



Universidad Autónoma Metropolitana
Unidad Azcapotzalco

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERIA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Comportamiento sísmico de marcos rígidos de acero con armaduras dúctiles

Tesis

P R E S E N T A

Alumno: Samuel Isaí Gutiérrez Muñoz

Asesor: Dr. Tiziano Perea Olvera

Ciudad de México, México

Septiembre de 2019

CONTENIDO

Índice de figuras.....	iii
Índice de tablas	vi
Acrónimos y abreviaturas	vii
Simbología	viii
1 Introducción.....	1
1.1 Objetivos	3
1.1.1 Objetivo general.....	3
1.1.2 Objetivos específicos	3
1.2 Metodología	4
1.3 Organización de la tesis.....	5
2 Antecedentes.....	6
2.1 Estudios analíticos.....	6
2.2 Estudios experimentales.....	16
2.3 Estudios numéricos	21
3 Normatividad.....	25
3.1 ANSI/AISC 341-16 (AISC 2016)	25
3.1.1 Bases de diseño	25
3.2 Análisis.....	25
3.2.2 Requerimientos del sistema	25
3.2.3 Miembros	26
3.2.4 Conexiones.....	28
3.3 NTC-DCEA (2017).....	28
4 Análisis elásticos	29
4.1 Descripción de los marcos en estudio	29
4.2 Determinación de cargas gravitacionales.....	30
4.3 Espectro de diseño.....	31
4.4 Determinación de fuerzas laterales de diseño	32
4.4.1 Método basado en las NTC-DCEA (2017).....	33

4.4.2	Método propuesto por Chao y Goel (2006)	34
4.4.3	Método mixto (NTC-DCEA – Chao y Goel).....	36
4.5	Consideraciones particulares para el análisis de los marcos en estudio.....	38
4.6	Diseño de los marcos en estudio	39
4.7	Resultados de los análisis elásticos	43
5	Análisis inelásticos	48
5.1	Calibración del modelo inelástico	48
5.1.1	Calibración de miembros de acero con carga axial	48
5.1.2	Calibración de miembros de acero con flexión.....	52
5.1.3	Calibración de armaduras dúctiles	54
5.2	Análisis inelásticos.....	57
5.2.1	Umbrales de niveles de desempeño	61
5.3	Análisis de resultados.....	61
5.3.1	Comportamiento global de los marcos con $L_s = 0.1L$	62
5.3.2	Comportamiento global de los marcos con $L_s = 0.3L$	66
5.3.3	Comportamiento global de los marcos con $L_s = 0.5L$	70
5.3.4	Comparativa entre marcos con igual longitud de segmento especial	74
5.3.5	Comparativa entre marcos con distinta longitud de segmento especial	77
5.3.6	Comparativa en la sobrerresistencia (R) y ductilidad (Q)	81
6	Conclusiones.....	82
6.1	Respecto a las metodologías de diseño	82
6.2	Respecto a la influencia de la longitud del segmento especial	82
6.3	Respecto a los niveles de desempeño y distribución de fluencias	83
6.4	Respecto a los parámetros que estipula las NTC-DCEA y NTC-DS (2017).....	83
6.5	Recomendaciones de diseño.....	84
6.6	Trabajos futuros.....	85
7	Bibliografía.....	86

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1— Marcos rígidos de acero con armaduras dúctiles.....	1
Figura 2.1— Vista en planta del edificio en estudio (Itani y Goel, 1994).....	6
Figura 2.2— Marco rígido de acero con vigas de alma abierta dúctiles en estudio (Itani y Goel, 1994).....	7
Figura 2.3— Marco rígido de acero en estudio (Itani y Goel, 1994).....	7
Figura 2.4— Localización de articulaciones plásticas de un SMF (Itani y Goel, 1994)....	8
Figura 2.5— Comparación del comportamiento de sistemas STMF, STMF-X, SMF y OMF (Adaptado de Basha y Goel, 1996).....	10
Figura 2.6— Mecanismo de colapso preestablecido en sistemas STMF con segmentos especiales tipo Virendeel (Chao y Goel, 2006).....	12
Figura 2.7— Diagrama de cuerpo libre de una columna exterior (Chao y Goel, 2006)....	14
Figura 2.8— Distribución de cortantes de entrepiso máximos relativos (Chao y Goel, 2006).....	15
Figura 2.9— STMF 1.1: (a) Geometría y dimensiones generales; (b) Características y detallado en zona de articulación plástica (Chao <i>et al.</i> , 2009).....	18
Figura 2.10— Configuración de la prueba STMF 1.1 (Chao <i>et al.</i> , 2009).....	18
Figura 2.11— Protocolo de carga (Adaptada de Chao <i>et al.</i> , 2009).....	19
Figura 2.12— Comportamiento histerético del espécimen STMF 1.1 (Adaptada de Chao <i>et al.</i> , 2009).....	20
Figura 2.13— STMF 1.2: (a) Geometría y dimensiones generales; (b) Características y detallado en zona de articulación plástica (Chao <i>et al.</i> , 2009).....	20
Figura 2.14— Comportamiento histerético de los especímenes STMF1.1 y STMF1.2 (Chao <i>et al.</i> , 2009).....	21
Figura 2.15— Curvas de capacidad de los marcos de 3 niveles y 6 metros de claro (Kim y Park, 2014).....	23
Figura 2.16— Curvas de capacidad de los marcos de 5 niveles y 12 metros de claro (Kim y Park, 2014).....	23
Figura 4.1— Configuración geométrica en planta y elevación del edificio en estudio.....	29
Figura 4.2— Espectros de Pseudo aceleraciones elástico y de diseño.....	32
Figura 4.3— Diagrama de flujo para el diseño de STMF's, de acuerdo con las NTC-DCEA (2017).....	33
Figura 4.4— Diagrama de flujo de la propuesta de diseño Chao y Goel: Determinación del cortante basal y distribución de fuerzas laterales.....	34
Figura 4.5— Diagrama de flujo de la propuesta de diseño Chao y Goel: Diseño de miembros estructurales.....	35
Figura 4.6— Diagrama de flujo del método mixto: Determinación del cortante basal y fuerzas laterales.....	36
Figura 4.7— Diagrama de flujo para el método de diseño mixto: Diseño de miembros estructurales.....	37
Figura 4.8— Geometría de STMF con segmento especial de $0.1L$	38
Figura 4.9— Geometría de STMF con segmento especial de $0.3L$	39
Figura 4.10— Geometría de STMF con segmento especial de $0.5L$	39
Figura 4.11— Tipos de secciones transversales de miembros tipo cuerda.....	42
Figura 4.12— Curvas de distorsión, STMF – $0.1L$	45
Figura 4.13— Curvas de distorsión, STMF – $0.3L$	45

Figura 4.14— Curvas de distorsión, STMF – 0.5L.....	46
Figura 4.15— Curvas de distorsión, Metodología NTC.....	46
Figura 4.16— Curvas de distorsión, Metodología Chao y Goel	47
Figura 4.17— Curvas de distorsión, Metodología mixta.....	47
Figura 5.1— Comportamiento histerético, Sección W6×20, esbeltez= 80 (Black <i>et al.</i> , 1980).....	48
Figura 5.2— Comportamiento histerético, Sección W6×25, esbeltez= 40 (Black <i>et al.</i> , 1980).....	49
Figura 5.3— Comportamiento histerético, Sección W8×20, esbeltez= 120 (Black <i>et al.</i> , 1980).....	49
Figura 5.4— Curva Fuerza – Deformación generalizada para elementos de acero.....	50
Figura 5.5— Envolvente ETABS Vs. Cíclico OpenSees, Sección W6×20, esbeltez= 80 .	51
Figura 5.6— Envolvente ETABS Vs. Cíclico OpenSees, Sección W6×25, esbeltez= 40 .	51
Figura 5.7— Envolvente ETABS Vs. Cíclico OpenSees, Sección W 8×20, esbeltez= 120	52
Figura 5.8— Comportamiento de elemento conformado por 2 canales C8×17.5 (Chao <i>et al.</i> , 2009).....	53
Figura 5.9— Envolvente Etabs vs. Cíclico OpenSees, canales dobles C18×17.5.....	54
Figura 5.10— Calibración de marco de escala real, STMF-01 (Chao <i>et al.</i> , 2009).....	55
Figura 5.11— Calibración de marco de escala real, STMF-02 (Chao <i>et al.</i> , 2009).....	56
Figura 5.12— Ubicación de articulaciones de plasticidad concentrada	57
Figura 5.13— Curva de capacidad – Cortante vs Desplazamiento	59
Figura 5.14— Variación de R y Q' , respecto al periodo de la estructura	61
Figura 5.15— Curvas de capacidad y distorsión de entrepiso, modelo 0.1L – NTC	62
Figura 5.16— Mapeo de articulaciones plásticas, modelo 0.1L – NTC.....	63
Figura 5.17— Curvas de capacidad y distorsión de entrepiso, modelo 0.1L – Chao y Goel	63
Figura 5.18— Mapeo de articulaciones plásticas, modelo 0.1L – Chao y Goel.....	64
Figura 5.19— Curvas de capacidad y distorsión de entrepiso, modelo 0.1L – Mixto	64
Figura 5.20— Mapeo de articulaciones plásticas, modelo 0.1L – mixto	65
Figura 5.21— Curvas de capacidad y distorsión de entrepiso, modelo 0.3L – NTC	66
Figura 5.22— Mapeo de articulaciones plásticas, modelo 0.3L – NTC.....	66
Figura 5.23— Curvas de capacidad y distorsión de entrepiso, modelo 0.3L – Chao y Goel	67
Figura 5.24— Mapeo de articulaciones plásticas, modelo 0.3L – Chao y Goel.....	67
Figura 5.25— Curvas de capacidad y distorsión de entrepiso, modelo 0.3L – mixto	68
Figura 5.26— Mapeo de articulaciones plásticas, modelo 0.3L – mixto	68
Figura 5.27— Curvas de capacidad y distorsión de entrepiso, modelo 0.5L – NTC	70
Figura 5.28— Mapeo de articulaciones plásticas, modelo 0.5L – AME.....	70
Figura 5.29— Curvas de capacidad y distorsión de entrepiso, modelo 0.5L – Chao y Goel	71
Figura 5.30— Mapeo de articulaciones plásticas, modelo 0.5L – Chao y Goel.....	71
Figura 5.31— Curvas de capacidad y distorsión de entrepiso, modelo 0.5L – mixto	72
Figura 5.32— Mapeo de articulaciones plásticas, modelo 0.5L – mixto.....	72
Figura 5.33— Comparativa de los modelos con $L_s = 0.1L$	74
Figura 5.34— Comparativa de los modelos con $L_s = 0.3L$	75

Figura 5.35— Comparativa de los modelos con $L_s = 0.5L$	76
Figura 5.36— Comparativa de los modelos con distintas longitudes de segmento especial – método NTC.....	78
Figura 5.37— Comparativa de modelos con distintas longitudes de segmento especial – método Chao y Goel	79
Figura 5.38— Comparativa de los modelos con distintas longitudes de segmento especial – método Mixto.....	80

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 — Matriz de Desempeño Sísmico (FEMA 356, 2000)	2
Tabla 4.1 — Carga muerta en entrepisos tipo.....	30
Tabla 4.2 — Carga muerta en nivel de azotea.....	30
Tabla 4.3 — Carga viva en entrepisos tipo y nivel de azotea.....	31
Tabla 4.4 — Secciones del marco STMF-0.1L-NTC.....	40
Tabla 4.5 — Secciones del marco STMF-0.1L-C&G.....	40
Tabla 4.6 — Secciones del marco STMF-0.1L-MIX.....	40
Tabla 4.7 — Secciones del marco STMF-0.3L-NTC.....	41
Tabla 4.8 — Secciones del marco STMF-0.3L-C&G.....	41
Tabla 4.9 — Secciones del marco STMF-0.3L-MIX.....	41
Tabla 4.10 — Secciones del marco STMF-0.5L-NTC.....	41
Tabla 4.11 — Secciones del marco STMF-0.5L-C&G.....	42
Tabla 4.12 — Secciones del marco STMF-0.5L-MIX.....	42
Tabla 4.13 — Comparativa de cortantes basales y pesos de los STMF – 0.1L.....	43
Tabla 4.14 — Comparativa de cortantes basales y pesos de los STMF – 0.3L.....	43
Tabla 4.15 — Comparativa de cortantes basales y pesos de los STMF – 0.5L.....	43
Tabla 5.1 — Calibración del modelo de plasticidad concentrada axial.....	50
Tabla 5.2 — Calibración del modelo de plasticidad concentrada a flexión.....	53
Tabla 5.3 — Patrones de carga lateral, marcos con segmento especial 0.1L.....	58
Tabla 5.4 — Patrones de carga lateral, marcos con segmento especial 0.3L.....	58
Tabla 5.5 — Patrones de carga lateral, marcos con segmento especial 0.5L.....	58
Tabla 5.6 — Umbrales de niveles de desempeño.....	61
Tabla 5.7 — Factores de sobrerresistencia y ductilidad, modelos con $L_s = 0.1L$	65
Tabla 5.8 — Factores de sobrerresistencia y ductilidad, modelos con $L_s = 0.3L$	69
Tabla 5.9 — Factores de sobrerresistencia y ductilidad, modelos con $L_s = 0.5L$	73
Tabla 5.10 — Resumen de los factores de sobrerresistencia y ductilidad.....	81

ACRÓNIMOS Y ABREVIATURAS

AISC	Instituto para la Construcción en Acero de los Estados Unidos
ASD	Diseño por esfuerzos Permisibles
FEMA	Agencia Federal de Manejo de Emergencias
IMCA	Instituto Mexicano para la Construcción en Acero
IMF	Marcos rígidos de ductilidad intermedia
LRFD	Diseño por Factores de Carga y Resistencia
NEHRP	Programa Nacional de Reducción de Riesgo Sísmico
NTC-CA	Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones
NTC-DCEA	Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero
NTC-DS	Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo
OMF	Marcos rígidos de ductilidad ordinaria
SMF	Marcos rígidos de ductilidad especial
STMF	Marcos rígidos con armaduras dúctiles
UBC	Código de Construcción Uniforme

SIMBOLOGÍA

a_0	Ordenada al origen del espectro de diseño elástico.
A_g	Área total de la sección transversal del miembro de acero.
c	Coefficiente relacionado a la meseta del espectro elástico.
C_e	Coefficiente de pseudo-aceleración obtenido del espectro de diseño.
E	Módulo de elasticidad del acero.
F_i y F_n	Fuerzas laterales aplicadas en el i -ésimo y n -ésimo nivel, respectivamente
F_y	Esfuerzo de fluencia mínimo especificado.
G	Módulo de elasticidad por cortante del acero.
h_i y h_j	Alturas del i -ésimo y j -ésimo nivel, respectivamente; medidas desde el nivel del terreno.
h_n	Altura del nivel de azotea medida desde el nivel del terreno.
I_x	Momento de inercia alrededor del eje X .
K	Coefficiente que define la rama descendente del espectro.
L	Longitud total de crujía.
L_{pd}	Longitud máxima entre puntos de unión de elemento formados por varios miembros
L_s	Longitud del segmento especial.
M_{pbr}	Momento plástico requerido de las cuerdas del segmento especial del nivel de azotea.
M_{pc}	Momento plástico de las columnas de planta baja.
P_{nc}	Resistencia nominal a compresión.
Q	Factor de comportamiento sísmico.
Q'	Factor de reducción por ductilidad.
R	Factor de reducción por sobrerresistencia.
R_y	Factor de amplificación por sobrerresistencia del material.
r_y	Radio de giro alrededor del eje Y .
T	Periodo fundamental de la estructura.
T_a	Periodo característico, el cual se encuentra al inicio de la meseta del espectro de diseño elástico.
T_b	Periodo característico, el cual se encuentra al final de la meseta del espectro de diseño elástico.
V	Cortante basal de diseño.
V_i y V_n	son las fuerzas cortantes de entrepiso del i -ésimo y n -ésimo nivel respectivamente.
V_{ne}	Cortante vertical máximo esperado.
w_i y w_j	Pesos sísmicos del i -ésimo y j -ésimo nivel, respectivamente.
w_n	Peso sísmico en el nivel de azotea.
W_0	Peso sísmico total de la estructura.
Z	Módulo de sección plástico alrededor del eje de flexión.
α	Factor dimensional que depende del periodo fundamental de la estructura propiedades modales y el nivel de desplazamiento objetivo elegido.
β_i	Factor de distribución de cortante en el i -ésimo nivel.

1 INTRODUCCIÓN

Durante el sismo de 1985, en la Ciudad de México se registró el colapso de edificaciones con vigas principales de tipo armadura. Debido a estos hechos, dichos sistemas fueron cada vez menos empleados en edificios ubicados en zonas sísmicas de México. Sin embargo, en las últimas dos décadas se han llevado a cabo investigaciones con el fin de aprovechar las bondades estructurales de las armaduras aplicadas a edificios, pero haciendo que éstas contribuyan en la ductilidad y disipación de energía debido a las excitaciones a las que las edificaciones pudieran verse sometidas. Uno de los productos de estas investigaciones es el desarrollo del sistema estructural denominado marco rígido con armaduras especial o dúctil, también conocidos en la literatura internacional como *Special Truss Moment Frame*, o bien STMF por sus siglas en inglés. En adelante se cita en este trabajo como STMF para referirse a este sistema estructural.

Este sistema de marcos STMF está formado por armaduras dúctiles como vigas principales, las cuales cuentan con un segmento denominado “especial” al centro del claro en el cual se pretende que se acumulen la mayoría de las deformaciones inelásticas. Existen dos principales configuraciones del segmento especial, incluyendo los casos: (1) en el que el segmento especial tiene diagonales en X como se muestra en la figura 1.1(a), o bien, (2) en el que el segmento especial es tipo Vierendeel formando un panel como se ilustra en la figura 1.1. (b), o alternativamente con uno o dos miembros verticales incrementando el número de paneles.

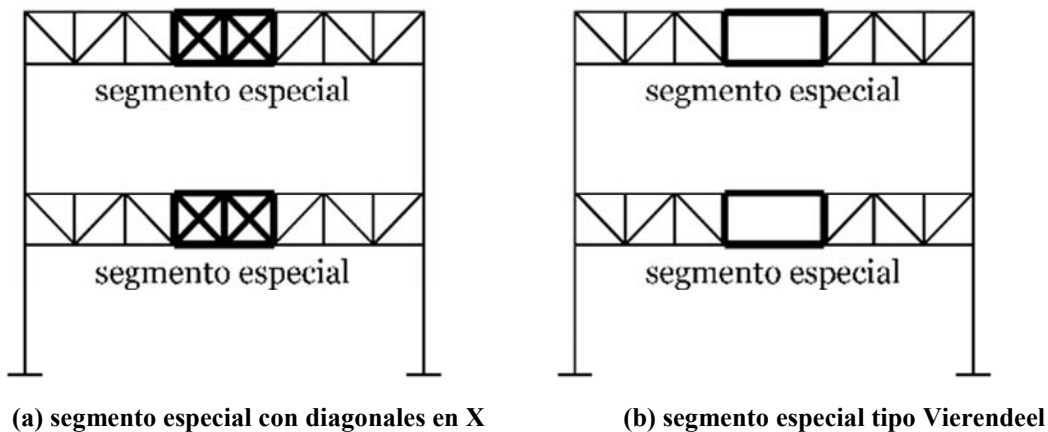


Figura 1.1— Marcos rígidos de acero con armaduras dúctiles

Distintas investigaciones han confirmado que este sistema estructural presenta un buen comportamiento ante cargas laterales y, por lo tanto, tienen un gran potencial de ser utilizados en zonas de alta sismicidad. El buen comportamiento de estos sistemas se debe principalmente a la gran capacidad que poseen de disipar energía, ya que se diseñan para que algunos de sus miembros tengan la función de elementos de sacrificio (o elementos fusibles). Así pues, si se trata de un marco rígido con armadura dúctil de segmento especial con diagonales en X, los elementos sacrificio son dichas diagonales, así como las cuerdas del segmento especial (Itani y Goel, 1994). Por otra parte, si se trata de un marco rígido con segmento especial tipo Vierendeel, los miembros que se proponen como fusibles son las cuerdas (y verticales, si las hay) en la sección Vierendeel, ya que se espera que la mayoría de las deformaciones inelásticas se formen en los extremos de estos miembros (Basha y Goel, 1995).

Debido a la naturaleza del comportamiento de las armaduras, este tipo de marcos tienen una gran ventaja sobre otros sistemas por el hecho de que se pueden utilizar para cubrir grandes claros. Otra de las ventajas que presentan estos sistemas, es que a través del alma abierta pueden acomodarse instalaciones inherentes de los edificios, tales como ductos de aire acondicionado, cableado eléctrico, instalaciones hidrosanitarias, etc. Además, se ha observado de las investigaciones previas (e.g. Itaniy Goel (1994), Basha y Goel (1996), Chao y Goel (2006)), que el peso de un sistema a base de marcos rígidos con armaduras dúctiles resulta menor que el peso de otros sistemas de marcos dúctiles de acero; lo cual tiene una implicación directa tanto en la economía del proyecto como en las fuerzas laterales de diseño. Sin embargo, una de las desventajas que presenta este sistema estructural es que el proceso de fabricación de las armaduras evidentemente requiere mayor mano de obra que las vigas de alma sólida de marcos dúctiles convencionales, lo cual puede generar un sobrecosto en la economía del proyecto. Otra desventaja de estos sistemas es que se tiene poca información acerca del diseño de la zona del panel y de las conexiones armadura dúctil – columna, por lo tanto, no se cuenta con conexiones precalificadas para estos sistemas estructurales.

El enfoque de diseño por desempeño es un método relativamente reciente, y se basa en la probabilidad de ocurrencia de distintos eventos a lo largo de la vida útil de las estructuras. Con este criterio de diseño se acepta cierto nivel de daño para distintos niveles de demandas sísmicas. Esto último puede ilustrarse mejor con la tabla 1.1, en donde se muestran los distintos niveles de desempeño ante diferentes eventos sísmicos.

Tabla 1.1 — Matriz de Desempeño Sísmico (FEMA 356, 2000)

Matriz de Desempeño					
Evento Sísmico	Probabilidad de Ocurrencia	Nivel de desempeño de la Estructura			
		Operacional (1-A)	Ocupación Inmediata (1-B)	Seguridad de Vida (3-C)	Colapso Preventivo (5-E)
Menor	50% en 50 años				
Moderado	20% en 50 años				
Diseño	10% en 50 años				
Severo	2% en 50 años				

Desempeño Inaceptable
Estructuras Convencionales

Estructuras Esenciales
Estructuras Críticas

A continuación, se presenta de forma resumida los niveles de daño esperados para cada nivel de desempeño de una estructura.

- **Operacional** (daño mínimo o nulo): Fluencia menor en pocos lugares, no se observa fallas de fractura, miembros con pandeo menor o con deformaciones permanentes menores.
- **Ocupación inmediata** (daño mínimo o nulo): Los mismos conceptos que en el nivel “Operacional” pero puede ocurrir la pérdida momentánea de algún servicio, (*i.e.*

abastecimiento de energía eléctrica, sistema de elevadores), los cuales pueden ser restablecidos de manera inmediata.

- **Seguridad de vida** (daño considerable): Formación de articulaciones plásticas, algunos miembros experimentan pandeo local, fallas en conexiones aisladas, algunos miembros pueden experimentar fractura.
- **Prevención de colapso** (daño máximo): Poca rigidez residual pero los soportes como muros o columnas funcionan. Grandes deformaciones permanentes en vigas y columnas. Muchas conexiones han experimentado fractura. Algunas salidas bloqueadas. El edificio está a punto de colapsar.

Por ejemplo, si se ha de diseñar una estructura convencional (*i.e.* edificios con uso de oficinas o habitacional) se debe garantizar que, ante un evento sísmico menor, la estructura quede plenamente funcional lo cual implica que el sistema estructural principal ha de mantenerse en el intervalo elástico, mientras que para un evento sísmico severo se acepta que los miembros sismorresistentes experimente deformaciones inelásticas, pero que no ponga en riesgo la estabilidad del inmueble. Por otra parte, si se diseña una estructura esencial (*i.e.* hospitales, escuelas, edificios gubernamentales, etc.) la estructura debe ser plenamente funcional en un evento menor, mientras que para el sismo de diseño estas estructuras deben permanecer totalmente funcionales, y para un evento severo no se admiten daños que comprometan la estabilidad de la estructura.

En esta investigación se evaluará el desempeño y la posible aplicabilidad de los sistemas estructurales a base de marcos rígidos con armaduras dúctiles para los casos de demandas por sismo en la ciudad de México, ya que como se mencionó anteriormente, el comportamiento de este tipo de estructuras en zonas de alta sismicidad es adecuado en términos de rigidez lateral, resistencia, ductilidad, y disipación de energía.

1.1 Objetivos

1.1.1 *Objetivo general*

El objetivo general del presente trabajo es el de evaluar el desempeño sísmico de marcos momento-resistentes de acero con armadura de ductilidad especial (STMF) diseñados con la normatividad local.

1.1.2 *Objetivos específicos*

Para cumplir el objetivo general, este trabajo además plantea el cumplimiento de los siguientes objetivos específicos complementarios.

- Valorar la potencial aplicabilidad de marcos a momento de acero con armadura dúctil (STMF) en Ciudad de México, por su alto nivel de riesgo sísmico.
- Estudiar la influencia de la longitud del segmento especial en el comportamiento global de la estructura.

- Determinar, a partir de análisis inelásticos, los parámetros de desempeño sísmico de este sistema estructural STMF (*i.e.*, factor de comportamiento sísmico (Q), factor de sobrerresistencia (R), y distorsión de entrepiso límite), y compararlos con los propuestos por la normatividad aplicable y vigente.
- Estudiar la respuesta no-lineal del sistema STMF ante carga lateral incremental.
- Evaluar los alcances y las limitaciones del sistema estructural STMF.
- Proponer recomendaciones de análisis y diseño del sistema estructural STMF aplicables a la práctica nacional.

1.2 Metodología

Para cumplir los objetivos del presente proyecto, en este trabajo se realizan las siguientes actividades:

1. Evaluación del estado del conocimiento en la literatura internacional sobre el comportamiento y la respuesta de marcos de acero con armaduras de ductilidad especial (STMF), así como de la normatividad nacional e internacional relativa a su análisis y diseño estructural.
2. Análisis y diseño de prototipos de edificios de 3 niveles, que se estructuren mediante marcos rígidos de acero con armaduras de ductilidad especial (STMF), localizados en la zona blanda (III) de la Ciudad de México, y con la configuración en el segmento especial tipo Virendeel. Las cargas vivas que se adoptan son las mínimas que se establecen en la Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-CA, 2017). El análisis y diseño sísmico de los marcos se realiza con base en las disposiciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DS, 2017), la metodología propuesta por de Chao y Goel (2006), así como una metodología que combina las dos anteriores, denominada mixta. Para el análisis estructural se usa un programa comercial (ETABS v.16), en el cual se modelan a todos los miembros elásticos. El diseño y detallado de los miembros estructurales se realizará conforme a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTC-DCEA, 2017).
3. Diseño de STMF variando la longitud del segmento especial en 10, 30, y 50 por ciento de la longitud total de crujía, con el fin de observar la influencia de dicha variación en términos de ductilidad, rigidez, y peso del acero estructural.
4. Calibración un modelo no-lineal que reproduzca la respuesta inelástica medida en los ensayos experimentales que se reportan por Chao *et al.* (2013) para segmento especial Virendeel.
5. Análisis estáticos no-lineales de los prototipos que se diseñan en la actividad 2, y utilizando el modelo no-lineal que se calibra en la actividad 3. Los análisis estáticos se realizan con un

patrón de carga incremental. Todos los análisis inelásticos se realizan con el programa comercial ETABS v.16; y algunas calibraciones se obtienen de análisis en el programa OpenSees, en los que se modelan los miembros con elementos no-lineales de plasticidad distribuida.

6. Evaluación y discusión del comportamiento y la respuesta que se obtiene de los análisis inelásticos de la actividad 4.
7. Proponer recomendaciones compatibles con la práctica local en el análisis, diseño y detallado sísmico del sistema estructural STMF.

1.3 Organización de la tesis

Como se ha mostrado, en el primer capítulo de esta tesis se presenta una introducción acerca de los sistemas estructurales a estudiar (STMF), el enfoque de diseño por desempeño, los objetivos de esta investigación, y la metodología que se emplea para llegar al cumplimiento de los objetivos establecidos.

En el capítulo segundo se hace un resumen acerca del estado del arte en cuanto al sistema estructural (*i.e.* STMF), mientras que en el tercer capítulo se resumen las disposiciones normativas nacionales e internacionales respecto al sistema estructural de estudio.

Posteriormente en el capítulo cuarto se presentan los criterios de análisis y diseño de los prototipos de edificios propuestos para esta investigación, así como los diseños obtenidos de los análisis elásticos.

En el capítulo quinto se realiza la calibración del modelo no lineal, así como los análisis no lineales ante carga estática monótona creciente de los prototipos que se diseñan en el capítulo anterior, y se discuten los resultados obtenidos de dichos análisis.

Finalmente, en el sexto capítulo se presentan las conclusiones y recomendaciones para posibles trabajos futuros.

2 ANTECEDENTES

Este capítulo presenta un resumen de investigaciones analíticas y experimentales que se reportan en la literatura internacional sobre el comportamiento sísmico de sistemas a base de marcos rígidos de acero con armaduras dúctiles.

2.1 Estudios analíticos

Itani y Goel (1994) contrastan el comportamiento sísmico de marcos con armaduras dúctiles (STMF) con arriostramiento en X en el segmento especial, con respecto al que se desarrolla en marcos dúctiles (SMF) de acero. Ambos sistemas fueron diseñados con la especificación AISC-LRFD (1986).

El edificio que estudiaron consta de cuatro niveles con alturas de entrepiso de aproximadamente 4 m. (13 pies), cinco crujías de 5 m. (12 pies) en dirección longitudinal, y tres crujías de 9 m. (30 pies) en dirección transversal. En la figura 2.1 se muestra una vista en planta tipo del edificio en estudio.

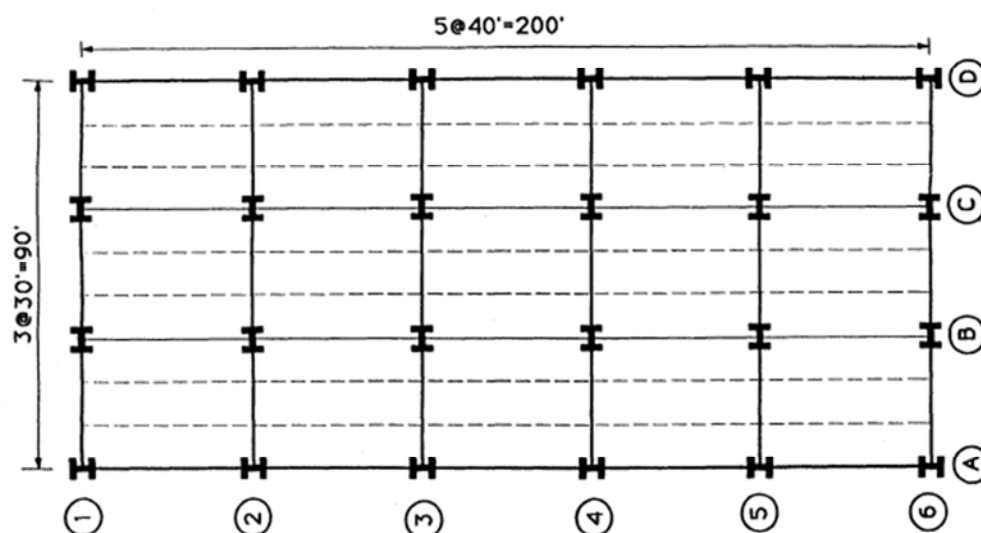


Figura 2.1— Vista en planta del edificio en estudio (Itani y Goel, 1994)

Los marcos longitudinales A y D se diseñaron para resistir las fuerzas laterales y proveer de estabilidad lateral al edificio en esa dirección, mientras que los marcos interiores B y C fueron diseñados para soportar principalmente cargas gravitacionales. Las figuras 2.2 y 2.3 muestran, respectivamente, los dos casos de estudio: (a) marco con armadura dúctil (STMF), y (b) marco rígido dúctil (SMF).

A fin de estimar la respuesta dinámica-inelástica de estos marcos de estudio, se llevaron a cabo tres análisis dinámicos no lineales en el programa Drain-2D. Algunas de las consideraciones en la modelación de los marcos, son las siguientes:

- No se consideraron las cargas gravitacionales uniformemente distribuidas sobre las armaduras. Las masas debido a las cargas gravitacionales se concentraron en las columnas.
- Se despreciaron los efectos de torsión.
- Los tres registros de aceleraciones que se utilizaron en esta investigación fueron: Miyagui-Ken-Oki (1978), Taft Lincoln School (1952) y El Centro (1940).
- Se utilizó el modelo empírico de Jain para las relaciones fuerza axial – deformación, en los miembros diagonales y verticales de las armaduras.
- Las columnas y los miembros tipo cuerda se modelaron como elementos viga-columna, lo que implica que poseen rigidez a flexión y rigidez axial. Los miembros que conforman el alma de la armadura (montantes y diagonales) se liberaron al giro, de tal forma que se asumió que éstos sólo trabajan axialmente.

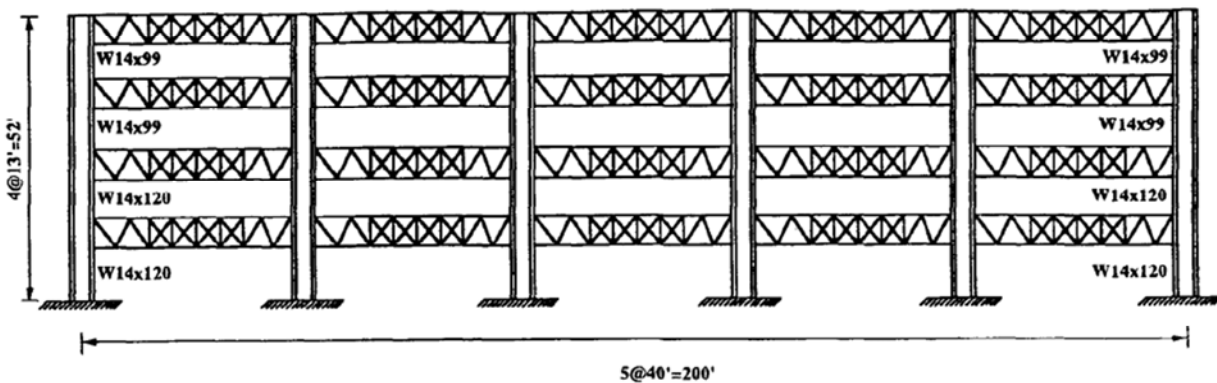


Figura 2.2— Marco rígido de acero con vigas de alma abierta dúctiles en estudio (Itani y Goel, 1994)

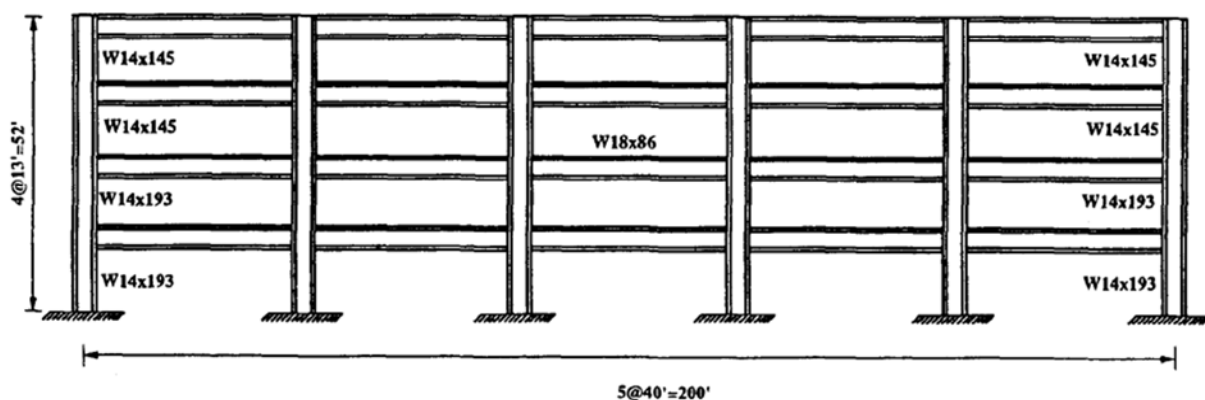


Figura 2.3— Marco rígido de acero en estudio (Itani y Goel, 1994)

Mayores detalles sobre las consideraciones para la modelación de estos sistemas se pueden consultar en Itani y Goel (1994).

Para definir la respuesta sísmica de los marcos en estudio, centraron su atención en los siguientes parámetros:

- Fuerzas máximas en la estructura,
- Momentos y fuerzas axiales máximas en las columnas.
- Fuerzas axiales máximas en los miembros de la viga de alma abierta.
- Máximos desplazamientos laterales en cada piso, considerando los efectos P- Δ .
- Deformaciones máximas en los miembros que se comportaron inelásticamente.

Los resultados de los análisis dinámicos mostraron que las columnas de los marcos rígidos con vigas de alma abierta dúctiles permanecieron en el intervalo elástico, a excepción de las columnas del primer entrepiso en las cuales se produjeron articulaciones plásticas en los extremos de la base. Por otra parte, el mayor número de demandas inelásticas se concentró en los segmentos especiales de las armaduras.

Los resultados de los análisis a los sistemas de marcos rígidos convencionales mostraron que las deformaciones plásticas iniciales ocurrieron en las bases de las columnas, así como en los extremos de las vigas. Posteriormente se formaron articulaciones en distintas partes de las columnas. En la figura 2.4 se muestra la localización de las demandas inelásticas desarrolladas con el registro de Miyagui-Ken-Oki (1978) al final del análisis.

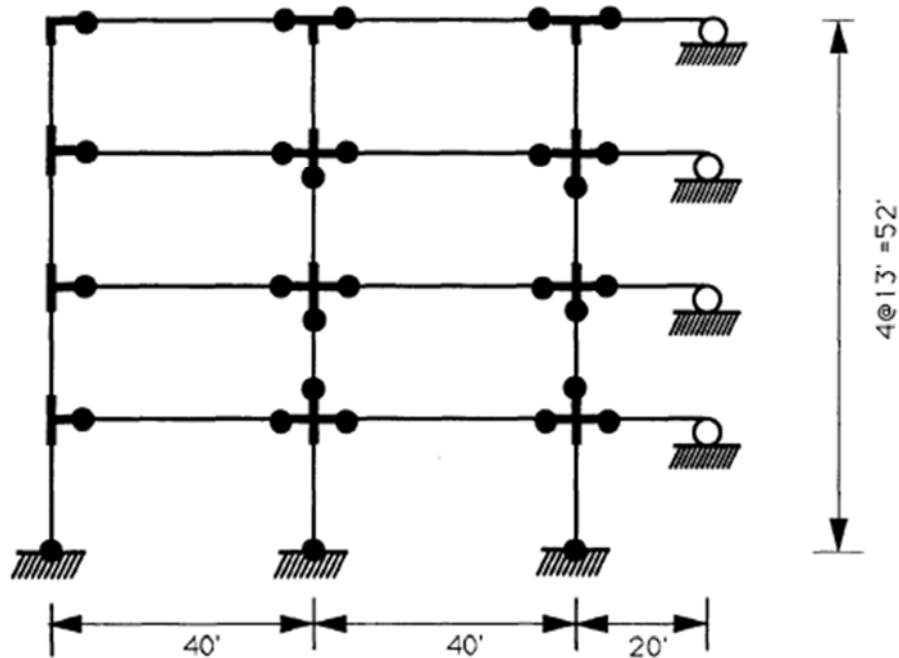


Figura 2.4— Localización de articulaciones plásticas de un SMF (Itani y Goel, 1994)

Los autores concluyen que el comportamiento sísmico del sistema de marcos con armaduras dúctiles (STMF) es más adecuado que el sistema convencional debido a que el primero registra desplazamientos laterales, distorsiones de entrepiso y cortante basal menores que los marcos rígidos con vigas de alma sólida. Además, mencionan que los marcos rígidos con vigas de alma abierta dúctiles son más económicos y rígidos que los marcos resistentes a momento convencionales. Finalmente, señalan que los arriostramientos en X del segmento especial que experimenten deformaciones inelásticas después de un sismo de gran intensidad pueden ser más fácilmente remplazados que una viga en marcos rígidos dúctiles.

Posteriormente, Basha y Goel (1996) presentan conceptos de diseño y evalúan la respuesta sísmica de sistemas de marcos con armaduras especiales (*i.e.* STMF) con segmentos especiales tipo Virendeel. Asumen que las cuerdas del segmento especial son las que resisten las fuerzas cortantes verticales producidas por fuerzas laterales.

Basan su hipótesis en que los segmentos especiales de las vigas de alma abierta actúan como fusibles (o elementos de sacrificio) dúctiles ante deformaciones inelásticas producidas por flexión, disipando la energía mediante articulaciones plásticas en los extremos de las cuerdas; mientras que los miembros localizados fuera de dicho segmento debieran permanecer elásticos.

Evalúan analítica y experimentalmente el comportamiento de marcos que forman parte de un edificio de cuatro niveles, similar al edificio que estudiaron Itani y Goel (1994). Determinan que el cortante vertical requerido en el segmento especial se puede obtener de las siguientes combinaciones de carga: La primera, es una combinación de cargas gravitacionales donde todos los miembros fuera del segmento especial, incluyendo las columnas, permanecen en el intervalo elástico; además, las cuerdas dentro del segmento especial no deberían registrar ninguna deformación inelástica. La segunda combinación incluye cargas gravitacionales, así como fuerzas debidas a sismo. Las cuerdas del segmento especial podrían experimentar fluencia, o incluso, se podría formar el mecanismo de colapso esperado. Por lo tanto, las cuerdas del segmento especial de la armadura se deben diseñar para que rijan el cortante vertical máximo producido por una de estas dos combinaciones. Para asegurar el comportamiento elástico de los miembros fuera del segmento especial, los autores desarrollan una expresión que estima el factor de sobrerresistencia requerido.

A fin de comparar los factores de sobrerresistencia de las pruebas experimentales con los que se obtienen de la expresión que desarrollan, realizaron análisis dinámicos no lineales en el programa SNAP-2D, y con él obtienen una buena correlación entre los resultados experimentales y analíticos.

Finalmente, comparan el desempeño sísmico global (distorsiones de entrepiso, desplazamientos máximos y cortante basal) de los marcos de estudio con armadura dúctil (STMF) y segmentos especiales tipo Virendeel, con los resultados obtenidos por Itani y Goel (1994) de marcos STMF con arriostramiento en X en los segmentos especiales, con marcos con armaduras ordinarias (OTMF), y con marcos especiales de acero (SMF). De esta comparación se concluye que ambos sistemas con armaduras dúctiles (con segmentos Virendeel y X) muestran un mejor desempeño que los otros sistemas (SMF y OTMF). En la figura 2.5 se muestran la comparativa de las curvas de distorsión de entrepiso y desplazamientos máximos de piso de los sistemas antes mencionados.

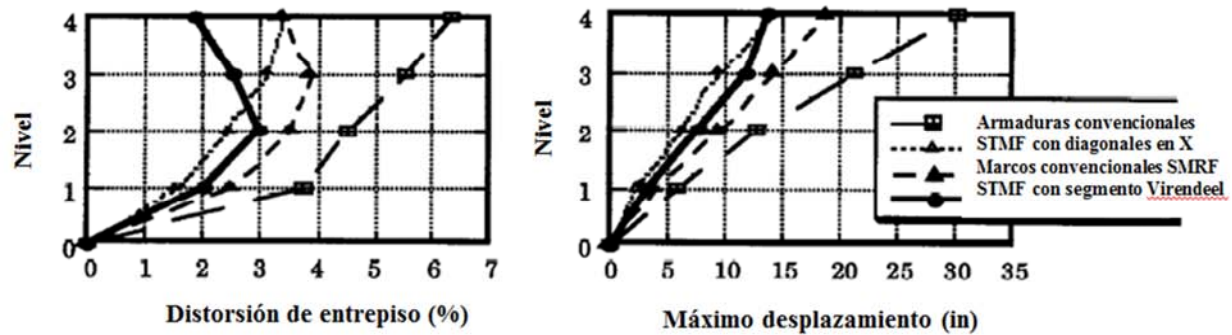


Figura 2.5— Comparación del comportamiento de sistemas STMF, STMF-X, SMF y OMF
(Adaptado de Basha y Goel, 1996)

Chao y Goel (2006) desarrollan una metodología de diseño basada en desempeño para sistemas de marcos rígidos de acero con armaduras dúctiles con segmentos especiales tipo Virendeel. Proponen que las cuerdas de los segmentos especiales deben diseñarse con el enfoque de diseño plástico, mientras que los miembros fuera del segmento especial deben ser diseñados por capacidad. A continuación, se presenta un resumen del procedimiento de diseño desarrollado por estos autores.

Fuerzas laterales de diseño

La distribución de fuerzas laterales de diseño de la metodología propuesta está basada en los máximos cortantes de entrepiso obtenidos de un gran número de análisis no lineales tiempo-historia (Chao *et al.*, 2006). Este patrón de carga lateral tiene como fin el de que las deformaciones inelásticas en los segmentos especiales de los STMF se distribuyan de manera uniforme en la altura del edificio, ya que se ha observado que, con los patrones de carga lateral convencionales, las deformaciones inelásticas tienden a concentrarse solo en pocos niveles. Esta distribución de fuerzas esta expresada como:

$$F_i = (\beta_i - \beta_{i+1})F_n \quad (2.1)$$

$$F_n = V \left[\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right]^{0.75T^{-0.2}} \quad (2.2)$$

$$\beta_i = \frac{V_i}{V_n} = \left[\frac{\sum_{i=1}^n w_i h_i}{w_n h_n} \right]^{0.75T^{-0.2}} \quad (2.3)$$

Donde:

β_i es el factor de distribución de cortante en el i -ésimo nivel.

V_i y V_n son las fuerzas cortantes de entrepiso del i -ésimo y n -ésimo nivel, respectivamente.

w_i y w_j son los pesos sísmicos del i -ésimo y j -ésimo nivel, respectivamente.

h_i y h_j son las alturas del i -ésimo y j -ésimo nivel, respectivamente; medidas desde el nivel del terreno.

h_n es la altura del nivel de azotea medida desde el nivel del terreno.

w_n es el peso sísmico en el nivel de azotea.

T es el periodo fundamental de la estructura.

F_i y F_n son las fuerzas laterales aplicadas en el i -ésimo y n -ésimo nivel, respectivamente.

V es el cortante basal de diseño.

Cortante basal de diseño

El enfoque propuesto calcula el cortante basal de diseño utilizando el concepto del desplazamiento objetivo como parámetro principal; este se obtiene de empujar la estructura hasta que se llega a dicho desplazamiento y se genera el mecanismo de colapso esperado. Basados en métodos energéticos, expresan que el cortante basal de diseño puede obtenerse de la siguiente expresión:

$$\frac{V}{W_o} = \frac{(-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\gamma C_e^2})}{2} \quad (2.4)$$

Donde:

V es el cortante basal de diseño.

W_o es el peso sísmico total de la estructura.

α es un factor dimensional que depende del periodo fundamental de la estructura, propiedades modales y el nivel de desplazamiento objetivo elegido.

C_e es el coeficiente de pseudo-aceleración obtenido del espectro de diseño.

γ es un factor de modificación que depende del factor de ductilidad $\mu_s = \Delta_{max} / \Delta_y$ y del factor de reducción por ductilidad $R_\mu = C_{eu} / C_y$, los cuales están relacionados con el periodo natural de la estructura.

$$\gamma = \frac{(2\mu_s - 1)}{R_\mu^2} \quad (2.5)$$

En su investigación utilizaron el método propuesto por Newark y Hall (1992) para estimar los parámetros μ_s y R_μ .

Preselección del mecanismo de colapso

Los mecanismos de colapso esperados en los sistemas a base de STMF con segmentos especiales tipo Virendeel pueden presentar solo deformaciones inelásticas en la armadura, y en su caso se deben concentrar en forma de articulaciones plásticas en los extremos de las cuerdas del segmento especial y en los miembros verticales (si es que hay más de un panel). Además de las deformaciones inelásticas en la armadura, se permiten articulaciones plásticas en la base de las columnas de plata baja. En la figura 2.6 se muestra el mecanismo de colapso deseado para el sistema de marcos en estudio.

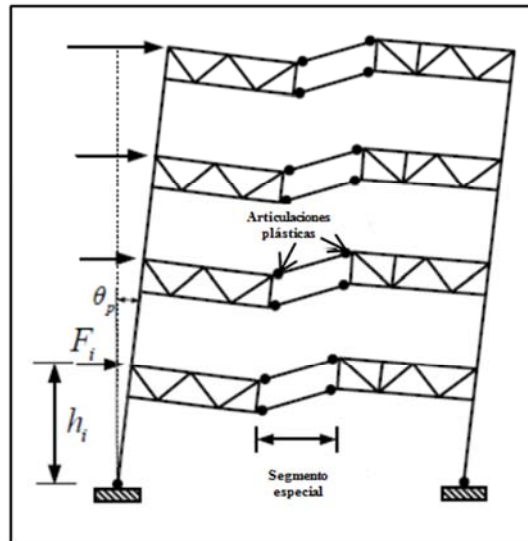


Figura 2.6— Mecanismo de colapso preestablecido en sistemas STMF con segmentos especiales tipo Virendeel (Chao y Goel, 2006)

Dimensionamiento de las cuerdas del segmento especial

La resistencia requerida de los miembros tipo cuerda de los segmentos especiales en cada nivel se pueden determinar con la siguiente ecuación:

$$\beta_i M_{pbr} = \frac{\beta_i (\sum_{i=1}^n F_i h_i - 2M_{pc})}{4 \frac{L}{L_s} \sum_{i=1}^n \beta_i} \quad (2.6)$$

Donde:

L es la longitud del claro de la viga-armadura.

L_s es la longitud del segmento especial.

M_{pbr} es el momento plástico requerido de las cuerdas del segmento especial del nivel de azotea, y es la única variable que se desconoce. Entonces, en los demás niveles el momento plástico requerido resulta de multiplicar el factor β_i por éste término.

M_{pc} Es el momento plástico de las columnas del primer nivel, que debe ser calculado para que no ocurra una falla del tipo *piso suave*, cuando un factor de 1.1 se aplique a las fuerzas laterales de diseño sobre el marco.

Además, se debe de cumplir la siguiente relación:

$$\phi M_{nci} = \phi Z_i F_y \geq \beta_i M_{pbr} \quad (2.7)$$

Donde:

Φ es el factor de resistencia igual a 0.9.

M_{nci} es el momento resistente de una cuerda del segmento especial en el i-ésimo nivel,

Z_i es el módulo de la sección plástica de una cuerda del segmento especial en el i-ésimo nivel.

F_y es el esfuerzo de fluencia.

Además, las cuerdas también deben de cumplir con las relaciones ancho-espesor de las disposiciones sísmicas del AISC.

Diseño de los miembros que están fuera del segmento especial

El diseño de los miembros que están fuera del segmento especial, incluyendo los miembros de la armadura, conexiones viga-columna y las columnas, está basado en el enfoque de diseño por capacidad. Estos miembros deben diseñarse para soportar la combinación de las cargas gravitacionales factorizadas y la fuerza cortante vertical máxima esperada, V_{ne} , que se desarrolla al centro del segmento especial, y que se puede calcular como:

$$V_{ne} = \frac{3.75 R_y M_{nc}}{L_s} + \frac{0.036 E_s I_s L}{L_s^3} \quad (2.8)$$

Donde:

R_y es un factor de sobrerresistencia igual a 1.1 para $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$.

M_{nc} Es la resistencia nominal a flexión de las en las cuerdas del segmento especial.

E es el módulo de elasticidad del acero.

I_s es el momento de inercia de las cuerdas en el segmento especial.

Una vez que se obtiene la fuerza cortante vertical máxima esperada, V_{ne} , se pueden determinar las fuerzas laterales a partir de la suma de momentos en la base de las columnas de planta baja.

En la figura 2.7 se muestra el diagrama de cuerpo libre de una columna exterior, del cual se obtiene la fuerza lateral con la que se diseñan los miembros que se encuentran fuera del segmento especial de las armaduras.

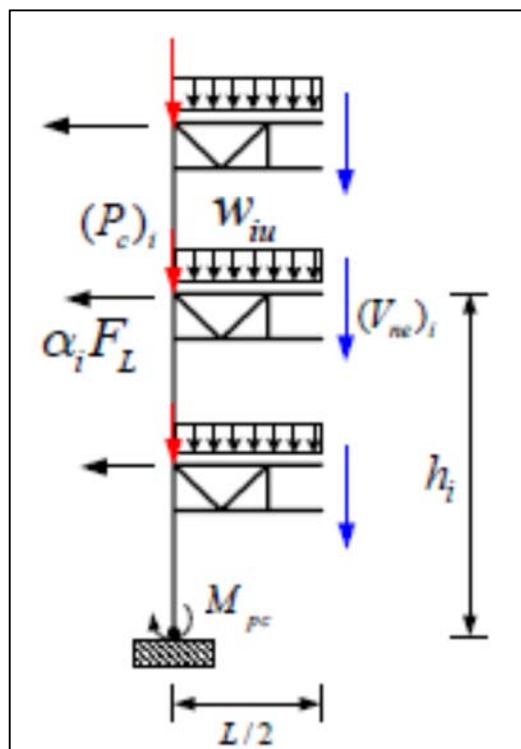


Figura 2.7— Diagrama de cuerpo libre de una columna exterior (Chao y Goel, 2006)

Para el caso de la figura anterior, la fuerza lateral se determina como:

$$F_L = \frac{\left(\frac{L}{2} \sum_{i=1}^n V_{ne} i + \frac{L^2}{8} \omega_{iu} + M_{pc}\right)}{\sum_{i=1}^n \alpha_i h_i} \quad (2.9)$$

Donde:

ω_{iu} es la carga gravitacional última uniformemente distribuida.

$\alpha_i F_i$ son las fuerzas laterales del i-ésimo nivel.

$$\alpha_i = \frac{F_i}{\sum_{i=1}^n F_i} = \frac{(\beta_i - \beta_{i+1})}{\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1})} \quad (2.10)$$

Con el enfoque de diseño propuesto por los autores se estudia el comportamiento de un edificio de nueve niveles con STMF y segmento especial tipo Virendeel. Para examinar el desempeño de los marcos en estudio, fijaron su atención en la localización de articulaciones plásticas, distorsiones máximas de entrepiso, picos de aceleración en cada nivel y la máxima distribución de cortante de entrepiso. Para este fin, llevaron a cabo análisis dinámicos no-lineales con 14 registros de aceleración en el programa Perform 2-D (RAM, 2003). Los resultados de los análisis

mostraron que las articulaciones plásticas ocurrieron principalmente en los extremos de las cuerdas de los segmentos especiales y en las columnas de planta baja, tal como se esperaban los mecanismos de colapso en los que basan sus hipótesis; mientras que los otros miembros permanecieron en el intervalo elástico. Se comparan las magnitudes de las fuerzas cortantes de entrepiso del enfoque propuesto por los autores, y la media de los cortantes máximos de entrepiso producidos por los registros de aceleraciones utilizados en esta investigación. En la figura 2.8 se observa que la media de las distribuciones de cortante de entrepiso, que se determinan con los análisis dinámicos no-lineales, tiene una mejor correlación con la distribución de cortante propuesta en este estudio en comparación con las distribuciones obtenidas con otros enfoques como NEHRP 2001 y UBC (ICBO, 1997), aunque la distribución de fuerzas del enfoque de UBC (ICBO, 1997) también muestra una buena aproximación.

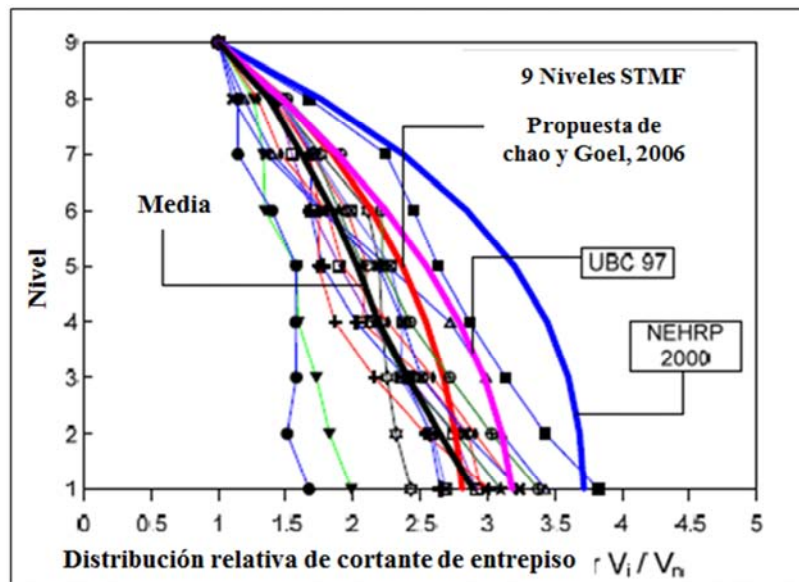


Figura 2.8— Distribución de cortantes de entrepiso máximos relativos (Chao y Goel, 2006)

Posteriormente Deniz (2009) estudió analíticamente el comportamiento sísmico de sistemas a base de marcos rígidos con armaduras dúctiles con segmentos especiales tipo Virendeel. En la primera fase de esta investigación se diseñaron sistemas de marcos de seis, nueve y doce entrepisos para tres casos de carga lateral distintos a fin de comparar la respuesta de los sistemas ante cada caso. Dichos patrones de carga lateral son:

- Patrón de carga constante en la altura (rectangular).
- Patrón de carga triangular invertida (diseño elástico convencional).
- Patrón de carga lateral propuesto por Chao, Goel y Lee (2006).

A fin de comparar la resistencia y el comportamiento sísmico de los sistemas en estudio, estos fueron sometidos a análisis no lineales ante cargas laterales incrementales y análisis dinámicos tiempo historia. Los análisis de esta fase se realizaron en el programa OpenSees. Algunas de las conclusiones a las que llega en esta fase de su investigación son:

- Para todos los diseños y alturas, el máximo cortante basal y la máxima distorsión global que se obtienen de los análisis tiempo historia, pueden estimarse de mejor manera con el patrón de carga rectangular ante carga estática monótona creciente.
- Las diferencias en términos de rotaciones plásticas y distorsiones de entrepiso, ante los patrones de carga triangular invertida (método elástico convencional) y el propuesto por Chao, Goel y Lee (2006), no son significativas. Sin embargo, con la propuesta de Chao y Goel (2006) se mejoró notablemente el desempeño de los marcos de algunos entrepisos, ya que se observó una mejor distribución de las deformaciones inelásticas en la altura de los marcos en estudio. Por otra parte dicho patrón de cargas laterales se basa en predecir el periodo fundamental de la estructura antes de realizar el diseño; es por esto que el autor sugiere que el patrón de carga triangular invertido (convencional) es más práctico.

2.2 Estudios experimentales

Basha y Goel (1996) evalúan el comportamiento de dos especímenes que consistieron en segmentos de tamaño real de los marcos de su estudio analítico (presentados en la sección 2.1). Estas pruebas se llevaron a cabo en dos fases. La primera consistió en dos especímenes sujetos solo a carga cíclica lateral, mientras que en la segunda fase se pretendían ensayar dos segmentos con carga cíclica lateral y carga gravitacional; sin embargo, estas condiciones no se lograron representar adecuadamente, por lo tanto, se decidió realizar la prueba solo con cargas laterales. Obtienen una buena correlación entre los resultados experimentales y analíticos.

Parra-Montesinos, et al. (2006) realizaron seis pruebas experimentales de miembros formados por canales dobles, a fin de estimar su respuesta ante carga cíclica reversible variando el espaciamiento máximo permisible sin soporte latera. Parten de las recomendaciones que se dan en el AISC LRFD (2001) para el diseño de miembros de acero dimensionados con análisis plástico, en donde se sugiere que la longitud máxima permisible sin soporte lateral, L_{pd} , para miembros doblemente simétricos es:

$$L_{pd} = \left[0.12 + 0.076 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (2.11)$$

Donde M_1 y M_2 son el mayor y menor momento en los extremos de los miembros sin soporte lateral, respectivamente. Esta expresión sugiere una capacidad de ductilidad rotacional mínima de magnitud 4.0. Sin embargo, tal capacidad de ductilidad no es adecuada para miembros en los que se esperan grandes desplazamientos tal como los que se producen en sismos de gran magnitud. Por tal motivo las mismas especificaciones recomiendan que para este tipo de miembros estructurales el límite para longitud sin soporte lateral, L_{pd} , sea:

$$L_{pd} = 0.086 \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (2.12)$$

Basados en lo anterior los autores realizaron ensayos experimentales a fin de comprobar que las cuerdas de los segmentos especiales de sistemas a base de STMF logren desarrollar la ductilidad requerida.

El primer espécimen fue provisto de una longitud sin soporte lateral menor a la sugerida por la ecuación anterior ($L_b < L_{pd}$). Sin embargo, cuando se llega a una distorsión tan sólo del 1% el espécimen ya había experimentado pandeo lateral-torsional (PLT) y para el 1.5% de la distorsión se decidió terminar la prueba. Se registró una rotación promedio de 0.017 radianes.

Basados en los resultados de la prueba anterior para el segundo espécimen se disminuyó sustancialmente la longitud L_b . Ante este cambio se notó una notable mejoría en el comportamiento del elemento, tal que se llegó a una distorsión de 3.35%. Sin embargo, también este miembro mostró PLT, además de pandeo local en los patines de los canales. Se registró una rotación promedio de 0.054 radianes.

Para el tercer espécimen se colocaron tres puntos de soporte, uno de ellos ubicado a 19.05 cm. de la placa de conexión. Este cambio no afectó considerablemente el comportamiento del espécimen ya que se observó que su comportamiento histerético y modos de falla fueron muy similares a los del segundo espécimen. Se registró una rotación promedio de 0.053 radianes.

Para los especímenes cuatro, cinco y seis, se colocaron soportes laterales en el extremo fijo (donde se forma la articulación plástica). Para el quinto y sexto espécimen se realizó una soldadura de penetración con distintas configuraciones geométricas. Estos tres especímenes exhibieron un excelente comportamiento histerético, además que con el soporte lateral en el extremo fijo se mitigo el pandeo lateral-torsional. Para estos tres casos se registraron rotaciones promedio de 0.061, 0.060, y 0.067 radianes, respectivamente.

En la figura 2.9 se muestran los seis especímenes que se ensayaron en esta investigación.

De acuerdo con los resultados obtenidos en esta serie de pruebas experimentales se propone una nueva expresión para el cálculo de longitud máxima permisible entre los elementos de unión de las cuerdas de elementos formados por canales dobles sujetos a grandes rotaciones inelásticas, la cual es:

$$L_{pd} = 0.04 \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (2.13)$$

Algunas de las conclusiones de los autores son:

- Los espaciamientos de los puntos de soporte y la longitud de soporte lateral sugeridas en el AISC LRFD (2001) no son adecuados para miembros conformados por canales dobles, en donde se tenga que asegurar una gran capacidad de rotación. Basados en los resultados experimentales se propone una nueva expresión para estimar la longitud máxima permisibles sin soportes laterales para prevenir el pandeo lateral torsional.
- Se requiere de soporte lateral en las regiones adyacentes donde se forman las articulaciones plásticas en miembros formados por canales dobles, a fin de prevenir el pandeo lateral torsional y asegurar que la capacidad total de la articulación plástica se dé a una rotación aproximada de 0.06 radianes.

Chao *et al.* (2009) evalúan el comportamiento de armaduras dúctiles a escala real ante desplazamientos laterales. Los miembros tipo cuerda del primer espécimen, denominado STMF

1.1, fueron a base de canales dobles. El ancho de crujía (centro-centro de las columnas) fue de 9.7m. La longitud del segmento especial de 3 m de largo y el peralte de la armadura de 1.20 m, con una relación de aspecto 2.5 (mayor que el límite superior en el AISC 341-10), mientras que el espaciado entre los puntos de soporte fue de 50 cm lo cual es mayor a los requisitos de AISC 341-10, que sugieren ser de 35.6 cm. Los detalles de conexión de las cuerdas en las regiones de articulación plástica se hicieron de acuerdo con una nueva configuración propuesta por los autores. La figura 2.9 muestra las dimensiones de STMF 1.1 y las características especiales implementadas.

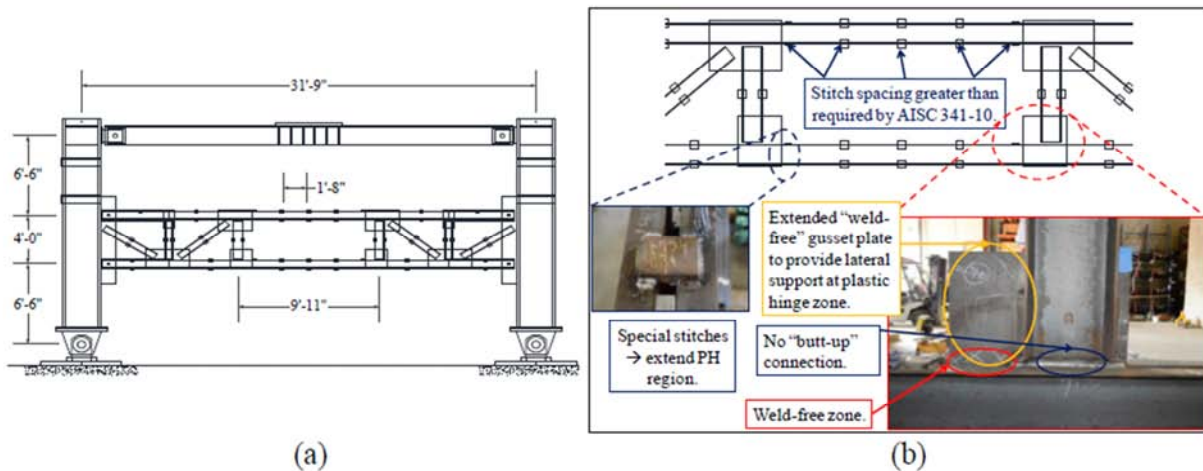


Figura 2.9— STMF 1.1: (a) Geometría y dimensiones generales; (b) Características y detallado en zona de articulación plástica (Chao *et al.*, 2009)

La configuración de la prueba para el espécimen STMF1.1 de Chao *et al.* (2009) se muestra en la figura 2.10. La fuerza lateral aplicada por la cruceta se transfirió al STMF a través de una viga de acero rígida.

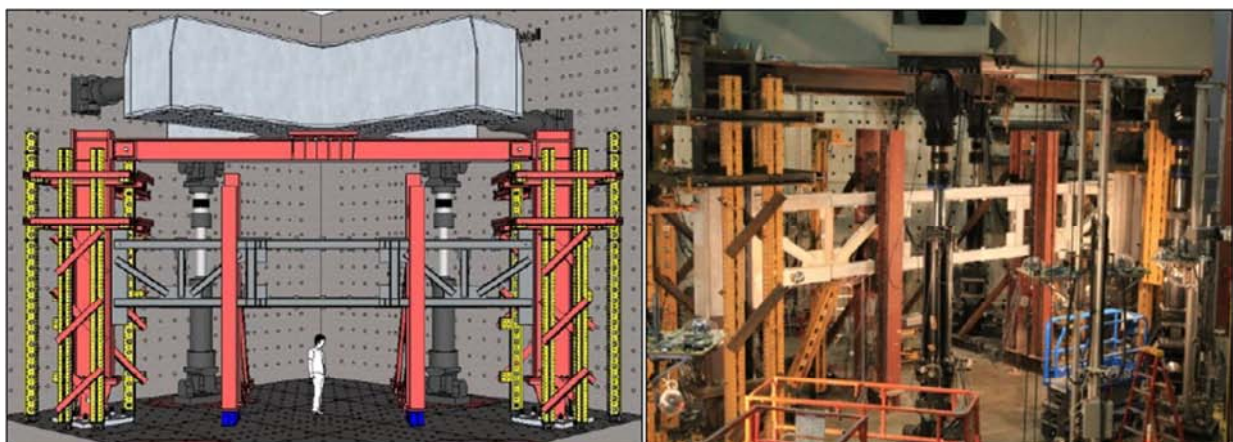


Figura 2.10— Configuración de la prueba STMF 1.1 (Chao *et al.*, 2009)

El espécimen denominado STMF1.1 se cargó cíclicamente de acuerdo con un protocolo de carga similar a la secuencia de carga del AISC 341-10 para conexiones a momento viga – columna. La

representación gráfica del historial de carga se muestra en la figura 2.11. El comportamiento hysterético de STMF 1.1 se muestra en la figura 2.12. Este espécimen exhibió un comportamiento estable y dúctil hasta el primer ciclo del 3% de distorsión. Se observó fluencia moderado en cada extremo de las cuerdas del segmento especial al final de la historia de distorsiones del 1%. La resistencia de STMF 1.1 aumentó, pero la rigidez disminuyó entre el 1.5% y 3% de distorsión global debido al incremento de la fluencia así como las fracturas iniciadas al final de las soldaduras y propagadas a las cuerdas del segmento especial. Para el segundo ciclo de distorsiones del 3%, las fracturas en las articulaciones plásticas fueron tan severas que algunos miembros se desgarraron completamente en estas zonas. Como resultado, la resistencia del espécimen de prueba comenzó a descender y las cuerdas en el segmento especial comenzaron a rotar. Con 4% de distorsión, la mayoría de las cuerdas en el segmento especial se rompieron y la capacidad de STMF se redujo drásticamente a aproximadamente el 20% de la fuerza máxima. La primera fluencia del espécimen se produjo a aproximadamente el 0.5% de distorsión, lo que indica que su rigidez general no se vio comprometida al aumentar la relación de aspecto.

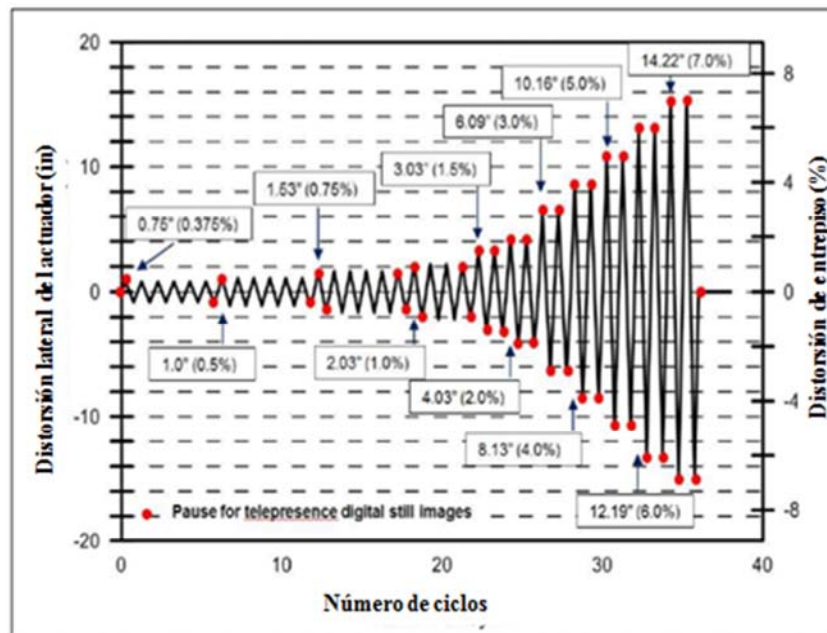


Figura 2.11— Protocolo de carga (Adaptada de Chao *et al.*, 2009)

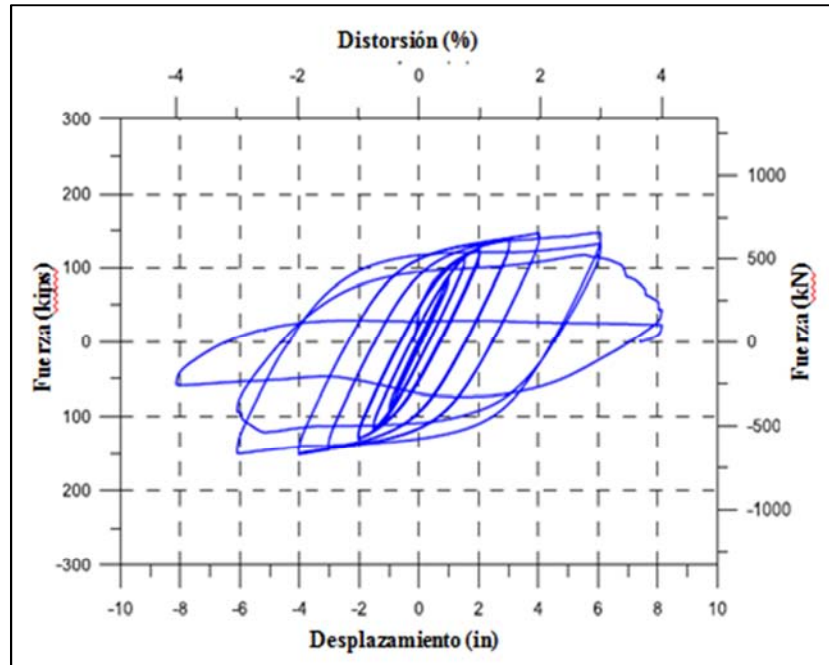


Figura 2.12— Comportamiento histerético del espécimen STMF 1.1 (Adaptada de Chao *et al.*, 2009)

Después de probar el espécimen STMF1.1 se cortó el segmento especial, y se empalmó a la parte elástica de este un nuevo segmento especial de la misma longitud con dos verticales intermedios (2C6×13), con lo cual se generó el espécimen de prueba STMF 1.2. En la figura 2.13 se muestra la geometría de este espécimen, así como algunos detalles en la zona de articulación plástica. El protocolo de carga fue el mismo que se utilizó en la primera prueba.

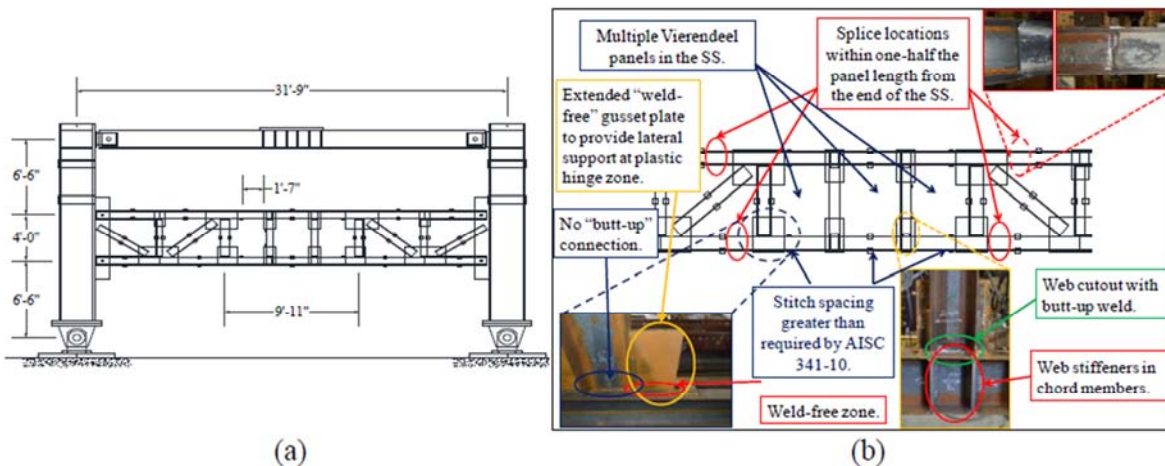


Figura 2.13— STMF 1.2: (a) Geometría y dimensiones generales; (b) Características y detallado en zona de articulación plástica (Chao *et al.*, 2009)

En comparación, el STMF1.2 exhibió mayor rigidez y resistencia elástica que el STMF1.1 debido a la adición de miembros verticales intermedios. La primera fluencia fue a aproximadamente el 0.5% de distorsión. Durante el segundo ciclo de 1.5% de distorsión, su fuerza comenzó a disminuir ligeramente debido a las fracturas alrededor de las articulaciones

plásticas de los montantes intermedios. A un 2.0% de distorsión, la fuerza de STMF1.2 se redujo drásticamente y la respuesta de histéresis comenzó a parecerse a la del STMF1.1 hasta el final de la prueba al 4% de distorsión debido a la falla completa de los miembros verticales intermedios. En la figura 2.14 se muestra la curva fuerza – desplazamiento de ambos especímenes de prueba.

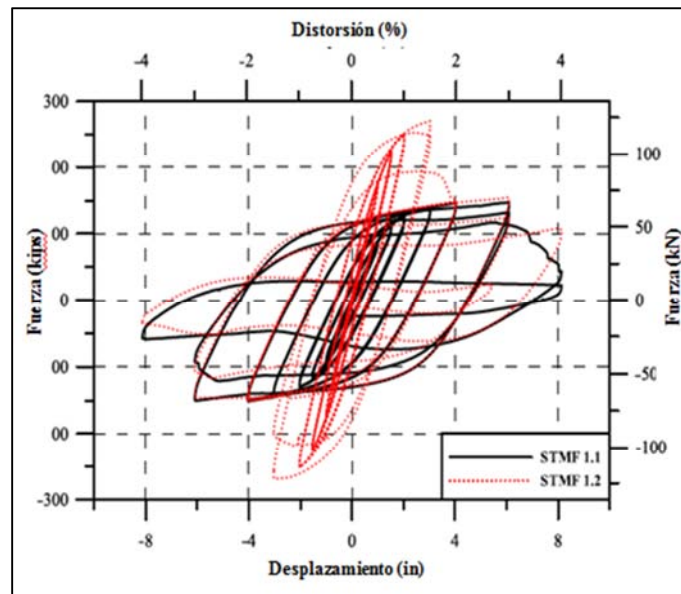


Figura 2.14— Comportamiento histérico de los especímenes STMF1.1 y STMF1.2 (Chao *et al.*, 2009)

2.3 Estudios numéricos

En la segunda fase de su investigación, Deniz (2009) estimó el cortante vertical máximo esperado a través de un estudio paramétrico, variando las secciones de las cuerdas del segmento especial y las longitudes de dicho segmento. Los análisis se realizaron con marcos tridimensionales de un nivel en el programa ANSYS ante carga estática monótona creciente y hasta una distorsión objetivo del 3%.

A partir de los resultados de estos análisis el autor propone una expresión para calcular el cortante máximo esperado en el segmento especial, y las magnitudes obtenidas con esta expresión las compara con los cortantes que se obtienen de la expresión desarrollada por Chao *et al.* (2009).

Finalmente en la última fase de esta investigación estudia el comportamiento de marcos rígidos con armaduras de ductilidad especial con diagonales en X en el segmento especial, en términos de la contribución del cortante y la esbeltez de las diagonales del alma en el segmento especial. Para lograr esto, los marcos se diseñaron considerando cinco diferentes acciones de carga. Para cada caso de carga las diagonales en X se modelaron suponiendo valores de esbeltez extremos (de cero a infinito). A fin de comparar la resistencia y el comportamiento sísmico de cada marco se llevaron a cabo análisis estáticos y dinámicos tiempo-historia no lineales en el programa OpenSees.

Algunas de las conclusiones a las que el autor llega a partir de lo observado en la segunda y tercera fase de esta investigación, son:

Fase 2

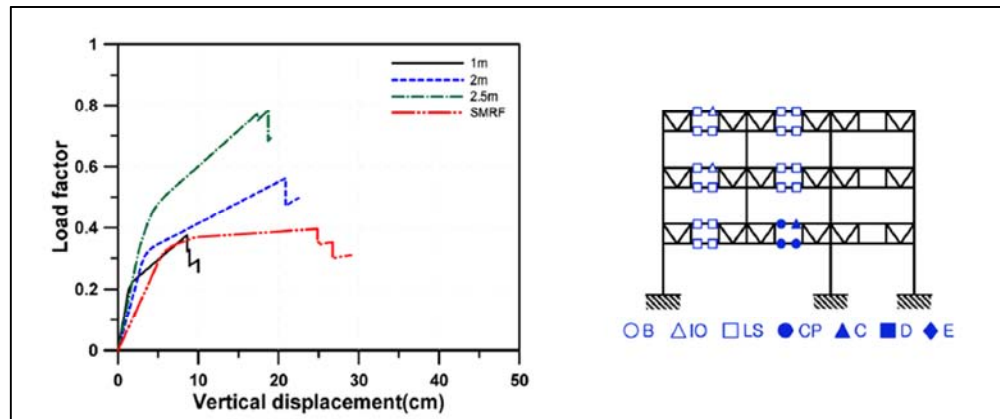
- La rigidez elástica de las cuerdas en el segmento especial, propuesta por Chao y Goel (2008), no es adecuada para todas las longitudes y secciones del segmento especial.
- La formulación del cortante vertical esperado en el segmento especial desarrollado por Chao y Goel (2008) es más aproximado que el obtenido con la ecuación que propone el AISC (2005); sin embargo, comparado con los resultados de los análisis de elemento finito, dicha expresión sobrestima el cortante vertical esperado de manera muy notoria cuando los claros del segmento especial son cortos y las secciones transversales tienen grandes momentos de inercia (gran rigidez a la flexión).
- Las aproximaciones que se obtienen de la ecuación desarrollada en esta investigación, para calcular el cortante vertical máximo esperado, tienen una buena correlación con todos los resultados obtenidos de los análisis de elemento finito.

Fase 3

- A medida que se incrementó el porcentaje de carga en las diagonales en X, los valores medios de la distorsión disminuían para los sistemas con diagonales de esbeltez nula; mientras que dichos valores fueron casi constantes para sistemas con diagonales en X con gran esbeltez. Además, al incrementar la fuerza cortante en las diagonales en X, las magnitudes del cortante basal promedio se incrementaron, y los valores medios de curvatura y deformación axial normalizados disminuyeron.

Kim y Park (2013) llevaron a cabo una investigación acerca de la capacidad ante el colapso de sistemas a base de marcos rígidos con armaduras dúctiles con segmento especial tipo Vierendeel. El colapso progresivo de los marcos se evaluó ante el escenario de la pérdida arbitraria de una columna, como recomienda el GSA (2003). A partir de los resultados obtenidos, los autores proponen un procedimiento de diseño para mejorar el comportamiento ante el colapso progresivo en estas estructuras, el cual validan mediante análisis estáticos y dinámicos no lineales en el software Sap2000.

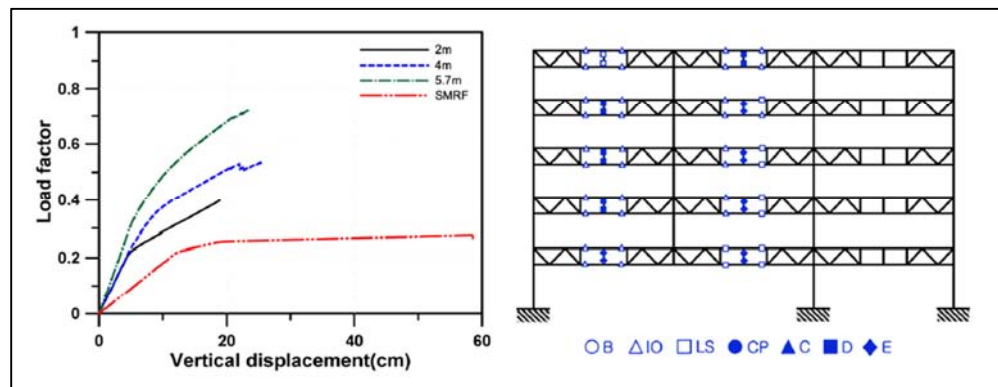
Los marcos en estudio forman parte de edificios de tres y cinco niveles. A fin de simular la pérdida repentina de una columna se calcularon los elementos mecánicos de ésta antes de ser removida; entonces, la columna es remplazada por un nodo de carga equivalente. Así que para simular la pérdida de la columna, las fuerzas aplicadas al nodo creado dejan de actuar súbitamente en el análisis. A continuación, se presentan las curvas de capacidad que se obtuvieron de empujar hacia abajo (análisis *pushdown*) marcos rígidos de acero con vigas de alma sólida y con armaduras dúctiles de tres y cinco niveles, con seis y doce metros de claro, respectivamente; y con distintas longitudes del segmento especial para el caso de marcos con armaduras dúctiles.



a) Curvas Pushdown

b) Formación de articulaciones plásticas

Figura 2.15— Curvas de capacidad de los marcos de 3 niveles y 6 metros de claro (Kim y Park, 2014)



a) Curvas Pushdown

b) Formación de articulaciones plásticas

Figura 2.16— Curvas de capacidad de los marcos de 5 niveles y 12 metros de claro (Kim y Park, 2014)

Como se observa de las curvas, los marcos con vigas de alma sólida tienen mayor ductilidad, mientras que los marcos con armaduras dúctiles registran mayor resistencia y rigidez.

Ante los resultados obtenidos de los análisis previos los autores desarrollaron una expresión para estimar el módulo de sección elástico requerido para las cuerdas del segmento especial, con base al concepto de balance de energía, las cuales son:

$$S_{c(req)} = \frac{2PL_s\theta_u}{N_c \left[aF_{yc} \left(1.8\theta_u - \frac{0.15aF_{yc}L_p}{\beta h_c E_s} + \frac{0.6\beta h_c E_s \theta_u^2}{L_p} \right) \right] + \gamma N_v \left[aF_{yv} \left(1.8\theta_u - \frac{0.15aF_{yv}d}{\beta h_v E_s} \right) + \frac{0.6\beta h_c E_s \theta_u^2 F_{yc}}{dF_{yv}} \right]} \quad (2.14)$$

$$S_{v(req)} = \gamma S_{c(req)} \frac{F_{yc}}{F_{yv}} \quad (2.15)$$

Donde:

$S_{c(req)}$ es el módulo de sección elástico requerido de las cuerdas del segmento especial

- $S_{v(req)}$ es el módulo de sección elástico requerido de los miembros verticales dentro del segmento especial
- P es la carga axial soportada por la columna removida
- d es el desplazamiento vertical del nodo de la columna cuando ésta es removida
- θ_u es la rotación última del miembro, con magnitud de 0.035 rad para esta investigación
- L_s es la longitud del segmento especial
- L_p es la longitud de los paneles que conforman el segmento especial
- N_c es el número de articulaciones plásticas en las cuerdas del segmento especial
- N_v es el número de articulaciones plásticas en los miembros verticales del segmento especial
- F_{yc} es el esfuerzo de fluencia del acero de las cuerdas del segmento especial
- F_{yv} es el esfuerzo de fluencia del acero de los miembros verticales del segmento
- a es la relación entre el módulo plástico y módulo elástico de la sección de las cuerdas del segmento especial
- γ es la relación entre el momento plástico de los miembros verticales y el momento plástico de las cuerdas del segmento especial
- E_s es el módulo de elasticidad del acero
- βh_c es la profundidad del eje neutro de la sección de una cuerda del segmento especial

3 NORMATIVIDAD

3.1 ANSI/AISC 341-16 (AISC 2016)

El Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC), en sus provisiones sísmicas ANSI/AISC 341-16 (AISC 2016), da recomendaciones para el análisis y diseño de marcos rígidos de acero con armaduras dúctiles. A continuación, se presenta un resumen de tales recomendaciones.

3.1.1 Bases de diseño

Los marcos rígidos de acero con armaduras especiales deberán ser diseñados para resistir deformaciones inelásticas significativas dentro de un *segmento especial* de la armadura cuando se ven sometidos a fuerzas debidas al movimiento producido por el sismo de diseño. Estos sistemas deberán estar limitados a longitudes de claro entre columnas que no excedan de 65 pies (20 m) y el peralte total de las armaduras no deberá ser mayor que 6 pies (1.8 m). Las columnas y los miembros de las armaduras que estén fuera del segmento especial deberán ser diseñados para que permanezcan elásticos bajo las fuerzas que pueden ser generadas por la fluencia total y el endurecimiento por deformación del segmento especial.

3.2 Análisis

3.2.1.1 Segmento especial

La resistencia requerida del cortante vertical del segmento especial deberá calcularse con la combinación apropiada de cargas según el código de edificaciones aplicable.

3.2.1.2 Segmento no-especial

La resistencia requerida de los miembros que están fuera del segmento especial y las conexiones deberá calcularse basado en la combinación de cargas apropiada según el código de edificaciones aplicable, remplazando las fuerzas sísmicas por las fuerzas laterales necesarias para desarrollar el cortante vertical máximo esperado del segmento especial que actúa al centro del claro. Los efectos de segundo orden y la distorsión máxima de diseño deberán incluirse.

3.2.2 Requerimientos del sistema

3.2.2.1 Segmento especial

Cada miembro horizontal de la armadura que es parte del *sistema resistente a fuerzas sísmicas* (SFRS) debe contar con un segmento especial que esté localizado entre los cuartos del claro de la armadura. La longitud del segmento especial deberá ser entre 0.1 y 0.5 veces la longitud del claro de la armadura. La relación claro – peralte de ningún panel en el segmento especial deberá exceder de 1.5 y no deberá ser menor que 0.67.

Los paneles dentro del segmento especial deberán ser tipo Vierendeel o paneles con diagonales en X; no se admiten combinaciones de estos ni el uso de otras configuraciones de diagonales. Donde se utilicen diagonales en X, éstas deberán estar separadas por miembros verticales. Los miembros diagonales dentro del segmento especial deberán ser hechos de barras rectas laminadas

de la misma sección. Los miembros diagonales deberán estar interconectados en los puntos donde éstos se crucen. Las interconexiones deberán tener una resistencia requerida igual a 0.25 veces la resistencia a tensión nominal de los miembros diagonales. Las conexiones atornilladas no deberán utilizarse para los miembros diagonales dentro del segmento especial.

No se permiten empalmes de cuerdas dentro del segmento especial ni a una longitud de la mitad del panel adyacente a los extremos del segmento especial.

La resistencia axial requerida de los miembros diagonales del alma en el segmento especial, debido a las cargas vivas y muertas, no deberá exceder de $0.03F_y A_g$ (LRFD).

3.2.2.2 Estabilidad de arriostramiento de las armaduras

Cada patín de las cuerdas deberá ser lateralmente arriostrado en los extremos del segmento especial. La resistencia requerida del arriostramiento lateral deberá ser

$$P_u = 0.06 R_y F_y A_f \quad (\text{LRFD}) \quad (3.1)$$

Donde

A_f es el área gruesa del patín de la cuerda del segmento especial.

3.2.2.3 Estabilidad lateral de la conexión armadura – columna

Las columnas deberán ser lateralmente arriostradas en los niveles de las cuerdas de las armaduras que llegan a éstas. Los arriostramientos laterales deberán tener una resistencia requerida de:

$$P_u = 0.02 R_y P_{nc} \quad (\text{LRFD}) \quad (3.2)$$

Donde

P_{nc} es la resistencia nominal a compresión de las cuerdas en los extremos

3.2.2.4 Rigidez del arriostramiento lateral

La rigidez requerida del arriostramiento deberá satisfacer las disposiciones de la sección 6.2 del Apéndice 6 de la especificación, donde:

$$P_r = R_y P_{nc} \quad (\text{LRFD}) \quad (3.3)$$

3.2.3 Miembros

3.2.3.1 Miembros del segmento especial

La resistencia a cortante disponible del segmento especial deberá ser calculada como la suma de la resistencia a cortante disponible de las cuerdas debido a flexión, y la suma de la resistencia a cortante correspondiente a la resistencia disponible a tensión y 0.3 veces la resistencia disponible a compresión de los miembros diagonales, cuando estos son utilizados. Las cuerdas superior e inferior deberán ser hechas de las mismas secciones y deberán proveer al menos el 25% de la resistencia a cortante requerida.

La resistencia axial requerida de las cuerdas no deberá exceder de 0.45 veces ϕP_n (LRFD) como apropiado,

$$\phi=0.90$$

Donde:

$$P_n = F_y A_g \quad (3.4)$$

3.2.3.2 Resistencia al cortante vertical esperado del segmento especial

La resistencia al cortante vertical esperado del segmento especial, V_{ne} (LRFD) o $V_{ne}/1.5$ (ASD), al centro del claro, deberá ser calculado como:

$$V_{ne} = \frac{3.60R_y M_{nc}}{L_s} + 0.036EI \frac{(L-L_s)}{L_s^3} + R_y(P_{nt} + 0.3P_{nc})\text{sen}\alpha \quad (3.5)$$

Donde

- M_{nc} Es la resistencia nominal a flexión de las en las cuerdas del segmento especial.
- E es el módulo de elasticidad de una cuerda del segmento especial.
- I es el momento de inercia de las cuerdas en el segmento especial.
- L es la longitud del claro de la armadura.
- L_s es la longitud del segmento especial.
- P_{nt} es la resistencia nominal a tensión de un miembro diagonal del segmento especial.
- P_{nc} es la resistencia nominal a compresión de un miembro diagonal del segmento especial.
- α es el ángulo de las diagonales respecto de la horizontal.

3.2.3.3 Limitaciones ancho – espesor

Los miembros tipo cuerda y diagonales del alma del segmento especial deberán cumplir los requerimientos para elementos de alta ductilidad. La relación ancho–espesor de la barras planas de los miembros diagonales no deberá exceder 2.5.

3.2.3.4 Cuerdas armadas de varios perfiles

El espaciamiento de los puntos de apoyo para cuerdas armadas dentro del segmento especial no deberá exceder de $0.04Er_y/F_y$, donde r_y es el radio de giro de los componentes individuales alrededor del eje débil.

3.2.3.5 Zonas protegidas

Las regiones de los extremos de las cuerdas dentro del segmento especial deberán ser diseñadas como zonas protegidas. La zona protegida deberá extenderse en una longitud igual a dos veces el peralte de los miembros tipo cuerda desde la conexión con los elementos del alma. Los miembros diagonales y verticales del alma de extremo a extremo del segmento especial también se consideran zonas protegidas.

3.2.4 Conexiones

3.2.4.1 Conexiones de miembros diagonales del alma en el segmento especial

Las conexiones en los extremos de las diagonales en el segmento especial deberán tener una resistencia requerida mayor a la resistencia a fluencia esperada de los miembros diagonales:

$$R_y F_y A_g \text{ (LRFD)} \quad (3.6)$$

3.2.4.2 Empalmes en columnas

Los empalmes soldados en columnas deberán realizarse con soldadura de penetración completa. Cuando se utilicen empalmes atornillados, estos deberán tener una resistencia a flexión requerida que sea al menos igual que $R_y F_y Z_x$ (LRFD), de la columna más pequeña. La resistencia a cortante requerida de los empalmes de columna deberán ser al menos igual que $\Sigma M_{pc}/H$ (LRFD), donde ΣM_{pc} es la suma de la resistencia nominal plástica a flexión de la columnas que están arriba y debajo del empalme.

Excepción: La resistencia requerida de los empalmes de columnas tomando en cuenta los factores de concentración de esfuerzos o los factores de intensidad debido a los esfuerzos de los mecanismos de colapso no tienen que exceder de los que se determinan de un análisis no – lineal como se especifica en el Capítulo C.

3.3 NTC-DCEA (2017)

La versión vigente de esta norma técnica incorpora este sistema estructural con recomendaciones de diseño para marcos rígidos con armaduras dúctiles, las cuales se basan en el AISC 341-16. Algunas de estas recomendaciones son las siguientes:

- El factor de comportamiento sísmico propuesto es $Q = 3$, con una distorsión límite de entrepiso del 2%.
- La distancia máxima entre columnas (longitud del claro) no deberá ser mayor de 20 m.
- El peralte máximo de la armadura dúctil no deberá ser mayor que 1.80 m.
- Las columnas y los miembros de la armadura que están fuera del segmento especial deberán ser diseñados para mantenerse elásticos bajo las fuerzas que pueden generarse debido a la fluencia y el endurecimiento por deformación de los miembros del segmento especial.
- La longitud del segmento especial deberá ser mayor que $0.1L$ y menor que $0.5L$, donde L es la longitud total del claro.
- La relación longitud-Peralte para cualquier panel del segmento especial no será mayor que 1.5 ni menor que 0.67.
- Para los segmentos especiales solo se permiten paneles tipo Virendeel y con diagonales en X.
- Para segmentos especiales con diagonales en X, dichos miembros serán hechos de barras planas laminadas de la misma sección y estarán interconectadas en el punto donde se crucen.

Para el cálculo del cortante vertical máximo esperado que es utilizado para el cálculo de las fuerzas laterales con las que se diseñan los miembros fuera del segmento especial, se recomienda utilizar la misma expresión del AISC 341-16 (AISC 2016) descrita anteriormente (Ec. 3.5).

4 ANÁLISIS ELÁSTICOS

4.1 Descripción de los marcos en estudio

Los marcos en estudio forman parte de un edificio que constan de tres niveles, con alturas de entrepiso de 4 m, y con dimensiones en planta de 18.0 m de largo por 12.0 m de ancho, con anchos de crujía de 9.0 m y 12.0 m respectivamente; particularmente, el estudio se basa en los marcos con ancho de crujía de 12m (ejes numéricos, figura4.1).

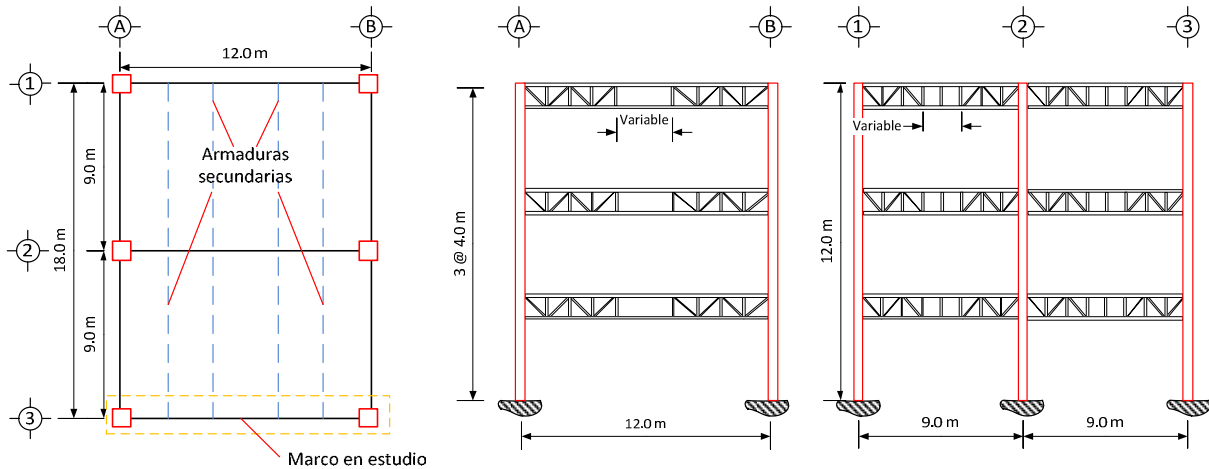


Figura 4.1— Configuración geométrica en planta y elevación del edificio en estudio

Para fines de evaluación en este estudio se asume que el uso de estos edificios es de oficinas y que están ubicados en la delegación Cuauhtémoc, Ciudad de México (zona III).

El factor de comportamiento sísmico que se adoptó para estos sistemas es el que recomienda las NTC-DCEA (2017), es decir $Q=3$.

La longitud del segmento especial se varió en 10, 30, y 50 por ciento de la longitud total de crujía. Esto con el fin de observar la influencia de dicha longitud en términos de ductilidad, rigidez, y peso del acero estructural que conlleva el diseño de estos marcos bajo esta variación paramétrica.

Como ya se hizo mención, al incrementar la longitud del segmento especial se debe mantenerse la siguiente relación:

$$0.67 \leq \frac{L'_s}{h} \leq 1.5 \quad (3.7)$$

Donde:

L'_s es la longitud del segmento especial o de un panel que lo conforme, y

h es el peralte de la armadura.

Por lo tanto, en el segmento especial de los modelos con 30 y 50 por ciento de la longitud total de la crujía se han incluido miembros verticales, a fin de crear paneles cuya relación longitud del segmento especial – peralte esté dentro del intervalo antes mencionado. Todos los miembros estructurales se suponen de acero A992, cuyas propiedades son las que se describen a continuación:

- Esfuerzo de fluencia, $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$.
- Esfuerzo último, $F_u = 4570 \text{ kg/cm}^2$.
- Módulo de elasticidad, $E = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.
- Módulo de rigidez a cortante, $G = 7.84 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$.

4.2 Determinación de cargas gravitacionales

Las cargas consideradas para el análisis estructural de los edificios en estudio se establecieron considerando los criterios del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 2016) y sus Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de Edificaciones (NTC-CA, 2017). De acuerdo con el RCDF (2016) para el análisis y diseño de cualquier edificación se deben de considerar las acciones permanentes y variables que actúan sobre esta. Las cargas permanentes, comúnmente llamadas “muertas”, son todas aquellas que permanecen de forma continua en el inmueble (*i.e.* acabados, instalaciones, estructura, etc.). Por otra parte, las cargas variables o “vivas”, son las debidas a elementos ajenos a la naturaleza inherente de la edificación (*i.e.* mobiliario, usuarios, equipos, etc.). En cuanto a las cargas permanentes, y de acuerdo con el artículo 160 del RCDF (2016), en esta investigación se están considerando los pesos de miembros estructurales, acabados, e instalaciones que son comúnmente utilizados en edificios con uso de oficinas. En la tabla 4.1 se muestran los pesos por unidad de área asociados a la carga muerta que se consideró en los entresijos tipo; mientras que en la tabla 4.2 se muestran dichos pesos asociados al nivel de azotea.

Tabla 4.1 — Carga muerta en entresijos tipo

Elemento	Peso (kg/m ²)
Lámina para losacero	20
Concreto en losacero	230
Muros divisorios de mampostería	100
Cancelería y accesorios	50
Loseta	40
Instalaciones y plafón	80
Mortero en losa para dar nivel	60
Carga adicional por Reglamento	40
Suma en entresijo	620

Tabla 4.2 — Carga muerta en nivel de azotea

Elemento	Peso (kg/m ²)
Lámina para Losa-acero	20
Concreto en Losa-acero	230
Cancelería y accesorios	50
Instalaciones y plafón	80
Entortado	120
Impermeabilizantes	40
Carga adicional por Reglamento	40
Suma en azotea	580

Por otra parte, las cargas vivas se establecieron según las NTC-CA (2017) y el artículo 161 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 2016), que para los entresijos tipo, son las asociadas a la categoría de oficinas, despachos y laboratorios; mientras que para el nivel de azotea se consideraron las magnitudes asociadas a la categoría de azotea con pendiente no mayor al 5%. Dichas cargas son las que se muestran en la tabla 4.3.

Tabla 4.3 — Carga viva en entresijos tipo y nivel de azotea

Tipo de nivel	Carga (kg/m ²)		
	W	W_a	W_m
Entresijo tipo	100	180	250
Azotea (con pendiente menor al 5%)	15	70	100

Donde

W es la carga viva media.

W_a es la carga viva accidental.

W_m es la carga viva máxima.

4.3 Espectro de diseño

El espectro de diseño se obtuvo directamente del programa de acceso libre SASID (2017). Los parámetros para la obtención del espectro son los que se muestran a continuación:

- Ubicación (Av. Insurgentes y Reforma): Latitud 19.431152° - Longitud: -99.159548°.
- Factor de importancia (Grupo B): $I=1$
- Factor de irregularidad: 0.8
- Factor de comportamiento sísmico: $Q=3$
- Factor de hiperestaticidad: $k_I=0.8$

Con las consideraciones anteriores se obtienen los datos característicos para la obtención del espectro elástico que se presentan a continuación:

$$a_0 = 0.36g$$

$$c = 1.22$$

$$T_a = 1.44 \text{ seg.}$$

$$T_b = 1.99 \text{ seg.}$$

$$k = 0.56$$

Donde

a_0 es la ordenada al origen del espectro de diseño elástico.

c es el coeficiente relacionado a la meseta del espectro elástico.

T_a es un periodo característico, el cual se encuentra al inicio de la meseta del espectro de diseño elástico.

T_b es un periodo característico, el cual se encuentra al final de la meseta del espectro de diseño elástico.

k coeficiente que define la rama descendente del espectro.

El espectro elástico y el espectro de diseño (reducido) se muestran en la figura 4.2.

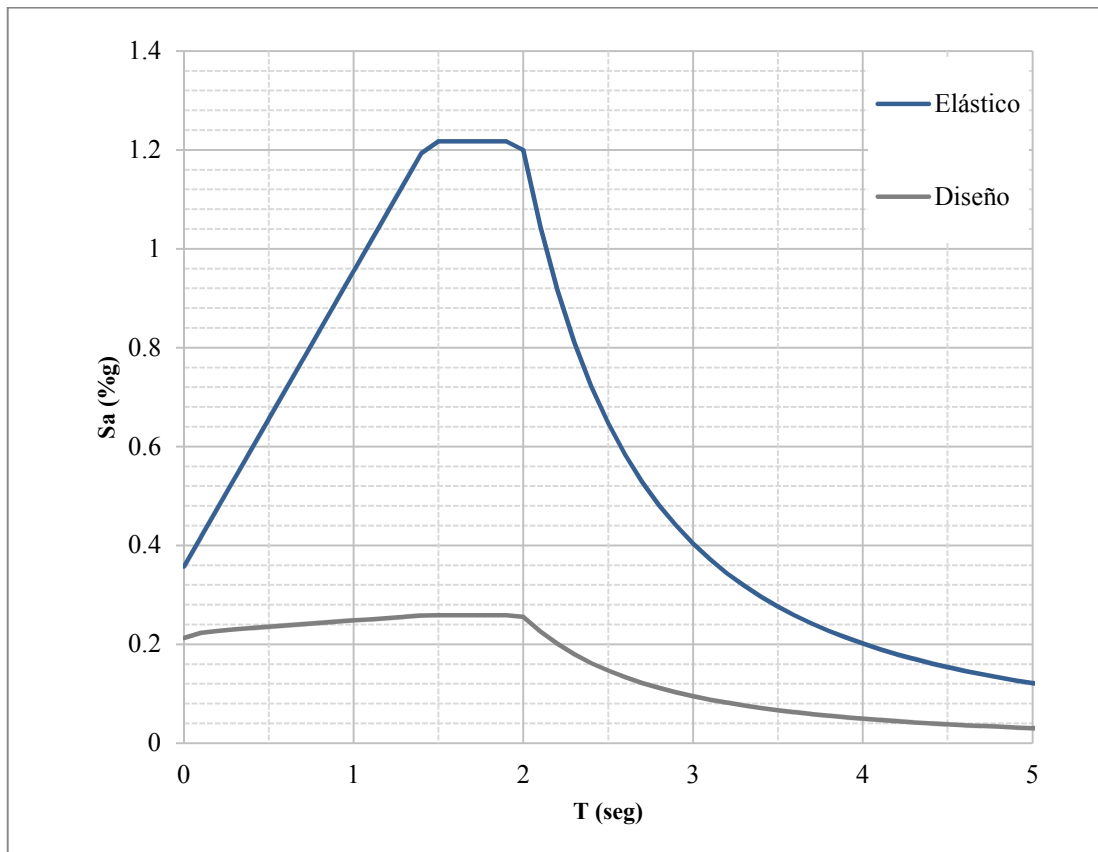


Figura 4.2— Espectros de Pseudo aceleraciones elástico y de diseño

4.4 Determinación de fuerzas laterales de diseño

Para estimar las cargas laterales de diseño debidas a acciones sísmicas, se han considerado las masas asociadas a los siguientes pesos:

- Peso de la estructura (carga muerta).
- Peso de elementos no estructurales (carga muerta adicional).
- Carga viva accidental.

En este estudio se analizaron y diseñaron los marcos en cuestión mediante tres enfoques diferentes los cuales se describen, mediante diagramas de flujo, los cuales se presentan en las figuras 4.3 a 4.6.

4.4.1 Método basado en las NTC-DCEA (2017)

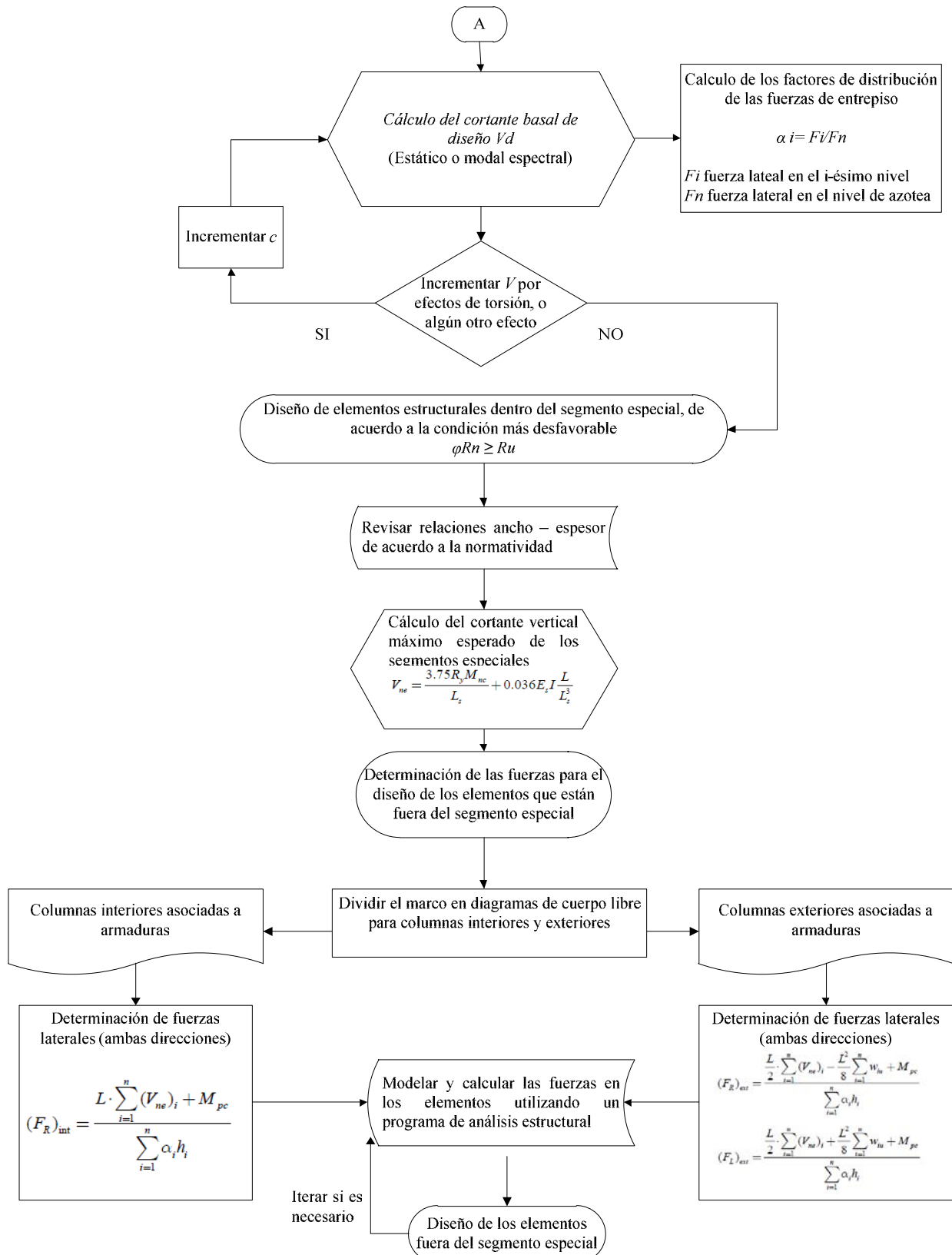


Figura 4.3— Diagrama de flujo para el diseño de STMF's, de acuerdo con las NTC-DCEA (2017)

4.4.2 Método propuesto por Chao y Goel (2006)

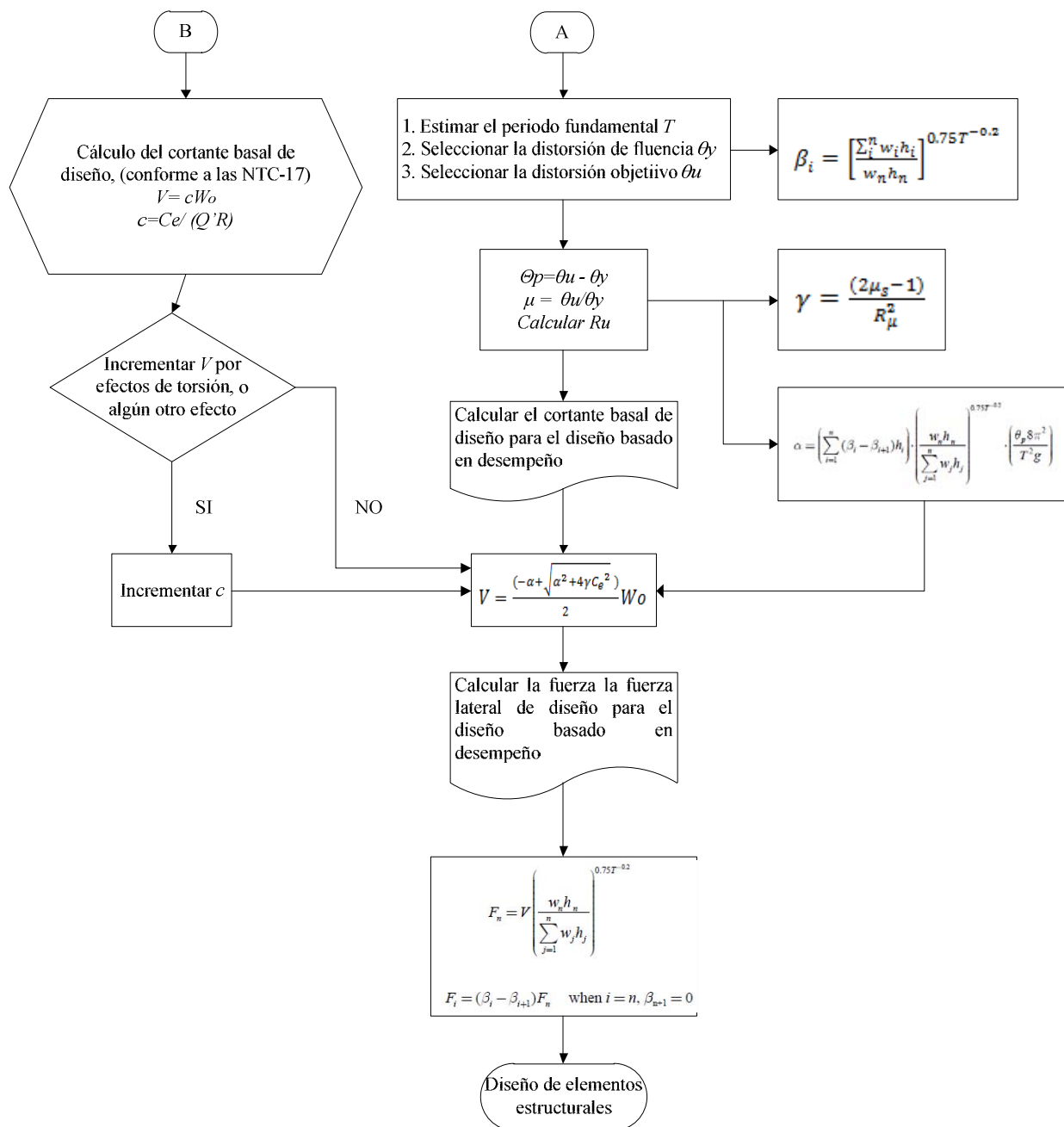


Figura 4.4— Diagrama de flujo de la propuesta de diseño Chao y Goel: Determinación del cortante basal y distribución de fuerzas laterales

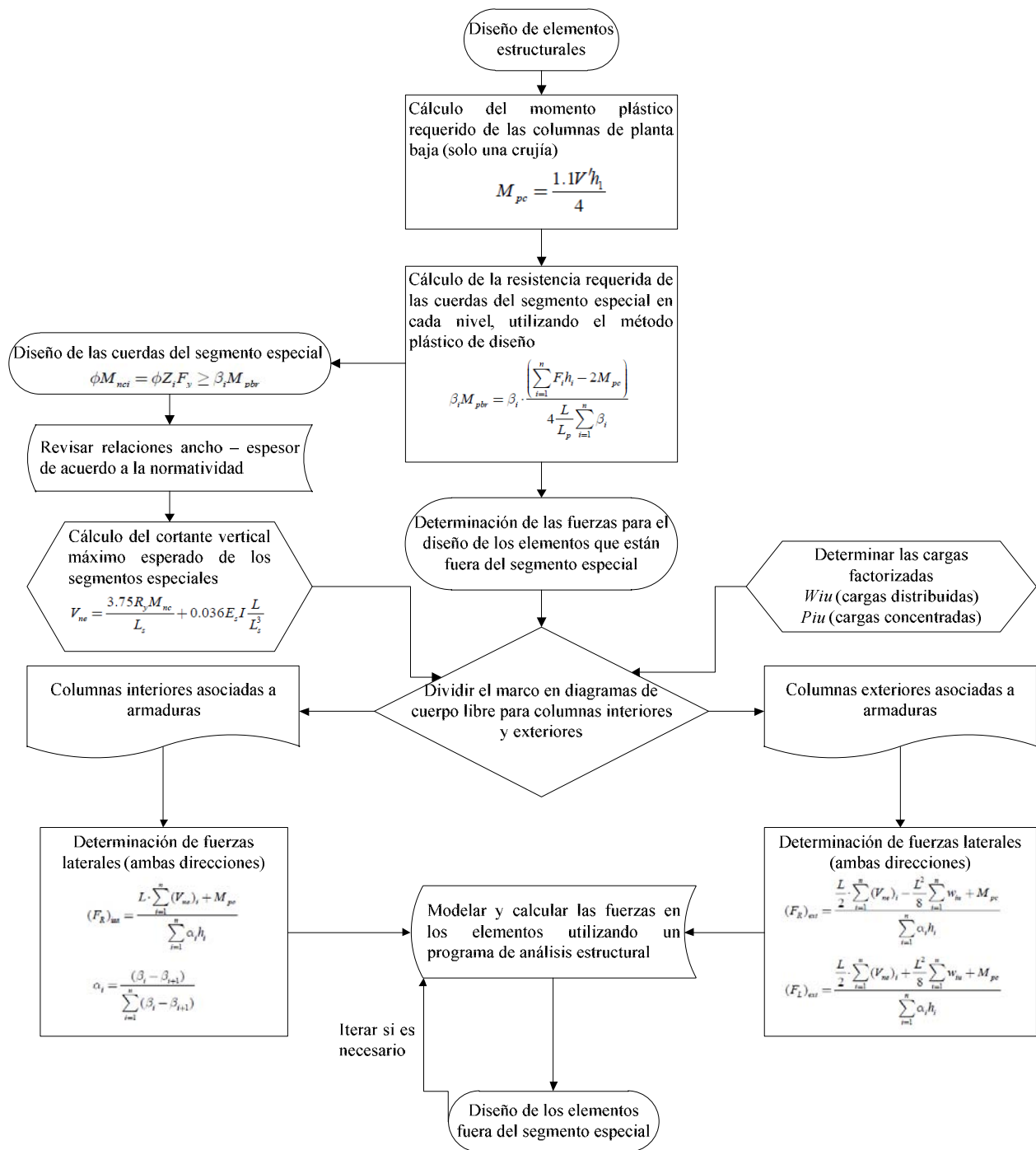


Figura 4.5— Diagrama de flujo de la propuesta de diseño Chao y Goel: Diseño de miembros estructurales

4.4.3 Método mixto (NTC-DCEA – Chao y Goel)

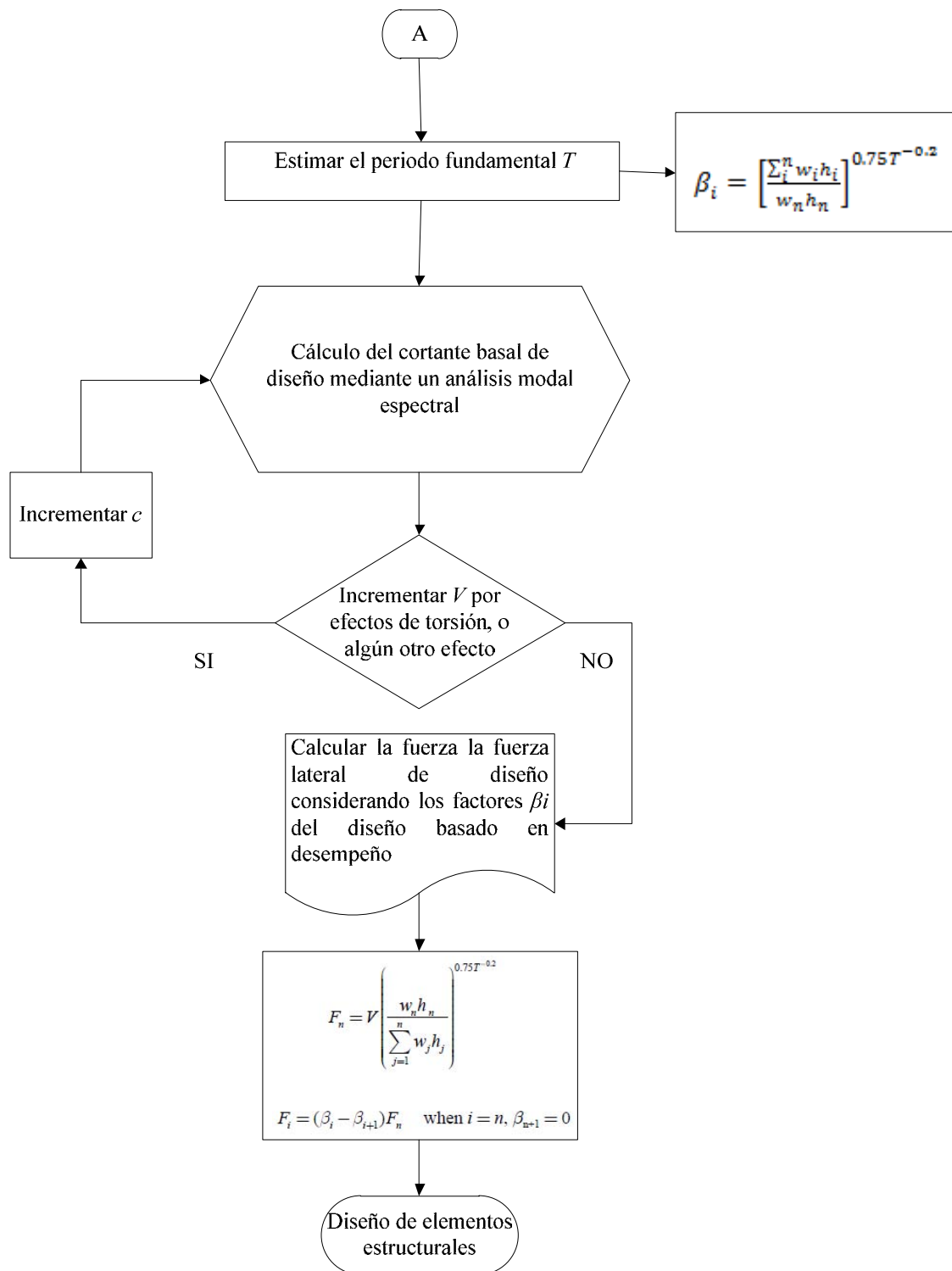


Figura 4.6— Diagrama de flujo del método mixto: Determinación del cortante basal y fuerzas laterales

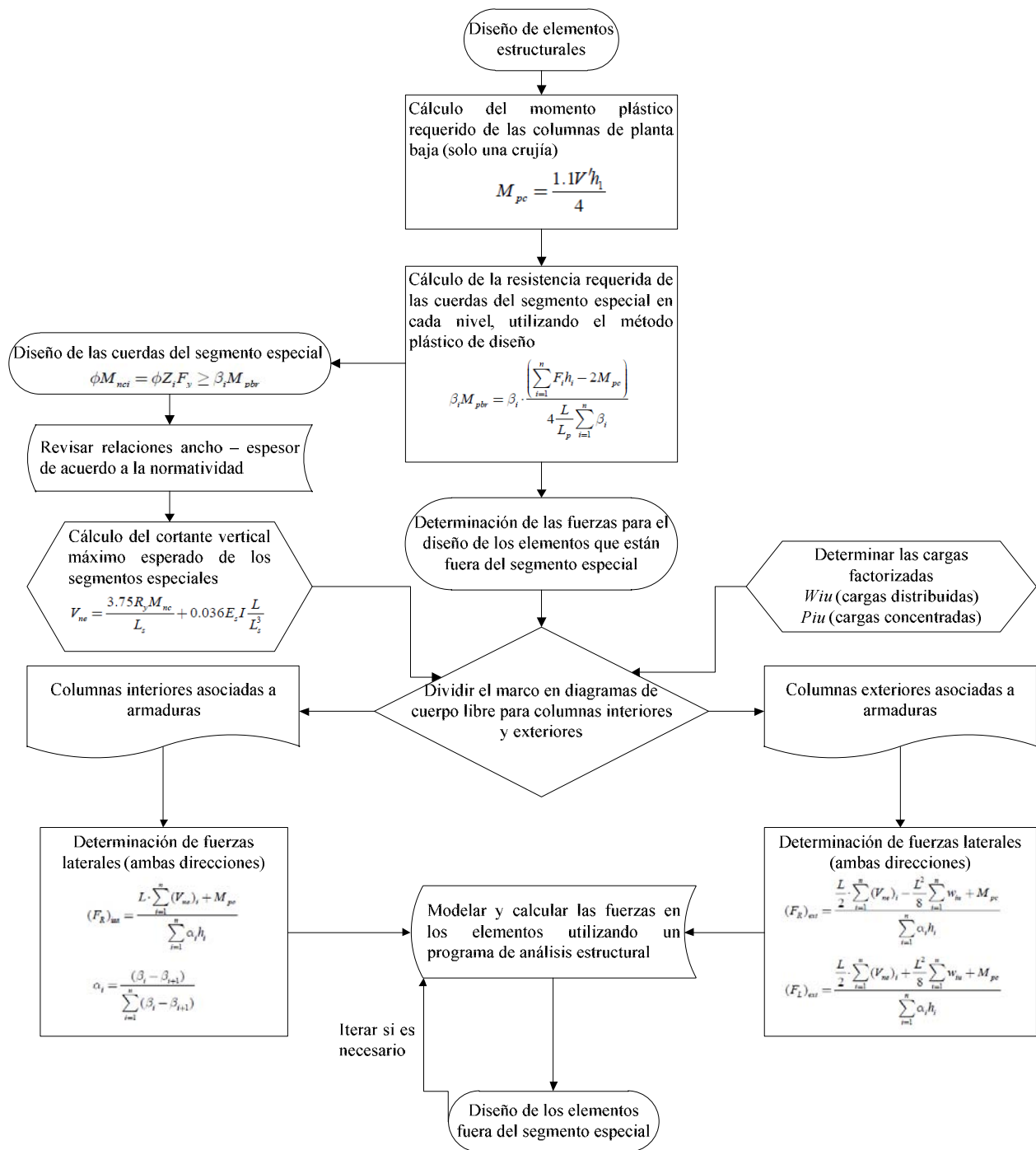


Figura 4.7— Diagrama de flujo para el método de diseño mixto: Diseño de miembros estructurales

4.5 Consideraciones particulares para el análisis de los marcos en estudio

Los marcos en estudio, como ya se mencionó en secciones anteriores, son los asociados a la dirección corta del edificio arquetípico. En este sentido, se tomaron las siguientes consideraciones:

- Se asume que la masa que se excita por sismo de cada marco en la dirección en estudio es la misma ($1/3 W_o/g$).
- En todos los casos de estudio, el peralte de las armaduras dúctiles es constante con $h=1.0$ m.
- Un sistema de armaduras secundarias distribuye las cargas gravitacionales a las armaduras principales. El peso de éstas es de 18 kg/m^2 .
- Las cargas gravitacionales que actúan sobre las armaduras dúctiles varían dependiendo de la distribución de las longitudes de los paneles de estas, ya que el ancho tributario es distinto para cada geometría. Sin embargo, para cada caso, la suma de las cargas que actúan en todos los marcos es la misma.
- Para la determinación de las magnitudes de estas cargas, la longitud de influencia es la mitad de la crujía contigua (ortogonal a la dirección de análisis) a los marcos de estudio (*i.e.* 4.5 m).
- En el modelo numérico, se han liberado los grados de libertad de rotación en los miembros diagonales, por lo que se asume que estos sólo trabajan axialmente; para los demás miembros (montantes, cuerdas, y columnas) se asume que trabajan tanto a flexión como axialmente.
- Para el diseño de armaduras con múltiples paneles en el segmento especial, se utilizaron las recomendaciones y expresiones propuesta por Chao y Goel, 2008 (referencia 6); ya que la normatividad actual no cuenta con expresiones cuando se tienen estos casos.

En las figuras 4.8 a 4.10 se muestra de forma esquemática la geometría de las armaduras en estudio, así como la distribución de cargas gravitacionales que actúan sobre estas (cotas en m).

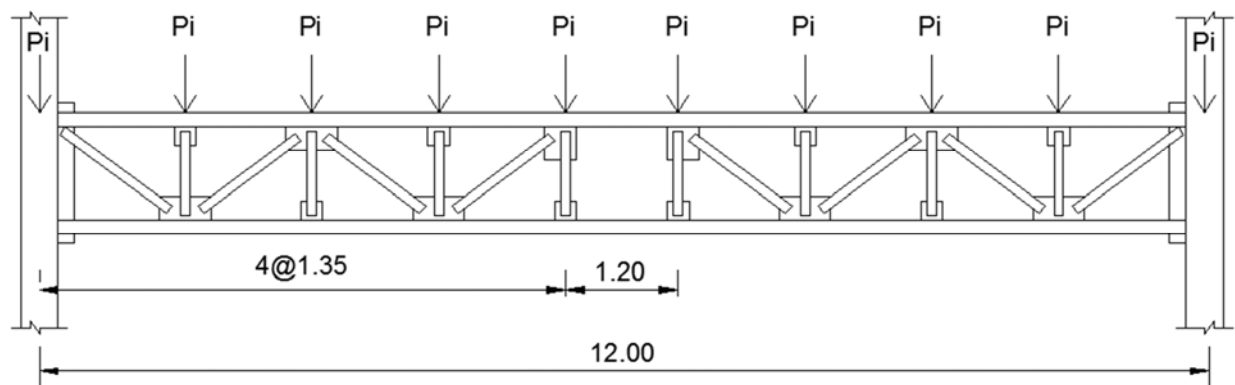
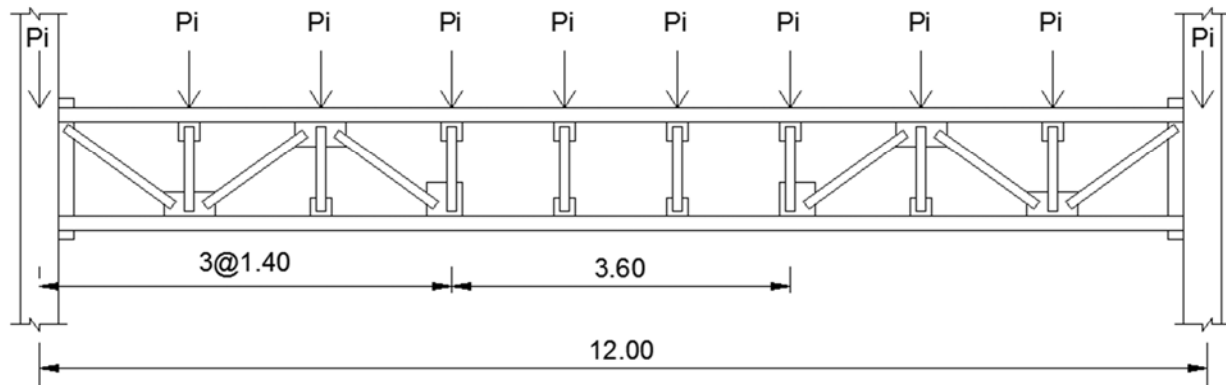
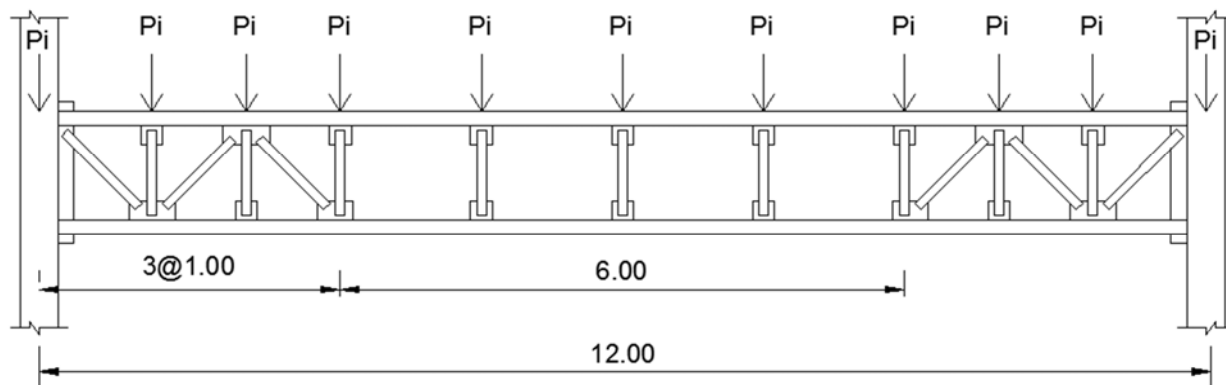


Figura 4.8— Geometría de STMF con segmento especial de $0.1L$

Figura 4.9— Geometría de STMF con segmento especial de $0.3L$ Figura 4.10— Geometría de STMF con segmento especial de $0.5L$

4.6 Diseño de los marcos en estudio

Con base en las consideraciones de las secciones anteriores se diseñaron nueve marcos planos. La diferencia entre estos radica, como ya se hizo mención, en la longitud del segmento especial y el criterio de análisis y diseño de cada uno. Por lo tanto, se tienen el diseño de los marcos en estudio de la siguiente manera.

- Segmento especial con $0.1 L$:
 - Diseño basado en las NTC-DCEA, 2017 (0.1L-NTC)
 - Diseño basado con la metodología de Chao y Goel (0.1L-C&G)
 - Diseño basado en metodología mixta (0.1L-MIX)
- Segmento especial con $0.3 L$:
 - Diseño basado en las NTC-DCEA, 2017 (0.3L-NTC)
 - Diseño basado con la metodología de Chao y Goel (0.3L-C&G)
 - Diseño basado en metodología mixta (0.3L-MIX)
- Segmento especial con $0.5 L$:
 - Diseño basado en las NTC-DCEA, 2017 (0.5L-NTC)
 - Diseño basado con la metodología de Chao y Goel (0.5L-C&G)
 - Diseño basado en metodología mixta (0.5L-MIX)

A continuación, se muestra en las tablas 4.4 a 4.12 las secciones resultantes en el análisis y diseño de los marcos en estudio.

Donde:

C.S.E. Cuerdas del segmento especial

C.F.S.E. Cuerdas fuera del segmento especial

C.Ext. Cuerdas extremo (incluye dos paneles adyacentes a las columnas)

Tabla 4.4 — Secciones del marco STMF-0.1L-NTC

Nivel	C.S.E.	C.F.S.E.	C.Ext.	Diagonales	Montantes	Columnas
Azotea	2C3×3.5	2C3×3.5 + APL1-0.79cm	2C3×3.5 + CPL-0.79cm	2C4×4.5	2C3×3.5	45×45×1.59
2	2C4×4.5	2C4×4.5 + APL-0.79cm	2C4×4.5 + CPL-0.79cm	2C5×6.7	2C3×3.5	
1	2C4×4.5	2C4×4.5 + APL-0.79cm	2C4×4.5 + CPL-0.79cm	2C5×6.7	2C3 ×3.5	

Tabla 4.5 — Secciones del marco STMF-0.1L-C&G

Nivel	C.S.E.	C.F.S.E.	C.Ext.	Diagonales	Montantes	Columnas
Azotea	2C4×7.2	2C4×7.2	2C4×7.2 + CPL 0.79cm	2C4×7.2	2C3×3.5	45×45×1.9
2	2C5×9.0	2C5×9.0 + APL 0.95cm	2C5×9.0 + CPL 0.95cm	2C5×9.0	2C3×3.5	
1	2C6×8.2	2C6×8.2 + APL 0.95cm	2C6×8.2 + CPL 0.95cm	2C5×9.0	2C3×3.5	

Tabla 4.6 — Secciones del marco STMF-0.1L-MIX

Nivel	C.S.E.	C.F.S.E.	C.Ext.	Diagonales	Montantes	Columnas
Azotea	2C3×3.5	2C3×3.5 + CPL 0.79cm	2C3×3.5 + CPL 0.95cm	2C4×4.5	2C3×3.5	45×45×1.9
2	2C4×4.5	2C4×4.5 + CPL 0.95cm	2C4×4.5 + CPL 1.27cm	2C5×6.7	2C3×3.5	
1	2C4×7.2	2C4×7.2 + APL 0.79cm	2C4×7.2 + CPL 0.95cm	2C5×6.7	2C3×3.5	

Tabla 4.7 — Secciones del marco STMF-0.3L-NTC

Nivel	C.S.E.	C.F.S.E.	C.Ext.	Diagonales	Montantes	Columnas
Azotea	2C4×5.4	2C4×5.4	2C4×5.4 + CPL 0.79cm	2C4×4.5	2C4×4.5	45×45×1.9
2	2C4×7.2	2C4×7.2	2C4×7.2 + CPL 0.79cm	2C4×7.2	2C4×4.5	
1	2C4×5.4	2C4×5.4	2C4×5.4 + CPL 0.79cm	2C4×7.2	2C4×4.5	

Tabla 4.8 — Secciones del marco STMF-0.3L-C&G

Nivel	C.S.E.	C.F.S.E.	C.Ext. ⁽¹⁾	Diagonales	Montantes	Columnas
Azotea	2C9×13.4	2C9×13.4	2C9×13.4 + BPL 1.27cm	2C6×8.2	2C4×4.5	45×45×1.9
2	2C10×20	2C10×20	2C10×20 + CPL 1.27cm	2C6×8.2	2C4×4.5	
1	2C10×25	2C10×25	2C10×25 + CPL 0.79cm	2C6×8.2	2C4×4.5	

Tabla 4.9 — Secciones del marco STMF-0.3L-MIX

Nivel	C.S.E.	C.F.S.E.	C.Ext.	Diagonales	Montantes	Columnas
Azotea	2C5×9.0	2C5×9.0	2C5×9.0 + BPL 0.79cm	2C5×6.7	2C4×4.5	45×45×1.9
2	2C6×13	2C6×13	2C6×13 + BPL 0.95cm	2C5×6.7	2C4×4.5	
1	2C7×12	2C7×12	2C7×12 + BPL 0.79cm	2C5×6.7	2C4×4.5	

Tabla 4.10 — Secciones del marco STMF-0.5L-NTC

Nivel	C.S.E.	C.F.S.E.	C.Ext.	Diagonales	Montantes	Columnas
Azotea	2C6×8.2	2C6×8.2	2C6×8.2 + BPL 0.79cm	2C5×6.7	2C5×6.7	45×45×1.9
2	2C7×12	2C7×12	2C7×12 + BPL 0.79cm	2C6×8.2	2C5×6.7	
1	2C 17×14	2C 17×14	2C7×14 + BPL 0.79cm	2C6×8.2	2C5×6.7	

Tabla 4.11 — Secciones del marco STMF-0.5L-C&G

Nivel	C.S.E.	C.F.S.E.	C.Ext.	Diagonales	Montantes	Columnas
Azotea	2C9×20	2C9×20	2C9×20 + BPL 0.79cm	2C5×6.7	2C5×6.7	45×45×1.9
2	2C10×30	2C10×30	2C10×30 + BPL 0.79cm	2C6×8.2	2C5×6.7	
1	2C12×30	2C12×30	2C12×30 + BPL 0.79cm	2C6×8.2	2C5×6.7	

Tabla 4.12 — Secciones del marco STMF-0.5L-MIX

Nivel	C.S.E.	C.F.S.E.	C.Ext.	Diagonales	Montantes	Columnas
Azotea	2C7×9.8	2C7×9.8	2C7×9.8 + BPL 0.79cm	2C5×6.7	2C5×6.7	45×45×1.9
2	2C8×13.7	2C8×13.7	2C8×13.7 + BPL 0.79cm	2C6×8.2	2C5×6.7	
1	2C9×13.4	2C9×13.4	2C9×13.4 + BPL 1.27cm	2C6×8.2	2C5×6.7	

La configuración de las cuerdas fuera del segmento especial o extremo requieren de la unión con placas de conexión y refuerzo a fin de incrementar la resistencia de estas. En la siguiente figura se muestran algunas posibles configuraciones de placas de refuerzo.

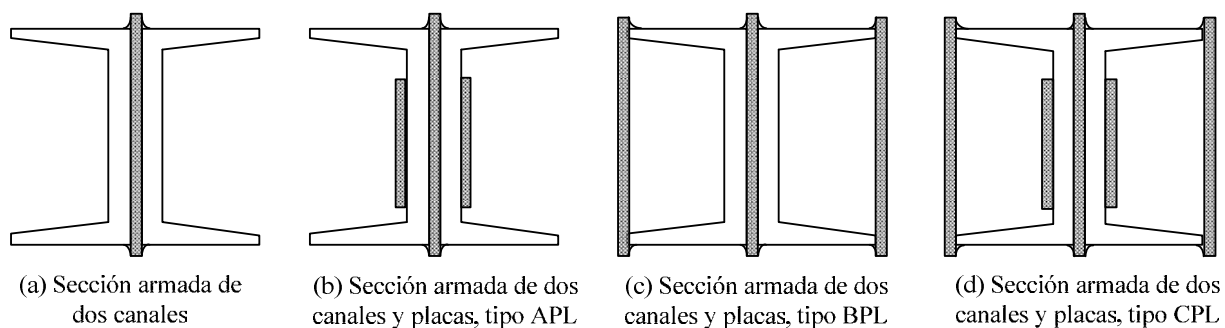


Figura 4.11— Tipos de secciones transversales de miembros tipo cuerda

En todos los casos, las placas que unen los canales espalda con espalda (placas centrales) son de espesor $e=1.27$ cm, y con peralte de $h_1 = d + 2.54$ cm. Por otra parte, las placas internas, que van soldadas en las almas de los canales, son de peralte $h_2 = d - 2.54$ cm. Finalmente, las placas externas, que van soldadas a los patines de los canales, son de peralte $h_3 = d + 2.54$ cm; donde d es el peralte del canal que conforma la sección.

Cabe hacer mención que, en todos los modelos, los montantes de los extremos del segmento especial son de la misma sección que las cuerdas de dichos segmentos, según lo recomendado por investigaciones previas.

4.7 Resultados de los análisis elásticos

Como primera instancia, a fin de comparar los diseños obtenidos entre los distintos marcos en estudio, se presentan la comparativa entre los cortantes basales de diseño (V_{dis}), cortantes por capacidad (V_{cap}), y el cociente entre estos dos parámetros (V_{cap}/V_{dis}); así como la densidad de la estructura de acero (γ , peso de la estructura de acero entre los metros cuadrados de construcción), y el porcentaje que representa cada diseño respecto a los diseños asociados con la metodología NTC-DCEA (2017). En las tablas 4.13 a 4.15 se resumen estos resultados.

Tabla 4.13 — Comparativa de cortantes basales y densidades de los STMF – 0.1L

Modelo	T (s)	V_{dis} (t)	V_{cap} (t)	V_{cap}/V_{dis}	γ (kg/m ²)	% W_{NTC}
NTC	0.80	32.0	37.6	1.18	56.3	1.00
C&G	0.63	73.6	85.5	1.16	67.1	1.19
Mixto	0.72	31.5	41.5	1.32	64.8	1.15

Tabla 4.14 — Comparativa de cortantes basales y pesos de los STMF – 0.3L

Modelo	T (s)	V_{dis} (t)	V_{cap} (t)	V_{cap}/V_{dis}	γ (kg/m ²)	% W_{NTC}
NTC	0.84	33.8	52.2	1.54	60.0	1.00
C&G	0.64	98.6	129.8	1.32	75.2	1.25
Mix	0.80	33.6	61.4	1.83	65.1	1.09

Tabla 4.15 — Comparativa de cortantes basales y pesos de los STMF – 0.5L

Modelo	T (s)	V_{dis} (t)	V_{cap} (t)	V_{cap}/V_{dis}	γ (kg/m ²)	% W_{NTC}
NTC	0.88	33.8	53.2	1.57	64.8	1.00
C&G	0.70	86.0	107.8	1.25	78.6	1.21
Mix	0.83	33.6	58.0	1.73	66.2	1.02

De las tablas anteriores se observa lo siguiente:

- Los cortantes tanto de diseño y capacidad de la metodología propuesta por Chao y Goel son mayores a los que se obtienen a partir de un análisis modal espectral.
- Para todos los casos en estudio, el cociente V_{cap}/V_{dis} de la metodología “mixta” es considerablemente mayor a los asociados con las otras metodologías.
- Se registran incrementos del peso de la estructura entre el 20 y 25 por ciento para los casos de diseño obtenidos con el método de Chao y Goel respecto a los diseñados con el método NTC

- Se registran incrementos del peso de la estructura entre el 2 y 15 por ciento para los casos de diseños obtenidos con el método “mixto” respecto a los diseñados con el método NTC.

Se revisaron los desplazamientos relativos de entrepiso, o distorsiones, a fin de cumplir con los requisitos de las NTC-DS (2017), donde se limita al sistema estructural en estudio a una distorsión máxima de 0.02. Las distorsiones de entrepiso se obtienen mediante un análisis modal espectral; es decir, toda vez diseñados los especímenes en estudio estos se sometieron a las acciones sísmicas generadas por el espectro diseño, obteniendo de este análisis los desplazamientos máximos de las columnas en cada nivel, y amplificándolos por el factor $Q \times R$ como lo establecen las NTC-DS (2017); R es el factor de sobrerresistencia del sistema estructural, el cual depende del periodo fundamental de la estructura en la dirección de análisis y de la redundancia estructural del sistema.

En estos términos, se observó que en todos los casos, las distorsiones obtenidas para los marcos concebidos con la metodología propuesta por Chao y Goel (2006) son más conservadoras que las obtenidas con los otros dos métodos. Además, las distorsiones que se obtienen con el método NTC son las menos conservadoras; incluso, la distorsión de entrepiso del STMF – 0.5L diseñado con esta metodología excede en 5% el límite recomendado por las NTC-DS (2017), lo cual no es significativo en términos del comportamiento esperado. En cuanto a los diseños obtenidos con el método mixto se observa un buen comportamiento, ya que en todos los casos las distorsiones registradas están entre las obtenidas con los otros métodos; lo cual puede representar una ventaja sobre estos tanto en términos de economía del proyecto (debido al peso de la estructura), como por el buen comportamiento en términos de distorsiones que exhiben en esta primera fase de estudio. Lo anterior se ilustra con las figuras 4.12 a 4.14, en donde se comparan las distorsiones para las tres metodologías de estudio con la misma longitud del segmento especial.

Por otra parte, se observó que a medida que la longitud del segmento especial crece, los marcos se flexibilizan. Esto se muestra en las figuras 4.15 a 4.17, en donde se comparan las distorsiones variando la longitud del segmento especial con la misma metodología de diseño. Para el caso particular de la zona en que se ubicaron los prototipos, esto representa una desventaja debido a que los periodos de los prototipos son menores al periodo del suelo en donde se desplantan; por lo tanto, es más complicado controlar las distorsiones de entrepiso y, como resultado, el diseño o dimensionamiento de los miembros estructurales se rige más bien por el control de distorsiones (rigidez de entrepiso) que por los elementos mecánicos que actúan en éstos. En este orden de ideas, cabe mencionar, que las distorsiones se controlan bien con el diseño que resulta de los métodos denominados CyG y mixto; no así para el método NTC, donde algunos miembros de las armaduras, e incluso las columnas, se dimensionaron para el control de los desplazamientos laterales.

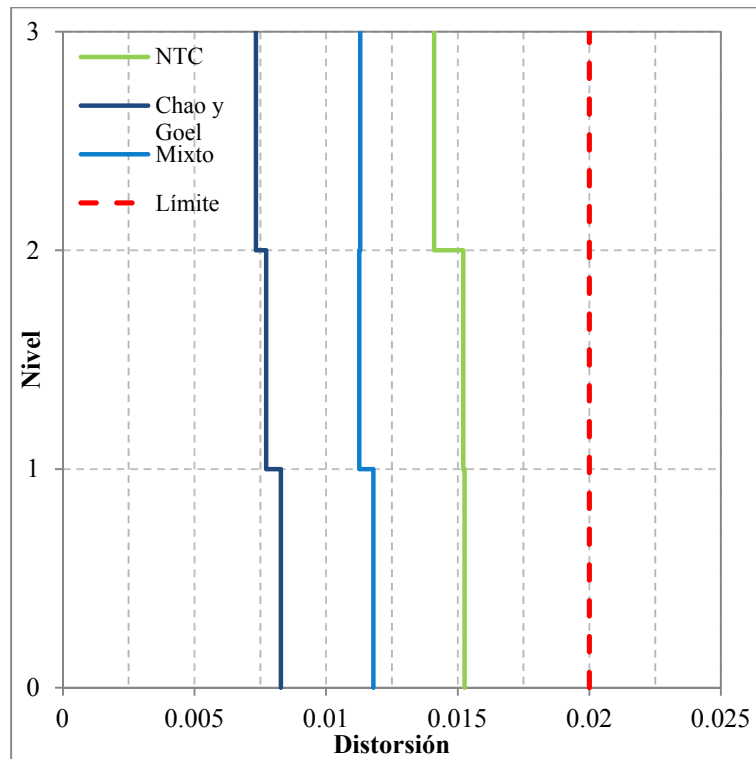


Figura 4.12— Curvas de distorsión, STMF - 0.1L

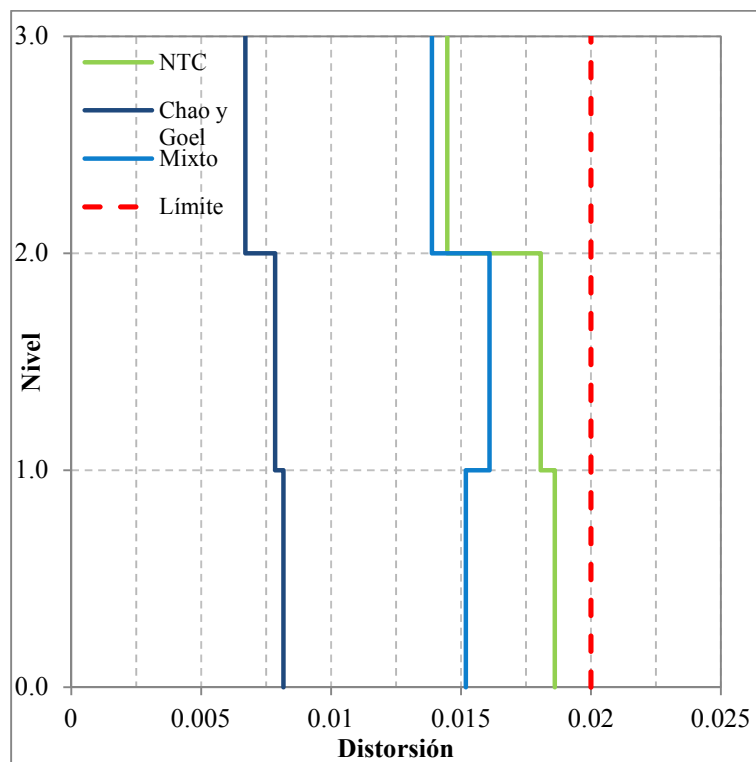


Figura 4.13— Curvas de distorsión, STMF - 0.3L

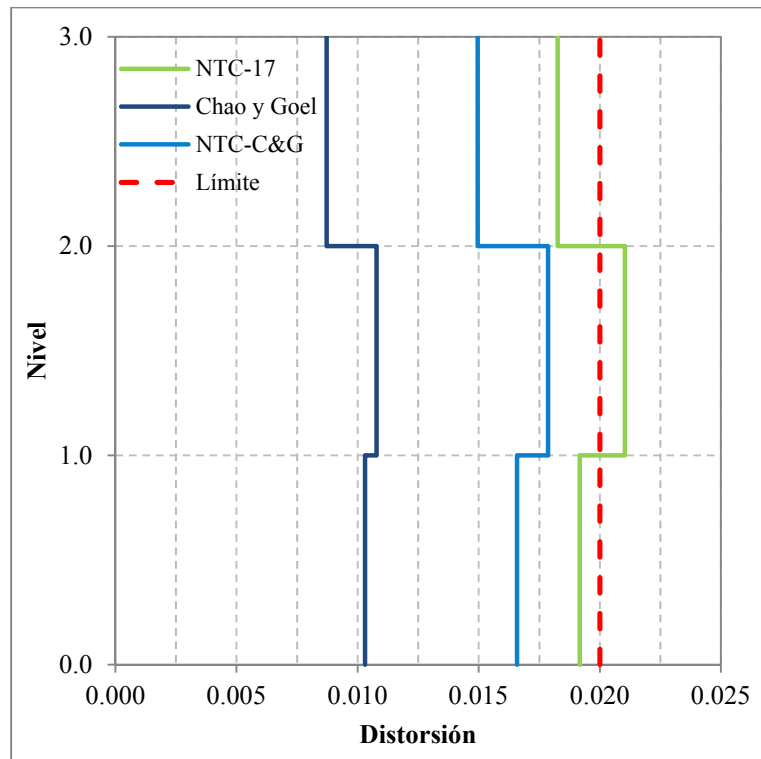


Figura 4.14— Curvas de distorsión, STMF - 0.5L

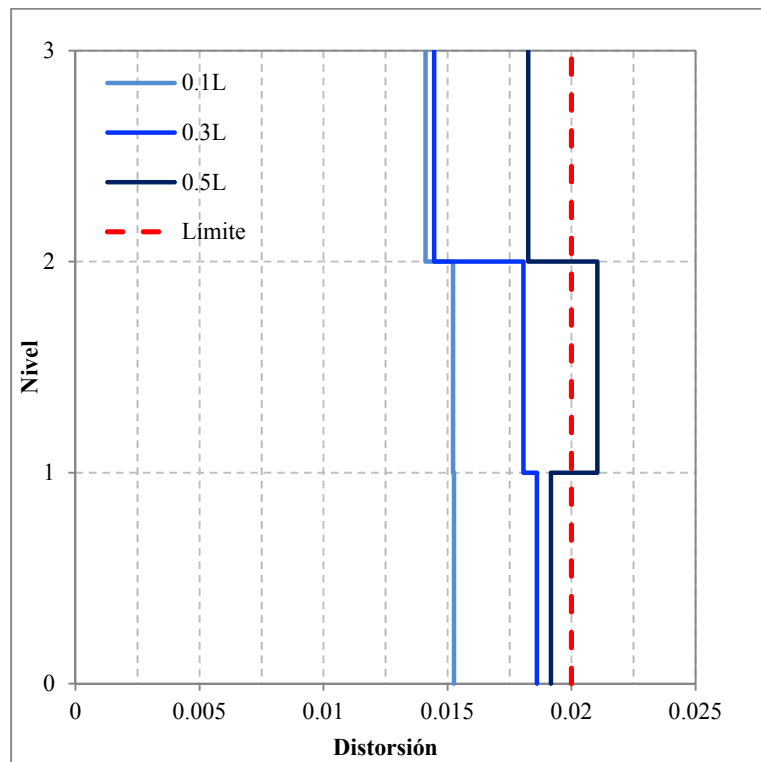


Figura 4.15— Curvas de distorsión, Metodología NTC

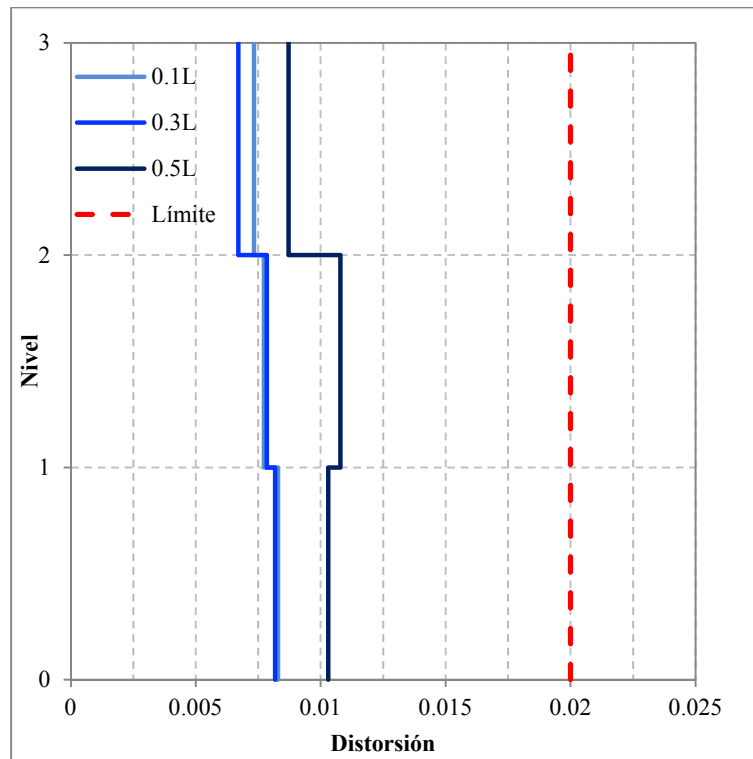


Figura 4.16— Curvas de distorsión, Metodología Chao y Goel

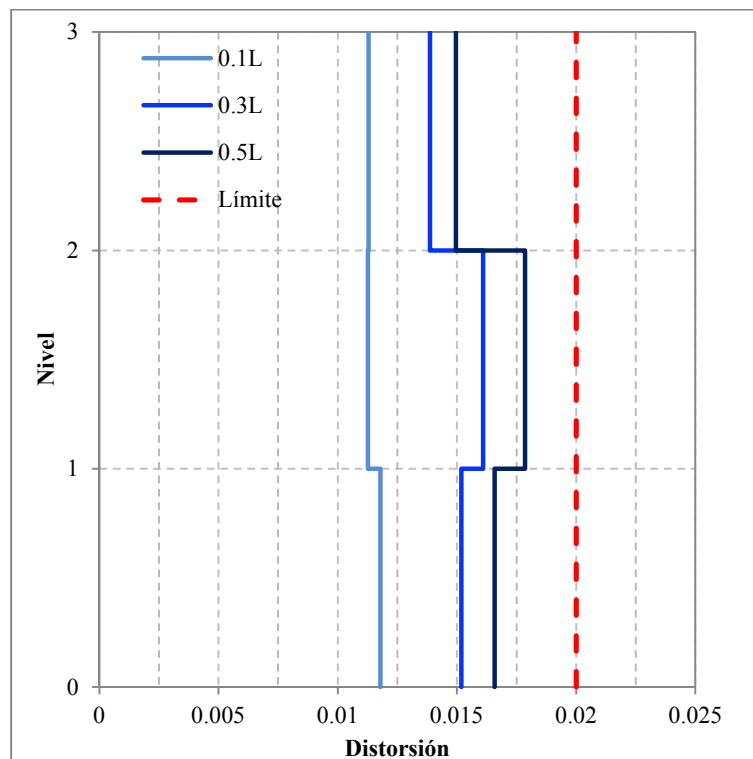


Figura 4.17— Curvas de distorsión, Metodología mixta

5 ANÁLISIS INELÁSTICOS

Se realizaron análisis inelásticos a fin de observar el comportamiento global de la estructura en términos de sobrerresistencia, ductilidad, distribución de fluencias, niveles de desempeño, etc. Estos análisis se llevaron a cabo con programa comercial ETABS (2016) y se limitaron a los denominados análisis estáticos incrementales, o mejor conocidos en la literatura internacional como *análisis pushover*.

En las siguientes secciones se presentan las consideraciones adoptadas para la modelación de la inelasticidad de los miembros estructurales, así como los resultados obtenidos en esta fase de estudio.

5.1 Calibración del modelo inelástico

5.1.1 Calibración de miembros de acero con carga axial

Con el fin de representar la inelasticidad de estos miembros se realizó una calibración con base a resultados de experimentos que reporta Black *et al.* (1980) en miembros de acero con carga axial. Los autores sometieron a varios miembros, con distintas secciones transversales y esbelteces, ante una serie de desplazamientos cíclicos en dirección axial para observar su comportamiento histerético. En las figuras 5.1 a 5.3 se muestran curvas carga axial – desplazamiento axial de tres pruebas experimentales que reportan Black *et al.* (1980).

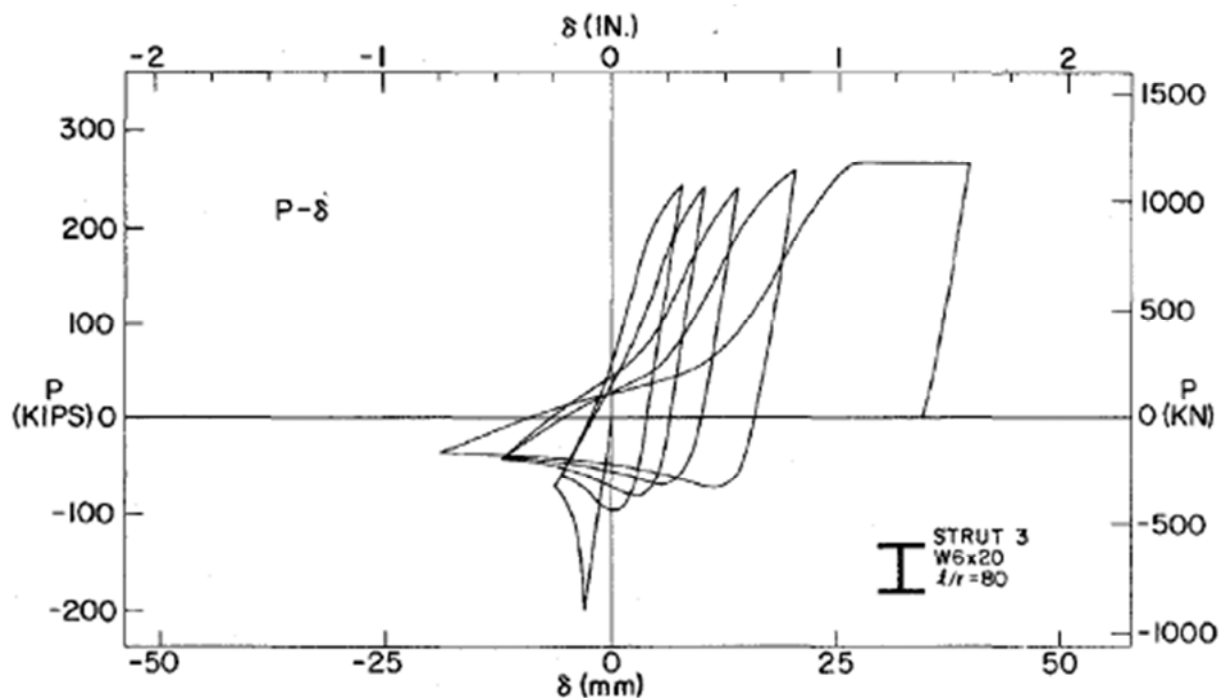
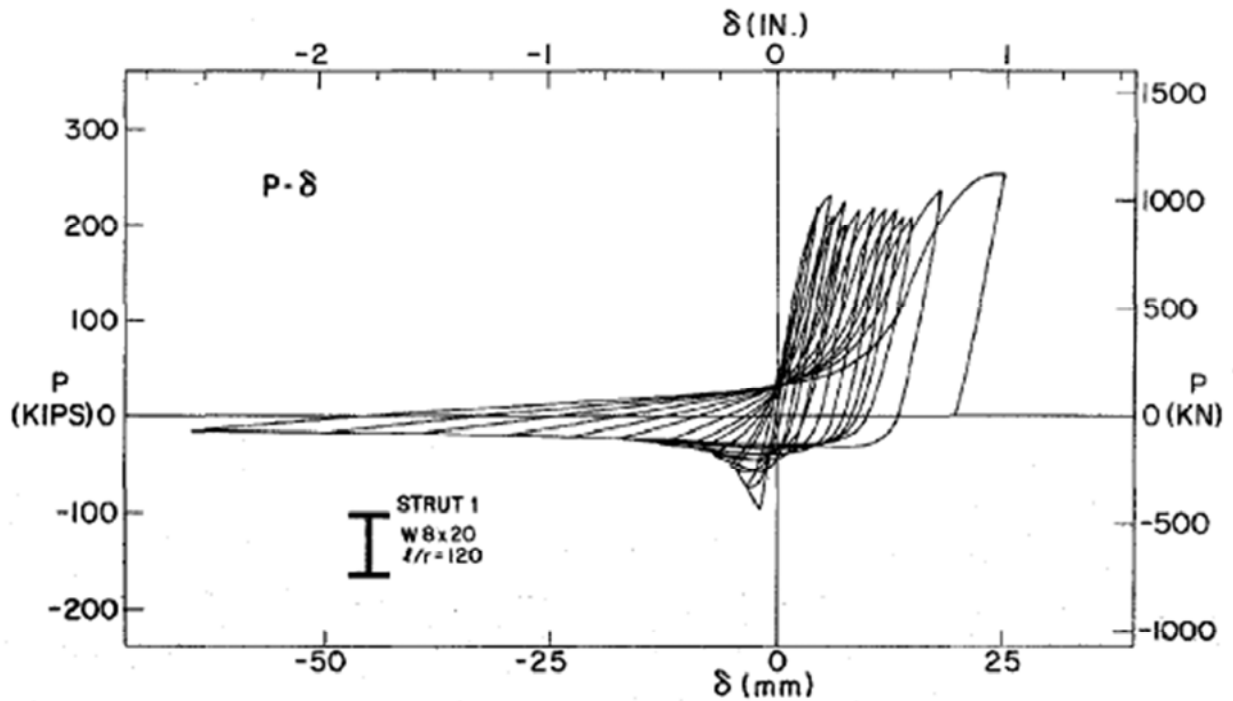
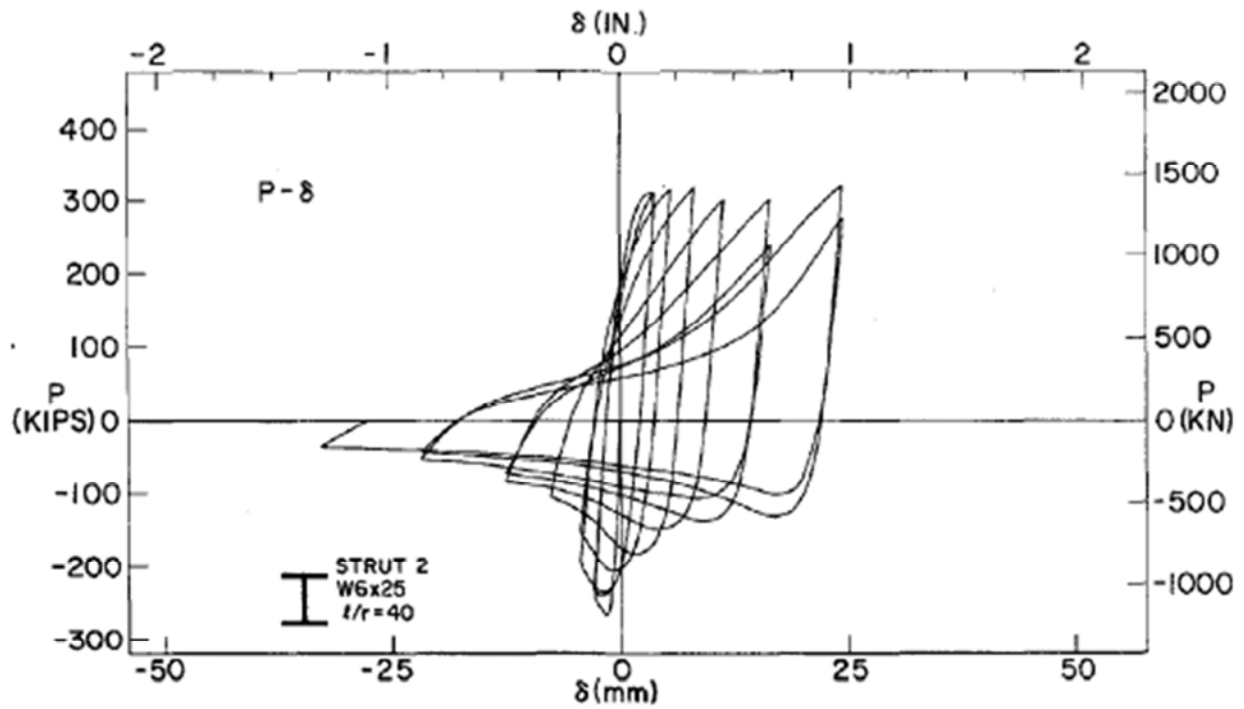


Figura 5.1— Comportamiento histerético, Sección W6×20, esbeltez= 80 (Black *et al.*, 1980)



Para la calibración del comportamiento cíclico de estos tres especímenes de prueba se utiliza el programa de acceso libre OpenSees (Mazzoni *et.al.*, 2018). Para estos análisis se adopta un modelo de plasticidad distribuida con fibras. A fin de que el elemento experimente el pandeo, se incluye en el modelo una deformación inicial al centro del claro. Como se observa en las figuras 5.5 a 5.7, hay una buena correlación entre los resultados experimentales y los resultados cíclicos obtenidos con el programa OpenSees.

También para fines de calibración, se representaron las distintas pruebas además en el programa Etabs (2016), pero sujeto a cargas incrementales axiales de tensión y compresión, y considerando un modelo articulación de plasticidad concentrada. En este proceso se proponen los puntos característicos (figura 5.4) que definen la envolvente de los lazos de histéresis obtenidos experimentalmente en tensión (valores positivos) y compresión (valores negativos) que se presentan en la tabla 5.1. Estas curvas con carga incremental en Etabs se comparan con las obtenidas de los análisis cíclicos en OpenSees, y se observa que se relacionan de manera razonable a las curvas de histéresis experimentales (figuras 5.5 a 5.7).

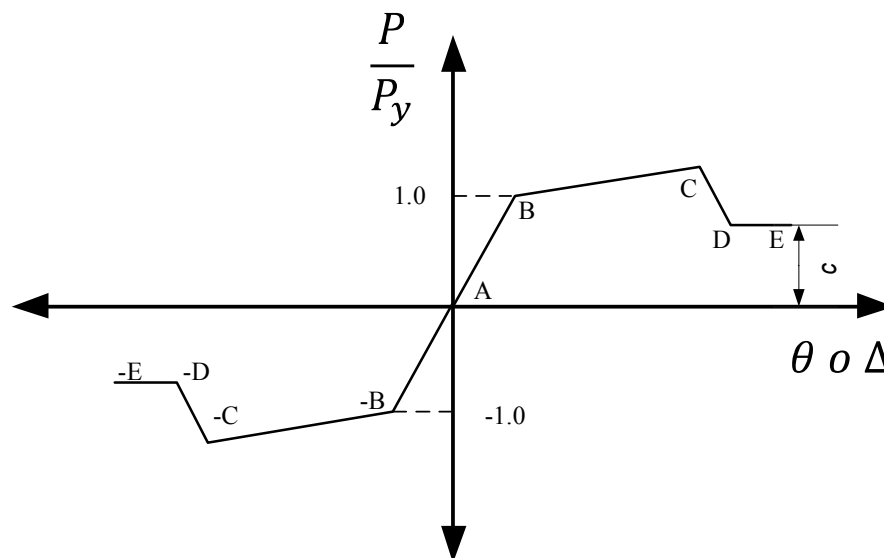


Figura 5.4— Curva Fuerza – Deformación generalizada para elementos de acero

Tabla 5.1 — Calibración del modelo de plasticidad concentrada axial

Punto característico	P/P_y	Δ/Δ_y
-E	-0.2	-13
-D	-0.2	-13
-C	-0.3	-3
-B	-1.1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	12
D	0.2	13
E	0.2	13

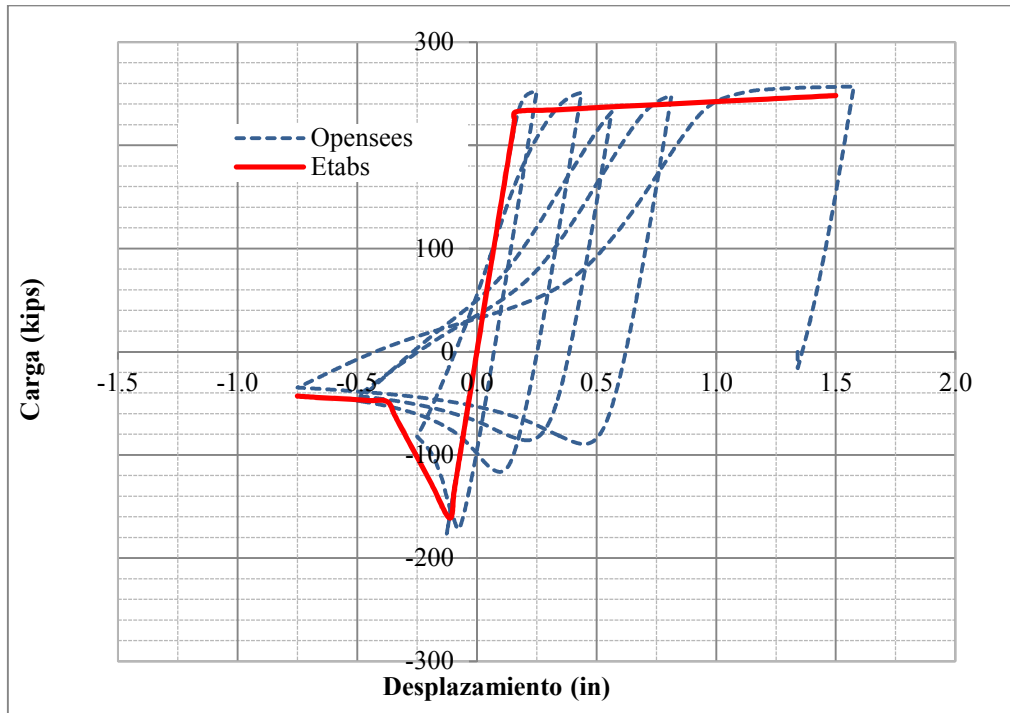


Figura 5.5— Envolvente ETABS Vs. Cíclico OpenSees, Sección W6×20, esbeltez= 80

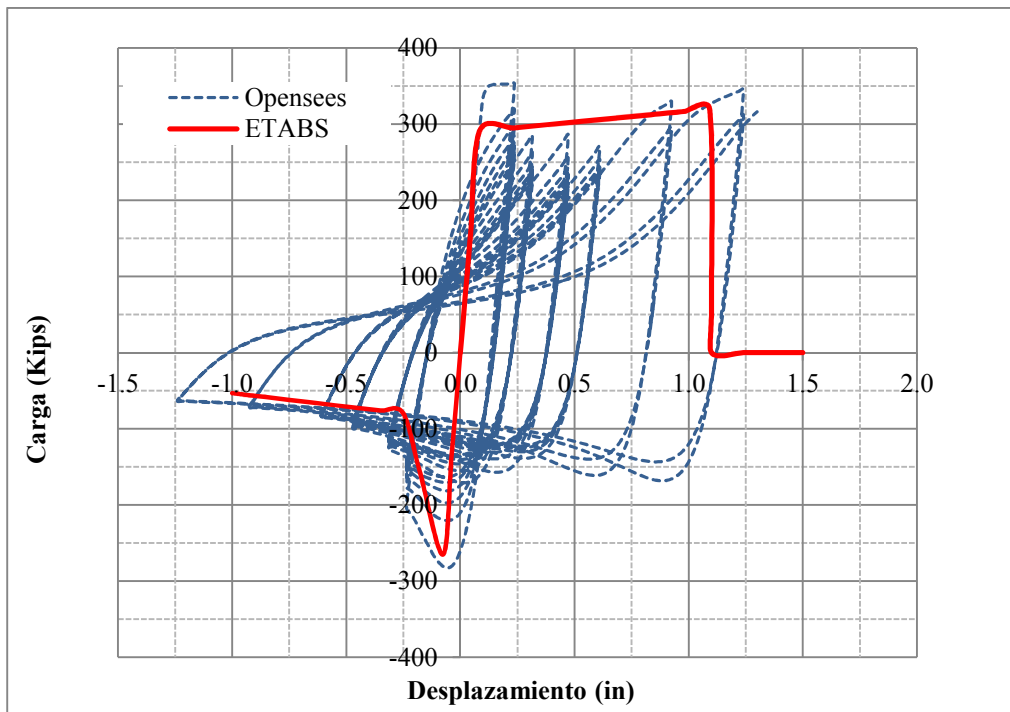


Figura 5.6— Envolvente ETABS Vs. Cíclico OpenSees, Sección W6×25, esbeltez= 40

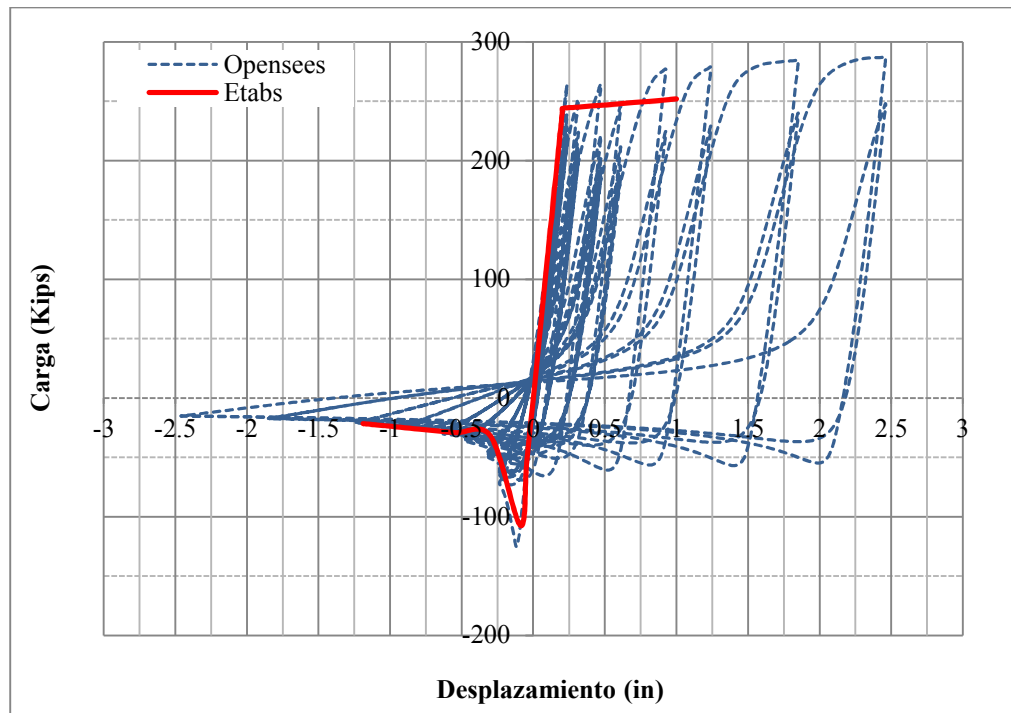


Figura 5.7— Envolvente ETABS Vs. Cíclico OpenSees, Sección W 8×20, esbeltez= 120

5.1.2 Calibración de miembros de acero con flexión

Con el fin de representar la inelasticidad de los miembros tipo cuerda, columnas, y montantes, se realizó una calibración con base en los resultados experimentalmente que reporta Parra-Montesinos *et al.* (2009). Los autores sometieron a un miembro estructural conformado por dos canales C18×17.5 a una serie de desplazamientos laterales con el fin de observar su comportamiento histérico. En la figura 5.8 se muestran los resultados de esta prueba experimental.

Como en el caso de la calibración para cargas axiales (ver sección anterior), la calibración para flexión se realiza con el programa de acceso libre OpenSees (Mazzoni *et al.*, 2018) para representar el comportamiento del espécimen de prueba con un modelo de plasticidad distribuida. De estos análisis se observa una buena correlación entre los resultados experimentales y los obtenidos en esta investigación.

Asimismo, se representó el experimento en el programa Etabs (2016), ajustando un modelo de articulación de plasticidad concentrada. En este proceso se realizó una propuesta de los puntos característicos (figura 5.4) que definen la envolvente de los lazos de histéresis obtenidos experimentalmente para flexión positiva y negativa, los cuales se presentan en la tabla 5.2. Estas curvas envolventes se compararon con las obtenidas de los análisis en OpenSees, y se observa que envuelven de manera razonable (figura 5.9).

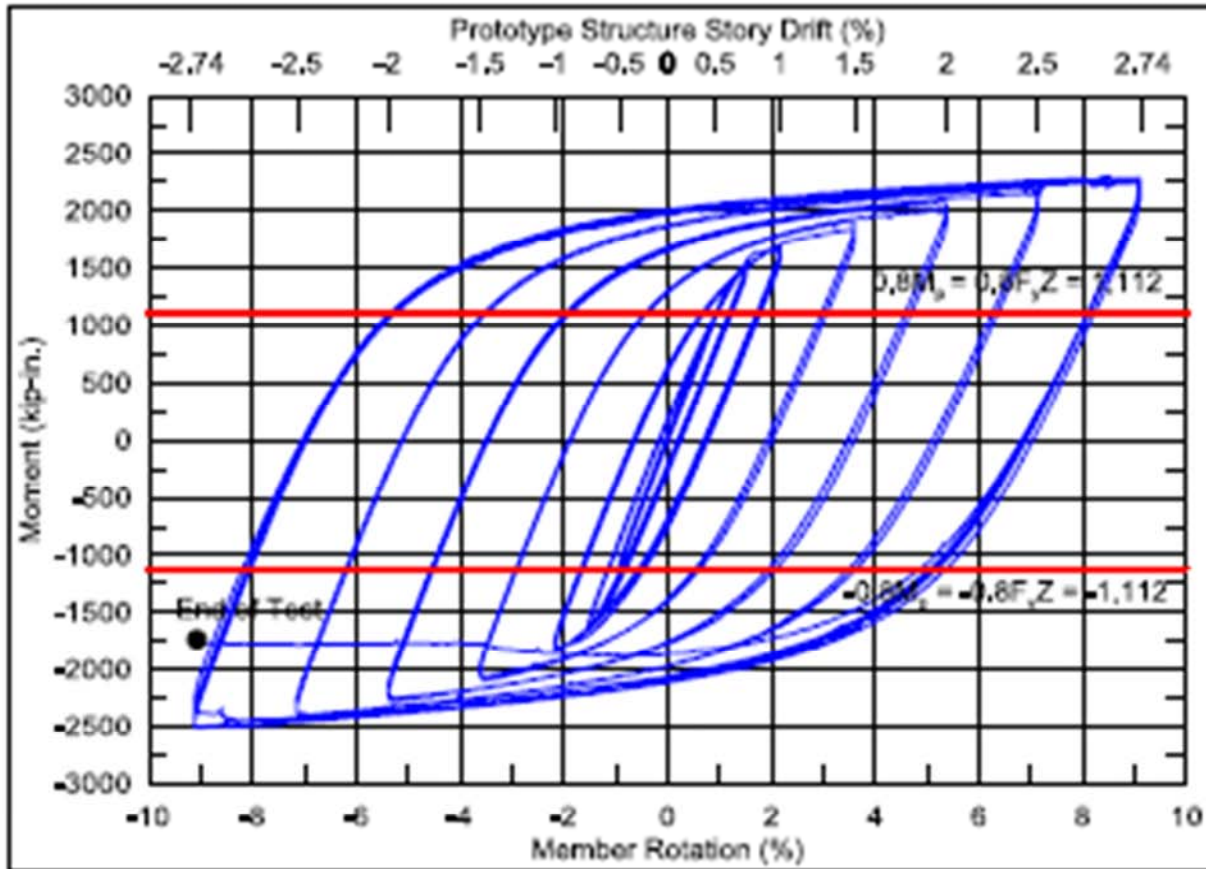


Figura 5.8— Comportamiento de elemento conformado por 2 canales C8×17.5 (Chao *et al.*, 2009)

Tabla 5.2 — Calibración del modelo de plasticidad concentrada a flexión

Punto característico	M / M_y	θ / θ_y
-E	-0.2	-13
-D	-0.2	-12
-C	-1.21	-11
-B	-1	0
A	0	0
B	1.21	0
C	1.1	11
D	0.2	12
E	0.2	13

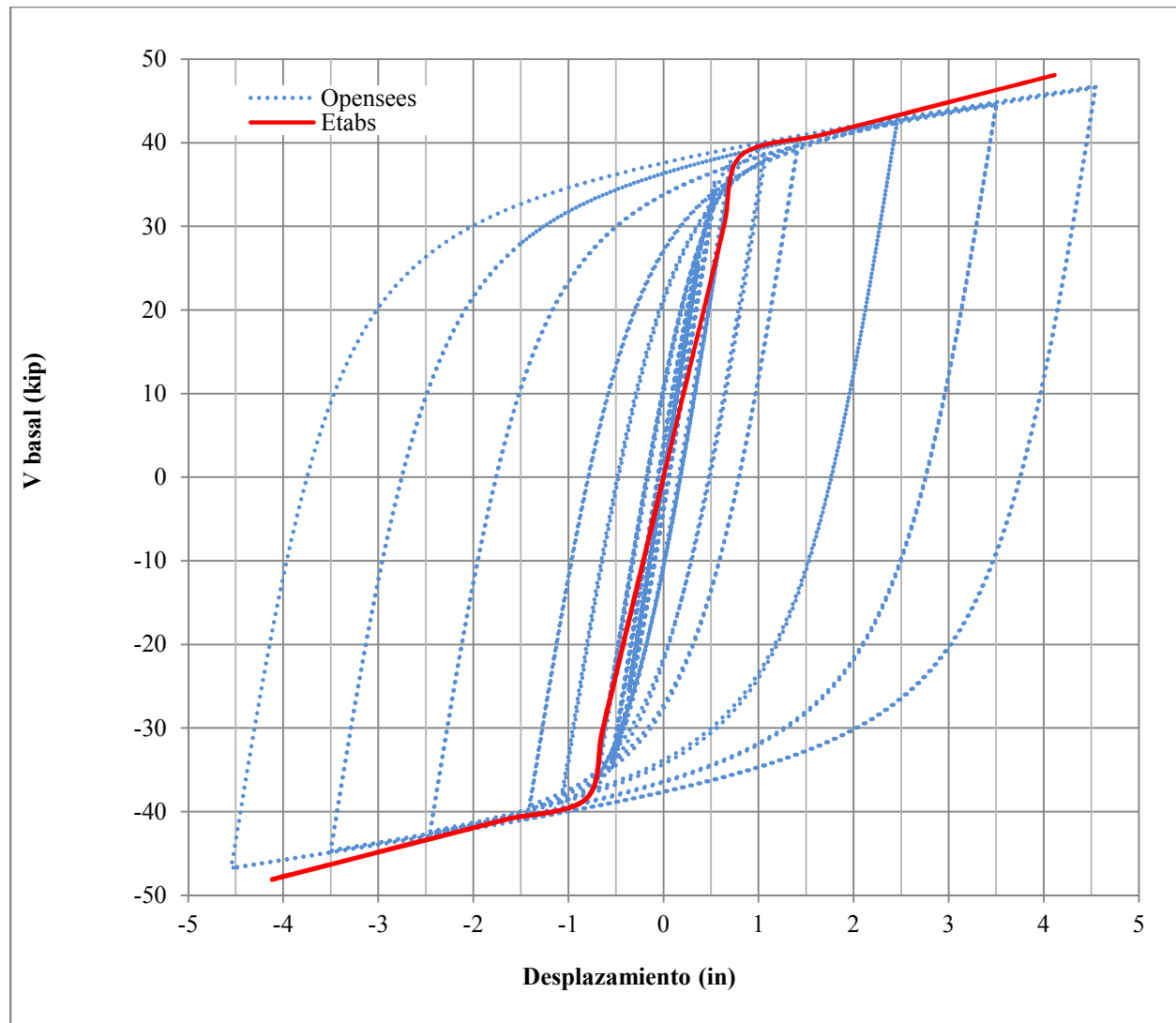


Figura 5.9— Envolvente Etabs vs. Cíclico OpenSees, canales dobles C18×17.5

5.1.3 Calibración de armaduras dúctiles

Como se expuso en el capítulo 2, Chao *et al.* (2009) realizaron pruebas experimentales de prototipos de armaduras dúctiles a escala real. De estos experimentos se obtuvieron las curvas de histéresis reales, y se compararon con las obtenidas de modelos inelásticos, a los cuales se les asignaron las propiedades inelásticas presentadas en secciones anteriores y que fueron sometidos a análisis estáticos incrementales y análisis cíclicos. Los resultados de estos análisis se muestran en las figuras 5.10 y 5.11.

En ambos casos, las curvas obtenidas del análisis estático incremental envuelven de manera razonable las curvas de histéresis experimentales. Sin embargo, en el caso del STMF-02, se observa que la rigidez inicial del modelo es poco menor a la del espécimen de prueba.

Por otra parte, se observa que los resultados que se obtienen de los análisis cíclicos muestran una buena correlación a los obtenidos experimentalmente, tanto en términos de rigidez como de resistencia.

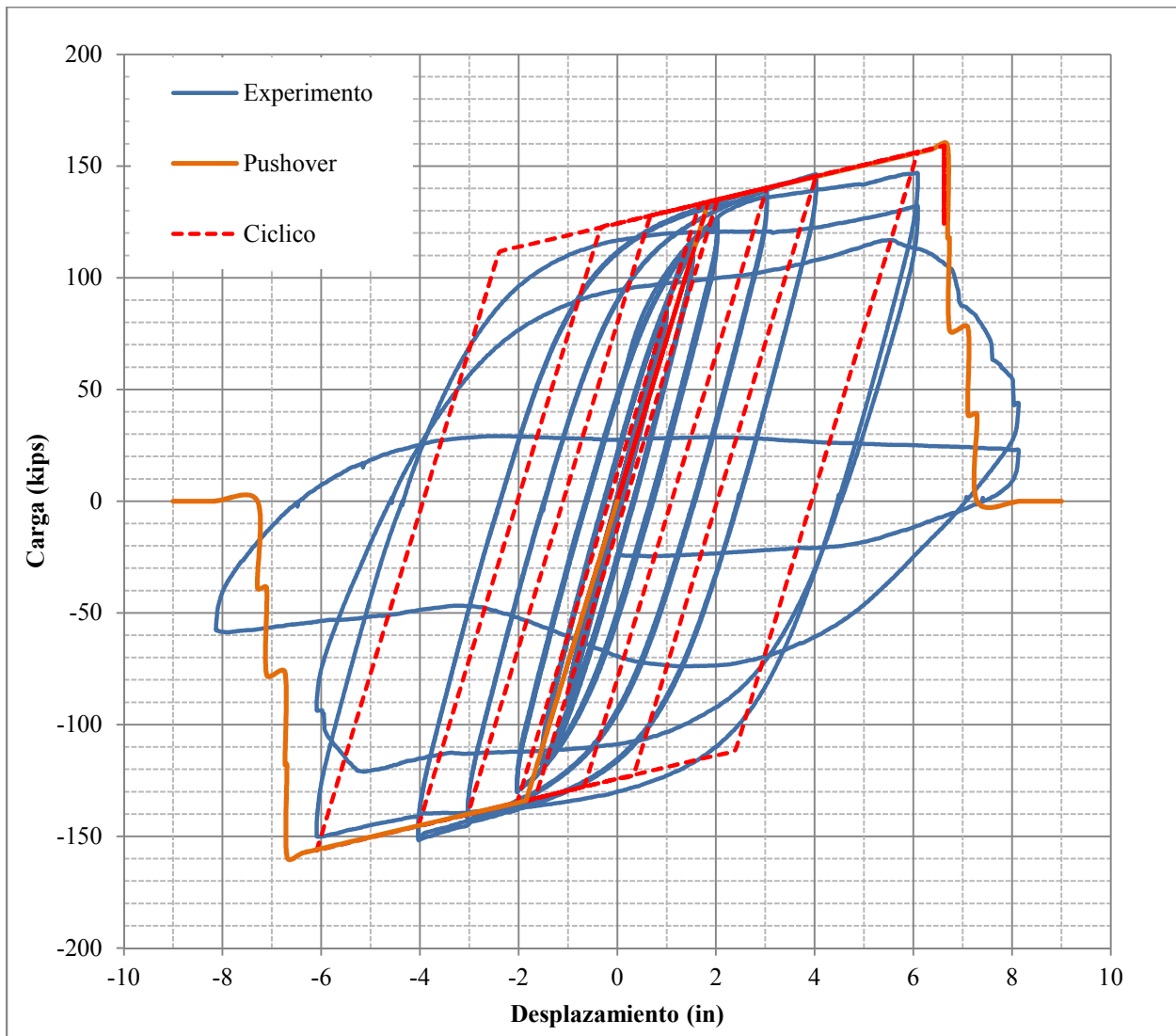


Figura 5.10— Calibración de marco de escala real, STMF-01 (Chao *et al.*, 2009)

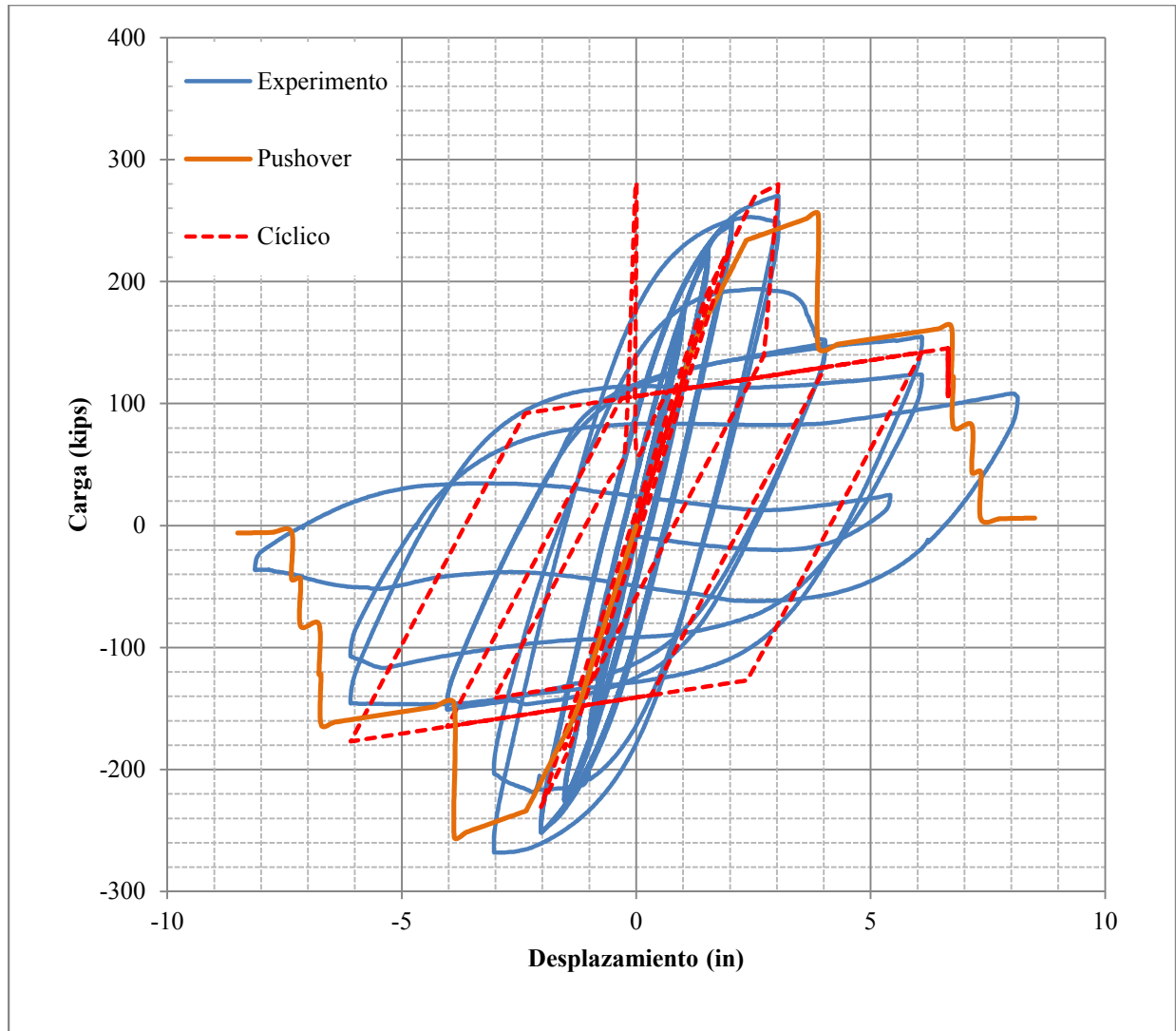


Figura 5.11— Calibración de marco de escala real, STMF-02 (Chao *et al.*, 2009)

5.2 Análisis inelásticos

Con base en los resultados obtenidos de las distintas calibraciones a nivel elemento, se genera un modelo no lineal para el que se realizan análisis inelásticos de los marcos en estudio tomando en cuenta las consideraciones de los modelos de plasticidad concentrada.

Las articulaciones se supusieron al centro y en los extremos de los miembros (axial y flexión; respectivamente). Como ya se hizo mención en secciones anteriores, ya que las diagonales están liberadas a momento en sus extremos, sólo se modelo en estas articulaciones axiales. En la figura 5.12 se muestra de forma esquemática la ubicación de las potenciales articulaciones plásticas en el marco de estudio.

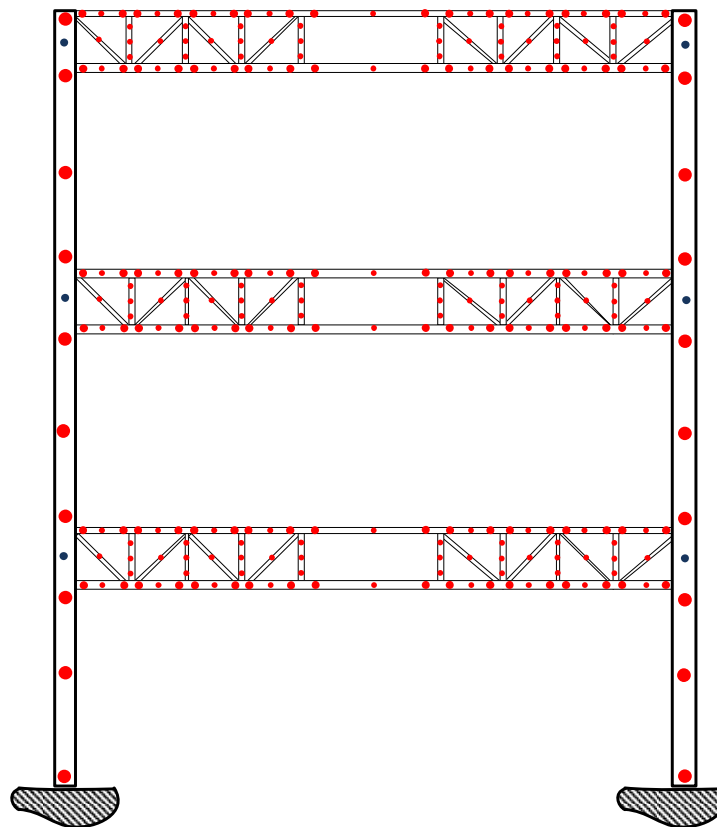


Figura 5.12— Ubicación de articulaciones de plasticidad concentrada

El marco en estudio se somete a una carga lateral estática incremental (*pushover*), con un patrón de carga similar al triangular invertido, y que se obtiene a partir de las fuerzas laterales que se generan debido a un análisis dinámico modal espectral. Dichas fuerzas se normalizan respecto a la fuerza del nivel de azotea a fin de obtener los factores de carga en cada entrepiso, los cuales se muestran en las tablas 5.3 a 5.5.

Tabla 5.3 — Patrones de carga lateral, marcos con segmento especial 0.1L

Modelo	Nivel	F_i
NTC	3	1.00
	2	0.74
	1	0.32
Chao y Goel	3	1.00
	2	0.78
	1	0.35
Mixto	3	1.00
	2	0.75
	1	0.33

Tabla 5.4 — Patrones de carga lateral, marcos con segmento especial 0.3L

Modelo	Nivel	F_i
NTC	3	1.00
	2	0.79
	1	0.34
Chao y Goel	3	1.00
	2	0.82
	1	0.37
Mixto	3	1.00
	2	0.77
	1	0.34

Tabla 5.5 — Patrones de carga lateral, marcos con segmento especial 0.5L

Modelo	Nivel	F_i
NTC	3	1.00
	2	0.77
	1	0.34
Chao y Goel	3	1.00
	2	0.81
	1	0.36
Mixto	3	1.00
	2	0.78
	1	0.34

De estos análisis se obtienen: curvas de capacidad (i.e. cortante basal vs. desplazamiento de azotea), distorsiones de entrepiso, y el mapeo de articulaciones para cada nivel de desempeño. También se presentan los factores de sobrerresistencia y ductilidad que se obtienen para este sistema, los cuales se calculan de la siguiente forma:

$$R = \frac{V_u}{V_{diseño}} \quad (5.1)$$

$$Q = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (5.2)$$

Donde:

R es el factor de sobrerresistencia del sistema estructural

Q es el factor de ductilidad del sistema estructural

V_u es el cortante basal máximo que desarrolla el sistema estructural

$V_{diseño}$ es el cortante basal de diseño

Δ_y es el desplazamiento a nivel de azotea, asociado a la primera fluencia

Δ_u es el desplazamiento a nivel de azotea, asociado al estado último de colapso

En la figura 5.13 se muestra de forma esquemática la ubicación de cada parámetro expuesto en una curva de capacidad tipo para la obtención de los factores de sobrerresistencia y ductilidad.

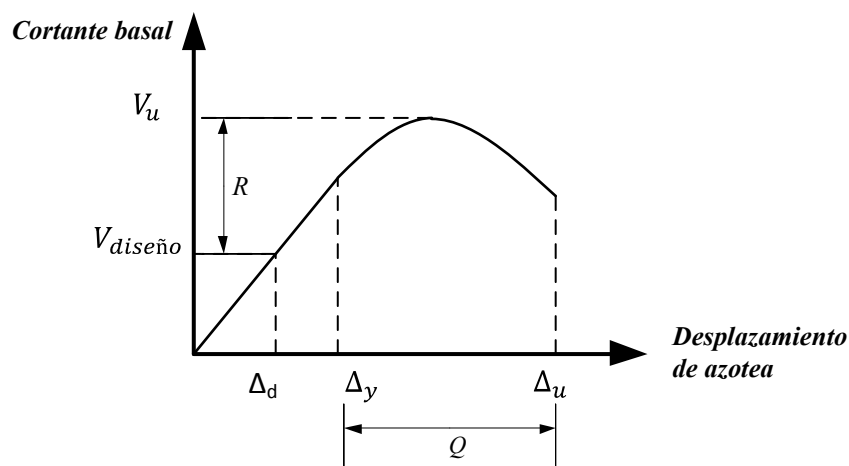


Figura 5.13— Curva de capacidad – Cortante vs Desplazamiento

Los parámetros de sobrerresistencia y ductilidad para la reducción del espectro elástico propuestos por las NTC-DS (2017), se calculan en función del periodo de la estructura y el periodo característico del terreno en que es desplazada, y se obtienen mediante las siguientes expresiones:

$$R = k_1 R_0 + k_2 \quad (5.3)$$

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad (5.4)$$

$$p = k + (1-k)(T_b/T)^2 \quad (5.5)$$

Donde R_0 es un factor básico de sobrerresistencia del sistema estructural, que se tomará igual a:

- 2.0 para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que cumplen con los requisitos para adoptar un factor de comportamiento Q de 3 o mayor;
- 1.75 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos a los que se asigna Q menor que 3.

k_1 , factor de corrección por hiperestaticidad, que es igual a:

- 0.8 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan menos de tres crujeas resistentes a sismo en la dirección de análisis y dos o menos crujeas resistentes a sismo en la dirección normal a la de análisis;
- 1.0 para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan tres o más crujeas resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis;
- 1.25 para los sistemas estructurales duales incluidos en las tablas 4.2.1 y 4.2.2. de las NTC-DS (2017)

k_2 , factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas, que se obtiene con la expresión:

$$k_2 = 0.5 \left[1 - (T/T_a)^{1/2} \right] > 0 \quad (5.6)$$

El factor de reducción β considera el amortiguamiento suplementario (mayor que 0.05) por efectos de interacción suelo-estructura o del uso de disipadores de tipo viscoso; mientras que el coeficiente k y los periodos característicos T_a y T_b de la meseta espectral, así como el periodo dominante del sitio T_s , se tomarán del *SASID* cuando los estudios geotécnicos no indiquen la existencia de anomalías en las características del subsuelo con respecto a la zona circundante.

En la figura 5.14 se muestra la variación, respecto del periodo de la estructura, de estos factores.

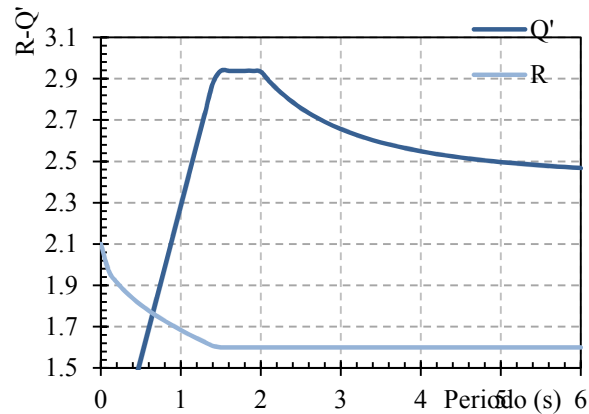


Figura 5.14— Variación de R y Q' , respecto al periodo de la estructura

5.2.1 Umbrales de niveles de desempeño

Los niveles de desempeño que se adoptaron en esta investigación son los que se describen a continuación:

- Primera fluencia (F): Aparición de la primera deformación de fluencia en la estructura, que ocurre cuando el primer miembro estructural agota su capacidad elástica y alcanza su fluencia (punto B de la figura 5.4).
- Primera fractura (FR): Aparición de la primera fractura en la estructura, que ocurre cuando el primer miembro estructural presenta teóricamente su ruptura (punto D de la figura 5.4).
- Prevención de colapso (PC): Estado último del análisis o colapso incipiente, previo a la formación de un mecanismo de colapso de la estructura

Por otra parte, los umbrales de deformación a nivel elemento son los que recomiendan las NTC-DCEA (2017) y la referencia [2], los cuales se presentan en la tabla 5.6.

Tabla 5.6 — Umbrales de niveles de desempeño

Miembro	Primera Fluencia	Prevención de Colapso
Cuerdas y montantes	$1\theta_v$	$11\theta_v$
Diagonales en compresión	$1\Delta_c$	$8\Delta_c$
Diagonales en tensión	$1\Delta_v$	$14\Delta_v$
Columnas en flexión	$1\theta_v$	$11\theta_v$

5.3 Análisis de resultados

A continuación, se presentan los resultados de los análisis inelásticos de cada marco en estudio. En las curvas de capacidad se incluyeron los desplazamientos asociados a los niveles de desempeño, así como el cortante basal de diseño; además, se muestran las curvas de distorsión y

mapeo de articulaciones plásticas para cada nivel de desempeño. El nivel de distorsión máximo que establece las NTCDS-17 para este sistema es de 0.020.

5.3.1 Comportamiento global de los marcos con $L_s = 0.1L$

5.3.1.1 Marco 0.1L – NTC

En las figuras 5.15 y 5.16 se muestran, respectivamente, la curva de capacidad, el perfil de distorsiones, y los mapeos de articulaciones plásticas a diferentes niveles de desempeño. El marco diseñado con esta metodología presenta una sobrerresistencia de 1.73 y una ductilidad de 2.02. La primera fluencia (línea verde en la figura 5.15) se presenta cuando el desplazamiento a nivel de azotea es de 9.5 cm, la distorsión máxima de entrepiso es de 0.0086 en el segundo nivel, y la primera articulación se presenta en el segmento especial de este piso. Para el nivel de desempeño denominado “primera fractura”, la distorsión máxima se presenta en el tercer entrepiso, con una magnitud de 0.016; en este paso, todos los segmentos especiales están articulados en sus extremos, y las articulaciones asociadas a este nivel de desempeño se presentan en las cuerdas superiores de los niveles 2 y 3. Respecto al nivel de prevención de colapso, el tercer entrepiso sigue siendo el más demandado en términos de desplazamientos relativos, presentando una distorsión de 0.021, en donde los extremos de los segmentos especiales de los niveles 2 y 3 exhiben una completa plastificación. Todos los miembros fuera del segmento se mantienen en el intervalo elástico.

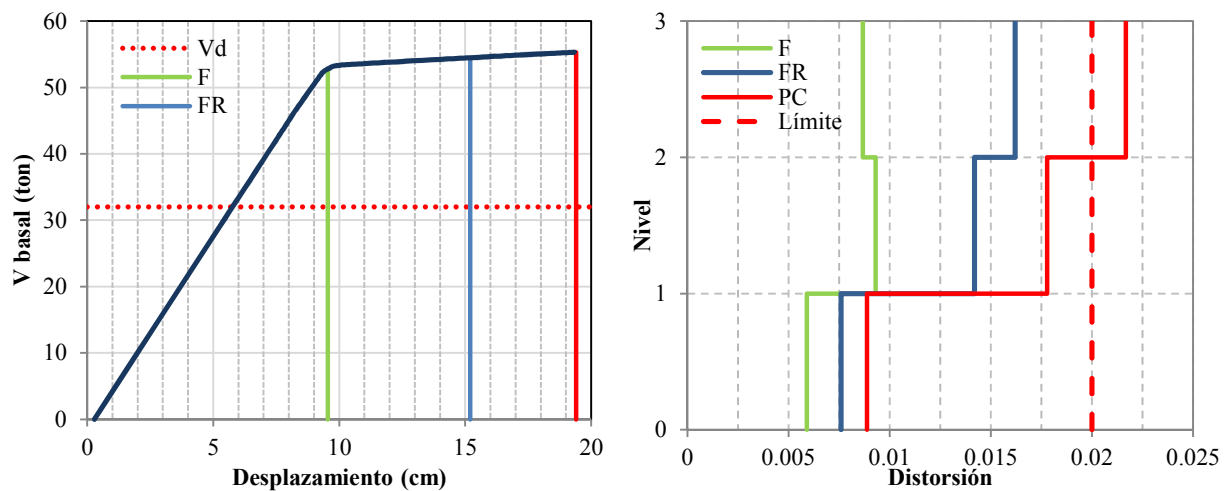


Figura 5.15— Curvas de capacidad y distorsión de entrepiso, modelo 0.1L – NTC

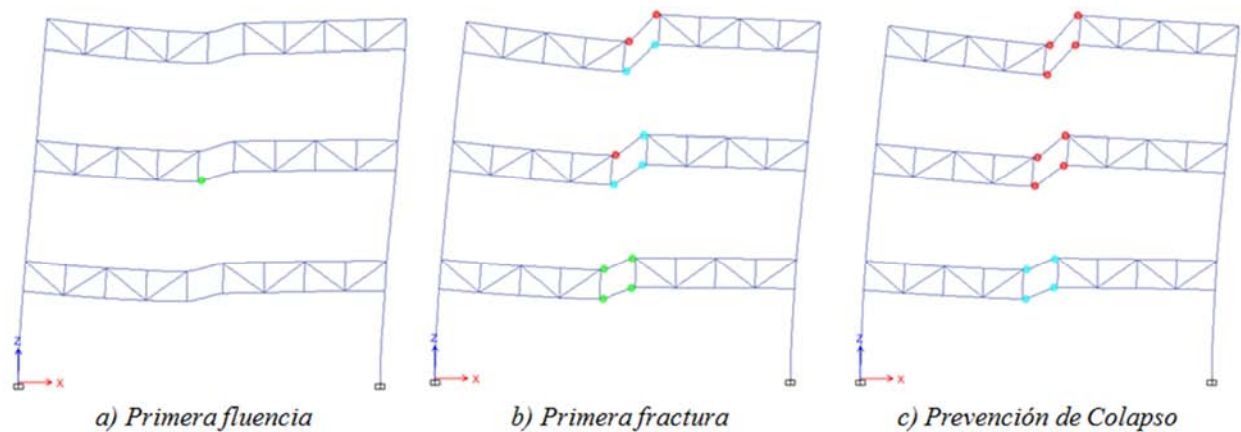


Figura 5.16— Mapeo de articulaciones plásticas, modelo 0.1L – NTC

5.3.1.2 Marco 0.1L – Chao y Goel

Para el modelo diseñado con esta metodología, este presenta una sobrerresistencia de 1.73 y una ductilidad de 1.74 (figura 5.17). La primera fluencia (línea verde en figura 5.17) se presenta cuando el desplazamiento a nivel de azotea es de 11.5 cm, en donde la distorsión máxima de entrepiso es en el segundo nivel con magnitud de 0.013, y todos los extremos de cuerdas en segmento especial de este piso presentan fluencia simultáneamente. La primera fractura (línea azul en figura 5.17) ocurre con una distorsión máxima de 0.0175 en el segundo entrepiso, con todos los segmentos especiales plastificados en sus extremos, y rotaciones cercanas a la fractura en los extremos de las cuerdas del segundo nivel. El análisis concluyó con un desplazamiento casi de 20 cm. (línea roja en figura 5.17), correspondiente a una distorsión máxima de 0.02 en el tercer entrepiso, y con los segmentos especiales de los niveles 2 y 3 con completa plastificación y fractura incipiente (figura 5.18). Los miembros fuera del segmento especial se mantienen elásticos.

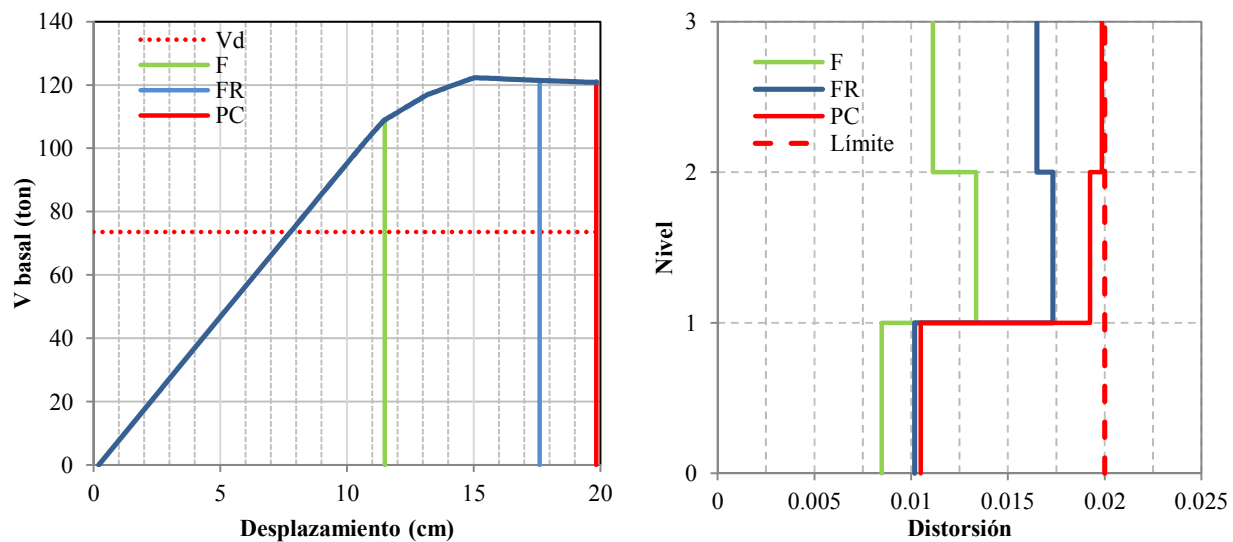


Figura 5.17— Curvas de capacidad y distorsión de entrepiso, modelo 0.1L – Chao y Goel

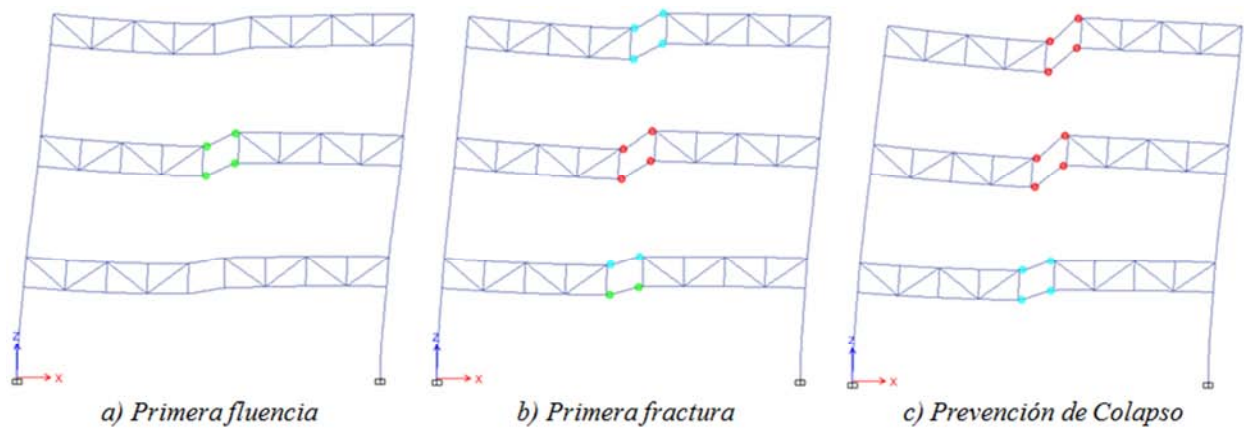


Figura 5.18— Mapeo de articulaciones plásticas, modelo 0.1L – Chao y Goel

5.3.1.3 Marco 0.1L – Mixto

Para el modelo diseñado con esta metodología, se presenta una sobrerresistencia de 2.05 y una ductilidad de 2.0 (figura 5.19). En cuanto a los niveles de desempeño, la primera fluencia (línea verde en figura 5.19) se presenta cuando el nivel de azotea registra un desplazamiento de 7 cm, en donde la distorsión máxima de entrepiso de 0.008 está en el segundo nivel, siendo los extremos de las cuerdas del segmento especial de este nivel los que se articulan simultáneamente. Para el nivel de primera fractura (línea azul en figura 5.17), la distorsión máxima es de 0.013 en el tercer entrepiso; en este paso, solo los segmentos especiales de los niveles 1 y 2 están articulados en sus extremos, y la articulación asociada a este nivel de desempeño se presenta en la cuerda superior del segundo nivel. El análisis concluyó a una distorsión máxima de 0.019 en el tercer entrepiso, con los segmentos especiales de los niveles 2 y 3 con plastificación completa y fractura incipiente (figura 5.20). Al igual que en los casos anteriores, los miembros fuera del segmento especial se mantienen elásticos.

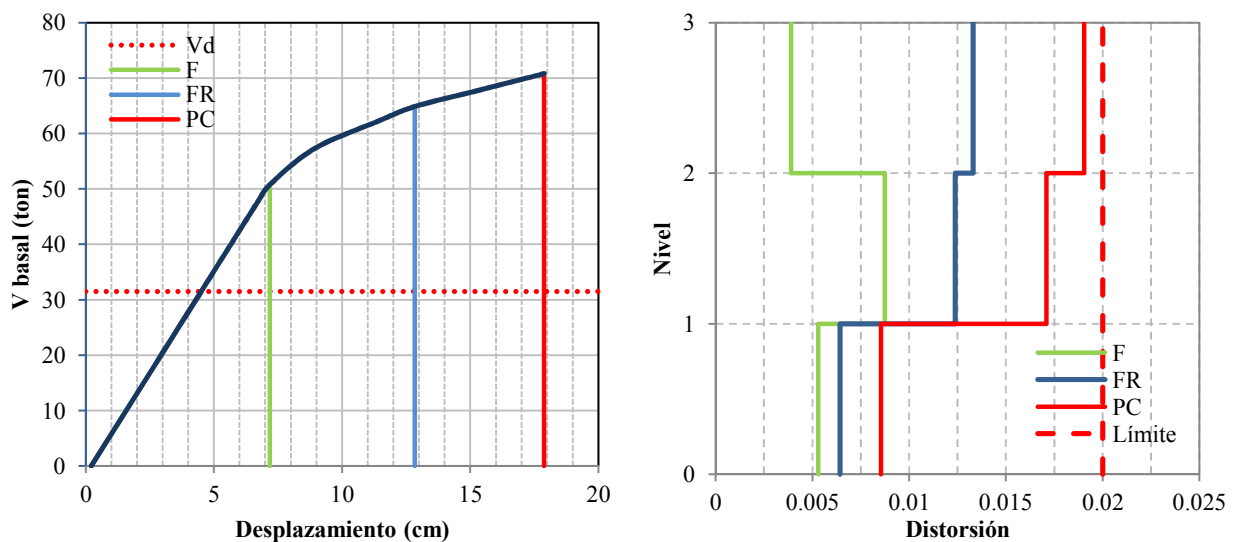


Figura 5.19— Curvas de capacidad y distorsión de entrepiso, modelo 0.1L – Mixto

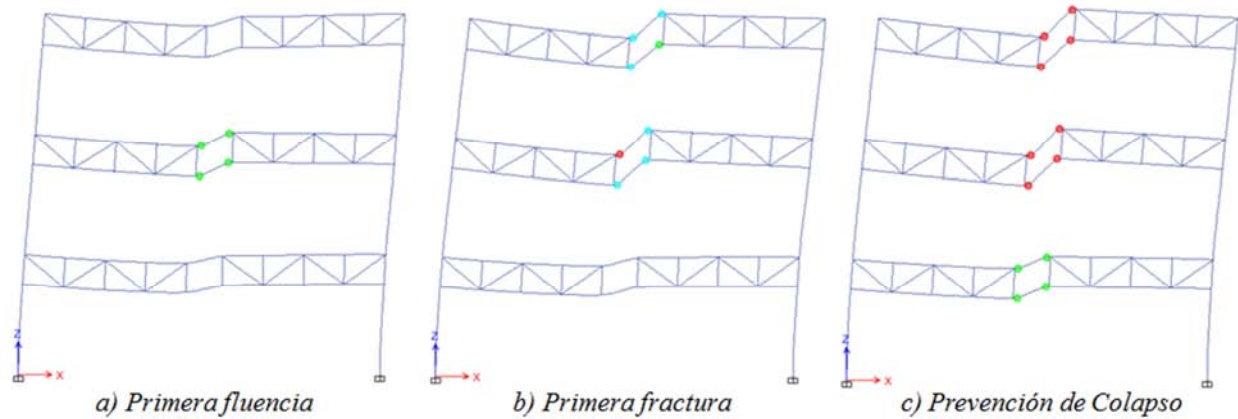


Figura 5.20— Mapeo de articulaciones plásticas, modelo 0.1L – mixto

5.3.1.4 Respecto a la sobrerresistencia (R) y ductilidad (Q)

La tabla 5.7 resume los factores de sobrerresistencia (R) y los factores de ductilidad (Q) que, para los tres modelos con $L_s = 0.1L$, se determinan a partir de los análisis estáticos y que se asumen para el diseño de acuerdo con la NTC-DS (2017). En general, se observa una buena correlación entre los factores de sobrerresistencia, R , que se determinan de los análisis y la utilizada en el diseño con las recomendaciones de las NTC-DS (2017). Sin embargo, para estos casos, los análisis no confirman que el sistema alcanza la ductilidad objetivo en el diseño (*i.e.* $Q=3$).

Tabla 5.7 — Factores de sobrerresistencia y ductilidad, modelos con $L_s = 0.1L$

Modelo	Factor R		Factor Q	
	Análisis	Diseño	Análisis	Diseño
NTC	1.73	1.73	2.02	3.0
Chao y Goel	1.73	1.77	1.74	3.0
Mixto	2.05	1.75	2.01	3.0

5.3.2 Comportamiento global de los marcos con $L_s = 0.3L$

5.3.2.1 Marco 0.3L – NTC

Para el modelo diseñado con esta metodología, se presenta una sobrerresistencia de 2.3 y una ductilidad de 2.6 (figura 5.21). La primera fluencia (línea verde en figura 5.21) se presenta cuando el desplazamiento de azotea es de 9.3 cm, en donde la distorsión máxima se presenta en el segundo entrepiso con magnitud de 0.009; presentan articulaciones plásticas a flexión en los montantes confinados dentro del segmento especial del primer y segundo piso. Para el nivel de primera fractura (línea azul en figura 5.21), la distorsión máxima sigue siendo en el segundo entrepiso con una magnitud de 0.019; a este nivel de distorsión, varios de los montantes confinados dentro del segmento especial han fluido, así como los extremos de las cuerdas de dicho segmento en los tres niveles del marco. Finalmente, el desplazamiento de prevención de colapso (línea roja en figura 5.21) se presenta a los 24 cm en el nivel de azotea, con una distorsión máxima de entrepiso de 0.024, al igual que en los otros niveles de desempeño, esta distorsión se genera en el segundo entrepiso. En este paso los segmentos especiales de los tres niveles exhiben varias articulaciones plásticas (figura 5.22). Los miembros fuera del segmento especial permanecen elásticos.

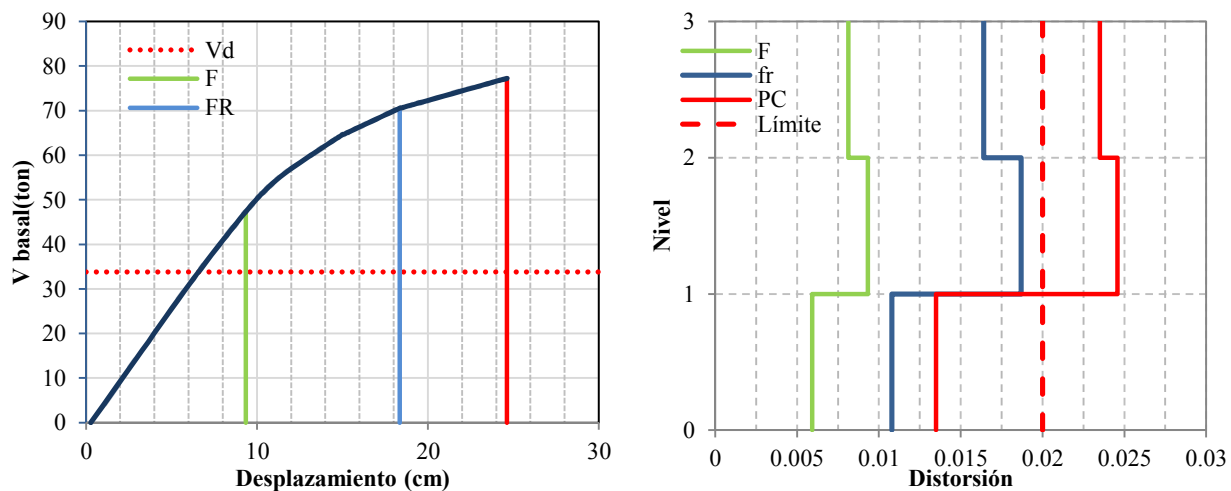


Figura 5.21— Curvas de capacidad y distorsión de entrepiso, modelo 0.3L – NTC

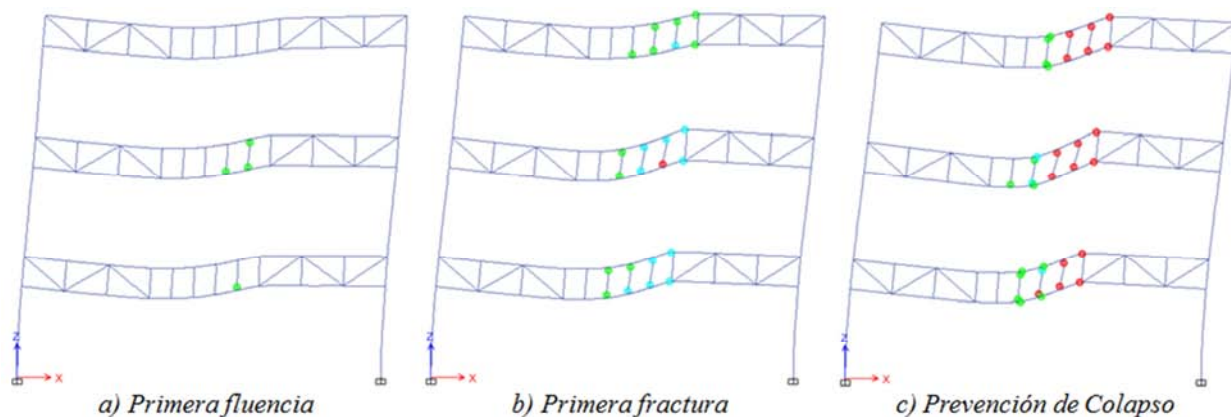


Figura 5.22— Mapeo de articulaciones plásticas, modelo 0.3L – NTC

5.3.2.2 Marco 0.3L – Chao y Goel

El marco diseñado con esta metodología presenta una sobrerresistencia de 1.9 y una ductilidad de 2.7 (figura 5.23). En cuanto a los niveles de desempeño, la primera fluencia se presentó cuando el nivel de azotea registró un desplazamiento de 11.1 cm, la distorsión máxima es en el segundo entrepiso con magnitud de 0.011; donde los montantes confinados por el segmento especial, de los niveles 1 y 2 presentan la primera fluencia simultáneamente. Para el nivel de primera fractura la distorsión máxima sigue concentrándose en el segundo entrepiso con una magnitud de 0.022; en este paso, se generaron articulaciones plásticas tanto en los montantes dentro del segmento especial del tercer nivel, como en los segmentos especiales (cuerdas y montantes) de los niveles 1 y 2. El análisis concluyó a una distorsión máxima del segundo entrepiso de magnitud es de 0.03. Para este nivel de deformación los segmentos especiales del primer y segundo piso exhiben plastificación completa; mientras que los miembros del segmento especial del nivel de azotea han incurrido en su intervalo inelástico (figuras 5.23 y 5.24). Para este marco, las bases de las columnas en planta baja experimentaron fluencia.

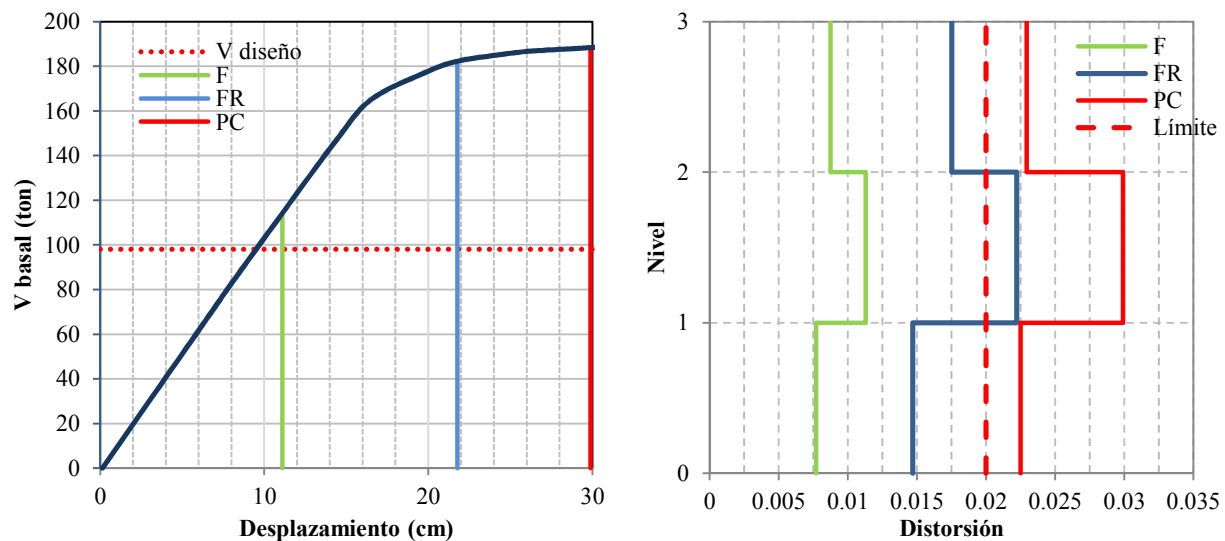


Figura 5.23— Curvas de capacidad y distorsión de entrepiso, modelo 0.3L – Chao y Goel

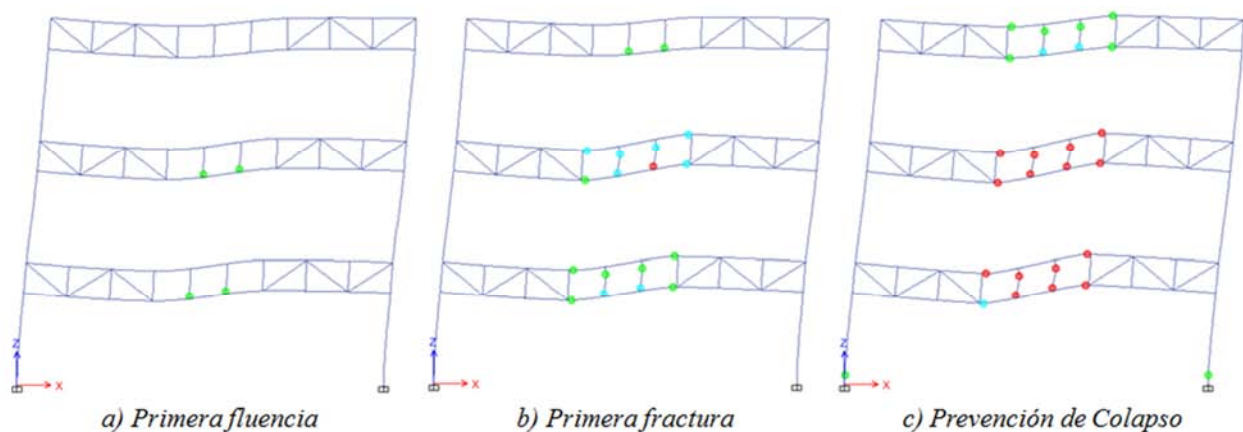


Figura 5.24— Mapeo de articulaciones plásticas, modelo 0.3L – Chao y Goel

5.3.2.3 Marco 0.3L – mixto

Para el marco diseñado con esta metodología se obtiene una sobrerresistencia de 2.9 y una ductilidad de 3.3 (figura 5.25). Por otra parte, la primera fluencia (línea verde en figura 5.25) se presenta cuando el desplazamiento a nivel de azotea es de 8.8 cm, en donde la distorsión máxima es en el segundo entrepiso con magnitud de 0.009; los montantes dentro de los segmentos especiales del primer y segundo piso presentan articulaciones simultáneamente. Para el nivel de primera fractura (línea azul en figura 5.25) la distorsión máxima sigue siendo en el segundo entrepiso con una magnitud de 0.022. En este paso, todos los segmentos especiales experimentaron fluencia, y las articulaciones asociadas a este nivel de desempeño se presentan en los montantes de los pisos 2 y 3. El análisis concluyó a una distorsión máxima del tercer entrepiso cuya magnitud es de 0.029, donde los montantes confinados por el segmento especial de los tres niveles registran plastificación completa, mientras que todos los extremos de las cuerdas los segmentos especiales fluyeron aunque no se han plastificado por completo (figuras 5.25 y 5.26). Los miembros fuera del segmento especial no exhiben fluencia.

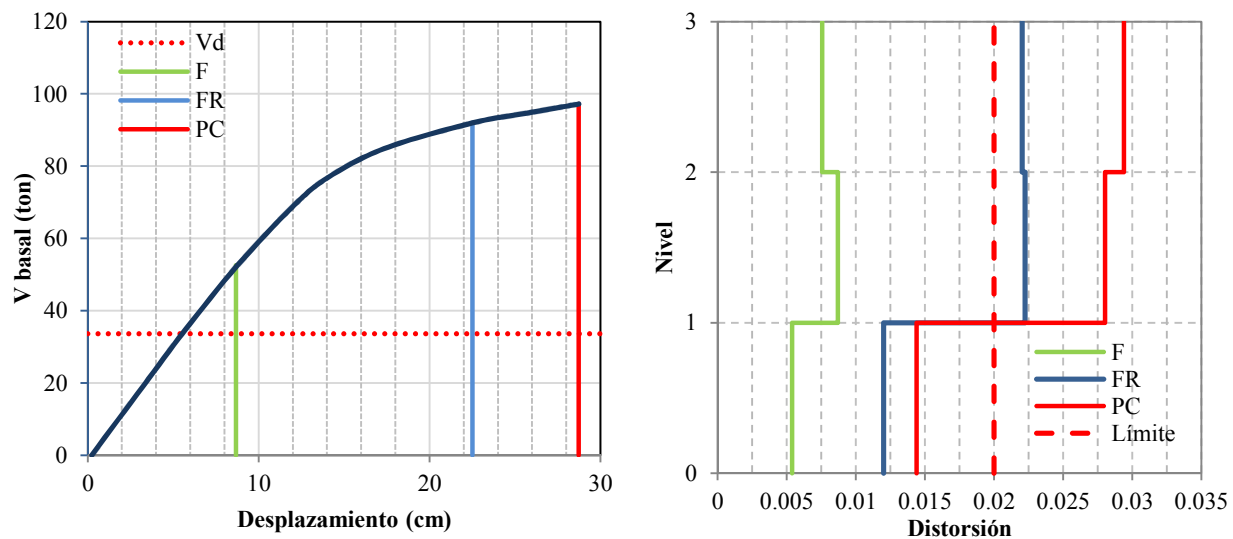


Figura 5.25— Curvas de capacidad y distorsión de entrepiso, modelo 0.3L – mixto

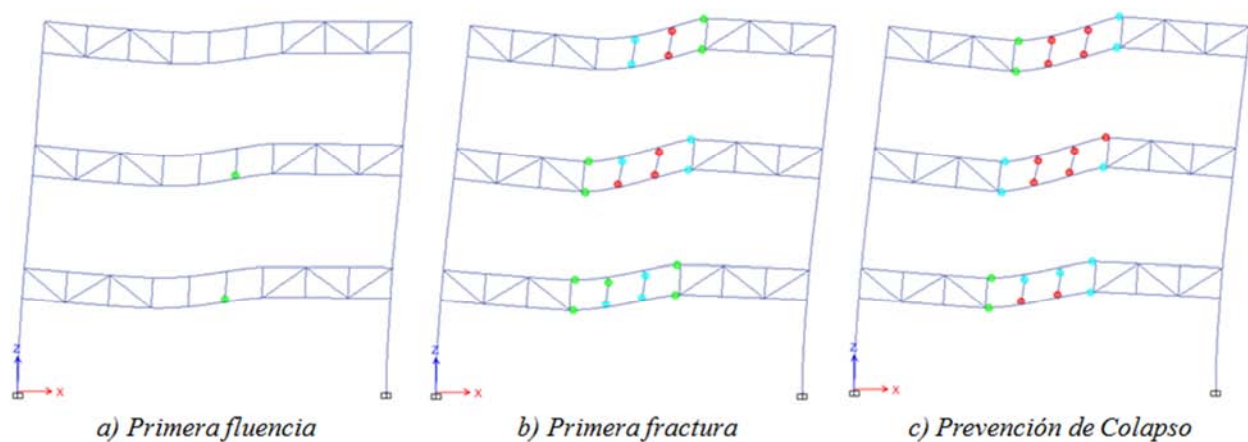


Figura 5.26— Mapeo de articulaciones plásticas, modelo 0.3L – mixto

5.3.2.4 Respecto a la sobrerresistencia (R) y ductilidad (Q)

La tabla 5.8 confirma que, para los casos que se presentan, los factores de sobrerresistencia, R , que se obtienen de los análisis no-lineales exceden a los supuestos en el diseño establecidos en la NTC-DS (2017). Respecto a los factores de ductilidad, Q , los que se determinan del análisis son cercanos a los factores planteados en el diseño. Hay que enfatizar que las primeras fluencias se presentan en los miembros verticales confinados dentro del segmento especial, siendo las cuerdas de dicho segmento los últimos miembros en experimentar inelasticidad. Los altos factores de sobrerresistencia y los mayores factores de ductilidad que se confirman en estos análisis se atribuyen al hecho de que este sistema tiene mayores elementos de “sacrificio” (miembros verticales dentro del segmento especial), que contribuyen a que la estructura incremente su rigidez, resistencia, y disipe mayor cantidad de energía. Esto es compatible con los resultados experimentales que reportan Chao *et al.* (2009).

Tabla 5.8 — Factores de sobrerresistencia y ductilidad, modelos con $L_s = 0.3L$

Modelo	Factor R		Factor Q	
	Análisis	Diseño	Análisis	Diseño
NTC	2.30	1.72	2.60	3.0
Chao y Goel	1.90	1.77	2.70	3.0
Mixto	2.90	1.73	3.30	3.0

5.3.3 Comportamiento global de los marcos con $L_s = 0.5L$

5.3.3.1 Marco 0.5L – NTC

Para el modelo diseñado con esta metodología, se presenta una sobrerresistencia de 2.3 y una ductilidad de 3.6 (figura 5.27). La primera fluencia se presenta cuando el desplazamiento de azotea es de 7.2 cm, en donde la distorsión máxima se da en el segundo y tercer entrepiso con magnitud de 0.007; presentan articulaciones plásticas a flexión los montantes confinados en el segmento especial de los tres pisos. Para el nivel de primera fractura, la distorsión máxima sigue siendo en el segundo y tercer entrepiso con una magnitud de 0.019; a este nivel de distorsión, varios de los montantes confinados dentro de los segmentos especiales han fluido, así como los extremos de las cuerdas de dicho segmento en los tres niveles del marco. Finalmente, el desplazamiento de prevención de colapso se presenta a los 26 cm, con una distorsión máxima de entrepiso de 0.026, esta distorsión se genera en el segundo y tercer entrepiso. En este paso los segmentos especiales de los tres niveles exhiben varias articulaciones plásticas, particularmente los miembros verticales (figura 5.28). Los miembros fuera del segmento especial permanecen elásticos.

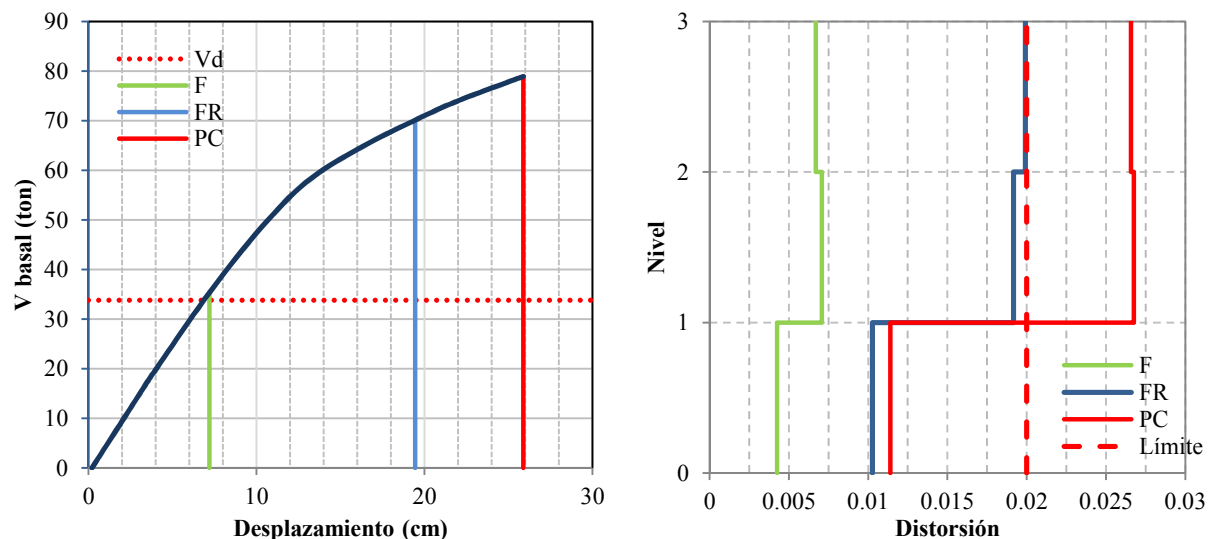


Figura 5.27— Curvas de capacidad y distorsión de entrepiso, modelo 0.5L – NTC

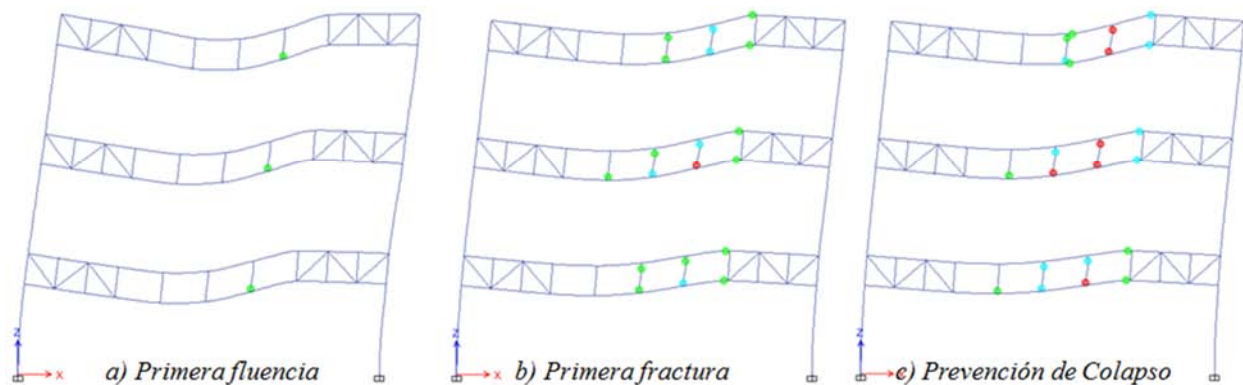


Figura 5.28— Mapeo de articulaciones plásticas, modelo 0.5L – AME

5.3.3.2 Marco 0.5L – Chao y Goel

Para el marco diseñado con esta metodología, este presenta una sobrerresistencia de 2.0 y una ductilidad de 3.3 (figura 5.29).

Por otra parte, la primera fluencia se presenta cuando el desplazamiento a nivel de azotea es de 9.1 cm, en donde la distorsión máxima se presenta en el segundo entrepiso con magnitud de 0.009; los montantes dentro de los segmentos especiales de los niveles 1 y 2 presentan articulaciones simultáneamente. Para el nivel de primera fractura la distorsión máxima sigue siendo en el segundo entrepiso con una magnitud de 0.023. En este paso, todos los segmentos especiales experimentaron fluencia, y las articulaciones asociadas a este nivel de desempeño se presentan en los montantes del segundo nivel. El análisis concluyó a una distorsión máxima del segundo entrepiso cuya magnitud es de 0.03, donde algunos de los montantes confinados por el segmento especial de los tres pisos registran plastificación completa, mientras que la mayoría de los extremos de las cuerdas de los segmentos especiales fluyeron, aunque no se han plastificado por completo. (figuras 5.29 y 5.30). De los miembros fuera del segmento especial, solo las columnas de planta baja exhiben fluencia.

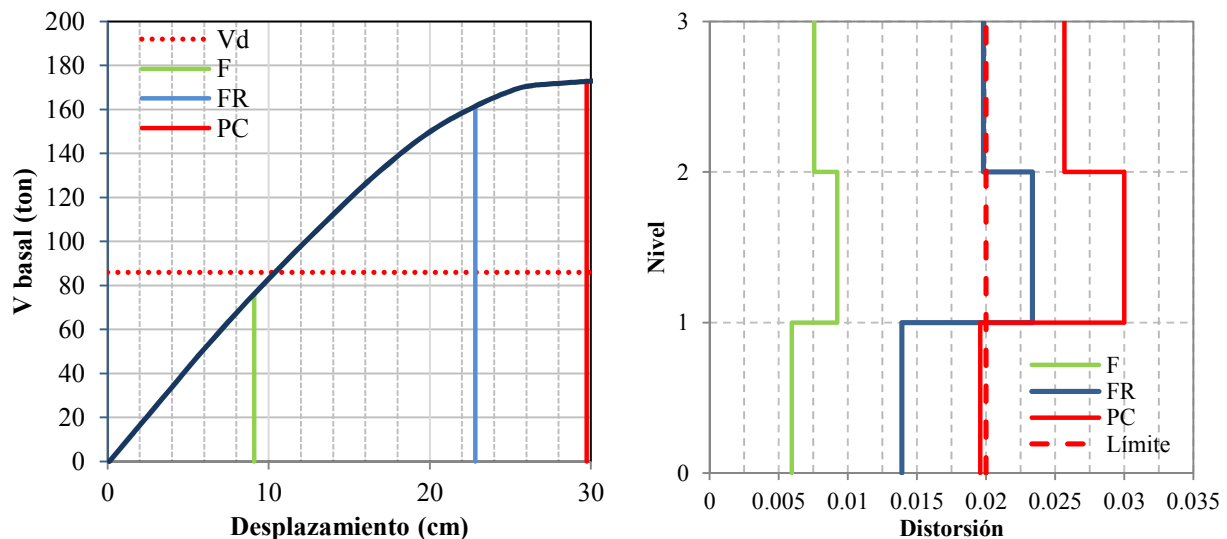


Figura 5.29— Curvas de capacidad y distorsión de entrepiso, modelo 0.5L – Chao y Goel

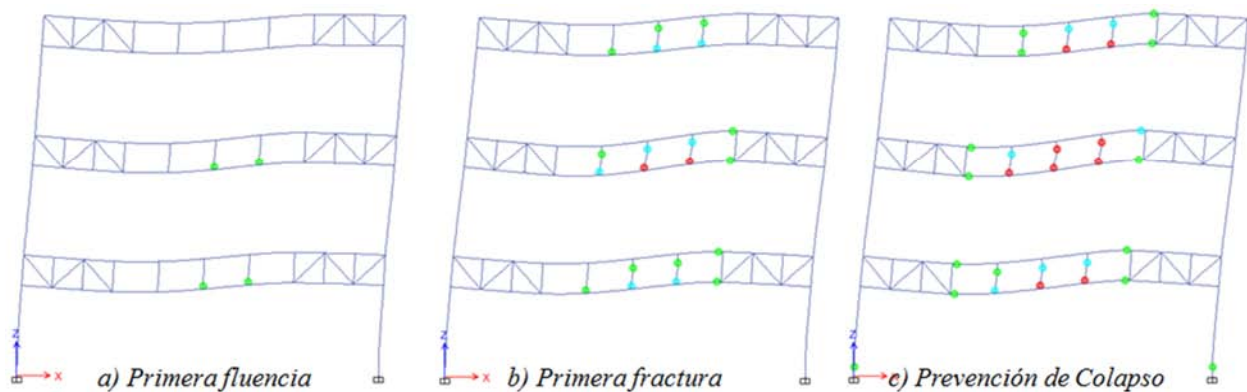


Figura 5.30— Mapeo de articulaciones plásticas, modelo 0.5L – Chao y Goel

5.3.3.3 Marco 0.5L – Mixto

El marco diseñado con esta metodología presenta una sobrerresistencia de 3.0 y una ductilidad de 3.8 (figura 5.31).

En cuanto a los niveles de desempeño, la primera fluencia se presentó cuando el nivel de azotea registró un desplazamiento de 7.52 cm, en donde la distorsión máxima se da en el segundo entrepiso con magnitud de 0.0075, al ser los montantes confinados por el segmento especial, de los niveles 1 y 2, los que presentan la primera fluencia simultáneamente. Para el nivel de primera fractura la distorsión máxima sigue siendo en el segundo entrepiso con una magnitud de 0.018; en este paso, se generaron articulaciones plásticas en el segmento especial de los tres niveles. El análisis concluyó a una distorsión máxima del tercer entrepiso de magnitud 0.028, para este nivel de deformación algunos montantes de los segmentos especiales de los tres pisos exhiben plastificación completa (figuras 5.31 y 5.32). Los miembros fuera del segmento especial permanecen elásticos.

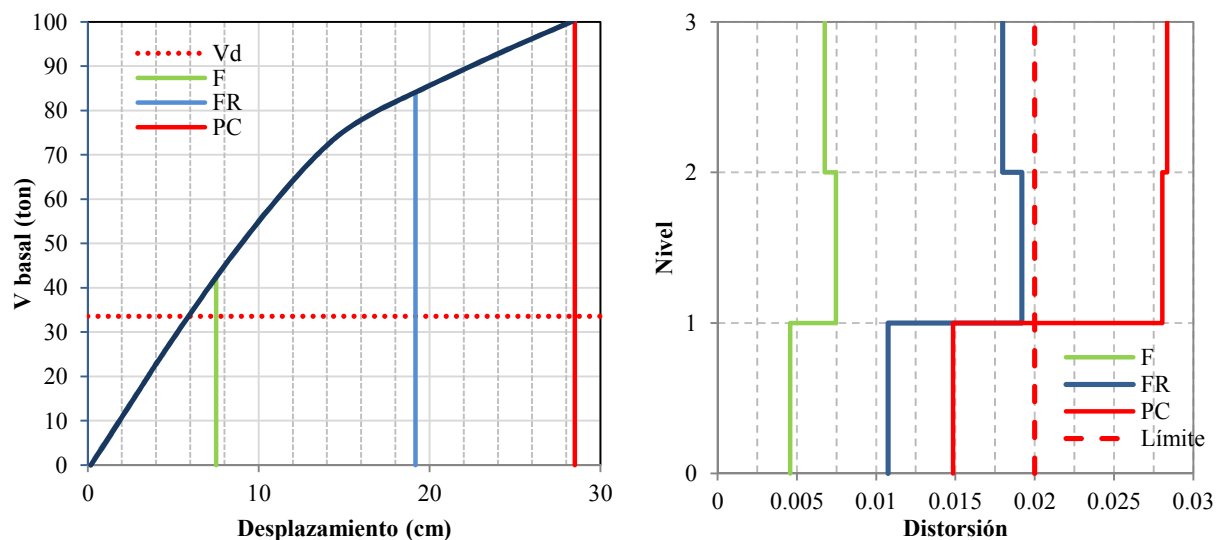


Figura 5.31— Curvas de capacidad y distorsión de entrepiso, modelo 0.5L – mixto

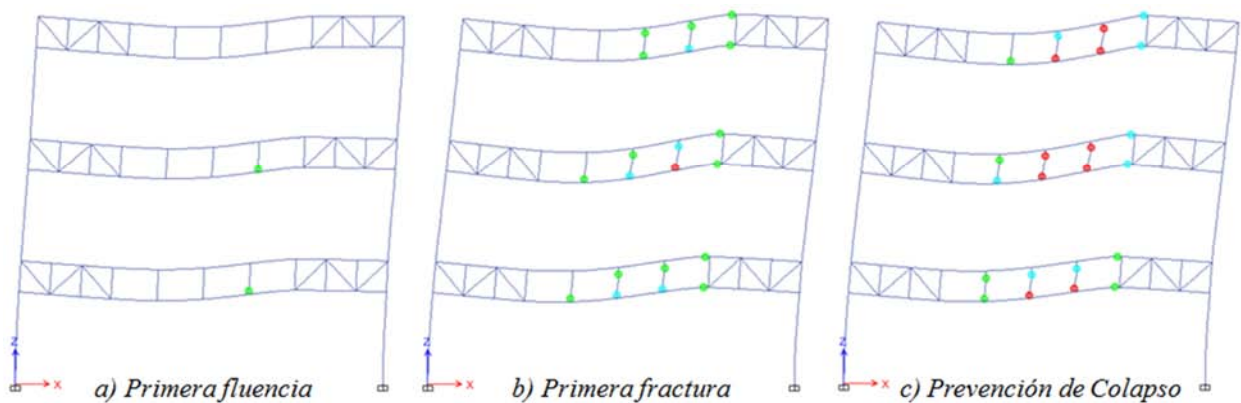


Figura 5.32— Mapeo de articulaciones plásticas, modelo 0.5L – mixto

5.3.3.4 Respecto a la sobrerresistencia (R) y ductilidad (Q)

Como se puede observar en la tabla 5.9, tanto los factores de sobrerresistencia, R , como los de ductilidad, Q , que se obtienen para estos casos de los análisis no-lineales exceden a los supuestos para el diseño de acuerdo con las NTC-DS (2017). Al igual que los marcos con $L_s=0.3L$ de la sección anterior, las primeras fluencias se presentan en los miembros verticales confinados dentro del segmento especial, siendo las cuerdas de dichos segmentos los últimos miembros en experimentar inelasticidad. El hecho de que estos marcos tuvieron mayor cantidad de elementos “sacrificio” (miembros verticales dentro del segmento especial) contribuye a que la estructura disipe mayor cantidad de energía, y además, exhiba mayor rigidez y resistencia de la estructura. Esto es compatible con los resultados experimentales que reportan Chao *et al.* (2009).

Tabla 5.9 — Factores de sobrerresistencia y ductilidad, modelos con $L_s=0.5L$

Modelo	Factor R		Factor Q	
	Análisis	Diseño	Análisis	Diseño
NTC	2.33	1.71	3.60	3.0
Chao y Goel	2.01	1.75	3.30	3.0
Mixto	3.00	1.72	3.80	3.0

5.3.4 Comparativa entre marcos con igual longitud de segmento especial

En esta sección se comparan las curvas de capacidad y distorsiones de entrepiso en los marcos para las mismas longitudes de segmento especial, y diseñados con los tres distintos enfoques que se adoptaron en este trabajo. Para el caso del segmento especial $L_s = 0.1L$, como se observa de la figura 5.33, el marco diseñado con la metodología propuesta por Chao y Goel que utiliza en enfoque de diseño por capacidad es el que presenta mayor rigidez y resistencia, mientras que estas propiedades del marco diseñado con el método mixto son menores, aunque aún mayores que la que exhibe el marco diseñado con el método NTC. Por otra parte, estos dos últimos son considerablemente más dúctiles que el primero. El marco denominado 0.1L-MIX alcanza un mayor nivel de sobrerresistencia (tabla 5.7). Los marcos con esta longitud de segmento especial muestran una buena correlación entre los factores de ductilidad y sobrerresistencia obtenidos de los análisis y los adoptados para el diseño conforme con las NTC.

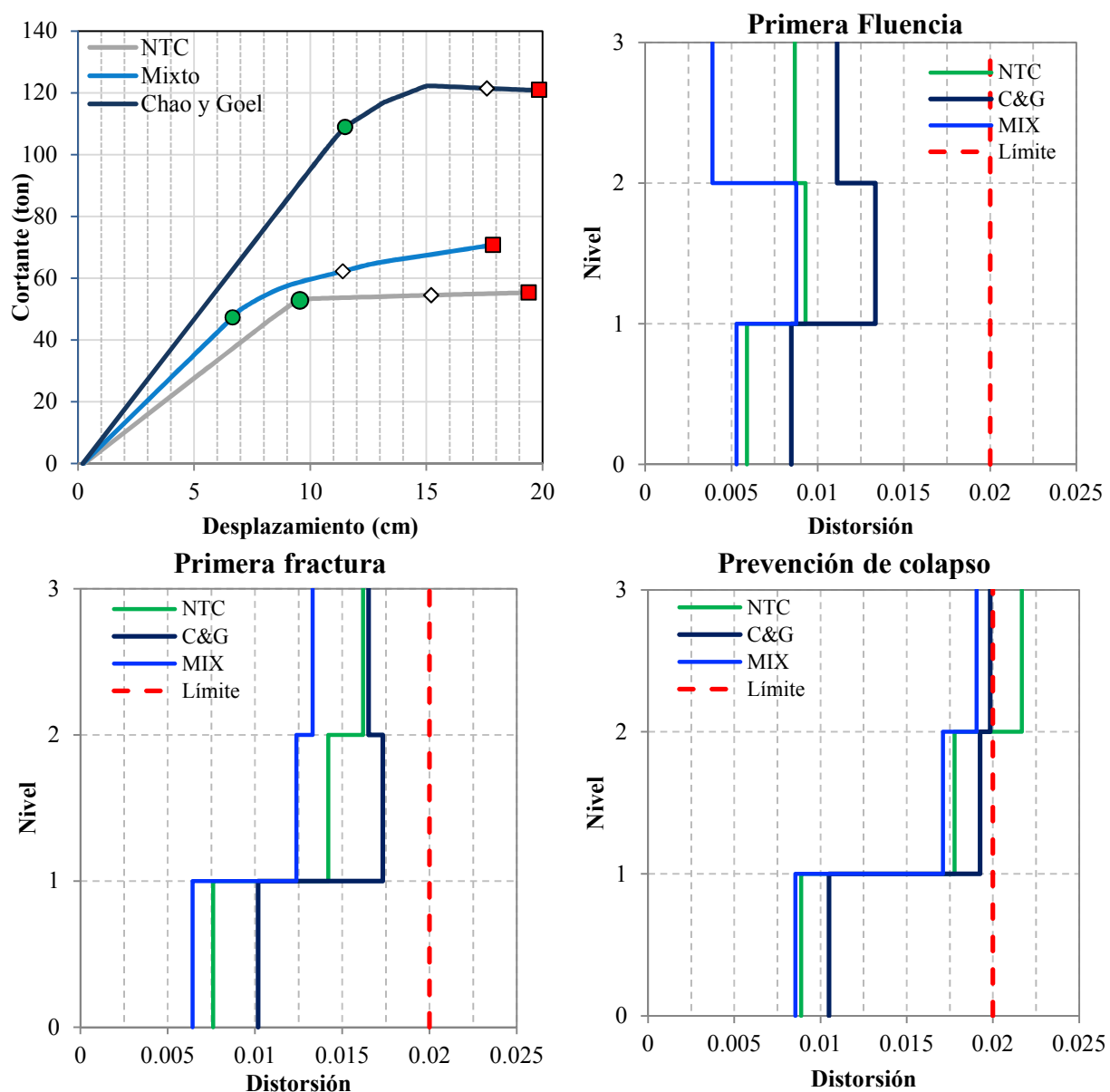


Figura 5.33— Comparativa de los modelos con $L_s = 0.1L$

En términos de desplazamientos relativos de entrepiso, se observa que el primer entrepiso, en ningún caso, es susceptible de presentar problemas de piso suave. Para los tres niveles de desempeño (*i.e.* primera fluencia, primera fractura y prevención de colapso) las distribuciones de las distorsiones son similares con las tres metodologías, a pesar de que el marco diseñado con el enfoque de Chao y Goel tiene una mayor resistencia y rigidez que para los otros dos marcos; lo anterior se explica debido al desplazamiento asociados a la ocurrencia para cada nivel de desempeño. Hasta el nivel de desempeño final de prevención de colapso, los tres marcos se mantienen dentro de la distorsión límite de diseño (*i.e.* 0.02) establecida por las NTC-DS (2017).

De la comparativa entre los marcos con $L_s = 0.3L$ (figura 5.34) se observan las mismas tendencias a las del caso anterior, es decir, la metodología propuesta por Chao y Goel es la que presenta mayor rigidez y resistencia en el marco, mientras que estas propiedades con el método mixto son poco mayores a las que exhibe el marco diseñado con el método NTC. El marco denominado 0.3L-MIX es el que muestra mayores niveles de sobrerresistencia y ductilidad (tabla 5.8), valores que satisfacen los parámetros sugeridos para el diseño de las NTC-DCEA (2017).

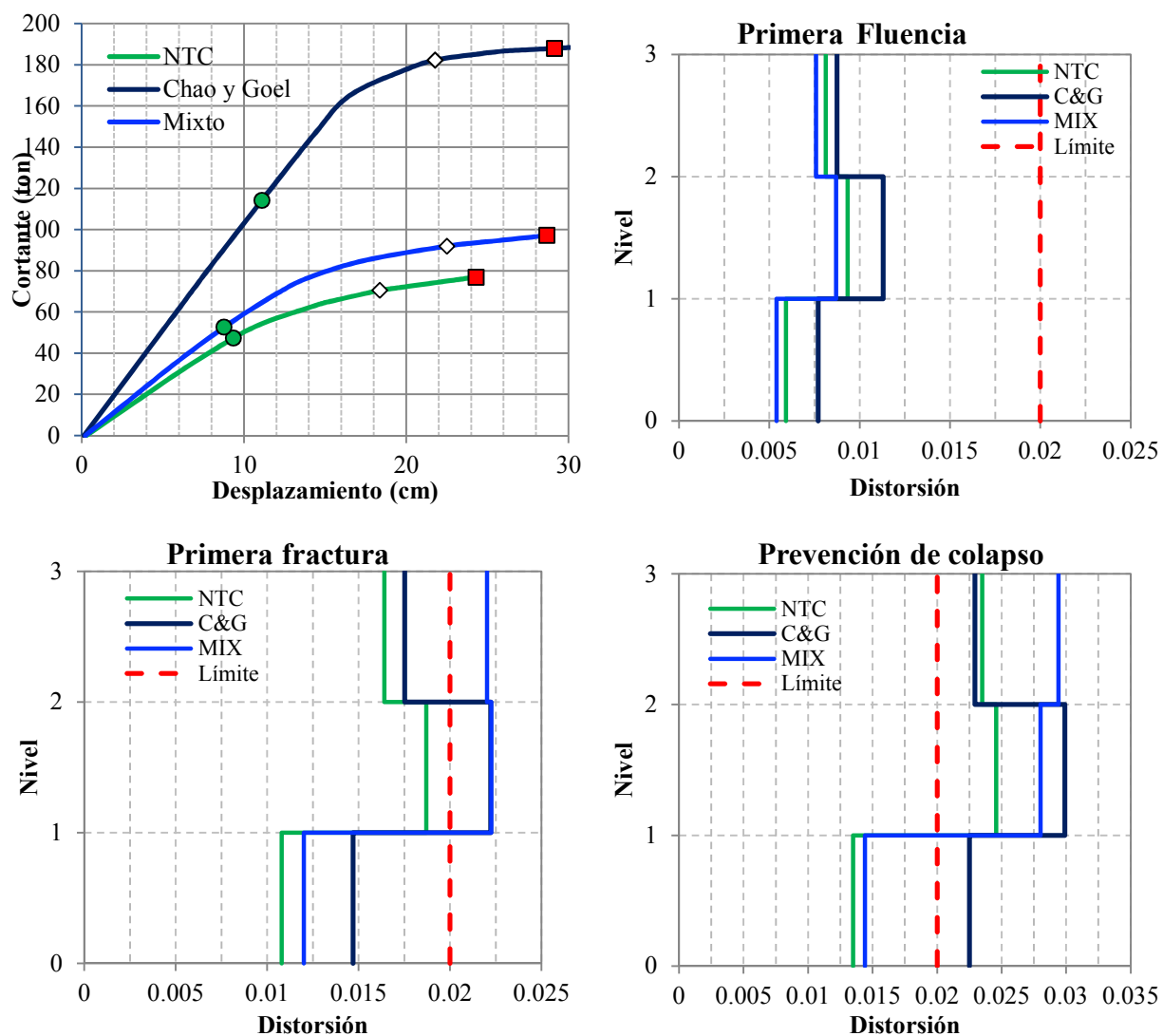


Figura 5.34— Comparativa de los modelos con $L_s = 0.3L$

Para el nivel de desempeño denominado primera fluencia, los niveles de distorsión de los tres marcos son similares, mientras que para el nivel de primera fractura los niveles superiores están cercanos a la distorsión máxima permisible, o incluso se exceden. Finalmente, la planta baja del marco diseñado con el enfoque propuesto por Chao y Goel presenta una distorsión de casi el doble respecto a los otros dos marcos con esta longitud del segmento especial; esto se debe a que las columnas de este entrepiso presentan articulaciones en su base. Por otra parte, se observa que las distorsiones de prevención de colapso de estos marcos exceden el nivel máximo propuesto por la NTC-DS (2017), alcanzando una distorsión promedio en los niveles superiores de 0.025 en los niveles superiores. Lo anterior indica que el colapso incipiente del marco se daría a distorsiones mayores al que se establece como límite para el diseño. Solo hasta el nivel de desempeño de primera fractura las distorsiones se ajustan nominalmente dentro del límite propuesto por la NTC-DS (2017).

Respecto a los marcos con $L_s = 0.5L$ (figura 5.35), se observa la misma tendencia que en los casos anteriores. De igual forma, el marco denominado 0.5L-MIX es el que muestra niveles de sobrerresistencia y ductilidad (tabla 5.9) satisfactorios respecto a los propuestos de diseño de la NTC-DCEA (2017).

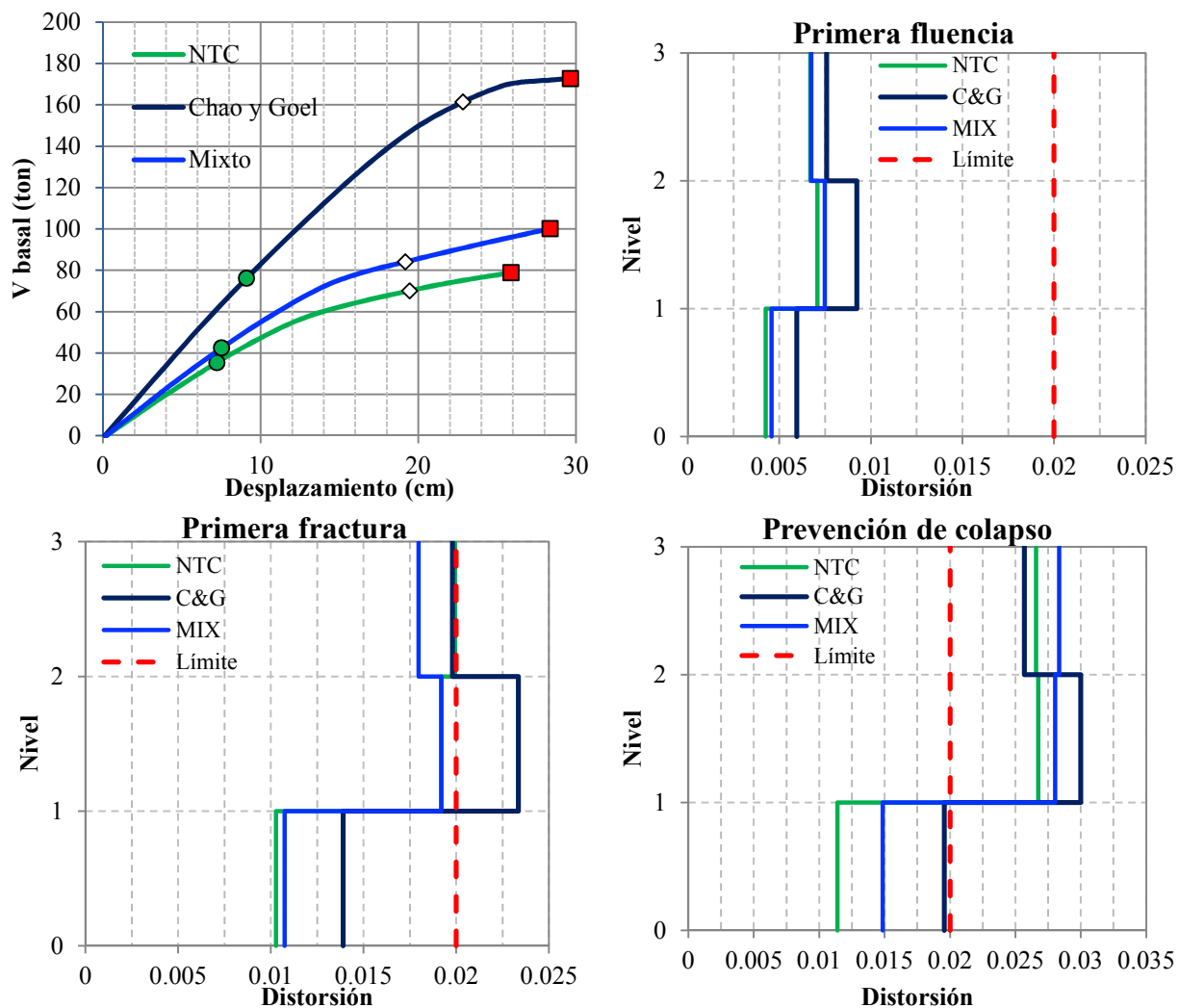


Figura 5.35— Comparativa de los modelos con $L_s = 0.5L$

Para los niveles de desempeño denominados “primera fluencia” y “primera fractura”, los niveles de distorsión son muy parecidos en los tres casos, mientras que, para el nivel de prevención de colapso, la planta baja del marco diseñado con el enfoque propuesto por Chao y Goel presenta una distorsión de casi el doble respecto al marco denominado $0.5L - NTC$; esto se debe a que las columnas de este entrepiso presentan articulaciones en su base. Al igual que los marcos con $L_s = 0.3 L$, las distorsiones de prevención de colapso de estos marcos exceden el máximo propuesto por las NTC-DS (2017), alcanzando una distorsión promedio en los niveles superiores de 0.0275. Lo anterior indica que el colapso incipiente del marco se daría a distorsiones mayores al que se establece como límite para el diseño.

5.3.5 Comparativa entre marcos con distinta longitud de segmento especial

A fin de observar la influencia de la longitud del segmento especial, enseguida se compara el comportamiento de los marcos con distintas longitudes, L_s , y diseñados con la misma metodología.

5.3.5.1 Marcos diseñados con el método NTC

De la figura 5.36, se observa que el marco con longitud del segmento especial $L_s=0.1L$ lo hace ligeramente más rígido que para los marcos con mayor longitud del segmento especial; sin embargo, estos últimos exhiben un mejor comportamiento en términos de sobrerresistencia y ductilidad.

También se observa que las curvas de capacidad de los modelos con $L_s = 0.3 L$, $0.5 L$ son muy parecidas, tanto en resistencia, rigidez, aparición de fluencias; así como en distorsiones de entrepiso.

En los tres casos, la aparición de la primera fluencia se da a un nivel de distorsión de entrepiso menor a 0.01, con un desplazamiento de azotea entre 7 y 9 cm. En cuanto al estado límite de primera fractura, los tres marcos siguen teniendo distorsiones dentro del límite establecido por las NTC-DS (2017), con un desplazamiento de azotea entre 15 y 20 cm; no obstante, el caso del estado de prevención de colapso se genera con mayores distorsiones que dicho límite, particularmente en los pisos superiores de los marcos con longitudes de segmento especial del 30% y 50% del ancho de crujía, cuyo promedio es 0.025.

Además, para los tres casos se observa que el segundo nivel de entrepiso es el más solicitado en términos de desplazamientos. Esto se debe a que las articulaciones plásticas se desarrollan principalmente en el segmento especial de este segundo nivel.

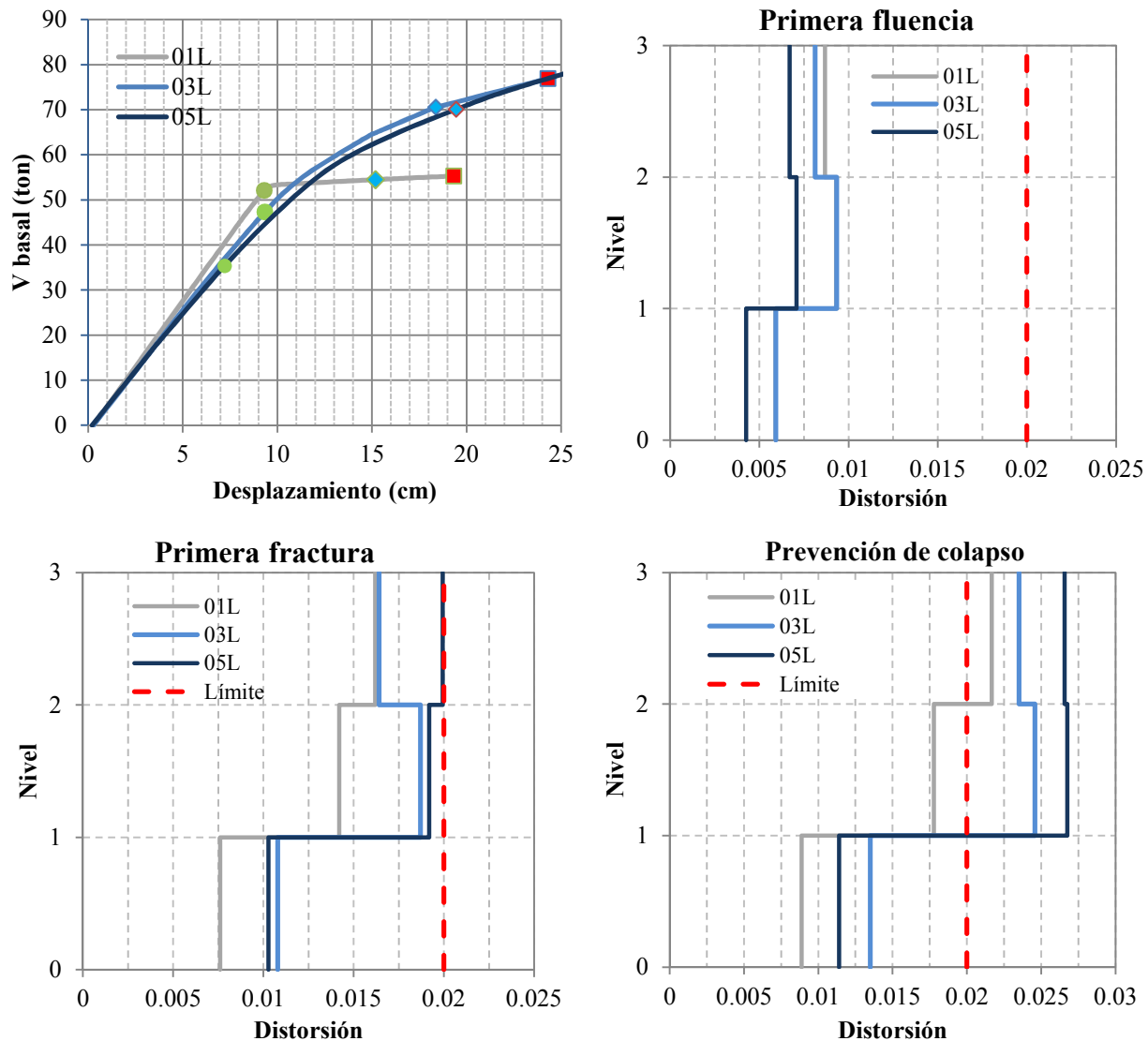


Figura 5.36— Comparativa de los modelos con distintas longitudes de segmento especial – método NTC

5.3.5.2 Marcos diseñados con el método Chao y Goel

En la figura 5.37 se muestra la comparativa de los marcos diseñados con la metodología propuesta por Chao y Goel (2006). En esta se observa que la rigidez del marco con longitud del segmento especial $L_s=0.5L$ es ligeramente menor que los otros dos marcos; también se observa que los marcos con $L_s=0.3L$, $0.5L$ exhiben un mejor comportamiento en términos de sobrerresistencia y ductilidad.

La primera fluencia se da a un desplazamiento de azotea promedio de 10.0 cm. En cuanto a los estados límite de primera fractura y prevención de colapso, sólo las distorsiones del marco con $L_s=0.1L$ se mantienen dentro del límite establecido por las NTC-DS (2017); mientras que los pisos superiores de los marcos con longitudes de segmento especial del 30 y 50 por ciento del ancho de crujía registran una distorsión promedio de 0.025.

En este caso, se observa que el segundo entrepiso de los marcos con $L_s=0.3L$ y $0.5L$ es el más solicitado en términos de desplazamientos.

En cuanto al mapeo de fluencias, las articulaciones plásticas están confinadas dentro de los segmentos especiales, y solo en la base de las columnas de planta baja de los modelos con $L_s = 0.3L$ y $0.5L$ se presenta fluencia.

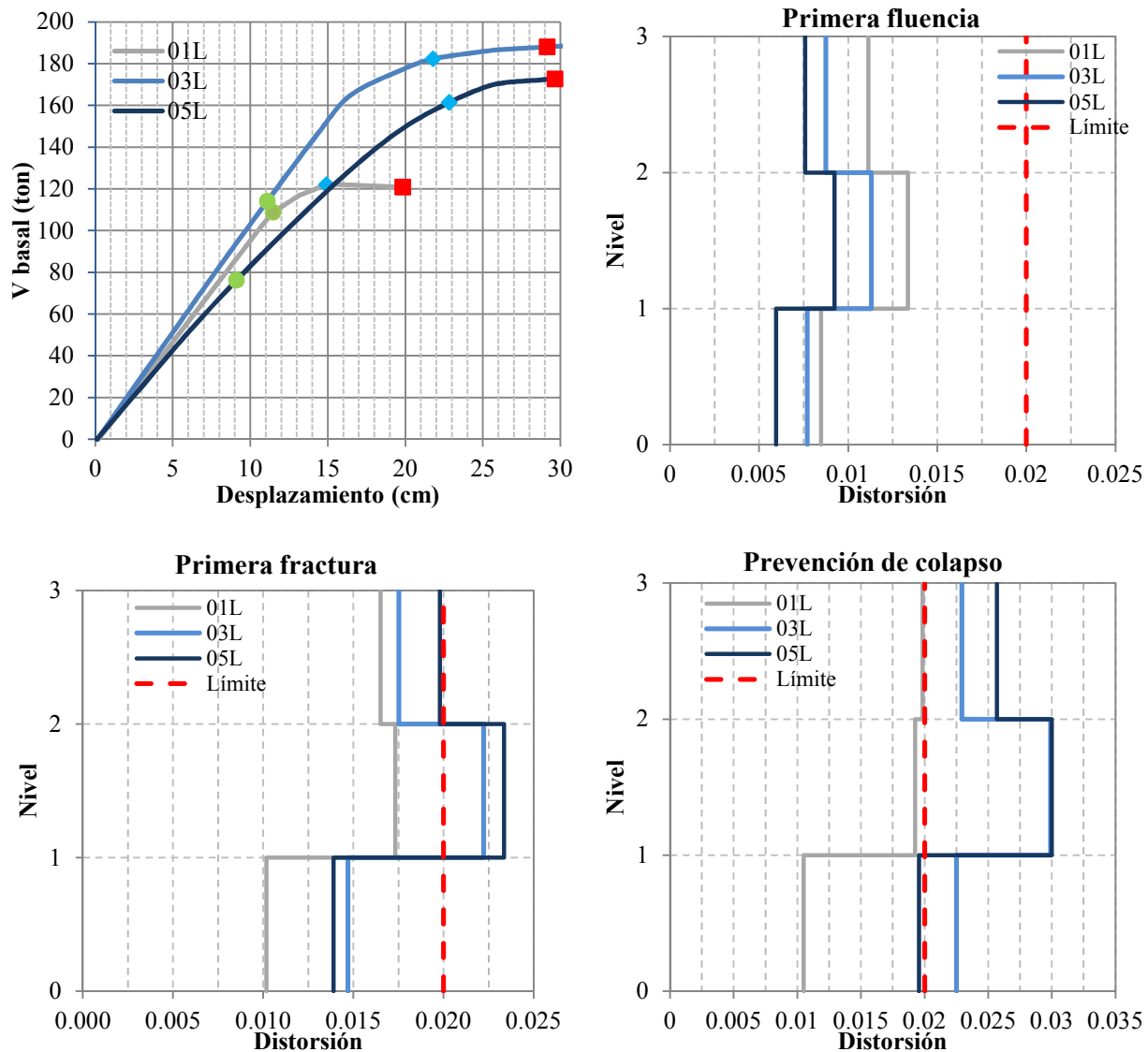


Figura 5.37— Comparativa de modelos con distintas longitudes de segmento especial – método Chao y Goel

5.3.5.3 Marcos diseñados con el método Mixto

De la figura 5.38, se observa que la rigidez del marco con $L_s=0.1L$ es poco más rígido que los marcos con mayor longitud del segmento especial; sin embargo, estos últimos exhiben un mejor comportamiento en términos de sobrerresistencia y ductilidad. También se observa que las curvas de capacidad de los modelos con $L_s=0.3L$, $0.5L$ son muy parecidas, tanto en resistencia, rigidez, aparición de fluencias, así como en términos de distorsiones.

En los tres casos, la aparición de la primera fluencia se da a una distorsión de entrepiso menor a 0.01, con un desplazamiento de azotea promedio de 8.0 cm. En cuanto al estado límite de primera fractura, el marco con $L_s = 0.3 L$ es el único que excede del límite establecido por las NTC-DS (2017). Finalmente, para el estado límite de prevención de colapso, sólo las distorsiones del marco con $L_s = 0.1 L$ se mantienen dentro del límite; mientras que los entrepisos superiores de los marcos con longitudes de segmento especial de $0.3L$ y $0.5L$ registran una distorsión promedio de 0.028. Lo anterior indica que el colapso incipiente según estos análisis se daría para distorsiones mayores que aquellas que se plantea en el diseño con las NTC-DS (2017).

En cuanto al mapeo de articulaciones, la inelasticidad de los miembros estructurales se concentra en los segmentos especiales.

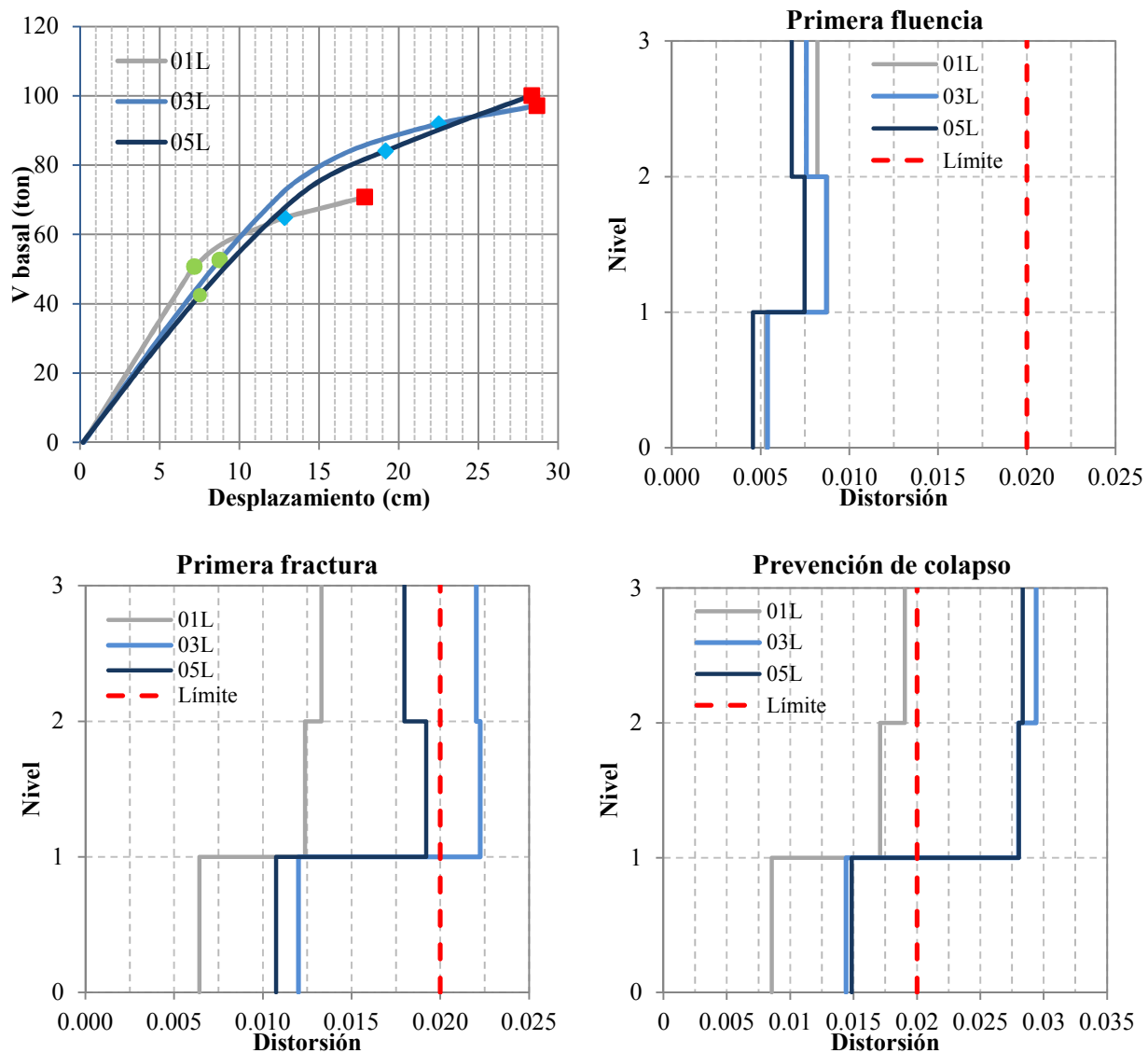


Figura 5.38— Comparativa de los modelos con distintas longitudes de segmento especial – método Mixto

5.3.6 Comparativa en la sobrerresistencia (R) y ductilidad (Q)

En la tabla 5.10 se presenta el resumen de los factores de sobrerresistencia, R , y los factores de ductilidad, Q , que se determinan a partir de los análisis estáticos no-lineales y los que se asumen en el diseño del sistema según lo establece la NTC-DS (2017). Los resultados en esta tabla presentan los resultados para las tres metodologías de diseño que se exploran en este trabajo (*i.e.* NTC-DCEA-17, Chao-Goel, y la metodología mixta propuesta), y para tres longitudes del segmento especial (L_s de $0.1L$, $0.3L$, $0.5L$). Como se comentó previamente, la sobrerresistencia que se asume en diseño es adecuada para el segmento corto ($L_s=0.1L$), e incluso se incrementa (entre 10% y 70%) cuando crece la longitud del segmento especial rigidizado por montantes. Respecto a la ductilidad que se asume en el diseño, parece recomendable ajustarla a valores de Q de entre 2.0 (para segmentos cortos, o con poca redundancia dentro del segmento especial) a 3.0 (para segmentos de longitud mayor, o con mayor redundancia dentro del segmento especial). Note que la metodología mixta es la que presenta la mayor sobrerresistencia y ductilidad.

Tabla 5.10 — Resumen de los factores de sobrerresistencia y ductilidad

Modelo	L_s	Factor R			Factor Q		
		Calculado del análisis	Supuesto en el diseño	Análisis / Diseño	Calculado del análisis	Supuesto en el diseño	Análisis / Diseño
NTC-DCEA	$0.1L$	1.73	1.73	1.0	2.02	3.0	0.7
	$0.3L$	2.30	1.72	1.3	2.60	3.0	0.9
	$0.5L$	2.33	1.71	1.4	3.60	3.0	1.2
Chao y Goel	$0.1L$	1.73	1.77	1.0	1.74	3.0	0.6
	$0.3L$	1.90	1.77	1.1	2.70	3.0	0.9
	$0.5L$	2.01	1.75	1.1	3.30	3.0	1.1
Mixto	$0.1L$	2.05	1.75	1.2	2.01	3.0	0.7
	$0.3L$	2.90	1.73	1.7	3.30	3.0	1.1
	$0.5L$	3.00	1.72	1.7	3.80	3.0	1.3

6 CONCLUSIONES

En esta investigación se estudió el comportamiento sísmico del sistema estructural denominado marco rígido con armadura dúctil (*STMF* por sus siglas en inglés). En particular, se evaluó un edificio de tres niveles, con alturas de entrepiso de 4.0 metros, y ancho de crujía de 12 metros, y cuya estructuración consiste en marcos *STMF* en ambas direcciones. Para estos marcos, se varió la longitud del segmento especial a razón de 10, 30, y 50 por ciento del ancho de crujía. Además, los marcos resultantes se diseñaron con tres distintos enfoques de diseño: el establecido en la NTC-DCEA (2017), el propuesto por Chao y Goel (2006) basado en un diseño por capacidad, y un enfoque propuesto en este trabajo, denominado Mixto, el cual combina de forma óptima los dos métodos anteriores. Para los marcos de estudio se realizaron análisis estático no-lineal con carga lateral incremental (*pushover*) a fin de estimar su respuesta en términos de sobrerresistencia y ductilidad, y evaluar sus mecanismos de colapso. De los resultados obtenidos de estos análisis se concluye lo siguiente:

6.1 Respecto a las metodologías de diseño

- Se observó que los diseños más conservadores resultan al aplicar el método de diseño por capacidad propuesto por Chao y Goel (2006). Las curvas de capacidad confirman que los marcos diseñados con este enfoque son de mayor resistencia y rigidez. Dicho en otras palabras, se requiere de una mayor fuerza para llevar a un mismo desplazamiento a los marcos diseñados con la metodología propuesta por Chao y Goel (2006) que a los marcos concebidos con los otros dos enfoques de diseño.
- Para las tres longitudes de segmento especial en estudio, es el método mixto el que exhibe una tendencia a desarrollar un mayor factor de sobrerresistencia y factor de ductilidad respecto a los otros dos enfoques de diseño. Esto se debe a diferencias en la ocurrencia del desplazamiento y del cortante basal para los estados límite de primera fluencia y prevención de colapso.
- Los marcos diseñados con la metodología NTC son los que presentan el diseño más ligero, y por tanto el diseño más económico, mientras que los marcos diseñados con el enfoque de Chao y Goel (2006) resultan ser los más de mayor peso y costo.
- El mapeo de las articulaciones plásticas de todos los marcos que se evalúan con estos tres enfoques de diseño confirma que ninguno de estos marcos tiende a presentar un mecanismo de colapso indeseable. Para todos los casos se confirman articulaciones plásticas exclusivamente en el segmento especial (extremos de cuerdas, y montantes cuando hay) así como en la base de las columnas de planta baja, pero en el rango elástico para el resto de los miembros estructurales (armadura fuera de segmento especial y columnas).

6.2 Respecto a la influencia de la longitud del segmento especial

- Como se comentó, la inclusión de miembros verticales en el segmento especial para mantener la relación de aspecto sugerida por la normatividad, propicia una mayor resistencia lateral, redundancia y disipación de energía. Además, los desplazamientos asociados al nivel de primera fluencia son menores, ya que son estos miembros los

primeros en desarrollar fluencia, lo cual genera que se alcancen mayores niveles de ductilidad.

6.3 Respecto a los niveles de desempeño y distribución de fluencias

- Se corrobora que la inelasticidad de los marcos, con los tres enfoques de diseño y las tres longitudes de estudio, se desarrolla solo en los segmentos especiales, manteniéndose en el intervalo elástico los miembros que están fuera de dicho segmento. Sólo las columnas de planta baja de los modelos $0.3L$ y $0.5L$, diseñados con la metodología de Chao y Goel (2006) incursionaron el intervalo inelástico, lo cual está considerado en la concepción de dicha filosofía de diseño.
- Los modelos diseñados con los enfoques NTC y Mixto, registraron su primera fluencia antes del 0.01 de distorsión de entrepiso; mientras que los diseñados con el método de Chao y Goel (2006) registraron dicha fluencia a una distorsión promedio de 0.01.
- Para la mayoría de los casos de estudio, las distorsiones asociadas al nivel de desempeño denominado “Primera fractura” fueron muy cercanas a la distorsión máxima permisible (0.02) por las NTC-DS (2017); lo cual es benéfico para la estructura, ya que aún se dispone de capacidad de deformación para cuando se llega al nivel de prevención de colapso.
- Respecto al nivel de prevención de colapso, se observaron particularmente dos cosas: (1) Los marcos con longitud de segmento especial de 10 por ciento de la longitud de la crujía, llegan a este nivel de desempeño sin sobrepasar, de manera considerable, la distorsión de 0.02; y (2) Los marcos con segmento especial de $L_s = 0.3L$ y $0.5L$ alcanzan distorsiones en promedio de 0.025 para el estado último de los análisis. Esto último sugiere que para un marco STMF con segmentos especiales mayores (con mayor redundancia debido a la inclusión de elementos verticales), la distorsión permisible podría ser mayor que la propuesta actualmente.
- Los resultados obtenidos en este estudio muestran que el colapso incipiente (o prevención de colapso) se presentaría con distorsiones mayores a las que establecen las NTC como límite. Es decir, si el diseñador limita las distorsiones a dicho límite, el colapso incipiente no se presentaría, ya que para que éste se dé, es necesario una distorsión mayor al límite tal como se observa de las gráficas.
- En todos los casos las armaduras de los tres entrepisos experimentan inelasticidad, con lo que la distribución de fluencia en la altura de los marcos es adecuada, ya que esto contribuye a una mayor disipación de energía, así como a alcanzar los niveles de sobrerresistencia y ductilidad propuestos por las NTC-DS (2017), e incluso mayores. Sin embargo, como se observó, para longitudes del segmento especial de 10% de la longitud del claro, no se alcanza la ductilidad propuesta por las NTC-DS (2017), esto debido a la poca redundancia del segmento especial.

6.4 Respecto a los parámetros que estipula las NTC-DCEA y NTC-DS (2017)

- **Bases de diseño:** El mapeo de articulaciones plásticas de los marcos de estudio para los estados límite de primera fluencia, primera fractura y prevención de colapso

correspondientes al análisis estático no-lineal confirman que el sistema, diseñado con los tres enfoques que se evalúan en este trabajo, presentan deformaciones inelásticas significativas solamente en el segmento especial de la armadura y en la base de las columnas de planta baja, mientras que la armadura fuera del segmento especial y las columnas se mantienen elásticas. Este trabajo solo evalúa marcos con segmento especial Vierendeel, por lo que la evaluación de segmento especial con diagonales en X tendrá que evaluarse en trabajos futuros.

- **Relaciones geométricas:** La NTC solo permite este sistema con claros no mayores de 20 m. con armaduras que no excedan 1.80 m de peralte, y con una longitud del segmento especial de entre 0.1 y 0.5 veces la longitud del claro, y con longitud de paneles del segmento especial de entre 0.67 a 1.5 veces el peralte de la armadura. La geometría de los marcos de estudio en este trabajo se ajusta a estas relaciones geométricas (12 m. de claro, armaduras de 1 m. de peralte, 1.2 m. de longitud de tablero del segmento especial), por lo que se requiere de estudios futuros para evaluar si estos límites se pueden expandir a otros valores. Respecto a la longitud del segmento especial, como se comenta previamente, este trabajo recomienda valores intermedios y altos para mejorar la ductilidad del sistema, siempre que se agreguen miembros verticales en el segmento especial para favorecer la disipación de energía del segmento especial y tener longitud de paneles dentro de los límites.
- **Factores de desempeño:** Los resultados de los análisis que se presentan en este trabajo confirman que el sistema puede alcanzar (bajo un buen detallado) el factor de ductilidad Q , el factor de sobrerresistencia R , y los niveles de distorsión que establece la NTC-DS (2017). Sobre los dos últimos, los resultados de los análisis en este trabajo confirman que incluso se podrían tener valores ligeramente mayores para algunos casos, sin embargo, este trabajo no recomienda ninguna modificación respecto a estos valores. Respecto a la ductilidad, el autor recomienda considerar aumentar el número de paneles al agregar miembros verticales en el segmento especial para favorecer la disipación de energía del segmento especial y rebasar la ductilidad que se establece para el sistema estructural.
- **Expresiones para el cálculo del cortante vertical máximo esperado:** Actualmente la normativa no propone expresiones para cuando se tienen elementos verticales dentro del segmento especial, por lo que se recomienda atender a las recomendaciones y expresiones desarrolladas en la referencia [6].

6.5 Recomendaciones de diseño

Con base en las anteriores conclusiones, el presente trabajo sugiere aplicar las siguientes recomendaciones de diseño:

1. Los tres enfoques de diseño muestran un buen comportamiento en términos de sobrerresistencia, capacidad de deformación, distorsiones de entrepiso, y distribución de fluencias en la altura; así que queda a juicio del diseñador que enfoque de diseño utilizar, siempre y cuando se implemente un diseño por capacidad, lo cual promueva el

confinamiento de la inelasticidad al segmento especial. El autor recomienda emplear la metodología mixta, con la que se obtienen nominalmente un mejor costo-beneficio.

2. Los diseños más ligeros se obtienen de aplicar el enfoque propuesto por las NTC-DS (2017), mientras que los marcos más robustos resultan de los diseños de la metodología propuesta por Chao y Goel (2006). Para el caso de los marcos diseñados con el método mixto, estos registraron pesos en promedio del ocho por ciento mayor que los concebidos con el enfoque de las NTC. De todo lo anterior se puede inferir, que con un incremento de entre el 10 y 25 por ciento del peso de la estructura, se puede obtener mayor rigidez y resistencia; así como mayor capacidad de deformación, lo cual se traduce en mayor capacidad de disipación de energía.
3. Si se desea obtener un diseño con mayor capacidad de disipación de energía, se recomienda que los marcos STMF tengan varios paneles en su segmento especial, aunado a longitudes de dicha sección de entre el 30 y 50 por ciento de la longitud del claro. Además, con la inclusión de miembros verticales en el segmento especial, se adquiere mayor rigidez y resistencia.

6.6 Trabajos futuros

Para trabajos futuros se recomienda considerar los siguientes temas:

- Estudiar y comparar la respuesta de marcos rígidos convencionales de acero o concreto con las mismas consideraciones (*i.e.* geometría, cargas, ubicación).
- Estudiar y comparar la respuesta de marcos STMF con segmento especial y con diagonales en X.
- Estudiar la influencia del peralte de las armaduras.
- Estudiar marcos STMF con mayor número de niveles y crujías, a fin de observar su comportamiento global, así como si existe una tendencia de lo que se observó en esta investigación.
- Estudiar la interacción de las armaduras dúctiles con marcos resistentes a momento convencionales, u otros sistemas estructurales.
- Estudiar el comportamiento que exhiben los marcos STMF con columnas compuestas embebidas o rellenas.
- Estudiar la respuesta del sistema estructural STMF integrando la interacción dinámica suelo-estructura.
- Evaluar posibles conexiones entre armadura y columna que garanticen un comportamiento satisfactorio de las conexiones y de la zona del panel.

7 BIBLIOGRAFÍA

- [1] AISC (2016). “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC 360-16”. American Institute of Steel Construction (AISC). Chicago Illinois, USA.
- [2] FEMA (2000). “Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”. Federal Emergency Management Agency. USA.
- [3] Basha, H. S. y Goel, S. C. (1996). “Seismic Resistant Truss Moment Frames with Ductile Vierendeel Segment”. Eleventh world conference on earthquake engineering. Acapulco, Mexico.
- [4] Black, R. G., Wenger, W. A. y Popov E. P. (1980). “Inelastic Buckling of Steel Struts Under Cyclic Load Reversals”. University of California. USA.
- [5] Chao, S. y Goel, S. C. (2006). “Performance – Based Plastic Design of Seismic Resistant Special Truss Moment Frames”. University of Michigan. USA.
- [6] Chao, S. y Goel, S. C. (2008). “A Modified Equation for Expected Maximum Shear Strength of the Special Segment for Design of Special Truss Moment Frames”. Engineering Journal, pp. 117 – 125.
- [7] Chao, S. y Goel, S. C. (2008). “Performance-Based Plastic Design of Special Truss Moment Frames”. Engineering Journal, pp. 127 – 150.
- [8] CSI (2016), “Etabs, Extended Three Dimensional Analysis of Buildings Systems”, Computer and Structures Incorporation, Berkeley, California, USA.
- [9] Deníz, H. (2009). “A Numerical Study on Special Truss Moment Frames”. Master Thesis. Middle East Technical University.
- [10] Itani, A. M. y Goel, S. C. (1994). “Seismic Behavior of Special Truss Moment”. Frames American Institute of Steel Construction, pp. 1 – 18.
- [11] Jordan, S. (2007). “Seismic Response Investigation of Special Truss Moment Frame (STMF) Subassemblies Under Quasi – Static Loading”. Earthquake Engineering Symposium for Young Researchers. Seattle, Washington, USA.
- [12] Kim, J. y Park, J. (2014). “Design of Special Truss Moment Frames Considering Progressive Collapse”. International Journal of Steel Structures, 14(2), pp. 1 – 13. DOI: 10.1007/s13296-
- [13] Longo, A., Montouri, R. y Piluso, V. (2011). “Theory of plastic mechanism control of dissipative truss moment frames”. Engineering Structures, 37(1), pp. 63 – 75. DOI:10.1016/j.engstruct.2011.12.046.

- [14] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. y Fenves, G. (2006), “Open System for Earthquake Engineering Simulation, User Command-Language Manual”, Pacific Earthquake Engineering Research, University of California, Berkeley, California, USA.
- [15] NTC-CA (2017), “Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones”, Gaceta oficial de la Ciudad de México, 15 de diciembre de 2017, Vigésima época, No. 220 Bis, pp. 689 – 701.
- [16] NTC-DCEA (2017), “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero”, Gaceta oficial de la Ciudad de México, 15 de diciembre de 2017, Vigésima época, No. 220 Bis, pp. 107 – 371.
- [17] NTC-DS (2017), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, Gaceta oficial de la Ciudad de México, 15 de diciembre de 2017, Vigésima época, No. 220 Bis, pp. 44 – 86.
- [18] Parra – Montesinos, G. J., Goel, S. C. y Kim, K. Y. (2006). “Behavior of Steel Double-Channel Built-Up Chords of Special Truss Moment Frames under Reversed Cyclic Bending”. *Journal of structural engineering*, 132(9), pp. 1343 – 1351. DOI: 10.1061/(ASCE) 0733-9445(2006)132:9(1343).
- [19] Jain Jain, A. K., and Goel, S.C., (1978). "Hysteresis model for Steel members subjected to cyclic buckling and cyclic end moments and buckling- User's guide for EL9 and EL 10 of Drain-2D", Research Report No. UMCE78R6 dept. of Civil Engineering, The University of Michigan, Ann Arbor, MI.