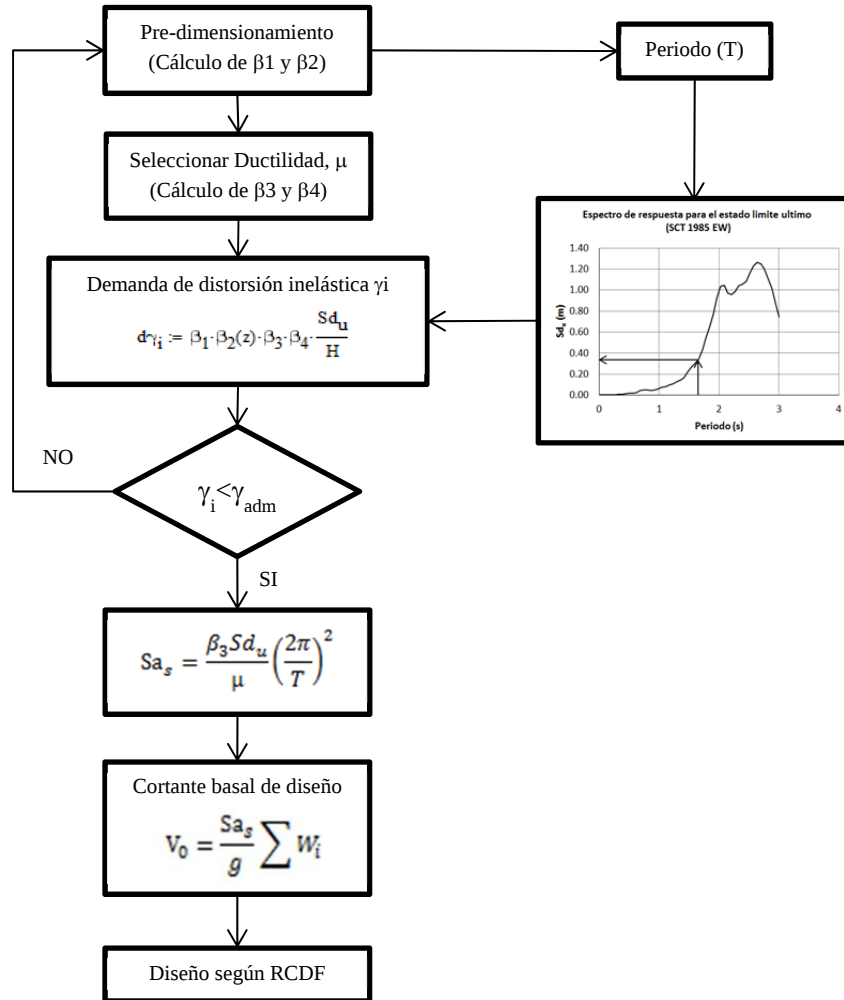


Figura 22 Diagrama de flujo para el método de diseño propuesto.

5.2. Ejemplo de diseño

5.2.1. Descripción de la estructura

A modo de ejemplo y con la finalidad de ilustrar el procedimiento para determinar el cortante basal y las fuerzas sísmicas de diseño, se considera un marco de 9 niveles de concreto reforzado con tres crujías de 7 m y altura de entrepiso de 4 m en cada uno de sus niveles (ver Figura 10), mediante la metodología propuesta.

Las propiedades de los materiales que forman la estructura son los siguientes:

- Concreto con resistencia a la compresión de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, módulo de elasticidad $E_c = 221,359 \text{ kg/cm}^2$ y peso volumétrico de 2.4 t/m^3 .
- El acero de refuerzo con resistencia de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y módulo de elasticidad $E_s = 2,000,000 \text{ kg/cm}^2$

Se considera una carga repartida en las vigas de la estructura de 1.4 t/m , correspondientes al peso de la losa, acabados, cargas vivas y muertas de reglamento. Esta carga repartida no considera el peso de vigas y columnas debido a que estos elementos pueden cambiar en el proceso del diseño dependiendo de la demanda de distorsión requerida.

5.2.2. Procedimiento

Considerando que la estructura que se diseña corresponde a un edificio destinado a oficinas y puede presentar grave daño estructural ante un sismo de nivel muy raro (SCT del 19 de septiembre de 1985), se define el límite de distorsión para la estructura en 0.03. Si se llegase a presentar este sismo la estructura debe tener la capacidad de distorsión suficiente para no colapsar, presentando daño muy grave en elementos estructurales pero nunca colapsar.

Una vez que se tiene definido el nivel de distorsión para el nivel de desempeño deseado, se definen las secciones (predimensionamiento) que posteriormente serán revisadas a fin de satisfacer las distorsiones inelásticas admisibles. Para la estructura de nueve niveles se obtuvo un predimensionamiento de $60 \times 60 \text{ cm}$ en columnas y de $40 \times 65 \text{ cm}$ en vigas para cada uno de los niveles.

Con la dimensión de las secciones, se revisa que cumplan con la distorsión admisible, por lo que se requiere calcular la distorsión demandada máxima haciendo uso del método aproximado propuesto.

Para determinar el factor β_1 se usa la ecuación 29 o el gráfico de la Figura 5, en cada uno de los casos es necesario determinar el factor α_0 que puede obtenerse con la ecuación 18. Al desarrollar las expresiones antes mencionadas, el factor adimensional $\alpha_0 = 16.09$ y el factor de amplificación $\beta_1 = 1.267$, este último se determinó con la ecuación 19 pero si se observa el gráfico de la Figura 5, el resultado es el mismo.

Debido a que el objetivo inicial es definir el tamaño de las secciones en función de la máxima demanda sísmica, no es necesario determinar la distorsión en cada uno de los niveles por lo que el factor máximo de β_2 con el cual se obtendrá la distorsión

máxima, puede ser determinado de forma aproximada con la gráfica de la Figura 6, que en este caso es $\beta_2=1.513$.

Para los factores β_3 y β_4 se requiere conocer la ductilidad de la estructura, así como la demanda de desplazamiento del sismo para la condición última ($S_d=31.73$), esta demanda se obtiene del espectro de respuesta para el estado último (SCT 1985) y el periodo de vibración de la estructura considerando el 50 % del momento de inercia grueso en las vigas ($T=1.62$). En este ejemplo se considera que la estructura deba tener una ductilidad $\mu=4$, de tal forma que haciendo uso de las ecuaciones 30 y 34 se determina que el factor $\beta_3=1.035$ y el factor $\beta_4=1.414$.

Con la ecuación 6 y los datos obtenidos anteriormente se determina la distorsión demandada máxima, $\gamma_{max}=0.0247$. Esta distorsión corresponde a la distorsión máxima que puede presentarse en alguno de los entrepisos, deberá ser menor que la distorsión máxima admisible $\gamma_{adm}=0.03$.

Como la distorsión demandada es menor que la distorsión admisible se realizaron varias iteraciones con la finalidad de proporcionar una distorsión más cercana a la distorsión admisible. Se redujo el tamaño de las secciones sin embargo la demanda obtenida supero la demanda admisible por lo que se considera como aceptable el dimensionamiento anteriormente propuesto.

Tabla 13 Iteraciones para definir el tamaño de las secciones

Col. (cm)	Vig. (cm)	T (s)	β_1	β_2	β_3	β_4	Distorsión
60x60	35x55	1.98	1.274	1.492	0.69	1.414	0.0491
55x55	60x35	1.85	1.264	1.515	0.79	1.414	0.0397
55x55	40x60	1.74	1.264	1.515	0.845	1.414	0.0355

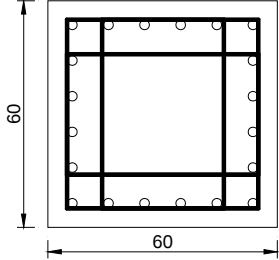
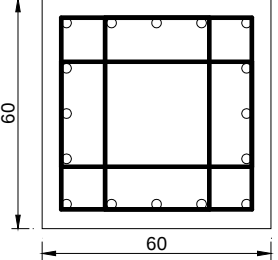
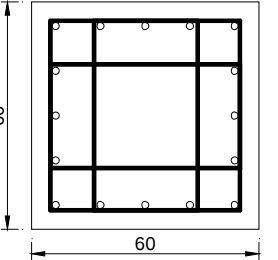
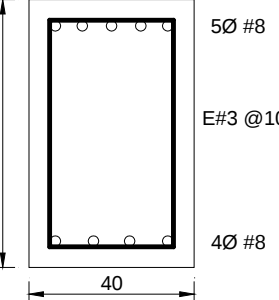
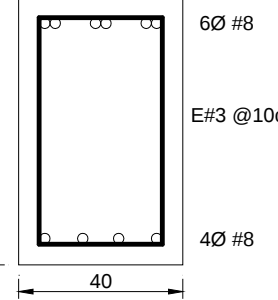
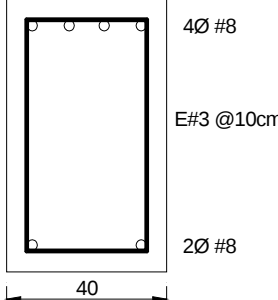
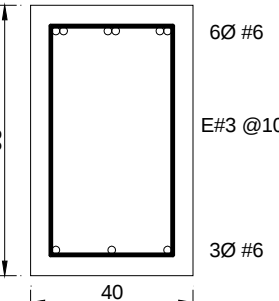
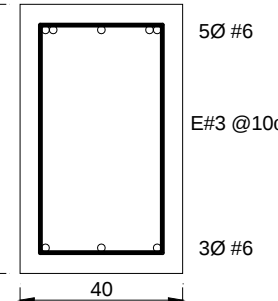
Para determinar el cortante basal de diseño se retoma la ecuación 39 que depende de la pseudoaceleración obtenida de la ecuación 38, la aceleración de la gravedad y el peso total de la estructura. Para el ejemplo considerado el cortante basal es $V=64.24$ ton, el cual deberá distribuirse en la altura.

La distribución de las fuerzas laterales de diseño en cada nivel se determina en función de la relación de masa de cada entrepiso y la altura como se muestra en la ecuación 40.

Para determinar el refuerzo de vigas y columnas se realiza un análisis elástico como normalmente se hace en el reglamento actual. Las vigas y columnas deben diseñarse

bajo los conceptos del diseño por capacidad para propiciar que las vigas fallen antes que las columnas. El refuerzo de las secciones se presenta en la Tabla 14.

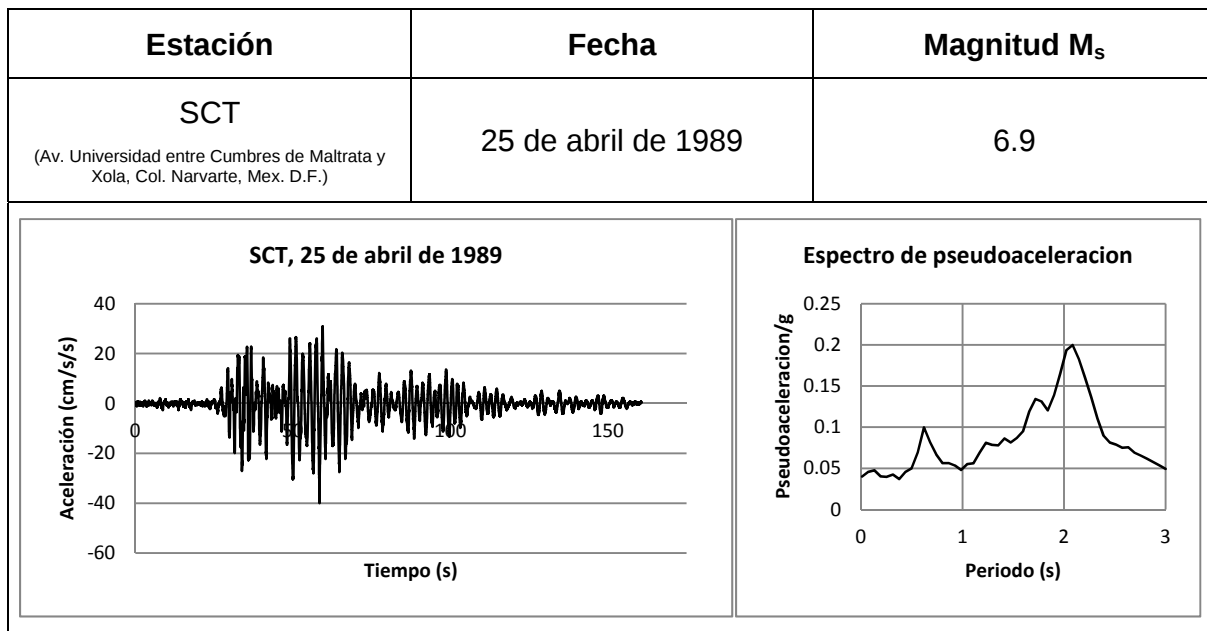
Tabla 14 Detalles de armado para estructura de 9 niveles

Estructura de 9 niveles			
Columnas	Columnas del Nivel 1 al 5	Columnas del Nivel 6	Columnas del Nivel 7 al 9
	 60 60 20Ø #8 4 ram#4 @10cm	 60 60 16Ø #8 4 ram#4 @10cm	 60 60 16Ø #6 4 ram#4 @10cm
Vigas	Vigas del Nivel 1 y 5	Vigas del Nivel 2 y 3	Vigas del Nivel 6
	 65 40 5Ø #8 E#3 @10cm 4Ø #8	 65 40 6Ø #8 E#3 @10cm 4Ø #8	 65 40 4Ø #8 E#3 @10cm 2Ø #8
	Vigas del Nivel 7	Vigas del Nivel 8 y 9	
	 65 40 6Ø #6 E#3 @10cm 3Ø #6	 65 40 5Ø #6 E#3 @10cm 3Ø #6	

Los elementos no estructurales adosados a la estructura tales como elementos divisorios, ventanas, puertas, etc. deben ser diseñados para soportar la distorsión del piso en que se encuentren. El nivel de distorsión al que deben ser diseñados estos elementos se determina a partir de la demanda del sismo correspondiente al estado límite de operación inmediata para garantizar que no se presenten daños después del sismo considerado para este estado límite.

Para definir el detallado de los elementos no estructurales se determina la demanda de desplazamiento inelástico para el estado límite de operación inmediata. En este caso el sismo considerado para este estado límite corresponde al sismo registrado el 25 de abril de 1989 en la estación SCT.

Tabla 15 Sismo para el estado límite de operación inmediata



Mediante la metodología aproximada para evaluar la demanda de desplazamiento inelástico se obtiene la gráfica de la Figura 23 donde se muestra el nivel de distorsión que presenta la estructura. En este caso la distorsión máxima obtenida mediante el método aproximado es de 0.007 que en términos de desplazamiento es de 2.8 cm. Aislamiento que deben poseer los elementos no estructurales para evitar ser dañados.

Para muros de mampostería el aislamiento con elementos estructurales debe ser considerado con relación a la concepción global del diseño de la estructura. Si el diseño no contempla la interacción de los muros como parte del sistema de resistencia sísmica, es conveniente aislarlos, aun después de sobrepasar el estado

límite de operación inmediata con el fin de evitar problemas debidos a la asimetría en planta y a los cambios bruscos de rigidez en la altura.

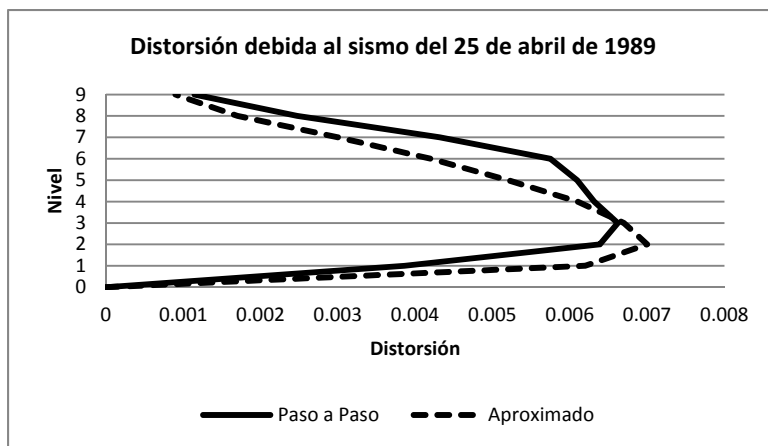


Figura 23 Distorsión demandada por el sismo de operación inmediata

5.3. Revisión del método aproximado

Para verificar que la estructura diseñada mediante el procedimiento propuesto tiene un comportamiento adecuado ante un evento extraordinario, se compararon las demandas de distorsión obtenidas con el método aproximado propuesto en este trabajo y las obtenidas de un análisis paso a paso. En la Figura 24, se muestra la comparación de las demandas de distorsión obtenidas con el método exacto y las obtenidas con el método aproximado de donde se puede apreciar que existe buena relación entre los resultados obtenidos.

El método para evaluar las demandas de distorsión mantiene buena predicción del comportamiento en cuanto a distorsión se refiere, presentando una ligera subestimación de las demandas de distorsión.

El método paso a paso confirma que la distorsión máxima derivada del sismo para el estado límite de colapso incipiente, fue limitada, ya que la máxima distorsión admitida durante el proceso de diseño no se superó.

En cuanto a las demandas de distorsión para el estado límite de operación inmediata también se observó buena predicción de las demandas en la comparación que se hace en la Figura 23.

En la Figura 25 se muestra el daño ocasionado por el sismo extraordinario correspondiente al sismo del 19 de septiembre de 1985. El daño presente en la

estructura se obtuvo de un análisis no línea paso a paso desarrollado con el programa de análisis SEISMOSTRUCT.

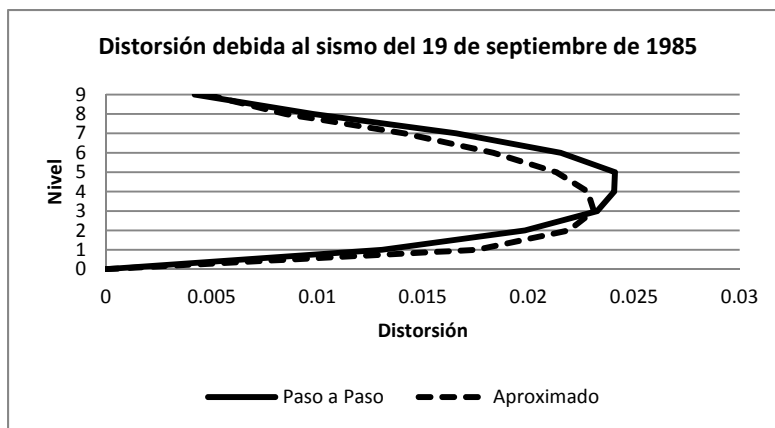


Figura 24 Distorsiones demandada por el sismo de colapso incipiente

En cuanto al comportamiento estructural se refiere. En la Figura 25 se puede observar que el daño, se presenta principalmente en las vigas y en las columnas de la planta baja, con lo que se hace notar que se logró tener un buen control del daño mediante los conceptos del diseño por capacidad dispuestos en la metodología de diseño.

Considerando el cortante obtenido a partir de la metodología de diseño propuesta, se puede decir que es satisfactorio ya que la estructura presenta daño importante en un gran número de sus elementos estructurales, sin llegar a colapso.

De la Figura 24 se puede decir que la estructura puede ser más eficiente, ya que la demanda de distorsión admisible aun no es alcanzada, sin embargo debido a que la demanda sísmica se incrementaba en demasía al reducir la rigidez, no se logró acariciar el límite de distorsión permisible, situación mostrada en la Tabla 13.

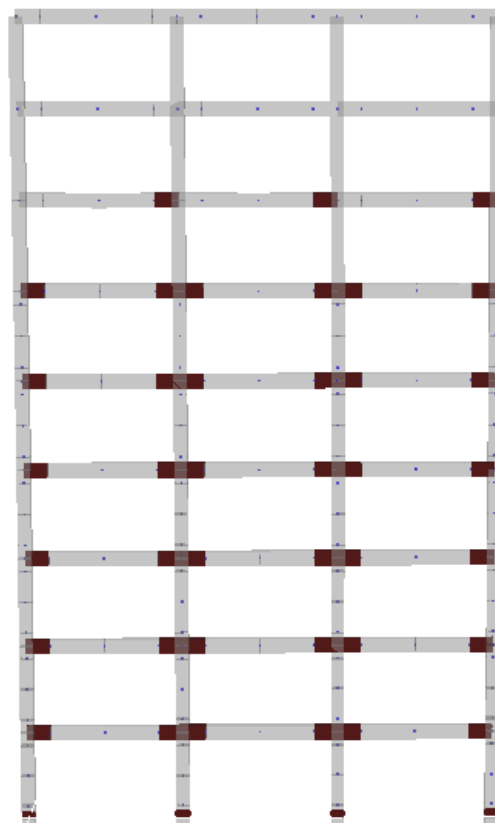


Figura 25 Daño en la estructura después del sismo para la condición ultima

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De la revisión que se hizo a los métodos de diseño basados en desplazamiento se observó que consideran diferentes metodologías para evaluar las demandas de desplazamiento, dentro de estas metodologías, se prefiere la estimación de las demandas de desplazamiento inelástico mediante métodos simplificados como los de coeficientes de modificación de desplazamiento o los de factores de reducción de resistencia a los métodos basados en linealización equivalente, debido a que estos últimos suelen ser más elaborados y por consiguiente muy difíciles de aplicar en la práctica profesional.

Para evaluar las demandas de desplazamiento inelástico en SMGL se consideró una metodología aproximada que toma en cuenta las demandas de desplazamiento de S1GL. Se decidió, que el método que mejor predice las demandas de desplazamiento de S1GL es el propuesto por Ordaz y Pérez (1998). Este método subestima y sobrestima la demanda hasta en un 50 %. Sin embargo, comparado con otras metodologías similares, este método es el que presenta menor margen de error. Además de tener mejor predicción de las demandas de desplazamiento, el método de Ordaz y Pérez (1998) es relativamente sencillo, por lo que se propone para evaluar la demanda de desplazamiento inelástico en este trabajo.

El factor β_4 , el cual relaciona el comportamiento elástico e inelástico de la estructura, requiere de un estudio más elaborado ya que en este trabajo solo se consideraron dos registros sísmicos en la zona de suelo blando de la ciudad de México y por consiguiente no se consideró el total de los posibles casos y factores que puedan influir en la determinación de este factor. Se prevé la necesidad de que este factor este en función de la altura a la que se requiere determinar la demanda de desplazamiento e involucrar el contenido de frecuencias, ya que existe diferencia entre las demandas de desplazamiento obtenidas para la misma estructura pero diferente sitio.

De la revisión que se hizo a la metodología aproximada para evaluar demandas de desplazamiento inelástico en SMGL se observó que en general el método tiene buena predicción de las demandas de desplazamiento en cada uno de los niveles de las estructuras, presentándose principalmente sobreestimación de estas. Se observó que debido a que las demandas de desplazamiento de SMGL se basan en la predicción de las demandas de S1GL es necesario seguir mejorando las metodologías aproximadas para evaluar las demandas de desplazamiento en S1GL, con lo que se lograría también mejorar la predicción del método aproximado propuesto. De esta misma revisión se obtuvieron pequeñas subestimaciones de las demandas de desplazamiento para los niveles superiores cuando se consideró el sismo de la estación Córdoba. Como se mencionó anteriormente es necesario mejorar la relación entre el comportamiento elástico e inelástico considerado dentro del factor β_4 ya que se requiere de un análisis más profundo para considerar los efectos que produce el contenido de frecuencias en diferentes sitios con suelo blando de la ciudad de México.

De la metodología de diseño propuesta basada en desplazamientos, se dimensionó el tamaño de las secciones a partir de cumplir con el desplazamiento máximo permitido por el estado límite de colapso incipiente. La resistencia de las secciones se determinó a partir de la distribución del cortante basal en la estructura, obtenido mediante la demanda de desplazamiento elástico, que es función de la ductilidad de la estructura y la demanda de desplazamiento inelástico para el sismo de colapso incipiente. Con la metodología de diseño propuesta se logró controlar el límite de distorsión inelástica ante eventos de gran intensidad para salvaguardar la seguridad de la estructura y a partir de la demanda de desplazamiento para el estado límite de operación inmediata se definió el desplazamiento requerido para evitar daño en elementos no estructurales.

Es importante mencionar que en este trabajo se plantea una alternativa aproximada para evaluar la demanda de desplazamiento para ser usada en la práctica profesional sin embargo no es suficiente para desarrollar una metodología de diseño práctica basada en desplazamiento ya que es necesario conocer la capacidad de la estructura. La capacidad puede ser estimada mediante un análisis no lineal (pushover), el cual no es precisamente un método simple que pueda ser llevado a cabo dentro de la práctica profesional, por lo que es necesario considerar la implementación de una metodología aproximada que evalúe la capacidad de la estructura.

Finalmente, la propuesta que se hace para el diseño, no resuelve por completo el problema del diseño sísmico basado en desplazamientos pero si sienta las bases de una metodología que pretende ser considerada dentro de la práctica profesional.

7. REFERENCIAS

- Albanesi, T., Nuti, C., y Vanzi, I. (2000). *A simplified procedure to assess the seismic response of nonlinear structures*. Earthquake Spectra, 16(4), 715–734.
- Algan, B. (1982). *Drift and damage considerations in earthquake resistant design of reinforced concrete buildings*. Ph. D Thesis, University of Illinois. Urbana.
- Ayala, G. (2009). *Evaluación del desempeño sísmico de estructuras—un nuevo enfoque*. Revista Internacional de Métodos Numéricos Para Cálculo Y Diseño En Ingeniería, 17(3).
- Arroyo, D., y Teran, A. (2002). *Factores de reducción de fuerzas sísmica para el diseño de estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía*. Revista de Ingeniería Sísmica, 66, 73–94.
- Aschheim, M., y Black, E. (2000). *Yield point spectra for seismic design and rehabilitation*. Earthquake Spectra, 16(2), 317–335.
- ATC-40. Applied Technology Council (1996). Redwood, California, USA.
- Bertero, V. (1997). *Performance-based seismic engineering: A critical review of proposed guidelines*. In Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes (pp. 1–31). Slovenia.
- Browning, J. (2001). *Proportioning of earthquake-resistant RC building structures*. Journal of Structural Engineering, 127(2), 145–151.
- Chopra, A. K., y Goel, R. k. (1999). *Capacity-Demands-Diagram Methods Based on Inelastic Design Spectrum*. Earthquake Spectra, 15(4), 637–656.
- Chopra, A. K., y Goel, R. k. (2001). *Direct Displacement-Based Design: Use of Inelastic vs. Elastic Design Spectra*. Earthquake Spectra, 17(1), 47–64.

- Fajfar, P. (2000). *A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design*. Earthquake Spectra, 16(3), 573–92.
- FEMA-273 (1997). *Federal Emergency Management Agency. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington D.C. USA.
- FEMA-356 (2000). *Federal Emergency Management Agency. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington D.C. USA
- Freeman, S. (1998). *The Capacity Spectrum Method as a Tool for Seismic Design*. In Eleventh European Conference on Earthquake Engineering. Paris, A.A.Balkema.
- Freeman, S. (1978). *Prediction of Response of Concrete Buildings to Severe Earthquake Motion*. American Concrete Institute, 55, 589–605.
- Gulkan, P., y Sozen, M. A. (1974). *Inelastic Responses of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions*. Journal of America Concrete Institute, 71(12), 601–609.
- Gupta, A., y Krawinkler, H. (2000). *Estimation of seismic drift demands for frame structures*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 29, 1287–1305.
- Iwan, D. (1980). *Estimating inelastic response spectra from elastic spectra*. Earthquake Engineering y Structural Dynamics, 8(4), 375–388.
- Kappos, A., y Manafpour, A. (2001). *Seismic design of R/C buildings with the aid of advanced analytical techniques*. Engineering Structures, 23, 319–332.
- Kowalsky, M. J. (1994). *Displacement based design – A methodology for seismic design applied to RC bridge columns*. Master's thesis, University of California at San Diego, La Jolla, California.
- Kowalsky, M. J., Priestley, N., y MacRae, G. (1995). *Displacement-Based Design of RC Bridge Columns in Seismic Regions*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 24(12), 1623–1643.
- Mander, J., Priestley, N., y Park, R. (1988). *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. Journal of Structural Engineering, 114(8), 1804–1826.
- Meli, R., y Reyes, C. J. (1999). *Criterios de diseño sísmico por desempeño y su aplicación en el reglamento de construcciones para el Distrito Federal*. Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica (p. 18). Cuernavaca.

- Méndez, T., Ayala, G., Castellanos, H., y Aguilera, M. (2011). *Estudio comparativo de procedimientos de diseño sísmico basado en desplazamientos para estructuras de concreto reforzado*. Memorias del XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (p. 18). Aguascalientes, Aguascalientes, Mex.
- Menegotto, M., y Pinto, P. (1973). *Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending*. In Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, International Association for Bridge and Structural Engineering (pp. 15–22). Zúrich, Suiza.
- Miranda, E. (1993). *Site-dependent strength reduction factors*. Journal of Structural Engineering, 119(12).
- Miranda, E. (1999). *Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings*. Journal of Structural Engineering, 15(4), 417–425.
- Miranda, E., y Baéz, J. (1998). *Factores de reducción de resistencia para estructuras en sitios firmes*. En XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Monterrey, Nuevo León, Mex.
- Miranda, E., Ordaz, M., y Montoya, C. (1996). *Evaluación simplificada del riesgo sísmico de edificios en la ciudad de México*, Reporte Interno 6514. Instituto de Ingeniería, UNAM, México D.F.
- Miranda, E., y Reyes, C. J. (2002). *Approximate Lateral Drift Demands in Multistory Buildings with Nonuniform Stiffness*. Journal of Structural Engineering, 128(7), 840–849.
- Miranda, E., y Ruiz, J. (2002). *Evaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacement demands*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31, 539–560.
- Moehle, J. (1992). *Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes*. Earthquake Spectra, 8(3), 403–428.
- Nassar, A., y Krawinkler, H. (1991). *Seismic demands for SDOF and MDOF systems* (p. Report 95). The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, USA.
- NTC-Concreto. *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto* (2004). México D.F.: Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal.
- NTC-Sismo. *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo* (2004). México D.F.: Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal.

- Ordaz, M., y Pérez, L. E. (1998). *Estimation of strength-reduction factors for elastoplastic systems: a new approach*. Earthquake Engineering y Structural Dynamics, 27(9), 889–901.
- Panagiotakos, T., y Fardis, M. (1999). *Deformation-controlled earthquake-resistant design of RC buildings*. Journal of Earthquake Engineering, 3(4), 495–518.
- Paret, T., Sasaki, K., Eilbeck, D., y Freeman, S. (1996). *Approximate Inelastic Procedures to Identify Failure Mechanisms from Higher Mode Effects*. In Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering (p. Documento No. 966.).
- Pérez, L., y Ordaz, M. (1991). *Cálculo rápido de espectros de respuesta inelásticos*. En X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural (Vol. 1). Manzanillo, Colima, México.
- Priestley, N., Calvi, G., y Kowalsky, M. (2007). *Direct Displacement-Based Seismic Design of Structures*. IUSS Press
- Priestley, N., y Kowalsky, M. J. (2000). *Direct Displacement-Based Design of Concrete Buildings*. Bulletin of The New Zealand Society for Earthquake Engineering, 33(4), 421–444.
- RCDF. *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2004)*. Distrito Federal: Gaceta Oficial del Distrito Federal.
- Reyes, C. J. (1999). *El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Rivera, D. (2005a). *Revisión de los Métodos Aproximados para Calcular Demandas de Desplazamiento Inelástico en Suelos Blandos*. México D.F.: Memoria del XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.
- Rivera, D. (2005b). *Diseño sísmico de columnas de puentes urbanos de concreto reforzado en la ciudad de México*. Tesis de Doctorado, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería Universidad Nacional Autónoma de México.
- Rosenblueth, E, y Herrera, I. (1964). *On a kind of hysteretic damping*. Journal of Engineering Mechanics Division ASCE, 90.
- Ruiz, J., y Miranda, E. (2004). *Inelastic displacement ratios for design of structures on soft soils sites*. Journal of Structural Engineering, 130(12).
- Santa Ana, P. R. (1996). *Demandas de Desplazamiento Inelástico en Estructuras en la Zona Blanda de la Ciudad de México*. Universidad Nacional Autónoma de México.

SEAOC. (1995). *Visión 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings*. Sacramento, California, USA.

SEAOC. (1999). *Tentative guidelines for performance-based seismic engineering*. Sacramento, California, USA.

SEISMOSTRUCT. Versión 5.2. Antoniou, S., Pinho, R., Correia, A., Nogueiro, P., Fragiadakis, M., Ferracuti, B., Bianchi, F. www.seismosoft.com

Shimazaki, K., y Sozen, M. (1984). *Seismic Drift of Reinforced Concrete Structures* (pp. 145–166).

Sullivan, T., Calvi, G., Priestley, M., y Kowalsky, M. (2003). *The limitations and performances of different displacement based design methods*. *Journal of Structural Engineering*, 7(S1), 201–241.

Teran, A., y Espinosa, M. (2008). *Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la zona del lago del distrito federal: la resistencia lateral de diseño*. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 78, 23–46.

UBC. *Uniform Building Code* (1997). Whittier, California, USA.

Veletsos, A. S., y Newmark, N. M. (1960). *Effect of inelastic behavior of simple system to earthquake motions*. In *Proceedings Second World Conference on Earthquake Engineering*. Tokio, Japan.