



Universidad Autónoma Metropolitana  
Unidad Azcapotzalco

---

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA  
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO  
SÍSMICO DE MARCOS A MOMENTO CON  
COLUMNAS COMPUESTAS DE TUBOS DE  
ACERO Y RELLENOS DE CONCRETO**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE  
**MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**  
P R E S E N T A

**JOSÉ RAMÓN QUEZADA PARRA**

DIRECTOR DE TESIS: **DR. TIZIANO PEREA OLVERA.**

MÉXICO, D. F.

NOVIEMBRE DE 2012

---

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a Dios, por haberme dado la oportunidad de estudiar y terminar la maestría en Ingeniería Estructural, algo que siempre había soñado.

Agradezco a mis padres: Altagracia Parra y José Ranulfo Quezada, por haberme apoyado incondicionalmente en esta meta importante para mí y a la vez también para ellos.

Agradezco a mis compañeros de generación, por su amistad y apoyo.

Agradezco a mi compañera y amiga Ana María Rasgado por su apoyo y ayuda para realizar este proyecto de investigación.

Agradezco a los miembros del jurado por el tiempo que dedicaron a revisar este proyecto de investigación, además, por todos sus aportes que ayudaron a mejorar esta investigación. Dr. Tiziano Perea, Dr. Edgar Tapia y Dr. Norberto Domínguez

Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por ayudarme económicamente durante mis estudios de posgrado.

---

# ÍNDICE

<b>1. INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
1.1. Problemática en el diseño sísmico de estructuras compuestas .....	3
1.2. Objetivos.....	6
1.2.1. Objetivos generales .....	6
1.2.2. Objetivos específicos.....	6
1.3. Organización de la tesis.....	6
1.4. Metodología y alcances .....	7
<b>2. ANTECEDENTES</b> .....	<b>8</b>
2.1. Estudios experimentales .....	8
2.1.1. Deierlein (2003).....	8
2.1.2. Sakino et al. (2004).....	9
2.1.3. Chen y Lin (2004) .....	12
2.1.4. Perea et al. (2010).....	15
2.1.5. Yu et al. (2006).....	20
2.2. Estudios numéricos.....	22
2.2.1. Denavit y Hajjar (2010).....	22
2.2.2. Gartner y Hajjar (2006) .....	25
2.2.3. Hu (2008).....	27
2.2.4. Meli (2003).....	28
2.3. Estudios relacionados con la obtención de parámetros de diseño sísmico.....	29
2.3.1. Kircher y Heintz (2008).....	29
2.3.2. Fema 355C (2000).....	29
2.3.3. Fema P695 .....	32
2.4. Conexiones en columnas circulares CFT .....	33
2.5. Reglamentación .....	35
2.5.1. Especificaciones NTC-EM (2004) para secciones CFT.....	35
2.5.1.1. Limitaciones .....	35

---

2.5.1.2. Resistencia de diseño en compresión pura .....	36
2.5.1.3. Resistencia de diseño a flexocompresión .....	37
2.5.1.4. Resistencia de diseño a cortante .....	38
2.5.2. Especificaciones del Eurocódigo 4 para secciones CFT .....	38
2.5.2.1. Resistencia de diseño en compresión pura .....	39
2.5.3. Especificaciones AISC-2010 para secciones CFT .....	42
2.5.3.1. Limitaciones de los materiales .....	42
2.5.3.2. Clasificación de secciones compuestas CFT por pandeo local .....	42
2.5.3.3. Resistencia nominal de secciones CFT .....	43
2.5.3.4. Método de distribución plástica de esfuerzos.....	43
2.5.3.5. Resistencia de diseño a cortante .....	49
2.5.4. Provisiones sísmicas AISC 341-10 para edificios compuestos .....	50
<b>3. ANÁLISIS ELÁSTICO Y DISEÑO .....</b>	<b>53</b>
3.1. Selección de prototipos.....	53
3.2. Zona de estudio y parámetros de diseño sísmico .....	56
3.3. Análisis elásticos de segundo orden .....	62
3.3.1. Rigideces efectivas .....	63
3.3.2. Diagramas de interacción, ecuación de interacción y distorsiones de entrepiso	64
3.3.3. Distorsiones de entrepiso según espectro de diseño del Apéndice A.....	74
3.3.4. Resumen del dimensionamiento.....	77
3.3.5. Evaluación de la relación de momentos entre vigas y columnas .....	80
3.3.6. Revisión de los modelos ante cargas de servicio.....	81
3.3.7. Cortante de diseño .....	82
<b>4. ANÁLISIS INELÁSTICOS DE SEGUNDO ORDEN .....</b>	<b>83</b>
4.1. Análisis con elementos fibra .....	83
4.2. Modelado con OpenSees .....	85
4.3. Modelos constitutivos de los materiales .....	86
4.3.1. Concreto en columnas compuestas.....	86

---

4.3.2. Acero estructural en columnas compuestas.....	87
4.3.3. Acero estructural en vigas no-compuestas .....	87
4.4. Análisis estáticos no lineales .....	88
4.4.1. Criterio para la determinación de la distorsión de fluencia y última.....	89
4.4.2. Gráficas momento rotación .....	90
4.4.3. Curvas de capacidad .....	94
4.4.4. Factores de comportamiento sísmico .....	101
4.4.5. Mecanismos de colapso .....	105
<b>5. CONCLUSIONES .....</b>	<b>109</b>
<b>6. REFERENCIAS .....</b>	<b>113</b>
<b>APÉNDICE A. ANÁLISIS DE CARGAS .....</b>	<b>116</b>
<b>APÉNDICE B. DISEÑO DE COLUMNAS CCFT Y VIGAS COMPUESTAS .....</b>	<b>117</b>
B1. Diseño de columnas compuestas CCFT .....	117
B2. Diseño de vigas compuestas .....	131
<b>APÉNDICE C. DISEÑO DE VIGAS Y COLUMNAS POR CARGAS DE GRAVEDAD .....</b>	<b>149</b>
C1. Diseño de columna de acero .....	149
C2. Diseño de vigas de acero.....	152
<b>APÉNDICE D. RELACIÓN DE MOMENTOS ENTRE VIGA Y COLUMNA .....</b>	<b>154</b>
<b>APÉNDICE E. PARÁMETROS DE LOS MODELOS CONSTITUTIVOS .....</b>	<b>159</b>
E1. PARÁMETROS changManderConcrete01 .....	159
E2. PARÁMETROS shenSteel01 .....	162

---

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Secciones transversales de columnas CFT.....	2
Figura 1.2. Curva de capacidad (adaptada de ATC-63, 2009). .....	4
Figura 2.1. Conexión típica (adaptada de Deierlein, 2003).....	8
Figura 2.2. Respuesta inelástica fuerza-desplazamiento en una conexión viga-columna (adaptada de Deierlein, 2003).....	9
Figura 2.3. Curva esfuerzo-deformación ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) para el concreto en columnas compuestas circulares rellenas CCFT (adaptada de Sakino et al., 2004).....	10
Figura 2.4. Curva esfuerzo-deformación ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) para el acero estructural en columnas compuestas circulares rellenas CCFT (adaptada de Sakino et al., 2004).....	11
Figura 2.5. Curva esfuerzo-deformación ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) para el acero estructural en columnas compuestas rectangulares rellenas RCFT (adaptada de Sakino et al., 2004). .....	11
Figura 2.6. Dispositivo de prueba (Chen y Lin, 2004).....	12
Figura 2.7. Momento plástico vs rotación para especímenes con zona de panel fuerte (adaptada de Chen y Liu, 2004).....	13
Figura 2.8. Momento plástico vs rotación para espécimen con viga al interior del tubo de acero (adaptada de Chen y Liu, 2004).....	14
Figura 2.9. Momento plástico vs rotación para especímenes con zona de panel débil (adaptada de Chen y Liu, 2004).....	14
Figura 2.10. Columnas compuestas rellenas conectadas al sistema MAST (Perea, 2010) ..	16
Figura 2.11. Resistencia a compresión experimental y analítica de columnas CFT (Perea, 2010).....	18
Figura 2.12. Respuesta cíclica para una columna circular CFT (adaptada de Perea et al. 2010).....	19
Figura 2.13. Comparación de los cuatro métodos de medición de la relación carga-deformación (adaptada de Yu et al.2006).....	20
Figura 2.14. Comparación de la relación carga-deformación entre especímenes sin orificios y con orificios (adaptada de Yu et al. 2006).....	21
Figura 2.15 Línea virtual delimitadora y línea delimitadora.....	25
Figura 2.16. Curvas de capacidad de los 13 modelos estudiados (Gartner y Hajjar, 2006). 26	26
Figura 2.17. Curvas de capacidad normalizadas de los 13 modelos estudiados (Gartner y Hajjar, 2006).....	26
Figura 2.18. Vista en planta de los marcos en 2D (adaptada de Hu, 2008).....	27
Figura 2.19. Curva de capacidad para el marco de 6 niveles consistente en columnas CCFT con conexión placa extremo, semirrígida (PR) y soldada (Adaptada de Hu, 2008).....	28
Figura 2.20. Planta y elevación de los modelos de 3, 9 y 20 niveles (Fema 355C, 2000). ..	30
Figura 2.21. Conexiones soldadas típicas para columnas circulares CFT (adaptada de Hu y León, 2008).....	34
Figura 2.22. Conexiones soldadas continuas típicas para columnas circulares CFT (adaptada de Hu y León, 2008). .....	34
Figura 2.23. Conexión a momento precalificada para columnas compuestas RCFT (adaptada de AISC 358-10).....	35
Figura 2.24. Secciones transversales compuestas típicas (Eurocódigo 4).....	38

Figura 2.25. Diagrama de interacción simplificado (Eurocódigo EC4-2004).....	41
Figura 2.26. Diagrama de Interacción P-M típico de secciones compuestas. Comparación entre el método exacto y el simplificado (adaptada de AISC-2010).....	46
Figura 2.27. Diagrama de Interacción P-M típico de secciones compuestas, incluyendo el Método Simplificado (adaptada de AISC-2010).....	48
Figura 2.28. Ecuaciones de puntos característicos P-M para secciones CCFT para flexión en cualquier eje (AISC, 2010).....	48
Figura 3.1. Vista en planta de los modelos de 3, 5 y 7 niveles.....	54
Figura 3.2. Vista en 3D del modelo de 3 niveles.....	55
Figura 3.3. Vista en 3D del modelo de 5 niveles.....	55
Figura 3.4. Vista en 3D del modelo de 7 niveles.....	56
Figura 3.5. Espectros de diseño conforme a las NTC-DS (2004).....	58
Figura 3.6. Periodos predominantes del suelo, $T_s$ (NTC-DS, 2004).....	60
Figura 3.7. Espectro de diseño conforme al Apéndice A de las NTC-DS (2004).....	62
Figura 3.8. Distorsión de entrepiso para el modelo de 3 niveles y Q igual a 2.....	65
Figura 3.9. Distorsión de entrepiso para el modelo de 3 niveles y Q igual a 4.....	65
Figura 3.10. Diagrama de interacción P-M biaxial para el modelo M3NQ2.....	66
Figura 3.11. Diagrama de interacción P-M biaxial para el modelo M3NQ4.....	67
Figura 3.12. Ecuación de interacción para los modelos M3NQ2 y M3NQ4.....	67
Figura 3.13. Distorsión de entrepiso para el modelo M5NQ2.....	68
Figura 3.14. Distorsión de entrepiso para el modelo M5NQ4.....	69
Figura 3.15. Diagrama de interacción P-M biaxial para el modelo M5NQ2.....	70
Figura 3.16. Diagrama de interacción P-M biaxial para el modelo M5NQ4.....	70
Figura 3.17. Ecuación de interacción para los modelos M5NQ2 y M5NQ4.....	71
Figura 3.18. Distorsión de entrepiso para el modelo M7NQ4.....	72
Figura 3.19. Diagrama de interacción P-M biaxial para el modelo M7NQ4.....	73
Figura 3.20. Ecuación de interacción para el modelo M7NQ4.....	73
Figura 3.21. Distorsión de entrepiso para el modelo M3NQ2, a partir del espectro de diseño de las NTC-DS (2004) y Apéndice A.....	75
Figura 3.22. Distorsión de entrepiso para el modelo M3NQ4, a partir del espectro de diseño de las NTC-DS (2004) y Apéndice A.....	75
Figura 3.23. Distorsión de entrepiso para el modelo M5NQ2, a partir del espectro de diseño de las NTC-DS (2004) y Apéndice A.....	76
Figura 3.24. Distorsión de entrepiso para el modelo M5NQ4, a partir del espectro de diseño de las NTC-DS (2004) y Apéndice A.....	76
Figura 3.25. Distorsión de entrepiso para el modelo M7NQ4, a partir del espectro de diseño de las NTC-DS (2004) y Apéndice A.....	77
Figura 3.26. Planta de azotea de vigas y columnas para los edificios de 3, 5 y 7 niveles....	78
Figura 3.27. Secciones transversales de columnas.....	79
Figura 3.28 Relación de momentos plásticos entre vigas y columnas de marcos estudiados.....	81
Figura 4.1. Discretización en fibras de las secciones transversales.....	85
Figura 4.2. Modelo esfuerzo-deformación ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) para el concreto en columnas CCFT (changManderConcrete01).....	86

---

Figura 4.3. Modelo esfuerzo-deformación ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) para el acero en columnas CCFT (shenSteel01).	87
Figura 4.4. Modelo esfuerzo-deformación ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) para el acero en vigas (Steel02).	88
Figura 4.5. Idealización de las curvas momento-rotación en columnas.	90
Figura 4.6. Idealización de las curvas momento-rotación en vigas.	91
Figura 4.7. Curvas momento-rotación idealizadas en columnas para los modelos M3NQ4 y M3NQ2.	92
Figura 4.8. Curvas momento-rotación idealizadas en columnas para los modelos M5NQ4 y M5NQ2.	92
Figura 4.9. Curvas momento-rotación idealizadas en columnas para el modelo M7NQ4.	93
Figura 4.10. Curvas momento-rotación idealizadas en vigas para los modelos de tres, cinco y siete niveles.	93
Figura 4.11. Curva cortante distorsión del modelo M3NQ4.	94
Figura 4.12. Curva cortante distorsión del modelo M3NQ2.	95
Figura 4.13. Curva cortante distorsión del modelo M5NQ4.	95
Figura 4.14. Curva cortante distorsión del modelo M5NQ2.	96
Figura 4.15. Curva cortante distorsión del modelo M7NQ4.	96
Figura 4.16. Curva de capacidad de los modelos de 3, 5 y 7 niveles.	97
Figura 4.17. Distorsiones de entrepiso para el modelo M3NQ4.	98
Figura 4.18. Distorsiones de entrepiso para el modelo M3NQ2.	99
Figura 4.19. Distorsiones de entrepiso para el modelo M5NQ4.	99
Figura 4.20. Distorsiones de entrepiso para el modelo M5NQ2.	100
Figura 4.21. Distorsiones de entrepiso para el modelo M7NQ4.	100
Figura 4.22. Representación de los factores de comportamiento sísmico Q, Q' y R.	102
Figura 4.23. Factor de comportamiento sísmico Q respecto al número de niveles.	103
Figura 4.24. Factor de reducción de fuerzas sísmicas Q' respecto a $T/T_a$ .	104
Figura 4.25. Factor de sobrerresistencia R respecto a $T/T_a$ .	104
Figura 4.26. Factor de sobrerresistencia R, respecto al número de niveles.	105
Figura 4.27. Mecanismo de colapso para el modelo M3NQ4.	106
Figura 4.28. Mecanismo de colapso del modelo M3NQ2.	106
Figura 4.29. Mecanismo de colapso para el modelo M5NQ4.	107
Figura 4.30. Mecanismo de colapso del modelo M5NQ2.	107
Figura 4.31. Mecanismo de colapso del modelo M7NQ4.	108



---

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Distorsiones permisibles de entrepiso (Tabla A.1 de las NTC-DS, 2004).....	5
Tabla 2.1. Matriz de especímenes CFT ensayados (Perea, 2010). .....	16
Tabla 2.2. Parámetros para construir el material shenSteel01 (Denavit y Hajjar, 2010). ....	24
Tabla 2.3. Límites ancho-espesor para elementos compuestos sujetos a flexión (AISC-2010).....	42
Tabla 2.4. Límites ancho-espesor para elementos compuestos sujetos a compresión axial (AISC-2010). .....	43
Tabla 3.1. Cargas muertas y vivas de azotea y entrepiso .....	54
Tabla 3.2. Parámetros para espectro de diseño de la zona III <sub>b</sub> .....	56
Tabla 3.3. Rigidez efectiva. ....	64
Tabla 3.4. Secciones transversales para el edificio de tres niveles.....	64
Tabla 3.5. Secciones transversales para el edificio de cinco niveles.....	68
Tabla 3.6. Secciones transversales para el edificio de siete niveles .....	71
Tabla 3.7. Resumen de secciones transversales para los modelos de 3, 5 y 7.....	79
Tabla 3.8. Relación de momentos entre vigas y columnas.....	80
Tabla 3.9. Cortante de diseño de los modelos de 3, 5 y 7 niveles. ....	82
Tabla 4.1. Resistencias esperadas para el acero estructural utilizado en los análisis. ....	89
Tabla 4.2. Distorsiones globales (%) obtenidas del análisis .....	98
Tabla 4.3. Factores de comportamiento sísmico.....	103

# CAPÍTULO 1

## 1. INTRODUCCIÓN

Convencionalmente, el concreto reforzado o el acero estructural han sido los materiales más empleados en la construcción de estructuras, particularmente en edificios de gran altura en donde estos dos materiales compiten primordialmente. Debido a aspectos principalmente económicos, la participación de edificios de concreto reforzado en México ha sido más generalizada que los edificios de acero.

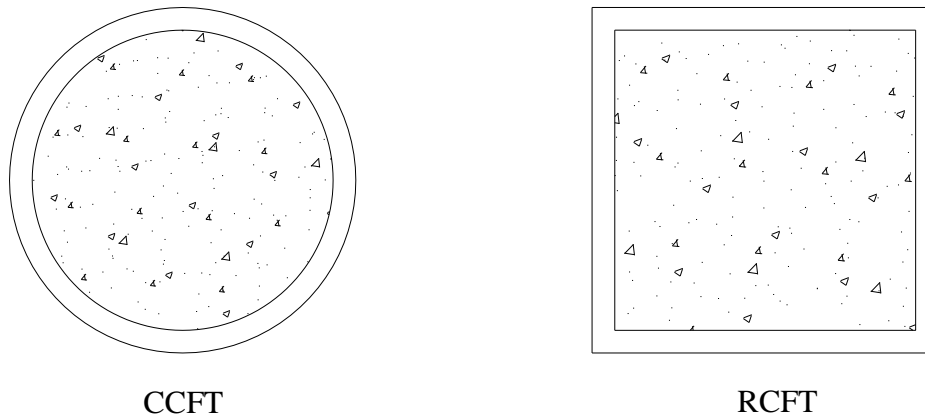
Sin embargo, conocido es por todos los ingenieros las ventajas y desventajas intrínsecas en cada uno de estos dos materiales. El concreto reforzado, por ejemplo, se distingue por ser rígido, económico, resistente al fuego, durable, etc. En contraparte, el acero estructural destaca por su resistencia, ductilidad, ligereza, rapidez constructiva, facilidad de montaje, etc.

En ingeniería estructural, el término compuesto es dado a la combinación de dos o más materiales trabajando conjuntamente. Una de las combinaciones más exitosas para la construcción de obras civiles es la acción conjunta del concreto (no necesariamente con refuerzo) y del acero estructural (laminado en caliente o doblado en frío). Diversas investigaciones han confirmado que, la óptima combinación de estos dos materiales trabajando en conjunto, resulta en un elemento estructural que se caracteriza por maximizar las ventajas y minimizar las desventajas de ambos materiales trabajando individualmente.

En los últimos años, la aplicación de edificaciones en construcción compuesta acero-concreto ha ganado terreno en países como Japón, China, Corea, y en menor grado Europa y Estados Unidos, donde la distribución de edificios compuestos es casi similar a la de edificios construidos con materiales convencionales; México y otros países de Latinoamérica no son la excepción y el número de aplicaciones comienza a despuntar con mayor cantidad de estructuras resueltas con el sistema compuesto.

Sistemas de piso, trabes, armaduras y columnas trabajando en acción compuestas son algunos de los elementos estructurales, los cuales pueden obtener muy buen comportamiento y respuesta estructural. En particular, en secciones compuestas para columnas existen diversas configuraciones, aunque la mayor parte de ellas se pueden agrupar en: (1) secciones de concreto reforzado con acero estructural, donde existe un perfil de acero ahogado en una sección de concreto reforzado y (2) secciones tubulares circulares o rectangulares de acero rellenas de concreto.

En este trabajo de investigación, sólo se estudiarán marcos resistentes a momento con columnas compuestas circulares de acero rellenas de concreto, también conocidas internacionalmente como secciones CFT (*Concrete-Filled Steel Tubes*, por sus siglas en inglés). La figura 1.1 ilustra configuraciones de columnas circulares y rectangulares CFT.



*Figura 1.1. Secciones transversales de columnas CFT.*

En este tipo de sistema estructural, la columna de acero es diseñada para soportar las cargas de gravedad durante la construcción, posteriormente son rellenas de concreto para proveer de rigidez y resistencia final.

Algunas ventajas que caracterizan al sistema estructural compuesto con columnas CFT, respecto a sistemas estructurales construídos con materiales convencionales, son:

1. Alto confinamiento del concreto.
2. Mayor resistencia del tubo a pandeo local.
3. Adecuada resistencia del elemento compuesto.
4. Adecuada capacidad de deformación y ductilidad.
5. No se requiere cimbra para el vaciado del concreto.

Entre las desventajas que presenta el sistema estructural compuesto con columnas CFT, se pueden mencionar las siguientes:

1. Se requiere del uso de concretos especiales como, por ejemplo, concretos de autocompactación, que no requieren ser vibrados y reducen al mínimo la segregación del concreto.
2. Difícil colocación del concreto, independientemente que sea vaciado o bombeado.
3. Complicación al habilitar armados cuando se requieren.

## 1.1. Problemática en el diseño sísmico de estructuras compuestas

Actualmente, las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del D.F. (NTC-RCDF 2004), no proporcionan información integral acerca de las consideraciones de análisis y diseño sísmico que se deben tomar en cuenta para una estructura compuesta. Sólo por mencionar un ejemplo, uno de los principales parámetros que carece de una justificación analítica es el factor de comportamiento sísmico,  $Q$ .

El factor de comportamiento sísmico indica cualitativamente la capacidad de ductilidad en la estructura. Una de las consecuencias de permitir la incursión significativa de las estructuras en el intervalo inelástico es la aparición de daño estructural cuando están sujetas a excitaciones sísmicas de alta intensidad. Por otro lado, aunque el diseño sísmico permita un nivel de daño en la estructura que no sea el colapso, este daño puede conducir a elevados costos de reparación. Por lo tanto, el uso de un adecuado factor de comportamiento  $Q$ , para cierta estructura ante una excitación cualquiera, debe tener en cuenta el nivel de daño que se quiera que asimile la estructura. El factor de reducción de fuerzas sísmicas con fines de diseño  $Q'$ , se define a partir del factor de comportamiento sísmico  $Q$ . A través de los factores  $Q$  y  $Q'$ , las NTC-DS (2004) contemplan la posibilidad de proporcionar una menor resistencia lateral a la estructura a cambio de requerirle una mayor capacidad de deformación plástica.

Las NTC-DS (2004) presentan los factores de comportamiento sísmico ( $Q$ ) en el capítulo 5 para distintos sistemas estructurales, donde mencionan lo siguiente para  $Q = 4$ : *La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales*. Como se mencionó anteriormente, el uso de este valor no ha sido justificado aún, debido a que las normas asumen que la combinación de estos dos materiales en acción compuesta tiene un comportamiento similar al del concreto reforzado o acero estructural trabajando independientemente. Con base en análisis inelásticos de segundo orden es posible determinar cualitativamente la ductilidad que puede desarrollar un sistema estructural y, a partir de esta, verificar el factor de comportamiento sísmico.

Por otro lado, el factor de sobrerresistencia  $R$ , que proponen las NTC-DS (2004) en el Apéndice A no está justificado para secciones compuestas. El valor propuesto en dichas normas fue obtenido a partir de pocos estudios de marcos de concreto reforzado bidimensionales (Tena y Correa, 2008) y no concuerdan para otros sistemas estructurales (Tapia 2011, Godínez 2010).

La figura 1.2, adaptada del ATC-63 (2009), muestra esquemáticamente la curva de capacidad esperada para un sistema estructural sujeto a carga monotónica creciente. En esta figura se ilustran además los factores de comportamiento sísmico ( $Q$ ), de reducción de fuerzas sísmicas por ductilidad ( $Q'$ ) y de reducción por sobrerresistencia ( $R$ ).

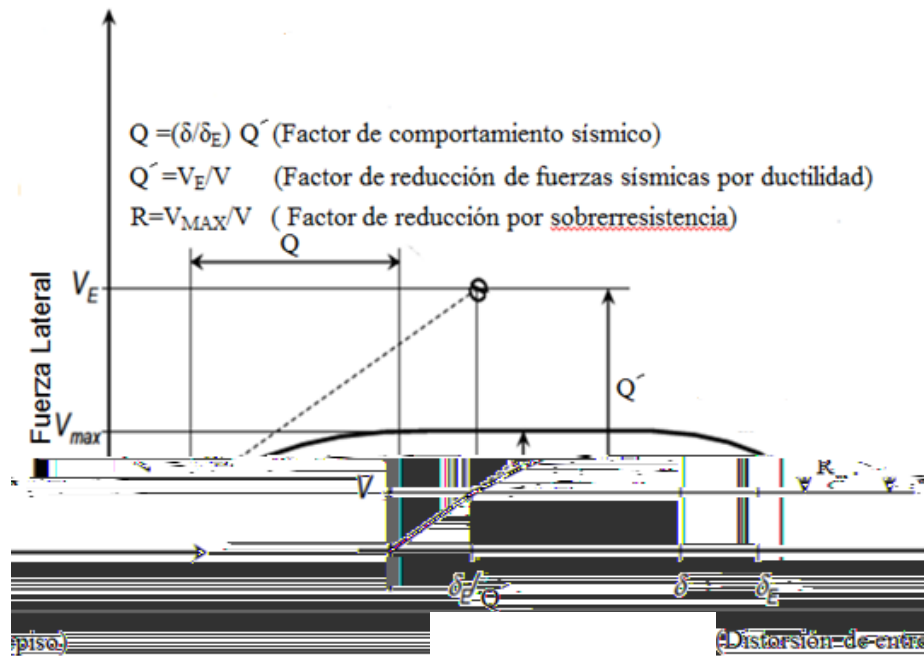


Figura 1.2. Curva de capacidad (adaptada de ATC-63, 2009).

Aceptando que existe una sinergia en elementos y sistemas compuestos, la capacidad de deformación de ellos debería ser superior a los elementos y sistemas estructurales con materiales convencionales. Por ello, esta investigación está enfocada en la verificación de la ductilidad que puede desarrollar el sistema estructural compuesto con columnas tubulares circulares de acero rellenas con concreto (CCFT). Además, se pretende proporcionar información útil para el análisis y diseño de estructuras compuestas, asegurando un buen desempeño estructural.

Las investigaciones sobre determinación de parámetros sísmicos realizadas a la fecha se han concentrado básicamente en los sistemas estructurales convencionales de sólo concreto reforzado y sólo acero estructural; sin embargo, es prácticamente nula la investigación que se le ha dado al sistema estructural compuesto. Aun así, varias estructuras en México han sido diseñadas y construídas utilizando el sistema compuesto, no obstante que las normas de diseño en el país no presentan recomendaciones integrales respecto a dicho sistema estructural.

La Tabla 1.1, extraída de las NTC-DS (2004) muestra las distorsiones permisibles de entrepisos para los distintos sistemas estructurales convencionales (concreto reforzado y acero estructural). Como se observa en esta tabla, no se hace ninguna recomendación de distorsión para sistemas estructurales compuestos y, por ello, es común en la práctica

suponer alguna distorsión permisible igual a la que se especifica para marcos de concreto reforzado o para marcos de acero estructural.

Tabla 1.1. Distorsiones permisibles de entrepiso (Tabla A.1 de las NTC-DS, 2004).

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado ( $Q= 3$ ó $4$ )	0.03
Marcos dúctiles de acero ( $Q= 3$ ó $4$ )	0.03
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada ( $Q= 1$ ó $2$ )	0.015
Losas planas sin muros o contravientos	0.015
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.02
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.015
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto ( $Q=3$ )	0.015
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada ( $Q=1$ ó $2$ )	0.01
Muros diafragma	0.006
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.005
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.002
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

Otra incertidumbre o problemática que se visualiza para el análisis estructural de este tipo de sistema estructural está asociado al valor de la rigidez a flexión efectiva,  $EI$ , que se puede utilizar en los análisis elásticos. Este trabajo también pretende evaluar este parámetro a partir de los análisis realizados en los marcos propuestos.

## 1.2. Objetivos

### 1.2.1. Objetivos generales

El objetivo principal del presente estudio de investigación es realizar la evaluación del comportamiento sísmico de marcos a momento con columnas circulares metálicas rellenas de concreto (CCFT) mediante modelación numérica. Asimismo, presentar algunas recomendaciones de diseño sísmico relacionadas a los factores de desempeño sísmico que pueda desarrollar el sistema estructural, tales como el factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ), el factor de reducción de fuerzas sísmicas por ductilidad ( $Q^{\prime}$ ) y el factor de sobrerresistencia ( $R$ ).

### 1.2.2. Objetivos específicos

- Estudiar el comportamiento y desempeño sísmico de algunos marcos resistentes a momento en construcción compuesta con columnas circulares metálicas rellenas de concreto (CCFT).
- Realizar análisis elásticos de segundo orden con la finalidad de realizar diseños estructurales para posteriormente ser utilizados en los análisis no lineales.
- Realizar diseños por capacidad asegurando un mecanismo de colapso de columna fuerte – viga débil.
- Realizar análisis estáticos no-lineales de segundo orden ante carga incremental monótonica a fin de obtener curvas de capacidad.
- Determinar y evaluar para el sistema estructural los parámetros de desempeño sísmico, como el factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ), el factor reducción de fuerzas sísmicas ( $Q^{\prime}$ ), y el factor de sobrerresistencia ( $R$ ).
- Establecer algunas recomendaciones en cuanto a factores de comportamiento sísmico para el diseño sísmico de estructuras en construcción compuesta con columnas CCFT.

## 1.3. Organización de la tesis

En el capítulo 2 se resumen algunas investigaciones experimentales y teóricas relacionadas con estructuras de sección compuesta, además de algunos estados del arte que hablan de este tipo de sistemas estructurales.

En el capítulo 3 se presentan los resultados obtenidos de los análisis elásticos de segundo orden, incluyendo el análisis dinámico modal espectral para el cálculo de las fuerzas sísmicas y el dimensionamiento de los elementos estructurales para edificios tipo de 3, 5 y 7 niveles. Además, se muestran los prototipos o modelos que se estudiaron, la zona de estudio y parámetros de diseño.

En el capítulo 4 se presentan los resultados obtenidos de los análisis inelásticos de segundo orden de los edificios tipo de 3, 5 y 7 niveles diseñados en el capítulo tres. En este capítulo se realizaron análisis estáticos no lineales en el programa OpenSees (2012), la sección transversal del elemento se dividió en fibras, en el cual a la sección transversal compuesta se le asignó un modelo constitutivo del material para el concreto y el acero estructural. Los modelos constitutivos que se utilizaron se explican en el capítulo 2.

#### **1.4. Metodología y alcances**

Se plantea el estudio del sistema estructural compuesto integrado por marcos resistentes a momento con columnas circulares metálicas rellenas de concreto (CCFT). Se analizarán edificios de 3, 5 y 7 niveles, ubicadas en la zona del lago (IIIb) de la Ciudad de México para asociarlas a las mayores solicitaciones del RCDF (2004). Respecto a los análisis estructurales, se utilizará el software ETABS V9.5 (CSI, 2005) para realizar los análisis elásticos de segundo orden y así poder obtener secciones transversales tentativas. Complementariamente, se utilizará el software OpenSees (2012) para realizar los análisis inelásticos de segundo orden. Acerca de reglamentos de diseño, se utilizará las especificaciones del AISC-2010 para el diseño de las secciones compuestas y las NTC-DS (2004) para la determinación de las fuerzas sísmica. Para cumplir con los objetivos, se realizarán los siguientes pasos:

1. Selección de configuraciones estructurales y número de niveles de los modelos a realizar.
2. Selección de la zona de estudio.
3. Selección de reglamento de diseño para secciones compuestas.
4. Realización de análisis elástico y, posteriormente, un diseño por capacidad logrando así la calibración de los modelos.
5. Evaluar el comportamiento mediante análisis estáticos no-lineales con carga monotónica creciente (análisis “pushover”).
6. De los análisis no lineales obtener los mecanismos de falla y factores de comportamiento sísmico para sistemas estructurales compuestos con columnas CCFT.



## CAPÍTULO 2

### 2. ANTECEDENTES

El presente capítulo presenta un resumen de investigaciones experimentales y numéricas relacionadas con estructuras de sección compuesta y, en particular, donde se utilizaron columnas compuestas del tipo tubo de acero rellenas de concreto.

#### 2.1. Estudios experimentales

##### 2.1.1. Deierlein (2003)

De acuerdo con Deierlein (2003), las estructuras compuestas presentan un obstáculo en su análisis y diseño debido a que no han sido bien estudiadas. Por ello, de acuerdo a este autor, los reglamentos o normas en general no presentan especificaciones integrales de análisis y diseño de estructuras con columnas compuestas. Aun así, las estructuras con columnas compuestas han sido ampliamente usadas en regiones de baja intensidad sísmica, pero su aplicación sismorresistente ha sido severamente limitada. De acuerdo con el autor, los datos de pruebas experimentales de la conexión mostrada en la figura 2.1 mostraron que el sistema estructural compuesto presenta diversas ventajas; por ejemplo, se evitan problemas de agrietamiento en soldaduras, como los sufridos en el sismo de Northridge, debido a que la viga de acero puede pasar continuamente hasta el punto de máximo de momento.

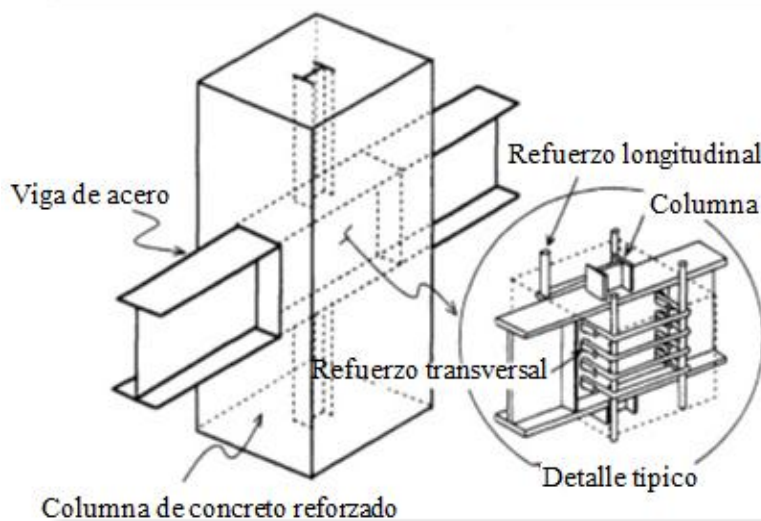


Figura 2.1. Conexión típica (adaptada de Deierlein, 2003).

Los ensayos experimentales hechos por Kanno y Deierlein (1997) muestran un comportamiento histerético estable en la respuesta inelástica de la conexión viga-columna (figura 2.2). La figura 2.2 (caso a) muestra la respuesta de la conexión detallada para que las primeras articulaciones ocurrieran en las vigas; por el contrario, la figura 2.2 (caso b) muestra la respuesta de la conexión detallada para que el comportamiento inelástico se desarrollara solo en la columna. El caso (a) mostrado en la figura 2.2 es preferible para el diseño sísmico; sin embargo, el comportamiento histerético estable que se muestra en la

figura 2.2 (caso b) demuestra la confiabilidad de este tipo de conexiones, aun cuando el detallado no es adecuado al proveer de vigas más resistentes que las columnas.

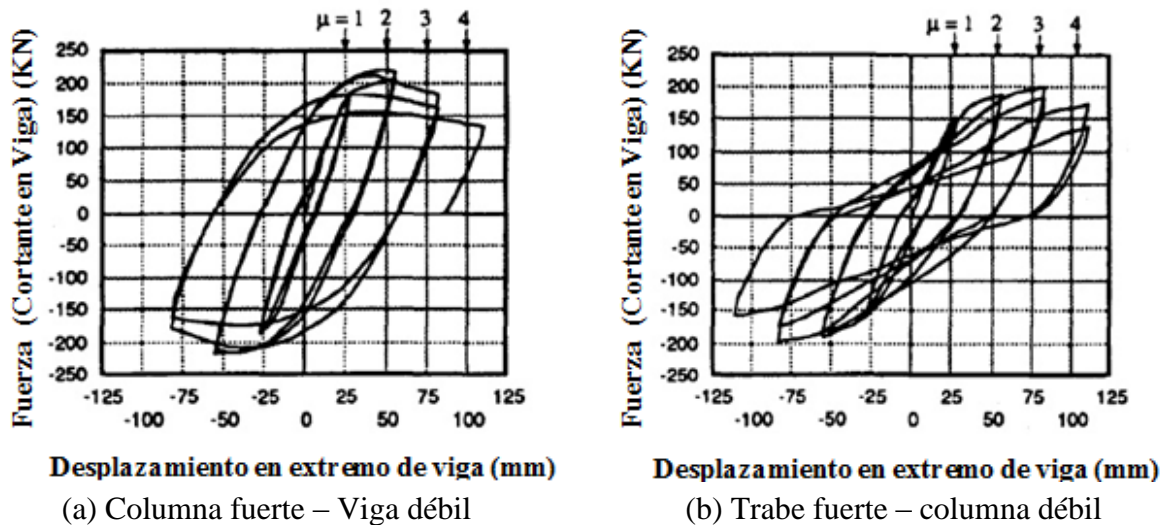


Figura 2.2. Respuesta inelástica fuerza-desplazamiento en una conexión viga-columna (adaptada de Deierlein, 2003).

### 2.1.2. Sakino et al. (2004)

Sakino *et al.* (2004) realizaron pruebas a columnas cortas de tubos rellenos de concreto (CFT) cargadas a compresión concéntricamente para observar su comportamiento. Estas pruebas tenían como objetivo investigar el efecto del confinamiento del tubo de acero en la resistencia del concreto, así como el efecto del concreto de relleno en el pandeo local de la pared del tubo de acero. Además, el estudio pretendía derivar métodos para evaluar la carga última y obtener las relaciones carga-deformación de columnas rellenas CFT.

Los autores realizaron 114 pruebas, donde los parámetros considerados fueron: la forma del tubo (circular vs. rectangular), la relación ancho-espesor ( $b/t$ ,  $D/t$ ) y las resistencias del acero ( $F_y$ ) y del concreto ( $f_c'$ ). En la etapa de carga axial inicial de las pruebas de las columnas circulares CFT, se observó que la relación de Poisson para el concreto fue más baja que la desarrollada en el acero estructural, lo que condujo en una separación entre el concreto y la pared de la columna circular. Además, se distinguió un incremento de la capacidad de carga a compresión axial de la columna circular CFT debido al confinamiento del concreto al estar sujeto a una compresión triaxial.

Con base en las pruebas realizadas, Sakino y colaboradores propusieron modelos constitutivos que se muestran en la figura 2.3 para el concreto confinado por tubos circulares (CCFT) y rectangulares (RCFT). Las figuras 2.4 y 2.5 para el acero estructural con tubos circulares (CCFT) y rectangulares (RCFT), respectivamente, rellenos de concreto.

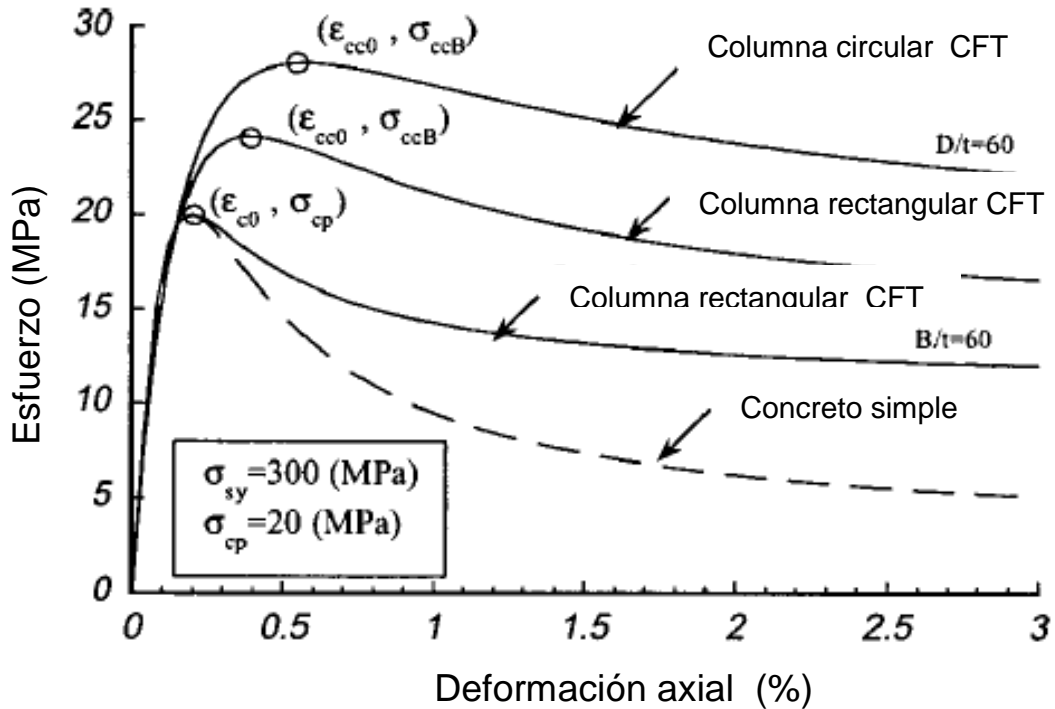


Figura 2.3. Curva esfuerzo-deformación ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) para el concreto en columnas compuestas circulares rellenas CCFT (adaptada de Sakino et al., 2004).

Como se observa en la figura 2.3, el concreto en secciones compuestas circulares (CCFT) desarrolla una mayor resistencia y capacidad de deformación debido al efecto de confinamiento que proporciona el perfil de acero. Además, se observa que las columnas circulares CFT desarrollan mayor resistencia que las columnas rectangulares CFT para una misma relación *ancho-espesor*; otra diferencia es atribuida al pandeo local, el cual se presenta previamente en tubos rectangulares que en los circulares.

En las figuras 2.4 y 2.5 se muestran las curvas esfuerzo-deformación ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) del acero estructural en columnas compuestas rellenas circulares y rectangulares, respectivamente. Según los autores, el acero en columnas circulares rellenas se puede modelar con un modelo elastoplástico perfecto, mientras que en columnas rectangulares rellenas se desarrolla pérdida de resistencia bajo la presencia de pandeo local. La figura 2.5 muestra tres tipos de curvas esfuerzo-deformación ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) para columnas rectangulares rellenas RCFT, donde la curva tipo 1 representa a columnas con relación  $B/t$  pequeña, la curva tipo 2 representa a columnas con relación  $B/t$  mediana y la curva tipo 3 representa a columnas con relación  $B/t$  grande. En esta última curva (tipo 3) se observa que el esfuerzo desarrollado por este tipo de columnas no alcanza el esfuerzo de fluencia debido al pandeo local.

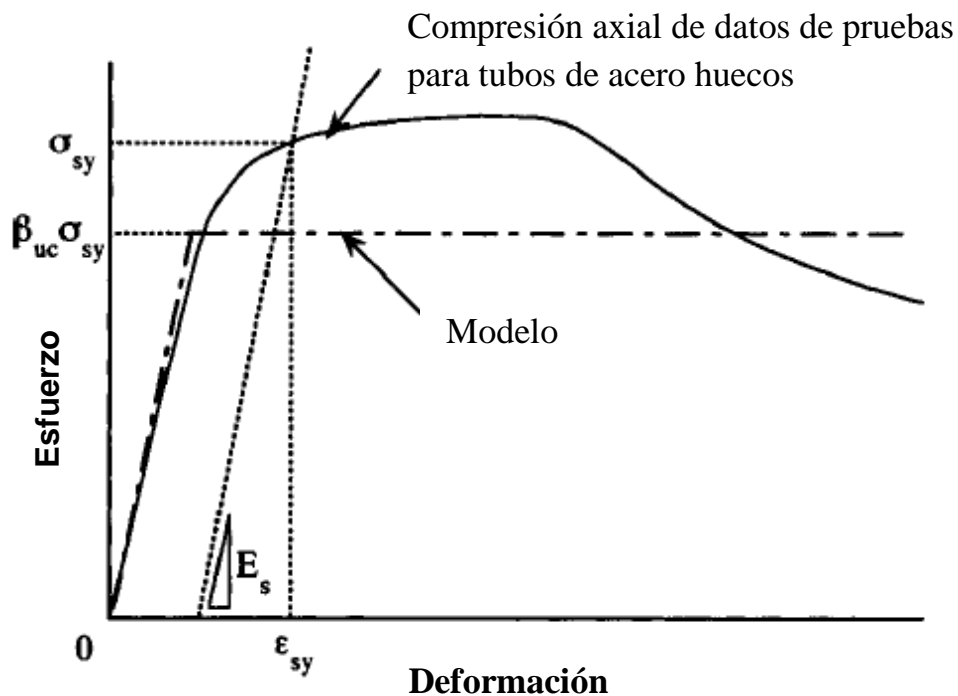


Figura 2.4. Curva esfuerzo-deformación ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) para el acero estructural en columnas compuestas circulares rellenas CCFT (adaptada de Sakino et al., 2004).

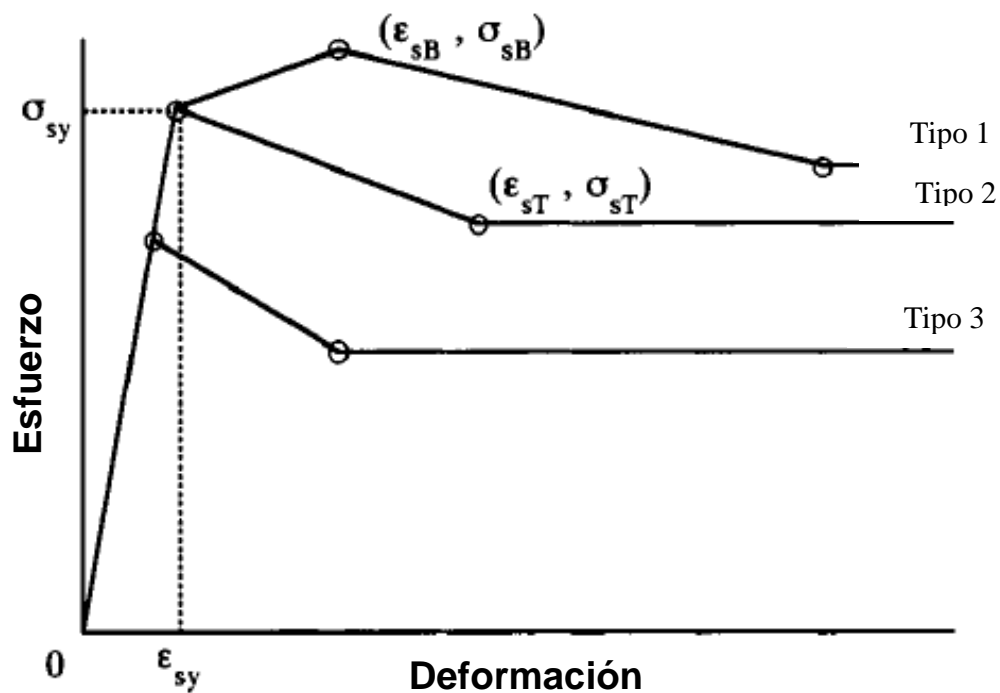


Figura 2.5. Curva esfuerzo-deformación ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) para el acero estructural en columnas compuestas rectangulares rellenas RCFT (adaptada de Sakino et al., 2004).

### 2.1.3. Chen y Lin (2004)

Chen y Lin (2004) realizaron un total de seis pruebas experimentales de la placa de conexión entre la columna rectangular CFT (*Concrete Filled Tube*) y la viga de acero, el objetivo principal fue investigar el comportamiento cíclico de la placa de conexión entre la columna y la viga.

Los seis especímenes fueron diseñados para cumplir con el criterio de columna fuerte–viga débil, sin embargo, a cuatro de los especímenes se les proporcionó una zona de panel fuerte con el fin de concentrar las deformaciones inelásticas en la viga y a los dos especímenes restantes se les proporcionó una zona de panel débil con la finalidad de desarrollar excesivas deformaciones debidas a grandes fuerzas de cortante en el área de la zona de panel.

En uno de los especímenes, la viga de acero atravesó a la columna rectangular CFT. En el resto de los especímenes la placa de conexión atravesó a la columna CFT, donde tres de ellos contaban con zona de panel fuerte y los dos restantes con zona de panel débil como se mencionó anteriormente.

La figura 2.6 ilustra esquemáticamente la simulación de cargas y condiciones de frontera en las pruebas realizadas. Durante las pruebas una carga axial concentrada fue aplicada continuamente en la columna rectangular CFT a través de un gato hidráulico para simular las cargas de gravedad. Además, se aplicaron fuerzas laterales cíclicas en las vigas en voladizo a través de actuadores hidráulicos.

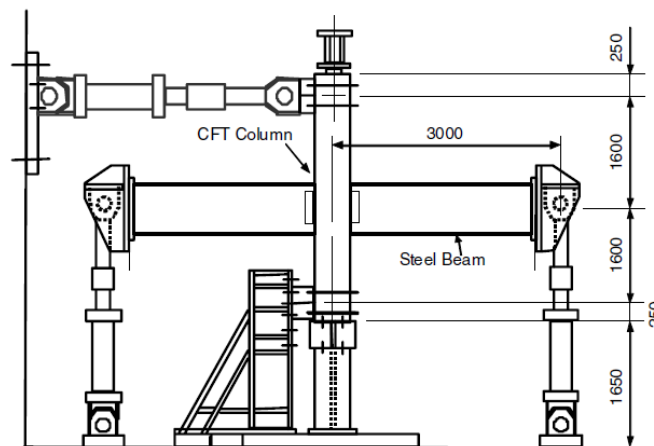


Figura 2.6. Dispositivo de prueba (Chen y Lin, 2004).

Una vez terminadas las pruebas, la pared de la columna tubular fue removida para examinar el núcleo de concreto. No se encontró agrietamiento diagonal en el concreto; sin embargo, se observó agrietamiento junto a la placa de conexión, lo cual indica que ocurrió deslizamiento entre el concreto y la placa de conexión durante la ejecución de las pruebas.

Además, los resultados de tres especímenes con la placa de conexión al interior de la columna rectangular CFT con zona de panel fuerte mostraron desgarramiento en el tubo de acero independientemente del tipo de soldadura (penetración o filete) debido a una posible concentración de esfuerzos; sin embargo, una vez terminadas las pruebas se observó la formación de articulaciones plásticas en la viga más allá de la placa de conexión. La figura 2.7 muestra el comportamiento histerético para cada uno de los tres especímenes, donde se puede observar comportamientos similares así como el estrangulamiento de los ciclos (efecto pinching).

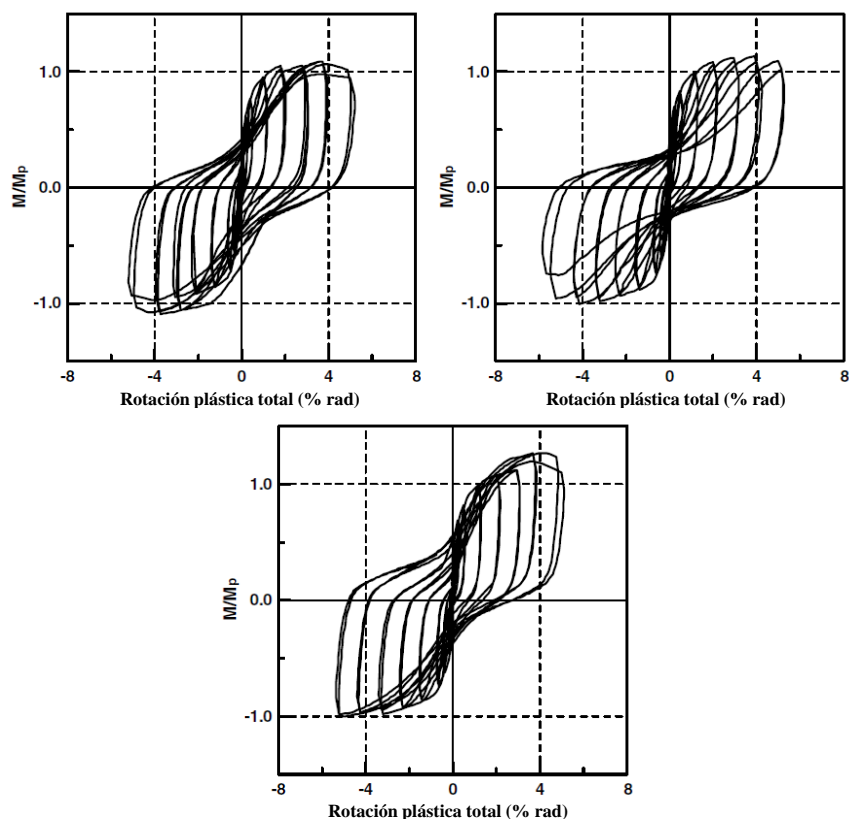


Figura 2.7. Momento plástico vs rotación para especímenes con zona de panel fuerte (adaptada de Chen y Liu, 2004).

El espécimen donde la viga atravesó a la columna rectangular CFT, no desgarró al tubo de acero y se formó articulación plástica en la viga dando lugar a un comportamiento histórico estable como se muestra en la figura 2.8.

Los dos especímenes con zona de panel débil fallaron debido a la fractura prematura en el tubo de acero y agrietamiento por corte en el núcleo de concreto. La figura 2.9 muestra el comportamiento histerético para estos dos especímenes, donde se observa estrangulamiento

de los ciclos (efecto pinching). El estrangulamiento o reducción de los ciclos contribuyeron a la falla prematura del tubo de acero y al agrietamiento en el núcleo de concreto.

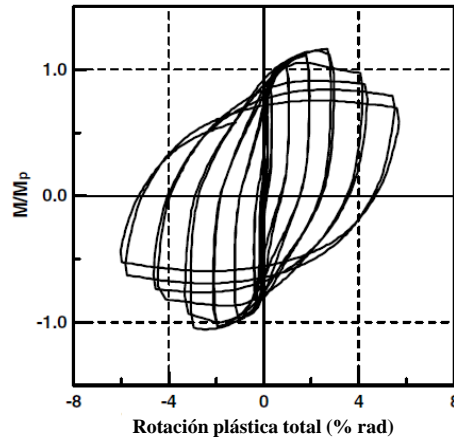


Figura 2.8. Momento plástico vs rotación para espécimen con viga al interior del tubo de acero (adaptada de Chen y Liu, 2004).

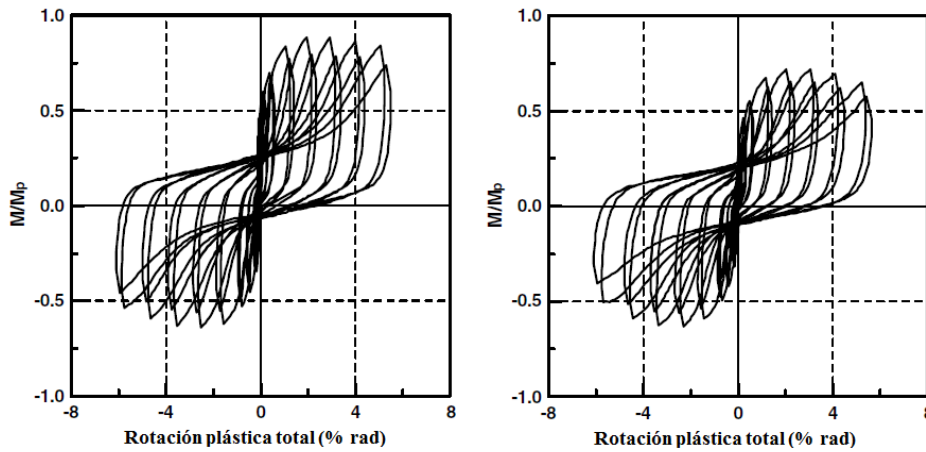


Figura 2.9. Momento plástico vs rotación para especímenes con zona de panel débil (adaptada de Chen y Liu, 2004).

#### 2.1.4. Perea et al. (2010)

Perea et al. (2010) realizaron un programa experimental que consistió en el ensaye de 18 columnas compuestas CFT de escala real.

El objetivo de este programa experimental se enfocó en desarrollar recomendaciones para el análisis y diseño de columnas compuestas rellenas a partir de estudiar su comportamiento al obtener y procesar la respuesta experimental asociadas a su:

- Carga crítica de pandeo por flexión elástico e inelástico ( $P_{cr}$ )
- Rigidez efectiva a flexión ( $EI_{eff}$ )
- Resistencia y rigidez a torsión
- Resistencia a flexocompresión uniaxial con reducción por estabilidad
- Superficies de interacción en flexocompresión biaxial
- Resistencia al pandeo local
- Longitud de la articulación plástica ( $L_p$ )
- Análisis sobre la progresión de los estados límite

Además, los datos procesados fueron muy útiles para calibrar:

- Los modelos constitutivos de los materiales en acción compuesta
- Los modelos de elementos no-lineales

Los 18 especímenes que se contemplaron en este programa experimental fueron ensayados en el Laboratorio MAST (*multi-axial system testing*) que se muestra en la figura 2.10. Este laboratorio de grandes modelos forma parte de la Red de Laboratorios NEES (*Network for Earthquake Engineering Simulation*) y es administrado en el campus de la Universidad de Minnesota en la ciudad de Minneapolis. En resumen, el sistema MAST consiste de una cruz rígida de acero conectada al piso de reacción por 4 actuadores verticales de 150 ton de capacidad cada uno, y conectada a los muros de reacción por 4 actuadores horizontales (2 por cada dirección) de 200 ton cada uno. El sistema está controlado por una computadora central que calcula la fuerza o desplazamiento que debe desarrollar cada actuador para conseguir una resultante de carga y/o desplazamiento deseado en el centro de la cruz. De esta forma, el sistema es capaz de modelar los 6 grados-de-libertad en cualquier espécimen que se conecte en el centro de la cruz, con una capacidad máxima de 600 ton en compresión o tensión, 400 ton de carga lateral en cada dirección y un rango de desplazamiento lateral de  $\pm 40$  cm y vertical de  $\pm 50$  cm (Hajjar et al. 2002).

Las dimensiones y propiedades de los especímenes CFT circulares y rectangulares que se ensayaron están resumidas en la tabla 2.1. Las columnas, como se muestra en la figura 2.10, fueron rígidamente conectadas en la base con el piso de reacción y, principalmente controlada en la punta como extremo libre. Esta condición de apoyo duplicó la longitud efectiva del pandeo, y por consiguiente, la esbeltez del elemento. De acuerdo con los autores, este grupo de especímenes son a la fecha las columnas compuestas rellenas de escala real más largas y más esbeltas que se hayan ensayado en el mundo. Otra característica principal de esta matriz de especímenes es la utilización de los perfiles

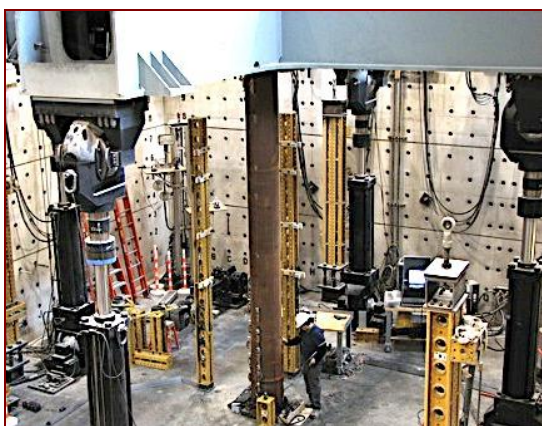


tubulares (HSS por sus siglas en inglés) comerciales con la mayor sección transversal y con la mayor relación ancho-espesor.

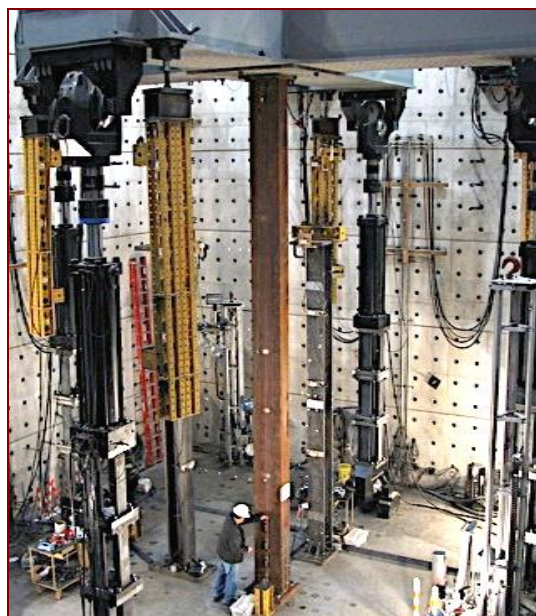
Tabla 2.1. Matriz de especímenes CFT ensayados (Perea, 2010).

Nombre del Especimen	$L$ (m)	Perfil HSS ( $D \times t, b \times h \times t$ )	$F_y$ (MPa)	$f'_c$ (MPa)	$D/t$
1-C5-18-5	5.50	HSS5.563x0.134	300	36	45
2-C12-18-5	5.50	HSS12.75X0.25	300	36	55
3-C20-18-5	5.50	HSS20x0.25	300	36	86
4-Rw-18-5	5.50	HSS20x12x0.25	330	36	67
5-Rs-18-5	5.50	HSS20x12x0.25	330	36	67
6-C12-18-12	5.50	HSS12.75X0.25	300	86	55
7-C20-18-12	5.50	HSS20x0.25	300	86	86
8-Rw-18-12	5.50	HSS20x12x0.25	330	86	67
9-Rs-18-12	5.50	HSS20x12x0.25	330	86	67
10-C12-26-5	8.00	HSS12.75X0.25	300	36	55
11-C20-26-5	8.00	HSS20x0.25	300	36	86
12-Rw-26-5	8.00	HSS20x12x0.25	330	36	67
13-Rs-26-5	8.00	HSS20x12x0.25	330	36	67
14-C12-26-12	8.00	HSS12.75X0.25	300	86	55
15-C20-26-12	8.00	HSS20x0.25	300	86	86
16-Rw-26-12	8.00	HSS20x12x0.25	330	86	67
17-Rs-26-12	8.00	HSS20x12x0.25	330	86	67
18-C5-26-12	8.00	HSS5.563x0.134	300	86	45

Nota: las propiedades descritas en esta tabla son nominales; sin embargo, para las calibraciones y procesamiento se utilizaron las propiedades reales que se midieron (por ejemplo,  $L, D, t$ ) o determinaron de los ensayos de materiales ( $F_y, f'_c$ ).



(a) CFT circular de 5.50 m. de altura



(b) CFT rectangular de 8.00 m. de altura

Figura 2.10. Columnas compuestas rellenas conectadas al sistema MAST (Perea, 2010)

Para intentar evaluar el mayor número posible de condiciones y de estados límite, el protocolo de carga que se usó consistió de un conjunto de distintos casos de carga, cada uno con un propósito diferente, que en general siguieron el siguiente orden: (1) compresión pura (2) flexocompresión uniaxial (3) flexocompresión biaxial (4) torsión con y sin compresión; el caso de carga 2 y 3 se repitieron con 2 a 3 niveles distintos de carga axial y con carga monotónica y cíclica. Asimismo, se evaluaron los efectos del vaciado del concreto en estado fresco sobre el tubo metálico.

Adicional a la instrumentación propia del sistema MAST (celdas de carga y sensores de desplazamiento en actuadores y cruz rígida), cada espécimen fue instrumentado con diferentes sensores a lo largo de la columna, pero evidentemente con una mayor densidad donde se esperaban mayores deformaciones y desplazamientos. La instrumentación promedio por espécimen consistió en 40 strain-gauges uniaxiales y triaxiales, 30 LVDTs, 10 string pots, 30 LEDs de Krypton, 10 cámaras fotográficas de auto-disparo (digitales 12-Mpx) y 10 videocámaras (digitales). Por cada uno de los 18 especímenes fueron en total alrededor de 130 canales, grabando sincronizadamente a 16 bits con una frecuencia de 1 muestra por segundo y con una duración total de prueba de 25 horas.

Adicional al procesamiento de los datos medidos y calculados de las pruebas, fueron realizados análisis inelásticos de segundo orden con plasticidad distribuida en el programa OpenSEES (Mazoni *et al.* 2006) para calibrar los modelos constitutivos de los materiales y de los elementos no lineales. El propósito de estos análisis no-lineales pretendía también extender el comportamiento del elemento en la respuesta global del sistema e incluir los efectos locales observados tales como:

- (a) el pandeo local y los esfuerzos residuales del tubo metálico,
- (b) el confinamiento y agrietamiento del concreto y
- (c) los efectos de estabilidad, degradación y longitud plástica del elemento.

De acuerdo con los autores, el procesamiento y calibración de los datos experimentales y analíticos que se obtuvieron en este estudio presentaron aportaciones muy interesantes, dentro de las que se incluyen los siguientes:

- Como se ilustra en la figura 2.11, la resistencia de columnas compuestas rellenas que se obtienen con las ecuaciones de diseño de las especificaciones del AISC-2010 se ajustan razonablemente bien a lo medido en los ensayos descritos y los calculados en los análisis de fibras. Las diferencias entre la curva teórica y los datos medidos y calculados se atribuyen a variaciones de las imperfecciones iniciales y a hipótesis sobre el valor del  $EI_{eff}$ .

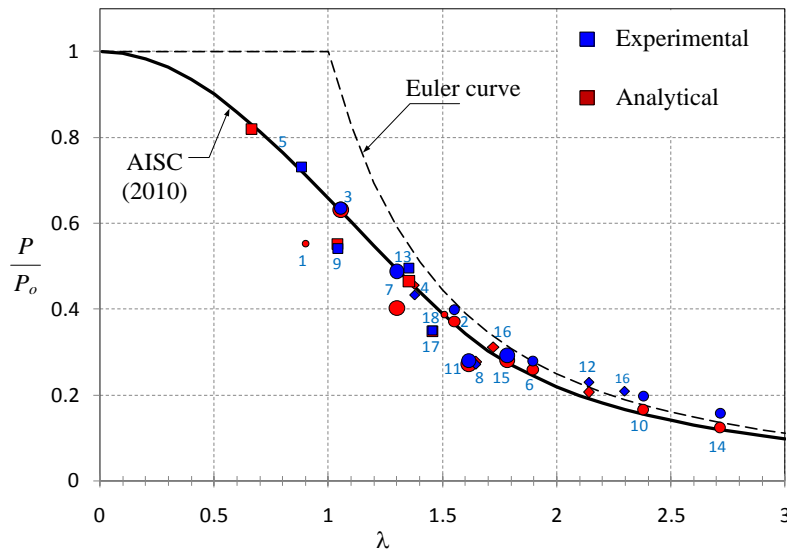


Figura 2.11. Resistencia a compresión experimental y analítica de columnas CFT (Perea, 2010)

- La rigidez a flexión calibrada con datos experimentales no muestra variación con la cuantía del refuerzo de acero estructural, aunque tampoco con la forma de la sección o con el parámetro de esbeltez. En cambio, los datos mostraban una tendencia constante e igual a lo siguiente:

para determinar la carga de pandeo:  $EI_{eff} = E_s I_s + 0.80 E_c I_c$  (2.1)

para análisis de segundo orden:  $EI_{eff} = \begin{cases} E_s I_s + 0.40 E_c I_c \\ 0.90 (E_s I_s + 0.50 E_c I_c) \end{cases}$  (2.2)

- La regresión estadística de las deformaciones unitarias al inicio del pandeo local permitieron revisar las relaciones límite ancho-groeso de tubos de acero rellenos de concreto para el estado límite de pandeo local inelástico y elástico. Los límites ajustados experimentalmente son:

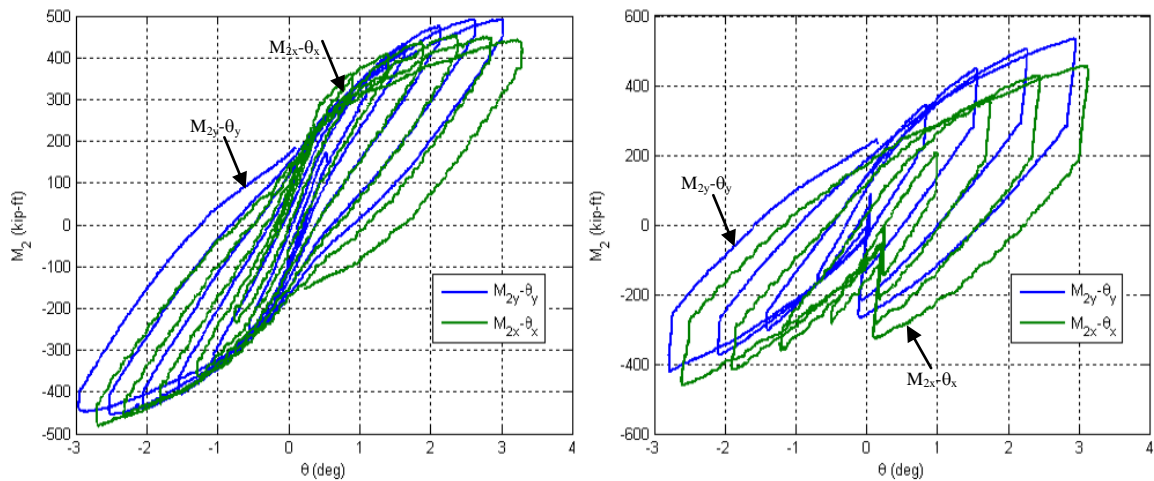
en CFT circulares:  $\lambda_p = 0.15 \frac{E_s}{F_y}$        $\lambda_r = 0.30 \frac{E_s}{F_y}$  (2.3)

en CFT rectangulares:  $\lambda_p = 2.12 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$        $\lambda_r = 3.0 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$  (2.4)

- La longitud de la articulación plástica en una columna compuesta rellena es muy cercana al valor teórico que desarrollaría el perfil HSS de acero sin relleno de concreto. Esta es:

$$L_p = L \left( 1 - \frac{S}{Z} \right) \quad (2.5)$$

- La presión hidrostática del concreto en estado fresco en los perfiles huecos rectangulares puede generar imperfecciones en las paredes del tubo que aceleren la aparición del pandeo local del tubo. Para revisar esta condición en futuros diseños, se proponen límites y ecuaciones que estiman las deformaciones por el vaciado del concreto y, en su caso, propuestas de refuerzo temporal para cumplir dichos límites.
- La interacción compresión – flexión ( $P$ - $M$ ) en columnas esbeltas generalmente presentó una reducción a flexión por estabilidad más alta a la que se determina con las especificaciones AISC-2010. Para determinar con mayor precisión una curva de interacción  $P$ - $M$  de columnas compuestas, se propone para la sección transversal funciones continuas compatibles con el método de la distribución de esfuerzos plásticos, y una función de reducción de momentos para considerar los efectos de longitud.
- La respuesta cíclica de columnas compuestas CFT desarrollan en general, como se ilustra en la figura 2.12, un buen comportamiento sin significativa degradación de rigidez o resistencia cuando son sometidas a altas deformaciones. La degradación de resistencia es evidentemente mayor por efectos  $p$ -delta cuando se tiene una alta demanda de carga axial. En particular, el comportamiento de columnas compuestas de secciones circulares fue superior al que desarrollaron las secciones rectangulares. De acuerdo con los autores, esto es debido a que las secciones rectangulares son más susceptibles a desarrollar pandeo local.



Momento en la base vs rotación en extremo superior ( $M_2$ - $\theta$ )

(a) Compresión y flexión uniaxial

(b) Compresión y flexión biaxial

Figura 2.12. Respuesta cíclica para una columna circular CFT (adaptada de Perea et al. 2010).

## 2.1.5. Yu et al. (2006)

Yu et al. (2006) realizaron diecisiete pruebas experimentales a columnas circulares CFT (*Circular Concrete Filled Tube*) para estudiar el comportamiento de estas mismas. El objetivo principal de este estudio fue investigar los efectos de la resistencia del concreto, las ranuras en el elemento de acero, bajo diferentes condiciones de carga concéntrica sobre la capacidad última y el comportamiento carga-deformación de las columnas.

Se utilizaron dos tipos de concreto, en algunos especímenes se utilizó concreto autocompactante y en otros concreto normal. Además, se utilizaron cuatro métodos para medir la deformación axial en los especímenes, con el fin de obtener las propiedades básicas de las columnas CFT como: su rigidez a compresión axial y capacidad última.

Adicionalmente, para examinar los diferentes mecanismos de comportamiento se utilizaron variantes en las condiciones de carga aplicada: a) se aplicó la carga en la sección completa, b) inicialmente al concreto, finalmente a la sección completa después de que el concreto fue comprimido, c) inicialmente a la sección de acero, finalmente a la sección completa después de haber comprimido al tubo de acero y d) sólo a la sección de concreto.

La figura 2.13 muestra la comparación de los métodos antes mencionados para la relación carga-deformación para uno de los especímenes que no contaba con ninguna ranura, donde se puede observar que existe poca diferencia en el intervalo elástico e inelástico.

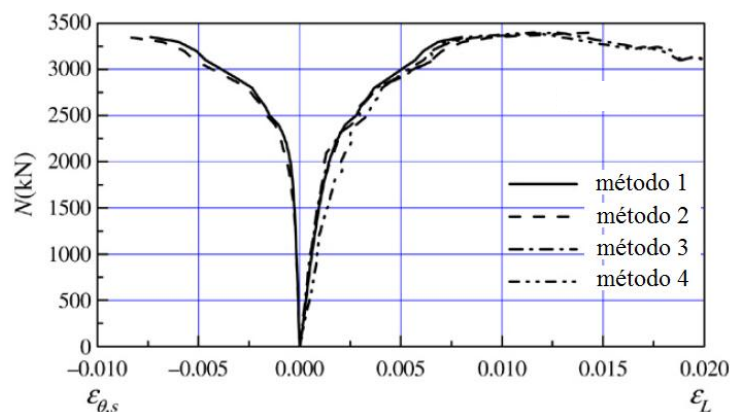


Figura 2.13. Comparación de los cuatro métodos de medición de la relación carga-deformación (adaptada de Yu et al.2006).

Según el autor, al comparar el método tres para algunos de los especímenes observaron diferencias significativas, esto lo asocian a que este método tuvo la capacidad de registrar deformaciones aun en la etapa de deformaciones sostenidas. Sin embargo, el método cuatro no lo recomiendan para medir la deformación axial de los especímenes (para más información acerca de los métodos mencionados ver Yu et al., 2006).

Al finalizar las pruebas, se observó que la resistencia del concreto (para concreto autocompactante y el concreto simple) aumentó, por lo tanto, la carga límite de elasticidad y su capacidad última alcanzó valores más altos. Además, se observó que la resistencia del concreto tiene poca influencia en los modos de falla de las columnas circulares CFT.

Referente a la influencia de agujeros o ranuras en las columnas circulares CFT, se observó que ante la presencia de estos las deformaciones se incrementan ligeramente aún en el intervalo elástico como se muestra en la figura 2.14. Además, de presentarse pandeo local más temprano, aplastarse el concreto contenido en los orificios.

Se observó un incremento en la resistencia del concreto debido al confinamiento longitudinal y transversal que proporciona el tubo de acero, así como otros investigadores lo han encontrado (por ejemplo., Chang y Mander, 1994).

Respecto a la influencia ante diferentes condiciones de carga, se observó que en algunos especímenes ante las condiciones b) y d) tienen una capacidad última similar y al hacer la comparación con la condición a) se observó una capacidad última ligeramente más alta y las deformaciones del tubo de acero alcanzaron valores bajos. Por lo tanto, el tubo de acero ante las condiciones b) y d) soportaron menor esfuerzo axial de compresión que la condición a) bajo la misma carga (Yu *et al.* 2006).

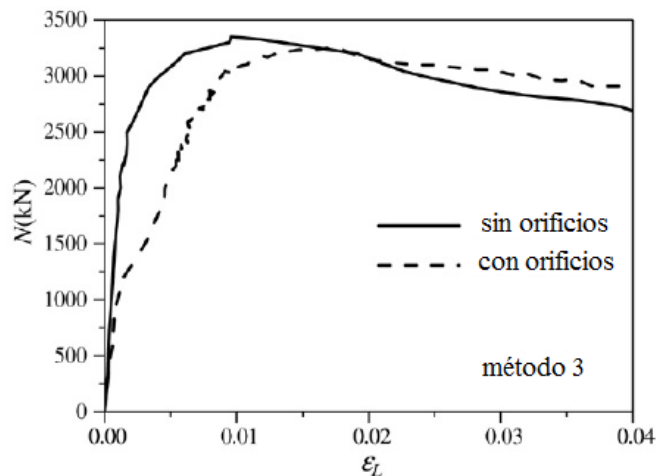


Figura 2.14. Comparación de la relación carga-deformación entre especímenes sin orificios y con orificios (adaptada de Yu *et al.* 2006).

## 2.2. Estudios numéricos

### 2.2.1. Denavit y Hajjar (2010)

Denavit y Hajjar (2010) desarrollaron una formulación de plasticidad distribuida para columnas compuestas rellenas (CFT) para análisis estáticos y dinámicos no lineales. Dicha formulación utiliza modelos constitutivos uniaxiales cíclicos para el núcleo del concreto y para el tubo de acero. La exactitud de los resultados obtenidos al utilizar esta formulación fue comparada con un conjunto de pruebas experimentales, lo cual confirmó que la formulación propuesta produce una simulación realista de la combinación de los materiales (concreto y acero).

La formulación para el modelo constitutivo del núcleo del concreto se basó en las reglas del modelo de Chang y Mander (1994) con algunas pequeñas modificaciones; por ejemplo, la rama de compresión se modificó para reproducir el confinamiento existente en elementos CCFT. El efecto del confinamiento que produce el tubo de acero en el concreto incrementa la resistencia y ductilidad del núcleo del concreto. Esta presión de confinamiento es una parte clave en la relación constitutiva del modelo del concreto.

A continuación se muestran los parámetros necesarios para construir el modelo constitutivo para el concreto:

El módulo de elasticidad  $E_c$ , es tomado a partir de las recomendaciones dadas por Chang y Mander, 1994:

$$E_c[\text{MPa}] = 8,200 f'_c [\text{MPa}]^{3/8} \quad (2.6)$$

La deformación al esfuerzo máximo para el concreto no-confinado:

$$\varepsilon'_c = f'_c [\text{MPa}]^{1/4} / 1150 \quad (2.7)$$

La presión de confinamiento:

$$f_l = \frac{2\alpha_\theta F_y}{(D/t) - 2} \quad (2.8)$$

Dónde:

$$\alpha_\theta = 0.138 - 0.00174(D/t) \geq 0 \quad (2.9)$$

El esfuerzo y la deformación máxima a partir del modelo de confinamiento propuesto por Chang y Mander (1994) son:

$$f'_{cc} = f'_c \left( -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + 7.94 (f_l / f'_c)} - 2.0 (f_l / f'_c) \right) \quad (2.10)$$

$$\varepsilon'_{cc} = \varepsilon'_c \left(1 + 5 \left(f'_{cc} / f'_c - 1\right)\right) \quad (2.11)$$

Se especifican valores de  $r$  diferentes, uno antes de alcanzar la deformación  $\varepsilon_c$  y otro después de haber alcanzado  $\varepsilon_c$ . Estos valores de  $r$  son usados para construir el modelo uniaxial para el concreto (UniaxialMaterial changManderConcrete01).

$$r = \begin{cases} \frac{f'_c [MPa]}{5.2} - 1.9 & \varepsilon_c > \varepsilon'_{cc} \\ 0.4 + 0.016(D/t)(f'_c / F_y) & \varepsilon_c \leq \varepsilon'_{cc} \end{cases} \quad (2.12)$$

Cuando  $\varepsilon_c > \varepsilon'_{cc}$ , el valor de  $r$  corresponde a  $rn_{pre}$  y cuando  $\varepsilon_c \leq \varepsilon'_{cc}$  el valor de  $r$  corresponde a  $rn_{post}$ , estos valores de  $rn_{pre}$  y  $rn_{post}$  son algunos de los parámetros necesarios para construir el modelo uniaxial antes mencionado.

Denavit y Hajjar (2010) utilizaron las recomendaciones de Chang y Mander (1994) para calcular la respuesta en tensión del concreto. La resistencia en tensión y su correspondiente deformación unitaria están dadas por:

$$f'_t [MPa] = 0.5 f'_c [MPa]^{1/2} \quad (2.13)$$

$$\varepsilon'_t = 1.23 f'_t / E_c \quad (2.14)$$

De igual manera los parámetros  $r_p$  y  $x_{p_{cr}}$  que permanecen constantes e igual a 4, son necesarios para construir el modelo uniaxial del concreto (UniaxialMaterial changManderConcrete01).

El modelo constitutivo del acero se basó en el modelo desarrollado por Shen *et al.* (1995). Este modelo propuesto toma en cuenta el efecto debido al proceso de rolado en frío del perfil de acero, para ello se aplica una deformación plástica inicial ( $\varepsilon^p_o = 0.0006$ ). Además, considera el efecto de pandeo local, producido por la expansión lateral del núcleo de concreto durante cargas de compresión. Este efecto de pandeo local se toma en cuenta ajustando el rango de fluencia inicial en función del esfuerzo en la pared del tubo de acero. Debido a la presencia del núcleo de concreto, el tubo de acero pande localmente hacia afuera (el pandeo local se asume cuando se alcanza la carga máxima).



La tabla 2.2 presenta los parámetros necesarios para construir el modelo constitutivo del acero en columnas CCFT (UniaxialMaterial ShenSteel01, Denavit y Hajjar, 2010).

Tabla 2.2. Parámetros para construir el material shenSteel01 (Denavit y Hajjar, 2010).

Parámetro	$F_y \leq 357 \text{ MPa}$	$357 \text{ MPa} < F_y \leq 524 \text{ MPa}$	$F_y \geq 524 \text{ MPa}$
$\bar{\kappa}_o$	$1.06 F_y$	$1.06 F_y$	$1.06 F_y$
$a$	-0.505	-0.528	-0.553
$b$	2.17	1.88	6.47
$c$	14.4	18.7	34.8
$e$	500	316	300
$f$	$0.300 E^e$	$0.484 E^e$	$0.361 E^e$
$\alpha$	0.191	0.217	0.175
$w$	$3.08 / F_y$	$4.00 / F_y$	$2.67 / F_y$
$E_{oi}^p$	$8.96 \times 10^{-3} E^e$	$1.01 \times 10^{-2} E^e$	$7.85 \times 10^{-3} E^e$
$\zeta$	$9.89 \times 10^{-4} / \varepsilon_y^2$	$1.52 \times 10^{-3} / \varepsilon_y^2$	$8.04 \times 10^{-3} / \varepsilon_y^2$

Donde:

$\bar{\kappa}_o$  tamaño inicial de la línea delimitadora.

$a, b, c, e, f, \alpha, w$  y  $\zeta$  son constantes del material.

$F_y$  esfuerzo de fluencia del acero.

$E^e$  módulo de elasticidad del acero.

$\varepsilon_y$  deformación unitaria de fluencia del acero.

$E_{oi}^p$  pendiente inicial de la línea delimitadora (Bounding Line).

Como se puede observar en la figura 2.15 la línea delimitadora virtual (virtual bounding line) y la línea de memoria (memory line) son paralelas a la línea delimitadora (bounding line). La línea delimitadora (X-X) no se mantiene constante durante la historia de deformaciones. El tamaño inicial de la línea de memoria (trayectoria  $X_m$ - $X'_m$ ) es tomado como el esfuerzo de fluencia del acero. La línea delimitadora virtual y la línea de memoria fueron introducidas en el modelo para tener una mejor correlación en el comportamiento cíclico que no incluya reversiones completas. Para mayor información ver el artículo publicado por Shen *et al.* (1995) (Cyclic Behavior of Structural Steels. II:Theory).

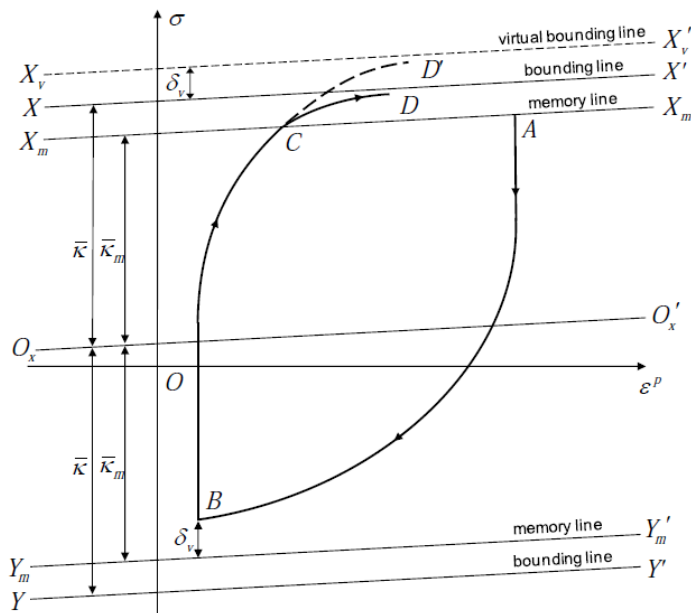


Figura 2.15 Línea virtual delimitadora y línea delimitadora.

### 2.2.2. Gartner y Hajjar (2006)

Gartner y Hajjar (2006) investigaron la respuesta sísmica de edificios regulares de baja y mediana altura con columnas rectangulares compuestas rellenas (RCFT). Los edificios estudiados fueron de 3, 9 y 18 niveles, localizados en una zona de alta sismicidad en Estados Unidos. Se analizaron un total de 13 edificios: (7) edificios de 3 niveles, (3) edificios de 9 niveles y (3) edificios de 18 niveles. El objetivo principal de este estudio fue demostrar que el conjunto de los edificios analizados permiten representar el comportamiento esperado de sistemas estructurales basadas en columnas RCFT.

Gartner y Hajjar (2006) realizaron análisis de empujón (con control de fuerzas) a cada uno de los 13 edificios. Las curvas de capacidad obtenidas se muestran en la figura 2.16. Los autores encontraron que los edificios de 3 niveles son mucho más rígidos que los edificios de 9 y 18 niveles por un factor de 3 y 4 respectivamente, como se muestra en la figura 2.17. Asimismo, el cortante basal máximo promedio para el edificio de 3 niveles es un poco más de 1.0 veces el del edificio de 9 niveles y 1.3 veces más que el edificio de 18 niveles.

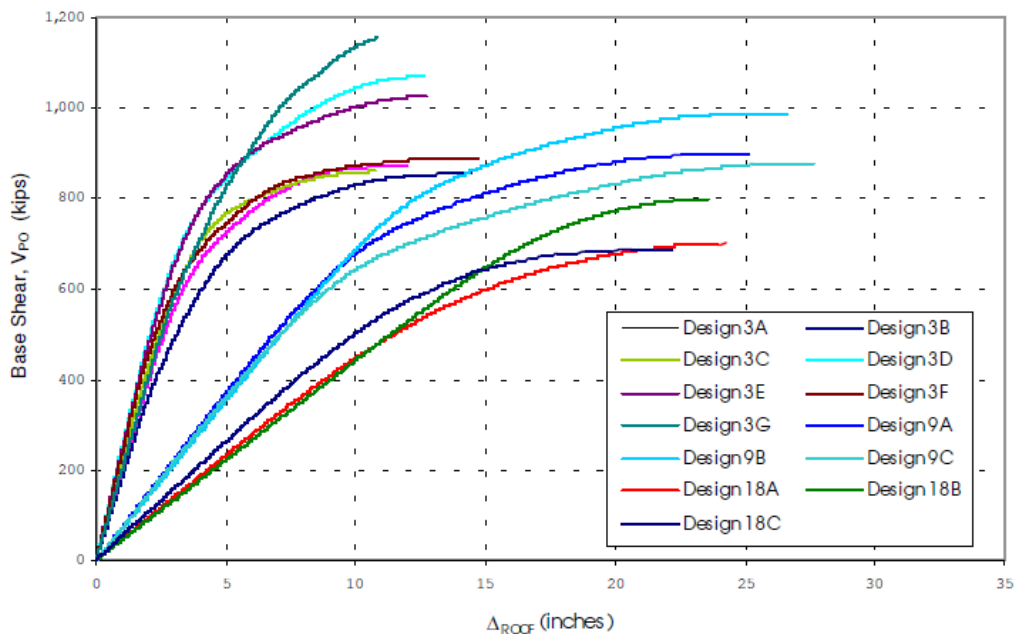


Figura 2.16. Curvas de capacidad de los 13 modelos estudiados (Gartner y Hajjar, 2006).

En la figura 2.17 se muestran las curvas de capacidad normalizadas de los 13 modelos estudiados, donde se observa que los edificios con la misma altura tienen una sobrerresistencia similar y una diferencia significativa de sobrerresistencia comparado con los modelos de altura diferente.

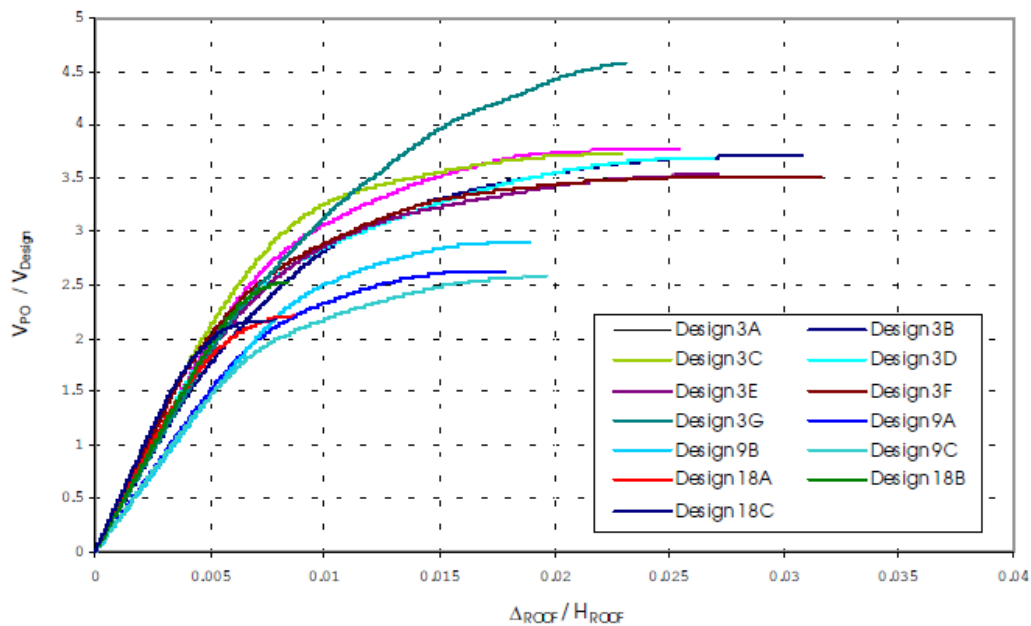


Figura 2.17. Curvas de capacidad normalizadas de los 13 modelos estudiados (Gartner y Hajjar, 2006).

Con este estudio, Gartner y Hajjar (2006) concluyeron que los edificios más pequeños no tienen la capacidad de absorber demasiada energía pero fueron capaces de resistir grandes cargas laterales antes de ocurrir el colapso. Además, concluyen que el factor de sobrerresistencia para edificios regulares puede ser obtenido a partir de algunas características del sistema estructural como: 1) el número de niveles, 2) el periodo fundamental de la estructura y 3) la altura de la azotea. Finalmente, concluyeron que el conjunto de edificios estudiados permitió conocer el comportamiento de sistemas estructurales basados en marcos resistentes a momento en construcción compuesta con columnas RCFT.

### 2.2.3. Hu (2008)

Hu (2008), realizó análisis de empujón utilizando el programa OpenSees, para determinar la resistencia última y la capacidad de deformación de marcos compuestos resistentes a momento con columnas compuestas rellenas. Se analizaron marcos en 2D de 4 y 6 niveles con secciones CCFT y RCFT, para diferentes tipos de conexiones, en los que se incluye una conexión rígida soldada y una conexión semirrígida con muñón en T (*T-stub*).

En la figura 2.18 se muestra la vista en planta de los marcos analizados por Hu (2008), donde la primera propuesta consideró todas las columnas con sección RCFT, la segunda propuesta con una combinación de columnas RCFT y CCFT y, finalmente, la tercera propuesta con todas las columnas de sección CCFT.

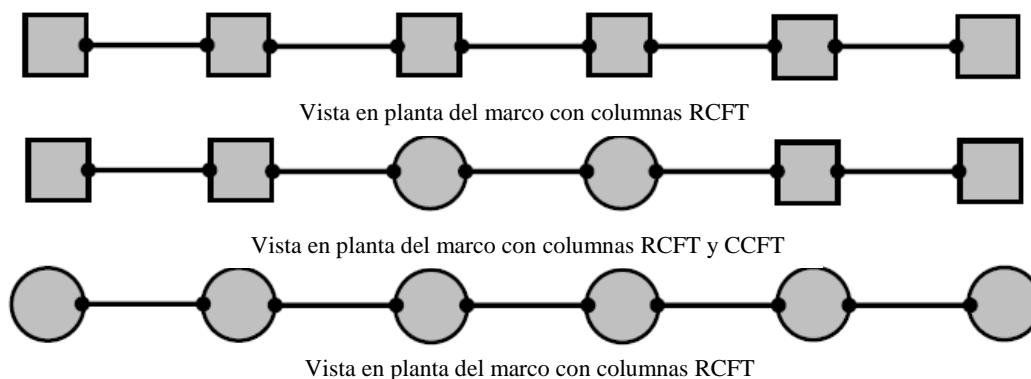


Figura 2.18. Vista en planta de los marcos en 2D (adaptada de Hu, 2008).

En la figura 2.19 se muestran las curvas de capacidad obtenidas en este estudio correspondientes al marco de 6 niveles con columnas CCFT y para las conexiones rígidas soldadas y semirrígida con muñón en T. Estos resultados mostraron que se tiene mejor desempeño al utilizar una conexión semirrígida respecto a la rígida soldada, ambas con resistencias similares pero con mayor degradación al utilizar una conexión soldada.

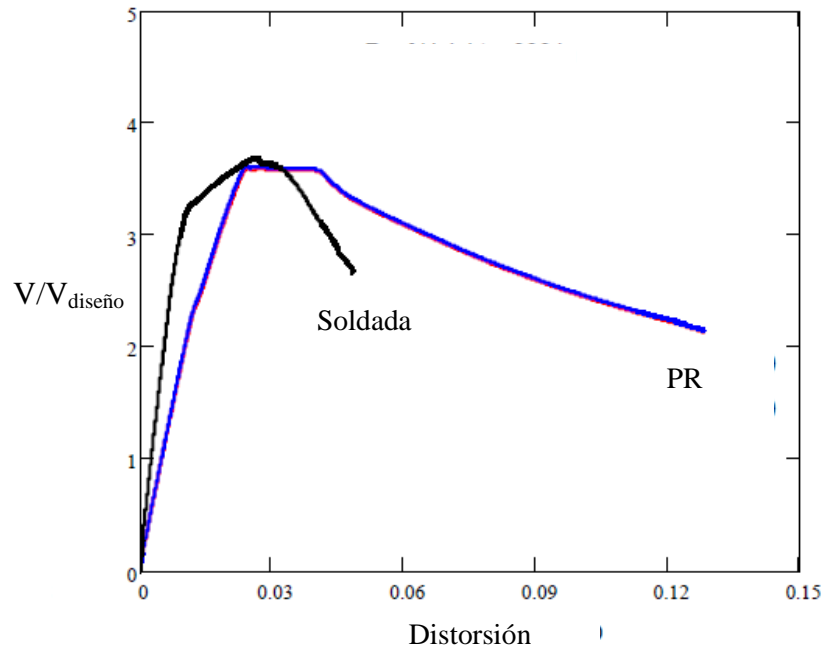


Figura 2.19. Curva de capacidad para el marco de 6 niveles consistente en columnas CCFT con conexión placa extremo, semirrígida (PR) y soldada (Adaptada de Hu, 2008).

El marco con conexión semirrígida muestra una degradación de resistencia gradual después de alcanzar su resistencia última, no así con la conexión soldada que deteriora muy rápidamente su resistencia al alcanzar su resistencia máxima. De acuerdo con los autores, lo anterior se debe a la fractura frágil de la soldadura y a los efectos P-Delta. En contraste la conexión semirrígida utilizada muestra desarrollar mayor ductilidad.

#### 2.2.4. Meli (2003)

Meli (2003) presenta una discusión sobre la aplicabilidad y diseño de estructuras con columnas compuestas en México. El autor menciona que los principales problemas en México sobre el uso de este tipo de sistema estructural son los relacionados a una problemática constructiva y normas de diseño para los elementos y sus conexiones, sobre todo ante acciones sísmicas. Lo anterior lo atribuye a la ausencia de pruebas experimentales y analíticas en México sobre sistemas estructurales en construcción compuesta.

### 2.3. Estudios relacionados con la obtención de parámetros de diseño sísmico

#### 2.3.1. Kircher y Heintz (2008)

Kircher y Heintz (2008) presentan un resumen y conceptos claves de las recomendaciones de la metodología ATC-63 (*Applied Technology Council*). El propósito básico de esta metodología es proporcionar bases para establecer factores de desempeño sísmico y la reevaluación de los factores de desempeño sísmico de sistemas sismorresistentes existentes. Adicionalmente, evalúa el colapso bajo la intensidad sísmica máxima considerada. Esta metodología aplica a la determinación de factores de desempeño sísmico de nuevos sistemas estructurales sismorresistentes, pero es conceptualmente aplicable al reforzamiento de sistemas sismorresistentes de edificios existentes; una de las limitaciones es que no aplica al diseño de sistemas no estructurales.

De acuerdo a Kircher y Heintz (2008), el ATC-63 toma en cuenta dos estados límites básicos; éstos son: seguridad de vida y colapso estructural. El primero provee de criterios mínimos para proteger y salvaguardar la vida de los individuos que se encuentran en la estructura al instante de la ocurrencia sísmica. Con el segundo, la metodología ofrece una baja probabilidad al colapso. Para evaluar el colapso la metodología considera movimientos del terreno bajo el máximo sismo considerado (MCE). El uso de esta metodología requiere de análisis refinados, en conjunto con movimientos del terreno representativos de la zona y modelos no-lineales representativos del sistema de interés. Para definir los modelos representativos, se requiere información detallada de diseño y datos de desempeño de la post-fluencia de los componentes del sistema de interés.

De acuerdo a Kircher y Heintz (2008), el ATC-63 presenta una metodología para evaluar la probabilidad de colapso del sistema estructural, para ello se desarrollan curvas de fragilidad donde el eje horizontal es la aceleración espectral y el eje vertical es la probabilidad de colapso.

#### 2.3.2. Fema 355C (2000)

En el año 2000, la *Agencia Federal de Manejo de Emergencias* (FEMA 355C, 2000) comisionó a tres despachos de diseño estructural para diseñar edificios típicos de 3, 9 y 20 niveles, siguiendo los requerimientos de diseño locales, para las ciudades de *Los Ángeles* (UBC 1994), *Seattle* (UBC 1994), y *Boston* (BOCA 1993). Los edificios fueron diseñados para un destino de oficinas y ubicados en terreno firme. Se aplicaron todos los requisitos para el diseño por carga de gravedad, viento y sismo. La figura 2.20 muestra la planta y elevación de los modelos (3, 9 y 20 niveles), el área achurada indica la zona del penthouse y las líneas punteadas gruesas indican los marcos resistentes a momento.

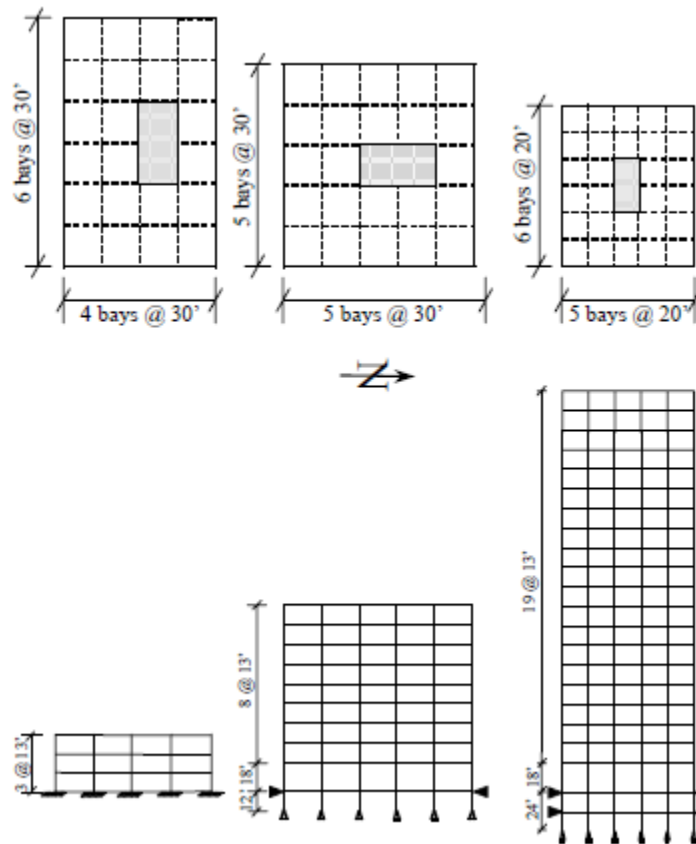


Figura 2.20. Planta y elevación de los modelos de 3, 9 y 20 niveles (Fema 355C, 2000).

A cada despacho se le dio información básica en cuanto a carga muerta, viva, viento y sismo, y con base en esto se les pidió realizar tres tipos de diseño, que fueron los siguientes:

- Diseño Pre-Northridge: básicamente estos diseños se basaron en enfoques anteriores antes de que ocurriera el sismo de Northridge, es decir, sin considerar el enfoque *FEMA 267 (1995)*.
- Diseño Post-Northridge: en los diseños se tomó en cuenta el enfoque *FEMA-267 (1995)*. Para este caso los diseñadores tomaron la decisión de agregar cubre placas a la vigas con el fin de mover la ubicación de la articulación plástica lejos de la columna.
- Diseños Especiales: Se llevaron a cabo dos tipos de diseños especiales para los modelos de 9 niveles *Post-Northridge* para las tres regiones antes mencionadas. El primer diseño consistió en el uso de secciones de viga reducida y el segundo consistió en el uso de acero de alta resistencia (A913).

En el diseño no hubo restricción en cuanto al número de conexiones resistentes a momento o en la elección de la secciones de los elementos, etc. Los tres despachos estructuraron todo el perímetro con marcos resistentes a momento.

El diseño bajo carga lateral para la estructura en *Los Ángeles (LA)* fue regido por sismo. El diseñador especificó acero A36 para las vigas en el diseño de pre-Northridge, mientras que para el diseño post-Northridge se utilizaron aceros grado 36 y 50. El incremento del momento de la viga junto a la columna puede ser responsable de usar columnas un poco más pesadas, para mantener el concepto de columna fuerte – viga débil. Con base al diseño previo de pre y post-Northridge se espera que la respuesta global de la estructura sea similar para los edificios con el mismo número de niveles, aunque se esperan diferencias a nivel local por ejemplo, en la distribución de demandas entre la viga, zona del panel y la columna.

El diseño para la zona de *Seattle (SE)* para las estructuras de 3 y 9 niveles fue regido por la carga sísmica, mientras que el diseño para la estructura de 20 niveles fue controlado por la carga de viento (velocidad del viento 128.74 Km/hr). El diseño bajo carga de viento para *Seattle (SE)* fue idéntico al diseño del edificio de 20 niveles por carga sísmica en *Los Ángeles (LA)*, por lo tanto se tienen rigideces similares para ambas estructuras. Para esta estructura se usó acero A572 Gr.50 para todas las columnas y vigas.

El diseño para la zona de *Boston (BO)* para la estructura de 3 niveles fue regido por carga sísmica, mientras que para el diseño de las estructuras de 9 y 20 niveles rigió la carga de viento. Se usó acero A572 Gr.50 para las vigas y columnas.

Hay notables diferencias entre los diseños de pre y post-Northridge de Boston. Boston se encuentra en zona sísmica 2A, por lo tanto los diseños pre-Northridge no están obligados a cumplir con los requisitos específicos en la zona de panel de la fuerza el criterio columna fuerte, que son obligatorias en las zonas sísmicas 3 y 4. Los diseños de post-Northridge, sin embargo, tienen que cumplir con una exigencia mínima en la zona panel de resistencia al corte, así como el concepto columna fuerte, de acuerdo con FEMA 267 (1995), lo que resulta en el uso de secciones de columnas más pesadas y el uso de doble placas.

Respecto a los diseños especiales realizados, se encontró que para el rediseño R1 de *Los Ángeles (LA)* de 9 niveles se obtuvo una reducción significativa en el tamaño de las columnas, pero a la vez se ve un incremento en el tamaño de las columnas, esto debido al uso del concepto de columna fuerte – zona de panel débil en el diseño original. Para el segundo rediseño R2 se obtuvieron vigas más ligeras reduciendo la longitud de los claros. Y para un tercer rediseño R3 se obtuvieron vigas más pesadas pero columnas más ligeras en comparación con el diseño original LA pre-Northridge.

El objetivo principal del artículo FEMA-355C (2000), es ayudar a entender los asuntos críticos para controlar el desempeño de estructuras de acero consistentes en marcos resistentes a momento bajo diferentes niveles de peligro sísmico. Para lograr el objetivo antes mencionado, se toman modelos de estructuras y prácticas típicas de diseño de los Estados Unidos de América. Las características del comportamiento a nivel elemento, se utilizan para el estudio del comportamiento y respuesta del sistema a través de la evaluación detallada de la demanda sísmica para una multitud de estructuras de acero consistentes en marcos resistentes a momento. La demanda sísmica se obtiene de movimientos del terreno representativos para cierta localidad.



### 2.3.3. Fema P695

El capítulo 5 del FEMA P695 (desarrollo de modelos no-lineales) presenta información para la evaluación al colapso de sistemas sismorresistente, a partir del desarrollo de modelos analíticos, para lo cual es necesario proponer configuraciones del prototipo a estudiar. El desarrollo de los modelos no-lineales debe incluir el diseño del prototipo, refiriéndose a que las configuraciones deben ser proporcionadas y detalladas de acuerdo a los requerimientos de diseño del sistema sismorresistente propuesto.

El diseño del prototipo debe cumplir todos los requerimientos de diseño para el sistema sismorresistente, además de incluir toda posibilidad que afecte la respuesta estructural y comportamiento que lleve al colapso al sistema. Se debe poner énfasis en el diseño de los elementos y conexiones del sistema sismorresistente. Este diseño intenta visualizar el rango factible del diseño arquitectónico y no pretende capturar todos los posibles valores típicos de un buen o mal comportamiento sísmico.

Hablando un poco de los métodos de diseño sísmico que se mencionaron anteriormente, se encuentra el método de la Fuerza Lateral Equivalente (ELF) que presenta el ASCE/SEI 7-05 en su sección 12.9, el cual se puede usar para el diseño del prototipo, excepto cuando: se requiera diseñar una estructura altas en una categoría de diseño sísmico D que tenga un periodo fundamental,  $T$ , mayor a  $3.5T_s$  (tabla 12.6-1, ASCE/SEI 7-05). Para este caso se puede usar el método de Análisis de Espectro de Respuesta (RSA). Y para el caso de no poder utilizar los métodos ELF y RSA se puede permite el uso del método de Análisis de Historia de Respuesta (RHA), donde este último refiere al diseño de estructuras aisladas sísmicamente con características de desempeño precisas (sección 17.4.2.2, ASCE/SEI 7-05).

Para el efecto de cargas de diseño sísmico, las provisiones ASCE/SEI 7-05 especifican cargas sísmicas y criterios de diseño que dependen de la Categoría de Diseño Sísmico (SDC), que a la vez está en función de la intensidad del movimiento del terreno (DE) y del destino de la estructura.

El uso de esta metodología requiere de la selección de valores de prueba como lo es: el Coeficiente de Modificación de la Respuesta,  $R$ , Coeficiente de Amplificación de los Desplazamientos,  $C_d$ , y el Factor de Sobrerresistencia,  $\Omega_o$ . Con el factor  $R$ , se determina el cortante basal,  $V$ , y la relación del efecto de la fuerza sísmica horizontal. El factor  $R$  es equivalente al factor  $Q'$ , el factor  $C_d$  es equivalente al factor  $Q$  y el factor  $\Omega_o$  es equivalente al factor  $R$ , en las NTC-DS (2004).

La idealización matemática hecha debe capturar todos los efectos no-lineales relacionados con el comportamiento al colapso del sistema, esto puede hacerse a través de: simulación explícita de modos de falla a través de análisis no-lineal, evaluación no simultánea de modos de falla usando alternativamente revisión de estados límite de cantidades de demanda de análisis no-lineal. Los modelos analíticos pueden ser en dos dimensiones (2D) o tres dimensiones (3D), la elección de los modelos antes mencionados está en función de la configuración del prototipo. Si se utiliza un modelo en 2D, no se debería excluir los efectos que produciría el mismo modelo pero en 3D.

Para simular el colapso del sistema estructural los componentes del modelo deben capturar la resistencia y degradación de rigidez bajo grandes deformaciones. Estos modelos tienen la ventaja de proveer una aproximación de las características de resistencia y deformación inelástica. Los modelos deben simular directamente todos los modos de deterioro significativo que contribuyan al comportamiento de colapso, esto se logra a través de los componentes del modelo estructural que simulan rigidez, resistencia, y deformación inelástica bajo ciclos de carga reversiva.

Investigaciones realizadas por Ibarra *et al.* 2005, han demostrado que los factores que más influyen en la respuesta al colapso son: el esfuerzo de fluencia,  $F_y$ , resistencia máxima,  $F_c$ , capacidad de deformación plástica,  $\delta_p$ , rigidez tangente,  $K_{pc}$ , y los esfuerzos residuales,  $F_r$ . Se debe poner atención a los efectos relacionados a la iniciación del agrietamiento o fluencia que pueden no ser considerados en el modelo, como el agrietamiento por contracción debido al curado del concreto y esfuerzos residuales debidos a la fabricación.

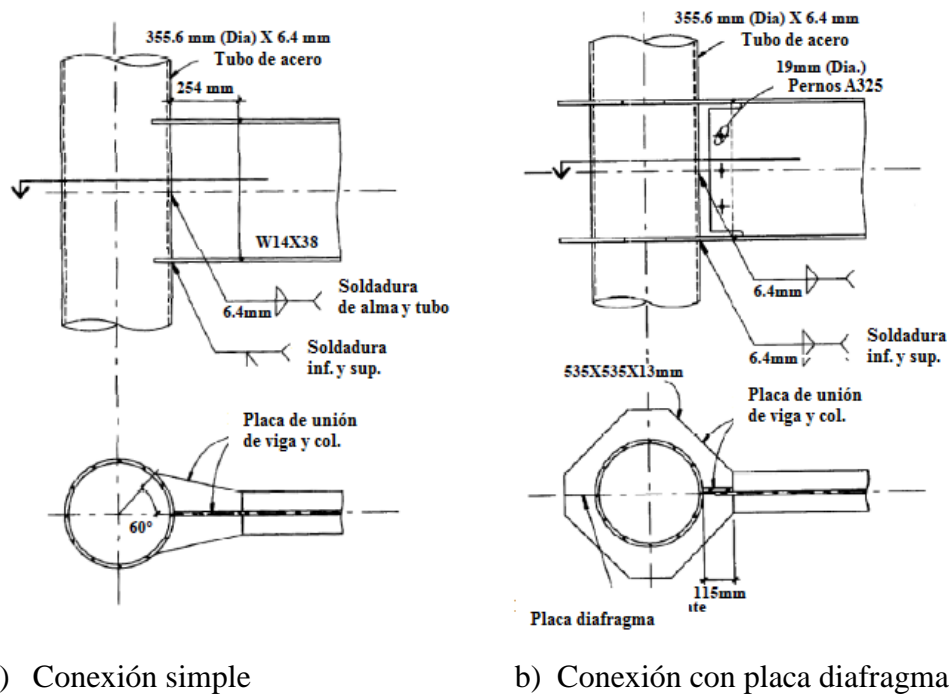
El desarrollo de modelos analíticos es para un caso específico y no tiene una aplicación general.

#### 2.4. Conexiones en columnas circulares CFT

Investigaciones experimentales de conexiones en columnas CFT han derivado en una amplia variedad de configuraciones dependiendo de la forma del tubo y el desempeño deseado en la conexión. De acuerdo con Hu y León (2008), las conexiones viga-columna usando columnas CFT se clasifican en dos categorías o grupos.

- En la primera categoría la viga es soldada directamente a la pared de la columna. Sin embargo, en esta primera categoría la pared del tubo podría estar sujeta a severas distorsiones debidas a grandes esfuerzos y deformaciones producidas por el contacto directo de la soldadura. Este tipo de conexión se muestra en la figura 2.21.
- En la segunda categoría de conexión, los patines de la viga o la viga completa atraviesa al tubo de acero y, posteriormente, la columna es rellena de concreto. En esta segunda categoría las altas demandas de cortante en la pared del tubo se ven reducidas. Este tipo de conexión se muestra en la figura 2.22.

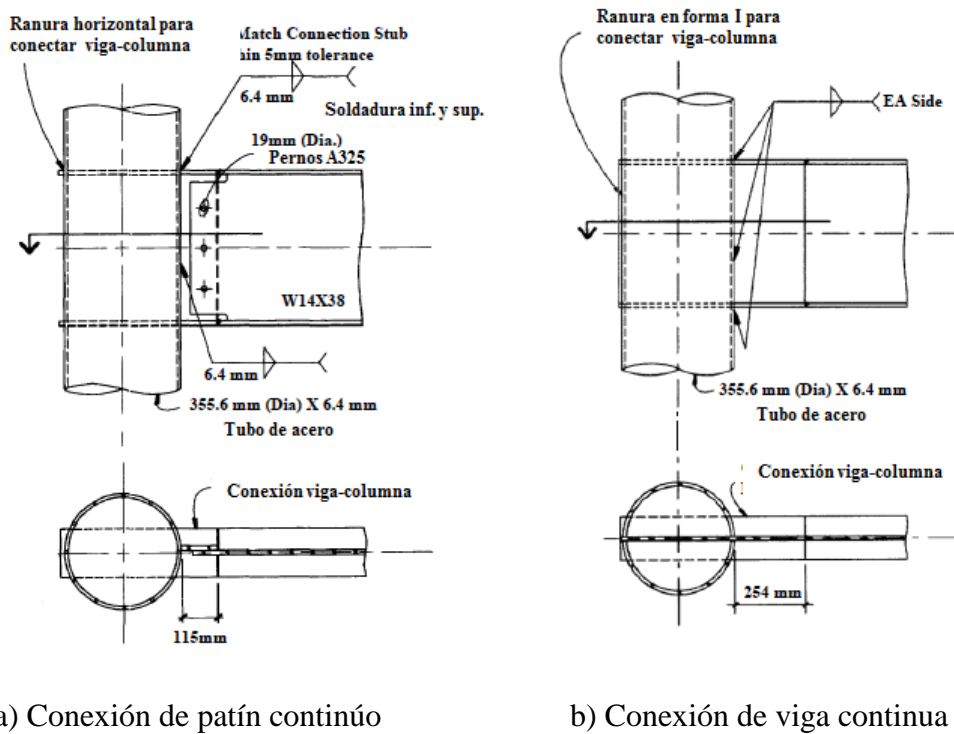
Este tipo de investigaciones han demostrado que la conexiones viga-columna compuesta (CCFT) presentan un mejor comportamiento respecto a las conexiones viga-columna tubular de acero.



a) Conexión simple

b) Conexión con placa diafragma

Figura 2.21. Conexiones soldadas típicas para columnas circulares CFT (adaptada de Hu y León, 2008).



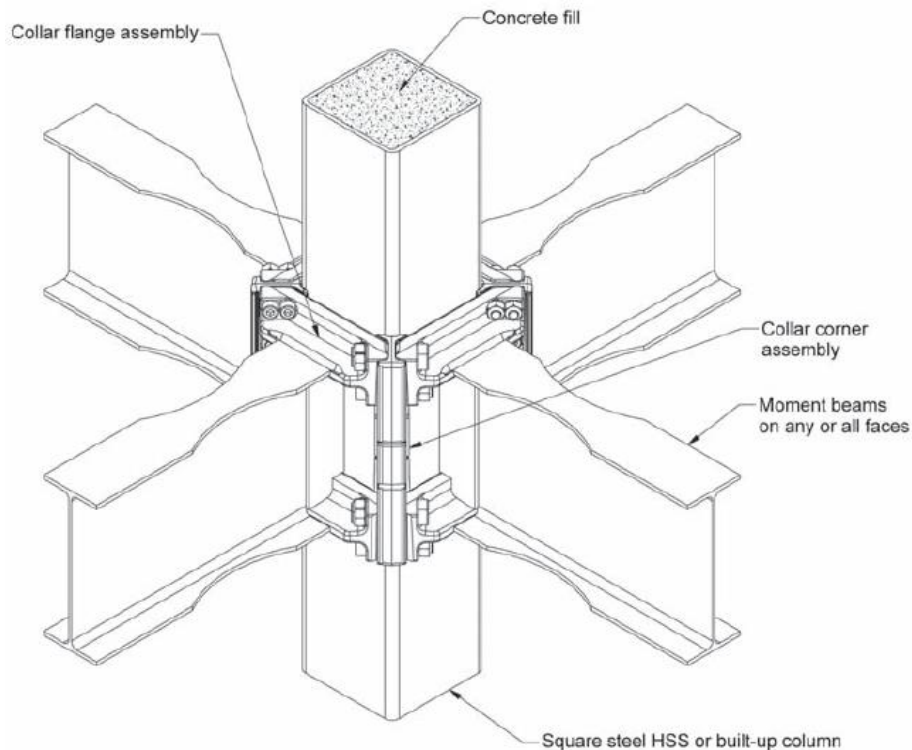
a) Conexión de patín continuo

b) Conexión de viga continua

Figura 2.22. Conexiones soldadas continuas típicas para columnas circulares CFT (adaptada de Hu y León, 2008).

Además, existe una conexión a momento precalificada para columnas compuestas RCFT en el código AISC 358-10, este tipo de conexiones han sido validadas en forma experimental. En un futuro, se espera que exista algún tipo de conexión precalificada para columnas compuestas CCFT.

La conexión a momento precalificada para columnas compuestas RCFT se muestra en la figura 2.23.



*Figura 2.23. Conexión a momento precalificada para columnas compuestas RCFT (adaptada de AISC 358-10).*

## 2.5. Reglamentación

### 2.5.1. Especificaciones NTC-EM (2004) para secciones CFT

El capítulo 3.6 de estas normas proporcionan las recomendaciones para sistemas estructurales en base a sistemas compuestos.

#### 2.5.1.1. Limitaciones

Una columna comprimida se considera compuesta cuando cumple las siguientes condiciones:

1. El área de la sección transversal del elemento de acero debe ser por lo menos el cuatro por ciento del área de la sección transversal compuesta total.
2. La resistencia del concreto  $f'_c$  se encuentra en los siguientes límites:  
 Concreto de peso normal:  $20 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 54 \text{ MPa}$ . ó  $200 \text{ kg/cm}^2 \leq f'_c \leq 550 \text{ kg/cm}^2$   
 Concreto de peso ligero:  $f'_c \geq 300 \text{ kg/cm}^2$
3. Cuando el esfuerzo de fluencia del acero estructural o de refuerzo, es mayor que  $4200 \text{ kg/cm}^2$ , en el cálculo de la resistencia se tomara este valor.
4. El espesor  $t$  de la pared de la sección circular de acero no debe ser menor que  $D\sqrt{(F_y/8E)}$ , ni menor de 3mm. Donde  $E$  es el módulo de elasticidad del acero,  $D$  es el diámetro de la sección circular de acero y  $F_y$  es el esfuerzo de fluencia del material.

### 2.5.1.2. Resistencia de diseño en compresión pura

La resistencia de diseño de columnas compuestas cargadas axialmente se hace con la siguiente formulación:

$$R_c = \frac{F_{my}}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}} A_t F_R \leq F_{my} A_t F_R \quad (2.15)$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_{my}}{\pi^2 E_m}} \quad (2.16)$$

$$F_{my} = F_y + C_1 F_{yr} \frac{A_r}{A_t} + C_2 f_c^* \frac{A_c}{A_t} \quad (2.17)$$

$$E_m = E + C_3 E_c \frac{A_c}{A_t} \quad (2.18)$$

Dónde:

- $F_R$  factor de resistencia, igual a 0.85.
- $n$  coeficiente adimensional, igual a 1.4.
- $F_y$  esfuerzo de fluencia del acero estructural.
- $F_{yr}$  esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
- $A_t$  área de la sección transversal del elemento de acero estructural.
- $A_c$  área de concreto.
- $A_r$  área del refuerzo longitudinal.
- $E$  módulo de elasticidad del acero estructural.
- $E_c$  módulo de elasticidad del concreto.

- $f'_c$  resistencia específica del concreto en compresión.  
 $f_c$  resistencia nominal del concreto en compresión, igual a  $0.8 f'_c$ .  
 $C_1, C_2, C_3$  Coeficientes numéricos para secciones tubulares rellenas de concreto  
 $C_1 = 1.0, C_2 = 0.85, C_3 = 0.4$

### 2.5.1.3. Resistencia de diseño a flexocompresión

La resistencia de diseño de columnas compuestas en flexocompresión se hace con la siguiente formulación.

Para revisión de las secciones extremas:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (2.19)$$

Para revisión de la columna completa:

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (2.20)$$

Donde  $M_m, M_{px}$  y  $M_{py}$  se calculan considerando que la sección transversal compuesta está completamente plastificada.

Cuando el primer término de la ecuación 2.20, que corresponde a la fuerza axial, sea menor que 0.3, la resistencia nominal en flexión  $M_m, M_{px}$  o  $M_{py}$ , se determinará por interpolación lineal entre los valores que corresponden a la plastificación completa de la sección transversal compuesta, utilizando  $P_u/F_R R_c = 0.3$ , y los calculados cuando  $P_u=0$ .

Dónde:

- $R_c$  resistencia nominal bajo fuerza axial, calculada a partir de la ecuación 2.15  
 $P_u, M_{uox}$  y  $M_{uoy}$  fuerza axial última y momento último en el extremo  
 $M_{uox}^*$  y  $M_{uoy}^*$  momento último en el extremo  
 $M_m, M_{px}$  y  $M_{py}$  resistencia nominal en flexión para el eje  $x, x$  y  $y$  respectivamente  
 $P_y$  fuerza axial nominal, igual a  $A_t F_y$ , donde  $F_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero estructural y  $A_t$  es el área de la sección de acero  
 $F_R$  factor de resistencia, igual a 0.90  
 $r_y$  radio de giro en el eje débil de la sección

### 2.5.1.4. Resistencia de diseño a cortante

Ninguna recomendación se da en estas normas acerca de la resistencia a cortante de una columna de sección compuesta. Solo se menciona la resistencia a cortante de vigas compuestas, la cual se calcula como la resistencia a corte del alma de la viga.

### 2.5.2. Especificaciones del Eurocódigo 4 para secciones CFT

El capítulo 6.7 de este reglamento (EC4-2004) habla acerca de columnas compuestas, el cual aplica a elementos compuestos en compresión: secciones revestidas de concreto, secciones parcialmente revestidas de concreto y a columnas rectangulares o circulares rellenas de concreto. La figura 2.24 muestra las secciones transversales típicas de columnas compuestas.

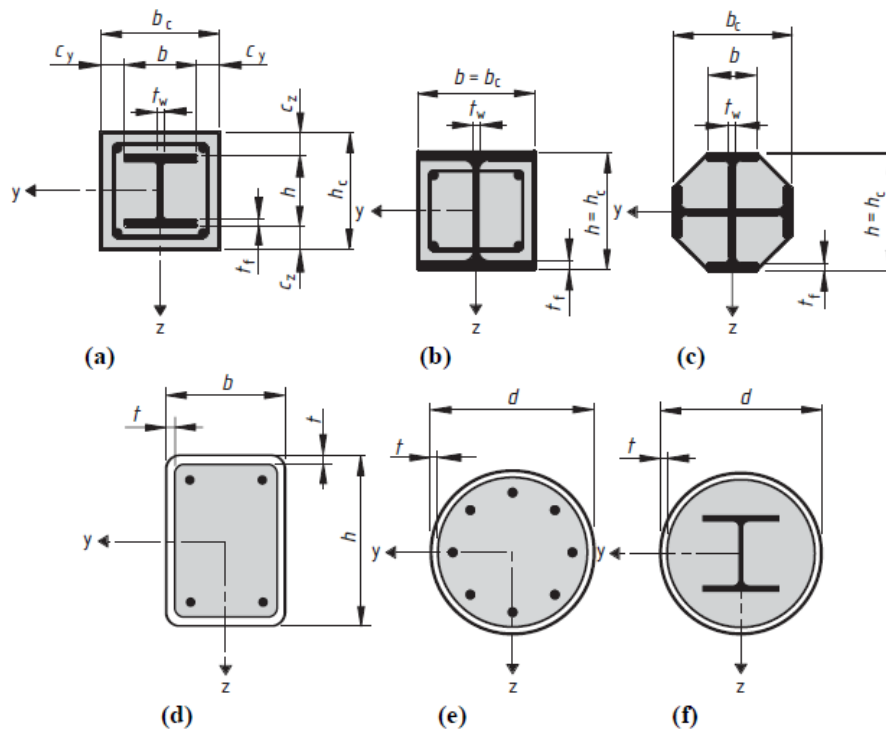


Figura 2.24. Secciones transversales compuestas típicas (Eurocódigo 4).

Se plantean dos métodos de diseño para este tipo de columnas, el primer método hacia elementos no simétricos o secciones no simétricas a lo largo de la columna, el segundo método está dirigido a elementos con doble simetría y secciones transversales uniformes a lo largo del elemento. El primer método es de diseño por estabilidad el cual toma en cuenta los efectos de segundo orden incluyendo esfuerzos residuales, imperfecciones geométricas, inestabilidad local, agrietamiento del concreto, contracción del concreto y fluencia del acero estructural y de refuerzo. El segundo método es el simplificado de diseño que está limitado a elementos de doble simetría y a secciones transversales uniformes, este método

no es aplicable si el elemento estructural consiste de dos o más elementos que no están conectados.

### 2.5.2.1. Resistencia de diseño en compresión pura

La resistencia plástica a compresión de una sección compuesta CFT está dada por la siguiente expresión:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (2.21)$$

Dónde:

$A_a, A_c, A_s$  Área del acero estructural, del concreto y acero de refuerzo respectivamente.  
 $f_{yd}, f_{cd}, f_{sd}$  esfuerzo de fluencia del acero estructural, resistencia a compresión del concreto y esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, respectivamente.

La resistencia plástica a compresión de una sección compuesta CFT, la cual toma en cuenta el aumento de resistencia del concreto debido al confinamiento proporcionado por el tubo de acero está dada por la fórmula 2.22.

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left( 1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s f_{sd} \quad (2.22)$$

Para elemento donde la excentricidad de la carga axial  $e = 0$ , los valores de  $\eta_a = \eta_{ao}$  y  $\eta_c = \eta_{co}$  están dadas por las ecuaciones 2.23 y 2.24,  $d$  es el diámetro exterior del tubo de acero.

$$\eta_{ao} = 0.25(3 + 2\lambda) \leq 1.0 \quad (2.23)$$

$$\eta_{co} = 4.9 - 18.5\lambda + 17\lambda^2 \geq 0 \quad (2.24)$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (2.25)$$

Dónde:

$N_{pl,Rk}$  se calcula con la ecuación 2.22.



$N_{cr}$  carga elástica de pandeo, utilizando una rigidez efectiva  $(EI)_{eff}$  y debe ser calculada como:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{cm} I_c \quad (2.26)$$

Dónde:

$K_e$  factor de corrección tomado como 0.6.  
 $I_a, I_c, I_s$  momentos de inercia del perfil de acero, del concreto no agrietado y de las barras de refuerzo respectivamente.  
 $E_a, E_s, E_{cm}$  módulo de elasticidad del acero estructural, de refuerzo y del concreto, respectivamente.

Para considerar la influencia de los efectos a largo plazo de la rigidez a flexión efectiva, el módulo de elasticidad del concreto  $E_{cm}$  debe ser reducido a un valor de  $E_{c,eff}$ , de acuerdo a la siguiente expresión:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,Ed} / N_{Ed}) \varphi_t} \quad (2.27)$$

Dónde:

$\varphi_t$  coeficiente de deslizamiento.  
 $N_{Ed}$  fuerza normal total de diseño.  
 $N_{G,Ed}$  parte de la fuerza normal que es permanente.

Para elemento sujetos a compresión axial y flexión con  $0 < e/d \leq 0.1$ , los valores de  $\eta_a$  y  $\eta_c$  se determinan con las ecuaciones 2.28 y 2.29, y  $\eta_{ao}$ ,  $\eta_{co}$  se calculan con las ecuaciones 2.23 y 2.24.

$$\eta_a = \eta_{ao} + (1 - \eta_{ao})(10e/d) \quad (2.28)$$

$$\eta_c = \eta_{co}(1 - 10e/d) \quad (2.29)$$

Para relaciones de  $e/d > 0.1$ ,  $\eta_a = 1.0$  y  $\eta_c = 0$ .

Para tomar en cuenta los efectos de segundo orden en análisis elásticos, el Eurocódigo EC4-2004 propone una ecuación para el cálculo de la rigidez efectiva, esta ecuación se

consideró al realizar los análisis elásticos de segundo orden presentados en el capítulo 3 de esta investigación, la expresión es la siguiente:

$$(EI)_{eff,II} = K_o (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) \quad (2.30)$$

Dónde:

$K_{e,II}$  factor de corrección, el cual debe ser tomado como 0.5.

$K_o$  factor de calibración, el cual debe ser tomado como 0.9.

La influencia de la geometría y las imperfecciones estructurales también deben de considerarse, el Eurocódigo EC4-2004 toma en cuenta este efecto a través de una imperfección geométrica equivalente (para más información ver la tabla 6.5 del EC4-2004).

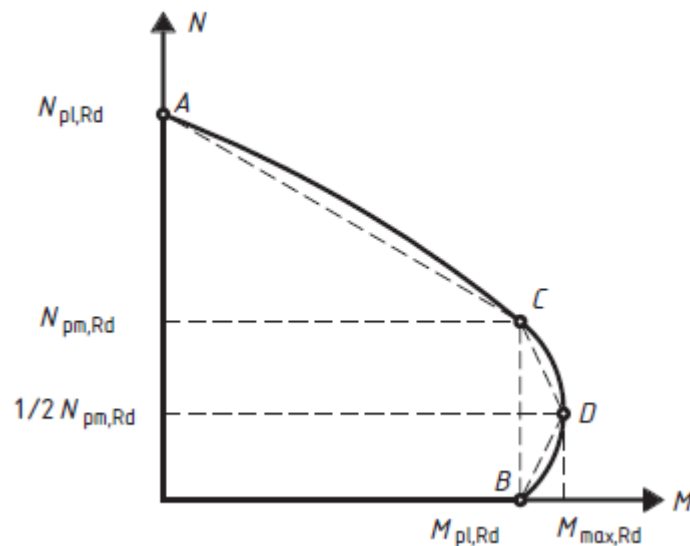


Figura 2.25. Diagrama de interacción simplificado (Eurocódigo EC4-2004).

En la figura 2.25 se muestra el diagrama de interacción simplificado para una sección compuesta. Los puntos de anclaje A, B, C y D se obtienen a partir de una distribución plástica de esfuerzos de la sección.

### 2.5.3. Especificaciones AISC-2010 para secciones CFT

El capítulo I de las *Especificaciones para Edificios de Acero Estructural del 2010 (Specifications for Structural Steel Buildings, 2010)* aporta provisiones a elementos en construcción compuesta.

#### 2.5.3.1. Limitaciones de los materiales

1. La resistencia del concreto  $f'_c$  se encuentra en los siguientes límites:  
 Concreto de Peso Normal:  $3 \text{ ksi} \leq f'_c \leq 10 \text{ ksi}$ . ó  $200 \text{ kg/cm}^2 \leq f'_c \leq 700 \text{ kg/cm}^2$   
 Concreto de Peso Ligero:  $3 \text{ ksi} \leq f'_c \leq 6 \text{ ksi}$ . ó  $200 \text{ kg/cm}^2 \leq f'_c \leq 420 \text{ kg/cm}^2$
2. El esfuerzo de fluencia del acero estructural,  $F_y$ , usado para calcular la resistencia de la sección compuesta no debe exceder de 75 ksi (5,273 kg/cm<sup>2</sup>).
3. El área de la sección de acero debe ser por lo menos 1% del área total de la sección compuesta.

Estos límites en las propiedades de los materiales, se encuentran entre los intervalos y dispersiones obtenidos en pruebas experimentales (León y Aho, 2002). Los límites para el  $f'_c$  y  $F_y$  se mantienen dentro de los límites de variabilidad de las pruebas experimentales antes mencionada.

#### 2.5.3.2. Clasificación de secciones compuestas CFT por pandeo local

Las especificaciones AISC-2010 en su capítulo I4 proporcionan algunos límites para la clasificación aplicables a secciones compuestas en: compactas, no-compactas y esbeltas. Mientras no se exceda el valor de  $\lambda_p$  no habrá problemas de pandeo local en la sección.

La tabla 2.3 proporciona los límites ancho-espesor para elementos de acero en compresión en elementos compuestos sujetos a flexión.

Tabla 2.3. Límites ancho-espesor para elementos compuestos sujetos a flexión (AISC-2010).

Elemento	Relación Ancho/Espesor	$\lambda_p$ Compacta/ No compacta	$\lambda_r$ No-Compacta/ Esbelta	Máxima Permitida
HSS Circular	$D/t$	$0.09 E/F_y$	$0.31 E/F_y$	$0.31 E/F_y$

La tabla 2.4 proporciona los límites ancho-espesor para elementos de acero en compresión en elementos compuestos sujetos a compresión axial.

Tabla 2.4. Límites ancho-espesor para elementos compuestos sujetos a compresión axial (AISC-2010).

Elemento	Relación Ancho/Espesor	$\lambda_p$ Compacta/ No compacta	$\lambda_r$ No-Compacta/ Esbelta	Máxima Permitida
HSS Circular	$D/t$	$0.15 E/F_y$	$0.19 E/F_y$	$0.31 E/F_y$

Dónde:

$\lambda_p$  límite de esbeltez entre sección compacta y no-compacta

$\lambda_r$  límite de esbeltez entre sección no-compacta y esbelta

En resumen para que una sección CFT pueda ser considerada como compuesta, se deben cumplir con los siguientes requisitos:

1. El área de la sección de acero estructural debe ser mayor que 1% del área de la sección compuesta.
2. La relación  $D/t$  de tubos circulares rellenos de concreto no debe ser mayor que  $0.15 E/F_y$ .

### 2.5.3.3. Resistencia nominal de secciones CFT

Las especificaciones antes mencionadas proponen varios métodos para determinar la resistencia nominal de la sección transversal de elementos compuestos. Estos métodos pueden basarse en una *distribución plástica de esfuerzos o de compatibilidad de deformaciones*.

Durante el análisis de elementos compuestos, la resistencia a tensión del concreto se omite.

### 2.5.3.4. Método de distribución plástica de esfuerzos

Este método consiste básicamente en asumir una plastificación total de la sección transversal, como se mencionó anteriormente la resistencia a tensión del concreto se desprecia en el cálculo de esta resistencia.

Con este método, la resistencia nominal es calculada asumiendo que todas las fibras de la sección transversal, trabajando algunas a compresión y otras a tensión han alcanzado su esfuerzo de fluencia. Se asume que el concreto alcanza un esfuerzo a compresión de  $0.95f'_c$  para el tipo de sección circular CFT. El factor de 0.95 para sección circular CFT toma en

cuenta un incremento de resistencia debido al confinamiento que el tubo proporciona al concreto.

La resistencia a compresión de un elemento compuesto de doble simetría cargado axialmente se determina de acuerdo a la sección I2.1b de las especificaciones del AISC-2010, y nunca debe ser menor a la resistencia a compresión de la sección de acero.

Cuando  $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$

$$P_n = P_{no} \left[ 0.658^{\frac{P_{no}}{P_e}} \right] \quad (2.31)$$

Cuando  $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$

$$P_n = 0.877 P_e \quad (2.32)$$

Dónde:

$$P_e = \pi^2 (EI_{eff}) / (KL)^2 \quad \text{es la carga crítica de pandeo} \quad (2.33)$$

A continuación se muestra la formulación del cálculo de  $P_{no}$  para secciones compactas, no-compactas y esbeltas.

Para secciones compactas:

$$P_{no} = P_p = F_y A_s + C_2 f'_c \left( A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (2.34)$$

Dónde:

$F_y$  esfuerzo de fluencia del acero estructural

$A_s$  área de la sección de acero estructural

$C_2$  igual a 0.85 para sección rectangular y 0.95 para sección circular

$f'_c$  resistencia a compresión del concreto

$A_c$  área de la sección de concreto

$A_{sr}$  área de las barras de refuerzo longitudinal

$E_s$  módulo de elasticidad del acero estructural

$E_c$  módulo de elasticidad del concreto

Para secciones no-compactas:

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (2.35)$$

Dónde:

$P_p$  se determina a partir de la ecuación 2.34

$$P_y = F_y A_s + 0.7 f_c' \left( A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (2.36)$$

$\lambda$  límite de esbeltez de la sección

$\lambda_p$  y  $\lambda_r$  fueron definidos anteriormente en la tabla 2.2 y 2.3

Para secciones esbeltas:

$$P_{no} = F_{cr} A_s + 0.7 f_c' \left( A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (2.37)$$

Dónde:

Para secciones rectangulares rellenas:

$$F_{cr} = \frac{9E_s}{(b/t)^2} \quad (2.38)$$

Para secciones circulares rellenas:

$$F_{cr} = \frac{0.72F_y}{\left[ (D/t) \frac{F_y}{E_s} \right]^{0.2}} \quad (2.39)$$

La rigidez efectiva  $EI_{eff}$  de la sección compuesta para propósito del cálculo de la resistencia debe ser calculada considerando la rigidez de la sección de acero estructural, del acero de refuerzo y del concreto, a partir de la siguiente ecuación:

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c \quad (2.40)$$

Dónde:

$$C_3 = 0.6 + 2 \left[ \frac{A_s}{A_c + A_s} \right] \leq 0.9 \quad (2.41)$$

La resistencia a tensión de una sección compuesta se calcula a partir de la siguiente ecuación, usando  $\phi_t = 0.90$ :

$$P_n = A_s F_y + A_{sr} F_{ysr} \quad (2.42)$$

Los ejemplos de diseño AISC (AISC Design Examples, Versión 13.0) contiene algunos casos de secciones compuestas donde se asume una plastificación total de la sección. Para calcular la resistencia de una sección compuesta, las especificaciones AISC-2010 presentan un método simplificado para calcular los puntos de anclaje del diagrama de interacción de una columna en sección compuesta. La figura 2.26 muestra el diagrama de interacción para una sección compuesta, donde se compara la solución exacta y simplificada.

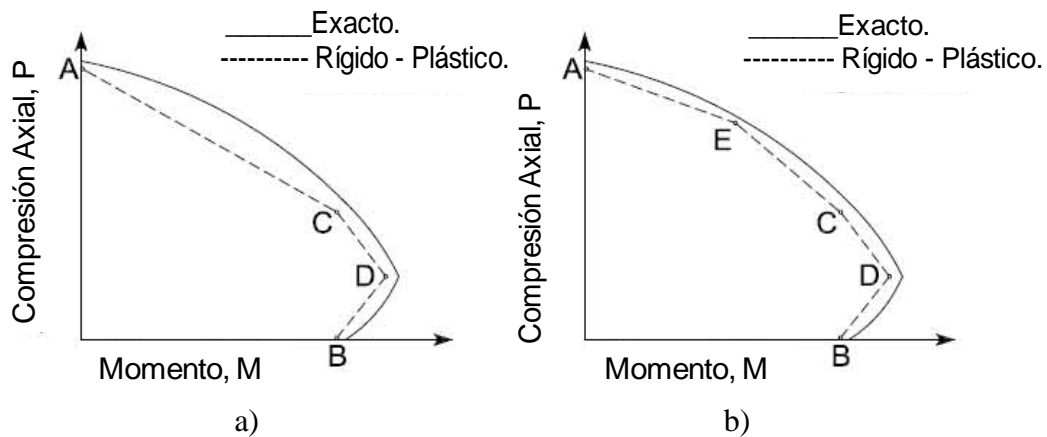


Figura 2.26. Diagrama de Interacción P-M típico de secciones compuestas. Comparación entre el método exacto y el simplificado (adaptada de AISC-2010).

En la figura 2.26 se puede observar que con el método simplificado se obtiene una buena aproximación respecto al método exacto. En el cálculo del diagrama de interacción para el método exacto se supuso compatibilidad de deformaciones y puede ser usado para determinar la resistencia nominal de secciones asimétricas y/o atípicas, o bien, cuando se considere que el acero estructural no exhiba un comportamiento elastoplástico perfecto. Las especificaciones del AISC permiten el uso de distribuciones analíticas diferentes del comportamiento del concreto, siempre y cuando sean compatibles con los resultados experimentales publicados para materiales similares.

Sin embargo, el AISC-2010 hace una simplificación mas al no consideran el punto E en el diagrama de interacción como se muestra en la figura 2.26 (caso a). Los puntos de anclaje A y C mostrados en la figura 2.26 (caso a) deben ser reducidos por los efectos de longitud obteniéndose nuevos puntos  $A_\lambda$  y  $C_\lambda$  como se muestra en la siguiente figura 2.27. Los puntos  $A_\lambda$ ,  $C_\lambda$  y B del diagrama de interacción deben ser reducidos por los factores de resistencia  $\phi$  obteniéndose los puntos finales  $A_d$ ,  $C_d$  y  $B_d$  del diagrama de interacción para el método simplificado del AISC. Una vez obtenidos los puntos  $A_d$ ,  $C_d$  y  $B_d$  se trazan líneas rectas para unir estos puntos como se muestra en la figura 2.27. Las ecuaciones de interacción que propone el AISC representan una interpolación lineal entre los puntos de anclaje ( $A_d$  y  $C_d$ ,  $B_d$  y  $C_d$ ), las ecuaciones de interacción son las siguientes:

Si  $P_r < P_C$

$$\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1 \quad (2.43)$$

Si  $P_r \geq P_C$

$$\frac{P_r - P_C}{P_A - P_C} + \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1 \quad (2.44)$$

Dónde:

- $P_r$  resistencia a compresión requerida.
- $P_A$  resistencia a compresión axial pura reducida por estabilidad (punto  $A_\lambda$ ).
- $P_C$  resistencia a compresión axial en punto C reducida por estabilidad (punto  $C_\lambda$ ).
- $M_r$  resistencia a la flexión requerida.
- $M_c$  resistencia a la flexión requerida para el punto C.
- $x$  subíndice relativo al eje fuerte a flexión.
- $y$  subíndice relativo al eje débil a flexión.

Para la flexión biaxial el valor de  $P_c$  se debe calcular tanto para el eje fuerte como para el eje débil. En la figura 2.28 se muestran los puntos de anclaje para calcular el diagrama de interacción P-M para ambos ejes de una sección CFT, en base al método simplificado del AISC.



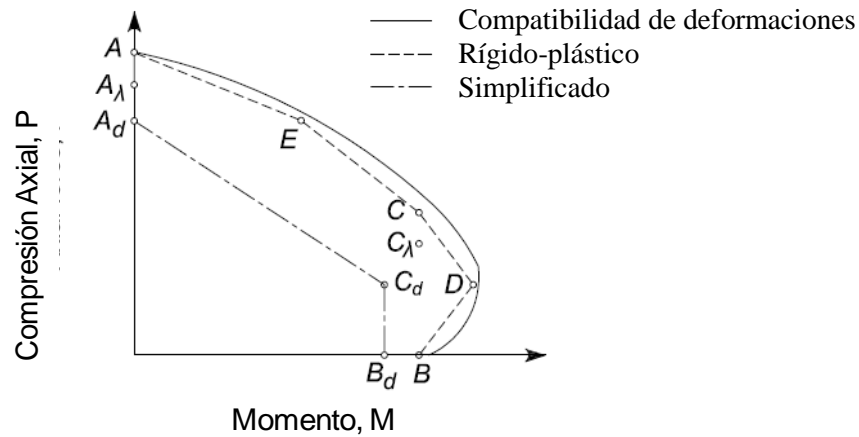


Figura 2.27. Diagrama de Interacción P-M típico de secciones compuestas, incluyendo el Método Simplificado (adaptada de AISC-2010).

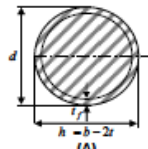
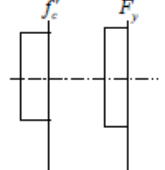
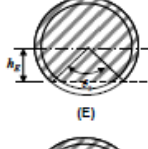
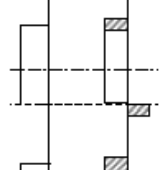
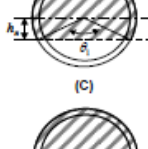
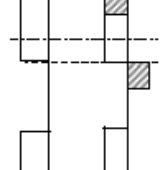
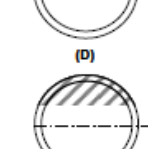
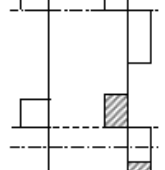
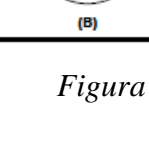
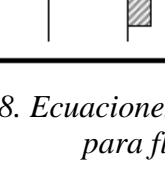
PLASTIC CAPACITIES FOR COMPOSITE FILLED ROUND HSS BENT ABOUT ANY AXIS			
Section	Stress Distribution	Point	Defining Equations
		<b>A</b>	$P_A = A_s F_y + 0.85 f'_c A_c$ * $M_A = 0$ $A_c = (\pi h^2)/4$ $A_s = \pi r_m t$ $r_m = (d-t)/2$ $P_A = A_s F_y + 0.95 f'_c A_c$ (Loaded in only axial compression)
		<b>E</b>	$P_E = (0.85 f'_c A_c + F_y A_s) - \frac{1}{2} [F_y (d^2 - h^2) + \frac{1}{2} (0.85 f'_c h^2)] \left[ \frac{\theta_e}{2} - \sin \frac{\theta_e}{2} \right]$ $M_E = Z_{se} F_y + \frac{1}{2} Z_{ce} (0.85 f'_c)$ $h_e = h/2 + d/4$ $Z_{se} = (d^3 \sin^3(\theta_e/2))/6 - Z_{ce}$ $Z_{ce} = (h^3 \sin^3(\theta_e/2))/6$ $\theta_e = \pi - 2 \arcsin(2h_e/h)$
		<b>C</b>	$P_C = 0.85 f'_c A_c$ $M_C = M_B$
		<b>D</b>	$P_D = (0.85 f'_c A_c)/2$ $M_D = Z_s F_y + \frac{1}{2} Z_c (0.85 f'_c)$ $Z_s = d^3/6 - Z_c$ $Z_c = h^3/6$
		<b>B</b>	$P_B = 0$ $M_B = Z_{sb} F_y + \frac{1}{2} Z_{cb} (0.85 f'_c)$ $Z_{sb} = (d^3 \sin^3(\theta_b/2))/6 - Z_{cb}$ $Z_{cb} = (h^3 \sin^3(\theta_b/2))/6$ $\theta_b = (0.026 K_c - 2K_s) / (0.0848 K_c) + \sqrt{(0.026 K_c + 2K_s)^2 + 0.857 K_c K_s} / (0.0848 K_c)$ $K_c = f'_c h^2$ $K_s = F_y r_m t$ $h_b = h/2 \sin((\pi - \theta)/2) \leq h/2$

Figura 2.28. Ecuaciones de puntos característicos P-M para secciones CCFT para flexión en cualquier eje (AISC, 2010).

### 2.5.3.5. Resistencia de diseño a cortante

De acuerdo con el capítulo I de las especificaciones AISC 360 (2010), la resistencia a cortante ( $\phi V_n$ ) para columnas compuestas se determina con una de las siguientes consideraciones:

- (a) La resistencia del perfil de acero conforme al capítulo G del AISC 360 (2010).
- (b) La resistencia de la sección de concreto reforzado conforme al ACI-318 (2011).
- (c) La resistencia del perfil de acero conforme al capítulo G del AISC 360 (2010), más la resistencia que proporciona el acero de refuerzo conforme al ACI-318 (2011).

Aunque no se permite considerar alguna combinación entre las tres opciones previas, se puede considerar la más alta de ellas, o bien:

$$\phi V_n = \max(\phi_{AISC} V_s, \phi_{ACI} V_c) \quad (2.45)$$

Para columnas compuestas rellenas sin refuerzo longitudinal, como las diseñadas en este trabajo, la resistencia más alta generalmente estará dada por (a) la resistencia a cortante de solo el tubo de acero, y muy ocasionalmente por (b) la resistencia a cortante del concreto simple.

La resistencia a cortante del perfil de acero se calcula de acuerdo al capítulo G de las especificaciones AISC-2010. Para perfiles HSS circulares es:

$$V_s = F_{cr} A_g / 2 \quad (2.46)$$

Donde:

$F_{cr}$  debe ser el mayor de los valores obtenidos con los dos términos de la ecuación de abajo, pero no debe exceder el valor de  $0.6F_y$ :

$$F_{cr} = \max \left( \frac{1.60E}{\sqrt{\frac{L_v}{D} \left(\frac{D}{t}\right)^4}}, \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{3}{2}}} \right) \leq 0.6F_y \quad (2.47)$$

Por su parte, la resistencia a cortante del concreto se calcula de acuerdo al capítulo 11 del reglamento ACI-318 (2011). Para secciones de concreto, esta resistencia para unidades en el sistema internacional (SI) es:

$$V_c = 0.17 \left( 1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.48)$$

Pero no debe exceder de  $0.6F_y$ .

$\phi$  igual 0.90.

$A_g$  área gruesa de la sección transversal del elemento.

$D$  diámetro exterior.

$L_v$  distancia donde la fuerza cortante es máxima hasta donde la fuerza cortante es cero.

$t$  espesor de la pared de diseño, igual a 0.93 veces el espesor nominal para proceso de fabricación ERW en perfiles HSS e igual al espesor nominal para proceso de fabricación SAW en perfiles HSS.

Para la resistencia a cortante del concreto:

$\phi$  igual a 0.75.

$f'_c$  resistencia a compresión de la sección de concreto.

$A_g$  área gruesa de la sección, igual al producto del diámetro y la altura efectiva de la sección de concreto que equivale a 0.8 veces el diámetro de la sección de concreto.

$b_w$  base de la sección de concreto, igual al diámetro de la sección.

$d$  peralte de la sección de concreto, igual al diámetro de la sección.

$N_u$  fuerza axial última obtenida del análisis estructural.

$\lambda$  parámetro que equivale a 1.0 para concreto de peso normal.

#### 2.5.4. Provisiones sísmicas AISC 341-10 para edificios compuestos

Estas provisiones sísmicas proporcionan bases de diseño, requisitos para el análisis, requisitos para sistemas estructurales, elementos y conexiones para marcos compuestos resistentes a momento. Estas bases y requisitos se encuentran en el capítulo G de estas provisiones sísmicas.

En este capítulo (G) se incluyen: marcos compuestos resistentes a momento ordinarios (C-OMF), intermedios (C-IMF), especiales (C-SMF) y parcialmente restringidos (C-PRMF). Además, las provisiones aplican a cualquier tipo de sistema compuesto SRC o CFT.

- Marcos compuestos resistentes a momento ordinarios

Este tipo de marcos compuestos deben ser diseñados para que los elementos y conexiones desarrollen una capacidad mínima de deformación inelástica, es decir, este tipo de sistemas estructurales deben diseñarse para que desarrollen una ductilidad mínima.

- Marcos compuestos resistentes a momento intermedios

En este tipo de marcos compuestos los elementos y conexiones deben tener la capacidad de desarrollar una capacidad limitada de deformación inelástica, es decir, este tipo de sistemas estructurales deben diseñarse para que desarrollen una ductilidad intermedia o media.

No se permite cambio abrupto del área de los patines en las vigas donde se forman las articulaciones plásticas, sin embargo, a menos que pruebas experimentales demuestren que en las zonas donde se forman articulaciones plásticas presentan un comportamiento estable se prohíbe la perforación y/o recortes de los patines de la viga.

En este tipo de sistema estructural, la conexión debe ser capaz de acomodar una rotación de 0.02 rad y la resistencia a flexión de esta misma debe ser mayor o igual 0.80 del momento plástico de la viga conectada a una rotación de 0.02 rad.

La resistencia por cortante de la conexión se debe calcular a partir de las combinaciones de carga aplicables en la normatividad, además, se debe incluir la amplificación de las fuerzas sísmicas, considerando la sobrerresistencia del material, de acuerdo a la siguiente formula:

$$E_{mh} = 2 \left[ 1.1 M_{p,exp} \right] / L_h \quad (2.49)$$

dónde:

$M_{p,exp}$  es la resistencia a flexión esperada de la viga, empleando el método de la distribución plástica de esfuerzos o de compatibilidad de deformaciones.

Para vigas de acero, esta resistencia es:  $M_{p,exp} = R_y F_y Z_x$

$L_h$  distancia entre las articulaciones plásticas de la viga.

- Marcos compuestos resistentes a momento especiales

Este tipo de marcos compuestos deben ser diseñados para proporcionar una significativa capacidad de deformación inelástica (ductilidad alta) a través de la fluencia de las vigas y limitando la fluencia de la zona de panel de la columna. No se permite cambio abrupto del área de los patines en las vigas donde se forman las articulaciones plásticas, sin embargo, a menos que pruebas experimentales demuestren que en las zonas donde se forman articulaciones plásticas presentan un comportamiento estable se prohíbe la perforación y/o recortes de los patines de la viga.

Este tipo de marcos compuestos debe cumplir con la siguiente relación de momentos, en la conexión viga-columna.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} > 1.0 \quad (2.50)$$

donde:

$M_{pc}^*$  es la resistencia plástica nominal a flexión de la columna que concurre en la junta, determinada en la intersección de los ejes de vigas y columnas. Cabe señalar que esta resistencia debe ser la correspondiente a la fuerza axial crítica (según el diagrama P-M), y que se debe calcular con esfuerzos nominales (por ejemplo,  $F_y$ ,  $C_2f_c'$ ). Adoptando el diagrama de interacción P-M simplificado del AISC 360 (2010), la resistencia plástica nominal a flexión de una columna compuesta CCFT quedaría como se muestra abajo, en donde  $M_B$  es la resistencia plástica nominal a flexión pura,  $P_{A\lambda}$  es la resistencia plástica nominal a compresión pura,  $P_{C\lambda}$  es la resistencia plástica a compresión correspondiente a la del punto C del diagrama simplificado, y  $P_r$  es la carga axial de compresión crítica en la columna. Note que cuando la compresión crítica  $P_r$  es menor o igual a  $P_{C\lambda}$ , la resistencia nominal a flexión  $M_{pc}^*$  es igual a la de flexión pura,  $M_B$ ; en el caso contrario,  $M_{pc}^*$  se reduce linealmente para valores de  $P_{C\lambda} < P < P_{A\lambda}$ .

$$M_{pc}^* = M_B \left( \frac{P_{A\lambda} - P_r}{P_{A\lambda} - P_{C\lambda}} \right) \leq M_B \quad (2.51)$$

$M_{pv}^*$  es la resistencia plástica máxima esperada a flexión de la viga que concurre en la junta, determinada en la intersección de los ejes de las vigas y columnas. Para vigas de acero, esta resistencia está dada por:

$$M_{pv}^* = 1.1R_y F_y b Z_b + M_{uv} \quad (2.52)$$

$$M_{uv} = E_{mh} d \quad (2.53)$$

Donde:

$R_y$  es el factor de modificación del esfuerzo nominal de fluencia, para perfiles laminados y barras de otros aceros, como A572 grado 50 se tomara igual a 1.1.

$M_{uv}$  es el momento adicional, el cual se obtiene multiplicando la fuerza cortante en la articulación plástica por la distancia al eje de la columna.

$E_{mh}$  es la fuerza cortante, como se describe en la ecuación 2.49.

$d$  es la distancia de la articulación plástica en la viga al eje de la columna.

La conexión viga – columna, debe tener la capacidad de rotar como mínimo 0.04 rad y su resistencia a la flexión deberá ser igual o mayor a 0.80 del momento plástico de la viga conectada a un desplazamiento angular de 0.04 rad.

La resistencia a cortante de la conexión basándose en las combinaciones de carga que incluyen la amplificación de las cargas sísmicas, se debe incluir la sobrerresistencia, de acuerdo a la fórmula 2.49.

## CAPÍTULO 3

### 3. ANÁLISIS ELÁSTICO Y DISEÑO

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos de los análisis elásticos de segundo orden, incluyendo el análisis dinámico modal espectral para el cálculo de las fuerzas sísmicas y el dimensionamiento de los elementos estructurales para edificios de 3, 5 y 7 niveles.

En este estudio, el sistema resistente a fuerzas laterales consiste únicamente de marcos resistentes a momento. La estructuración consiste de vigas de sección I (W o IR) de acero A572 grado 50, conectadas rígidamente a columnas compuestas rellenas (CFT). Las columnas son de sección tubular circular (HSS u OC) de acero A500 grado B, rellenas de concreto. El número máximo de niveles contemplados en el presente estudio estuvo acotado por la limitación del tubular circular comercial más grande disponible (HSS20x1/2 u OC508x12.7) y la consideración solamente de marcos a momento (sin contravientos) para resistir las fuerzas laterales. Una opción alterna para incrementar el número máximo de niveles de los marcos en estudio y que en este estudio no fue considerada, es utilizar columnas tubulares soldadas en espiral.

Para la determinación de las fuerzas sísmicas en los edificios de 3, 5 y 7 niveles, se consideraron factores de comportamiento sísmico,  $Q$ , igual a 2 y 4. Sin embargo, en este trabajo no se reporta el edificio de 7 niveles con  $Q$  de 2, el cual no satisfizo las condiciones límite de desplazamientos.

Por otro lado, las columnas tubulares se rellenaron de concreto con  $f_c'$  de 250 kg/cm<sup>2</sup> de resistencia. Sin embargo, para el edificio de 7 niveles con  $Q$  de 4, las columnas se rellenaron de concreto con  $f_c'$  de 350 kg/cm<sup>2</sup>, debido a que se necesitaba una mayor resistencia de la columna para cumplir con el criterio de columna fuerte-viga débil. La resistencia del concreto en todo el sistema de piso es de 250 kg/cm<sup>2</sup>.

#### 3.1. Selección de prototipos

Los prototipos o modelos en estudio tienen la misma estructuración en planta como se ilustra en la figura 3.1. Esta consiste de una planta regular de 36x36 con seis crujeías de seis metros de longitud cada una en ambas direcciones, la decisión de considerar claros de seis metros se inspiró en los modelos del proyecto SAC (FEMA 355-C, 2000), además, de algunos de los modelos estudiados por Gartner y Hajjar (Gartner y Hajjar, 2006). La altura de los entrepisos es de 3.50 metros. Las figuras 3.2, 3.3 y 3.4 muestran la vista en 3D de los modelos de 3, 5 y 7 niveles, respectivamente.

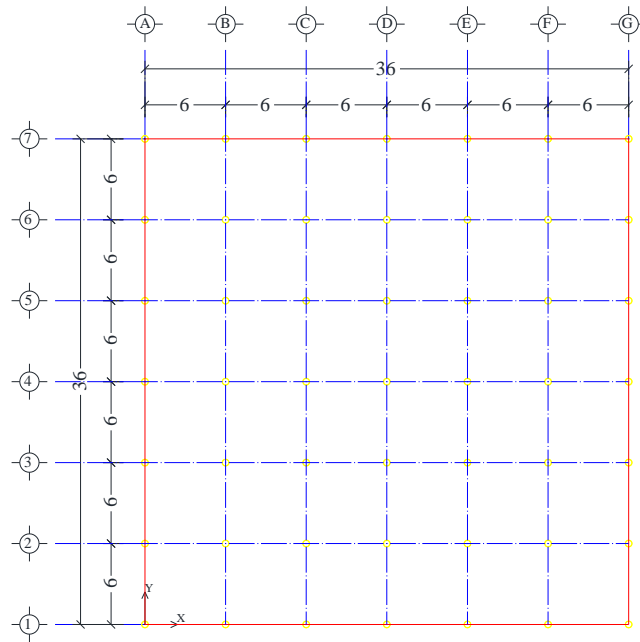


Figura 3.1. Vista en planta de los modelos de 3, 5 y 7 niveles.

Todos los edificios se diseñaron para uso de oficinas. La carga muerta ( $CM$ ) que se muestra en la tabla 3.1 fue obtenida a partir del análisis de cargas realizado en el Apéndice A de este trabajo de investigación. Las cargas vivas máximas ( $CV_{max}$ ) e instantáneas ( $CV_{inst}$ ) de entrepiso y azotea, que tomadas de las NTC-CA (2004), se resumen en la tabla 3.1.

Tabla 3.1. Cargas muertas y vivas de azotea y entrepiso

	$CM$ (kg/m <sup>2</sup> )	$CV_{max}$ (kg/m <sup>2</sup> )	$CV_{inst}$ (kg/m <sup>2</sup> )
Entrepiso	440	250	180
Azotea	610	100	70

Para el análisis y el diseño estructural, se consideraron las siguientes hipótesis:

1. Las columnas desarrollan algún mecanismo de transferencia de fuerzas (adherencia, conectores de cortante o apoyo directo) entre el acero y el concreto y, por tanto, trabajan en acción compuesta.
2. La estructura está cimentada sobre base rígida y, por lo tanto, se desprecian los efectos de interacción suelo-estructura.
3. La losa de acero tiene una configuración y espesor adecuado para considerar que trabaja como un diafragma infinitamente rígido.
4. Todas las vigas se conectan a las columnas rígidamente para transmitir momento.

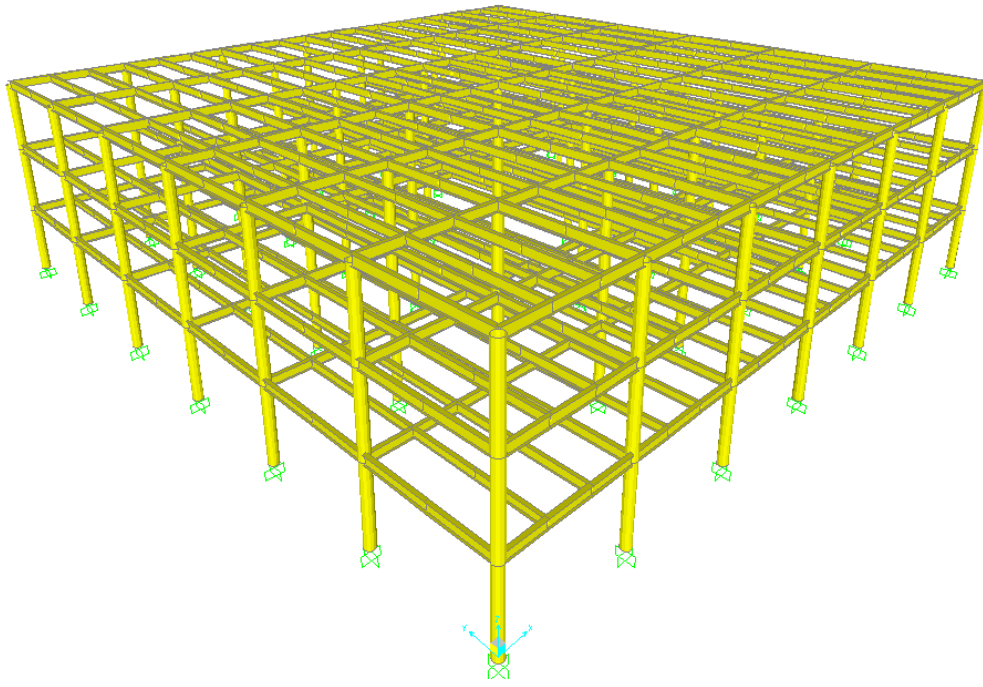


Figura 3.2. Vista en 3D del modelo de 3 niveles.

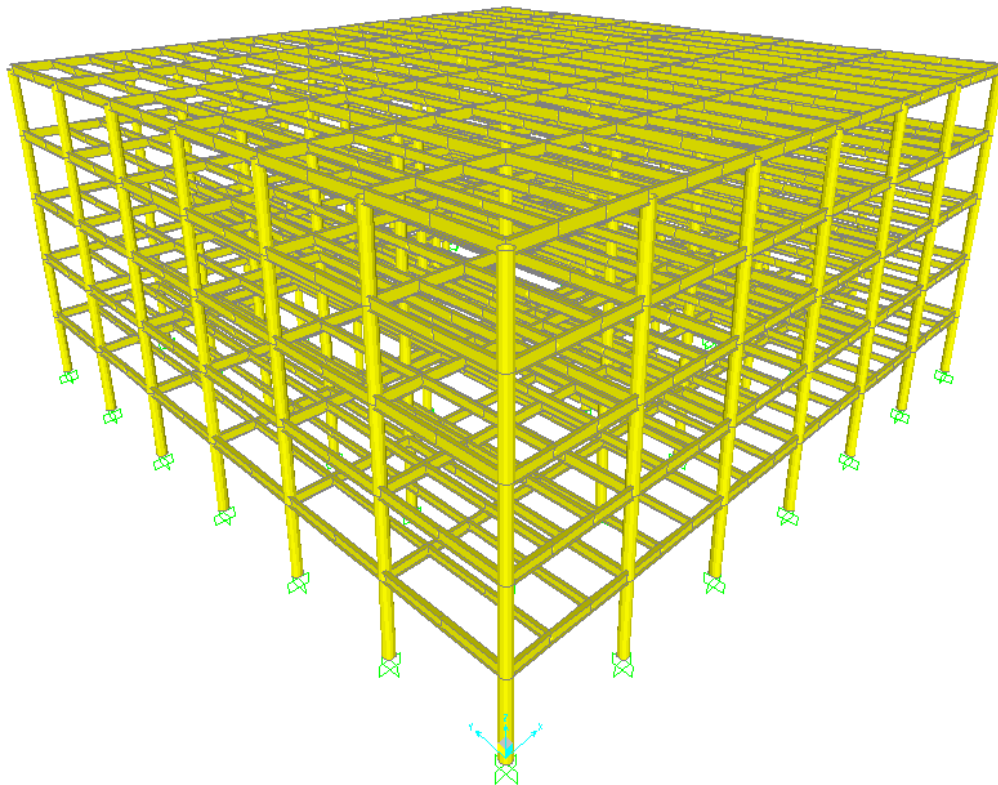


Figura 3.3. Vista en 3D del modelo de 5 niveles.



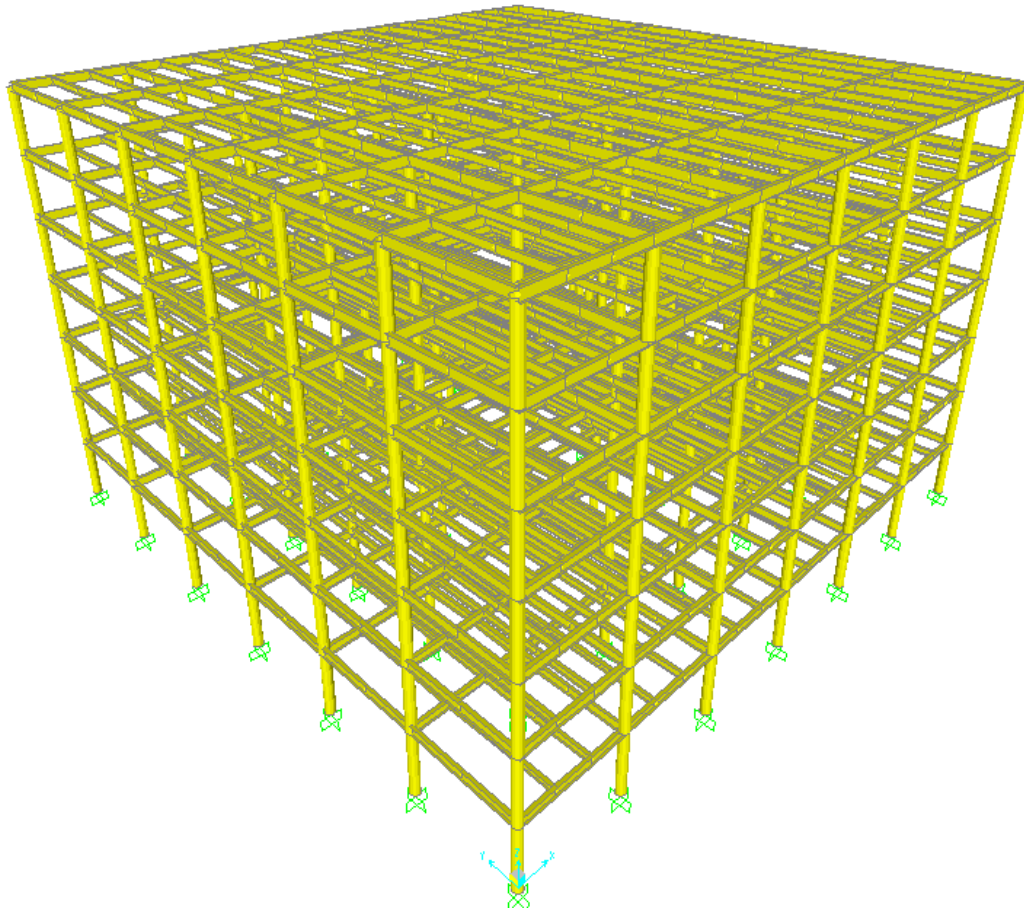


Figura 3.4. Vista en 3D del modelo de 7 niveles.

### 3.2. Zona de estudio y parámetros de diseño sísmico

La zona de estudio en consideración es la zona III<sub>b</sub> en la Ciudad de México. La tabla 3.2 resume los parámetros para construir el espectro de diseño para esta zona de acuerdo a las NTC-DS (2004).

Tabla 3.2. Parámetros para espectro de diseño de la zona III<sub>b</sub>

Zona	$c$	$a_o$	$T_a$	$T_b$	$r$
III <sub>b</sub>	0.45	0.11	0.85	3	2.0

Dónde:

$c$  coeficiente sísmico.

- $a_o$  valor de  $a$  que corresponde a  $T = 0$ .
- $T_a, T_b$  periodos característicos de los espectros de diseño (en segundos).
- $r$  exponente en las expresiones para el cálculo de las ordenadas de los espectros.

El método dinámico modal de análisis sísmico, requiere del espectro de aceleraciones de diseño. Las NTC-DS (2004) en su capítulo 3 estipulan las ordenadas espectrales expresadas como fracción de la aceleración de la gravedad cuando se utilice este tipo de análisis estructural,  $a$  se calcula como:

$$\left. \begin{aligned} a &= a_o + (c - a_o) \frac{T}{T_a} & \text{si } \rightarrow T < T_a \\ a &= c & \text{si } \rightarrow T_a \leq T \leq T_b \\ a &= qc & \text{si } \rightarrow T < T_b \end{aligned} \right\} \quad (3.1)$$

$$q = (T_b/T)^r \quad (3.2)$$

Las fuerzas elásticas de diseño sísmico pueden ser reducidas mediante factores que reflejan la capacidad del sistema estructural para deformarse inelásticamente. Estas fuerzas obtenidas mediante el análisis dinámico modal se pueden reducir dividiéndolas entre el factor  $Q'$ . El factor de reducción de fuerzas  $Q'$  según el capítulo 4.1 de las NTC-DS (2004), se calcula como:

$$\left. \begin{aligned} Q' &= Q & \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a \\ Q' &= 1 + \frac{T}{T_a}(Q-1) & \text{si } T < T_a \end{aligned} \right\} \quad (3.3)$$

Dónde:

- $a$  ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad.
- $Q'$  factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño, función del periodo natural.
- $T$  periodo natural de vibración del modo.

La figura 3.5 muestra los espectros de diseño elástico e inelásticos para factores de comportamiento sísmico  $Q$ , igual a 2 y 4 construidos a partir de los datos presentados en la

tabla 3.2. La ordenada  $a$  del espectro de diseño, esta expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

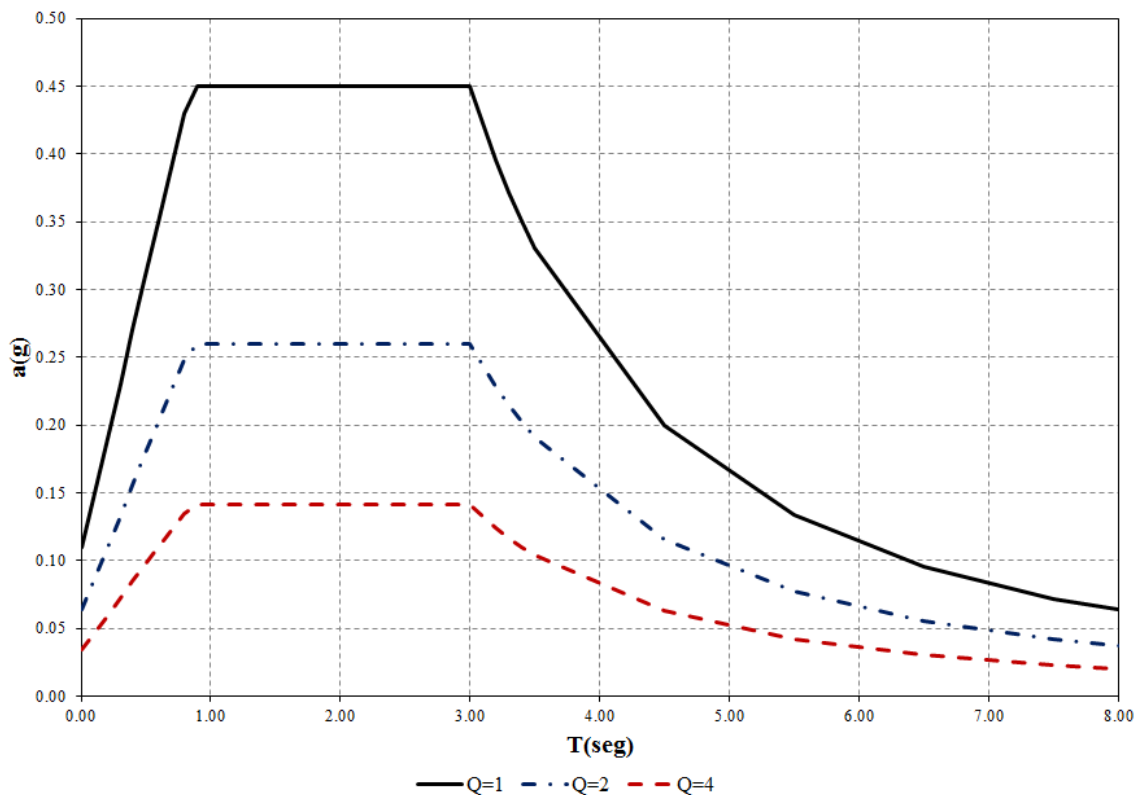


Figura 3.5. Espectros de diseño conforme a las NTC-DS (2004).

A partir de los resultados de los análisis elásticos se obtuvieron desplazamientos de entrepiso, los cuales fueron multiplicados por el factor de comportamiento sísmico  $Q$  para obtener los desplazamientos inelásticos.

La distorsión de entrepiso es el índice más importante para determinar la magnitud de los posibles daños que puede sufrir el sistema estructural, es decir, el desplazamiento relativo entre dos pisos sucesivos. La revisión de los desplazamientos laterales se basó en el capítulo 1.8 de las NTC-DS (2004) a partir del concepto de distorsión de entrepiso, tales distorsiones se limitan a 0.012 cuando existan muros separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones, que fue nuestro caso.

En los análisis dinámicos modal espectral se consideró la acción sísmica actuando 100% en una componente más 30% actuando simultáneamente en la componente ortogonal, además de considerar los movimientos de rotación en cada masa donde las NTC-DS (2004) consideran una excentricidad accidental del 10% del ancho del edificio en dirección del

análisis, es decir, trasladando transversalmente  $\pm 0.1b$  las fuerzas sísmicas resultantes en cada dirección de análisis.

Una opción alterna que presentan las NTC-DS (2004) para calcular los espectros de diseño sísmico se encuentran en el Apéndice A (A.3 Espectros para diseño sísmico). Los cuales pretenden representar de una manera más realista los niveles de demanda ante los sismos de diseño y reflejar los niveles de amplificación ante diferentes tipos de suelo (Tena y Correa, 2008 (Ordaz *et al.*, 2000, 2003)) .

En la figura 3.6 se muestran los periodos predominantes del suelo,  $T_s$ , para las diferentes zonas del Distrito Federal. Con base en esta figura, se supuso como periodo predominante del suelo,  $T_s$ , igual a 2.0 segundos para la zona III. A continuación se presenta la formulación propuesta en el Apéndice A de las NTC-DS (2004) para calcular los parámetros necesarios para construir los espectros de diseño sísmico:

Periodos característicos del espectro de diseño  $T_a$  y  $T_b$ .

$$\left. \begin{aligned} T_a &= 0.2 + 0.65(T_s - 0.5) && \text{si } 0.5 < T \leq 2.5 \text{ s} \\ T_b &= 1.2T_s && \text{si } 1.125 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \end{aligned} \right\} \quad (3.4)$$

$$\left. \begin{aligned} T_b &= 1.2T_s && \text{si } 1.125 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \end{aligned} \right\} \quad (3.5)$$

Coeficiente de aceleración del terreno,  $a_0$ , coeficiente sísmico,  $c$ , y el coeficiente  $k$

$$\left. \begin{aligned} a_0 &= 0.25 && \text{si } T_s > 1.5 \text{ s} \\ c &= 1.2 && \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ k &= 0.35 && \text{si } T_s > 1.65 \text{ s} \end{aligned} \right\} \quad (3.6)$$

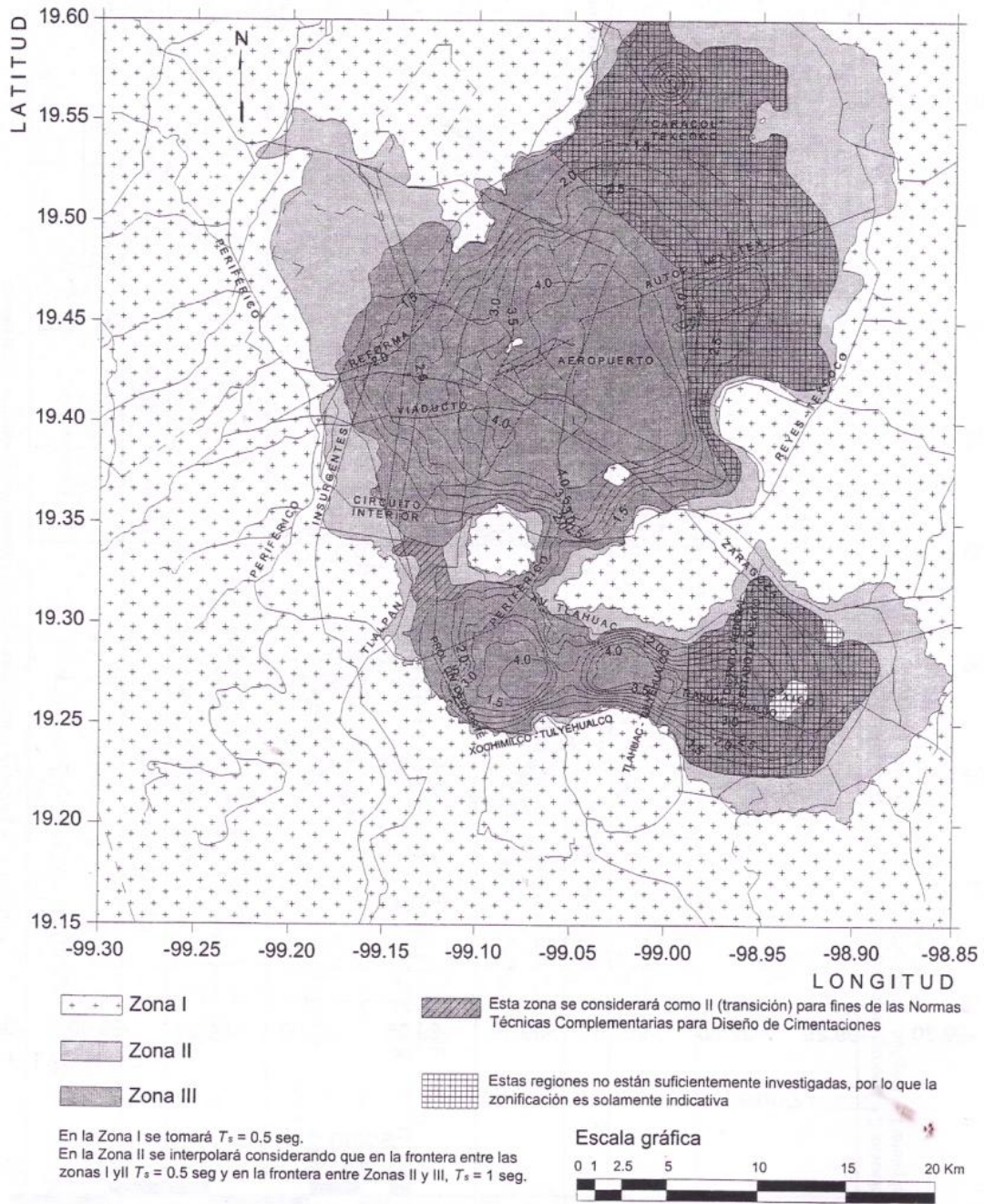


Figura 3.6. Periodos predominantes del suelo,  $T_s$  (NTC-DS, 2004).

Las ordenadas del espectro de aceleraciones para diseño sísmico,  $a$ , expresada como fracción de la gravedad, se calculan como lo estipula el apéndice A en su sección A.3:

$$\left. \begin{aligned} a &= a_0 + (\beta_c - a_0) \frac{T}{T_a} && \text{si } T < T_a \\ a &= \beta c && \text{si } T_a \leq T < T_b \\ a &= \beta c p \left( \frac{T_b}{T} \right)^2 && \text{si } T \geq T_b \end{aligned} \right\} \quad (3.7)$$

Dónde:

$$p = k + (1 - k) \left( \frac{T_b}{T} \right)^2 ; \text{ y}$$

$\beta$  factor de reducción por amortiguamiento suplementario, que es igual a uno cuando se ignora la interacción suelo-estructura.

Las ordenadas espectrales pueden ser reducidas por el factor de reducción de fuerzas  $Q'$ , y de sobrerresistencia  $R$ , con las siguientes expresiones de acuerdo a la sección A.3 del apéndice A:

$$\left. \begin{aligned} Q' &= 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}} && \text{si } T < T_a \\ Q' &= 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}} && \text{si } T_a < T \leq T_b \\ Q' &= 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}} && \text{si } T > T_b \end{aligned} \right\} \quad (3.8)$$

$$\left. \begin{aligned} R &= \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}} \\ R &= 2 \end{aligned} \right\} \quad (3.9)$$

Dónde:

$Q$  factor de comportamiento sísmico que se mencionó anteriormente.

$R$  factor de reducción por sobrerresistencia que se mencionó anteriormente.

El factor de sobrerresistencia  $R$ , que propone el Apéndice A no está justificado para secciones compuestas. Además el valor propuesto fue obtenido a partir de pocos estudios de marcos de concreto reforzado bidimensionales (Tena y Correa, 2008).

La figura 3.7 muestra los espectros de diseño elástico e inelásticos para factores de comportamiento sísmico  $Q$  igual a 2 y 4, obtenidos como lo estipula el Apéndice A de las NTC-DS (2004). El factor de sobrerresistencia ( $R$ ) utilizado en la construcción de este espectro de diseño fue alrededor de 2.05.

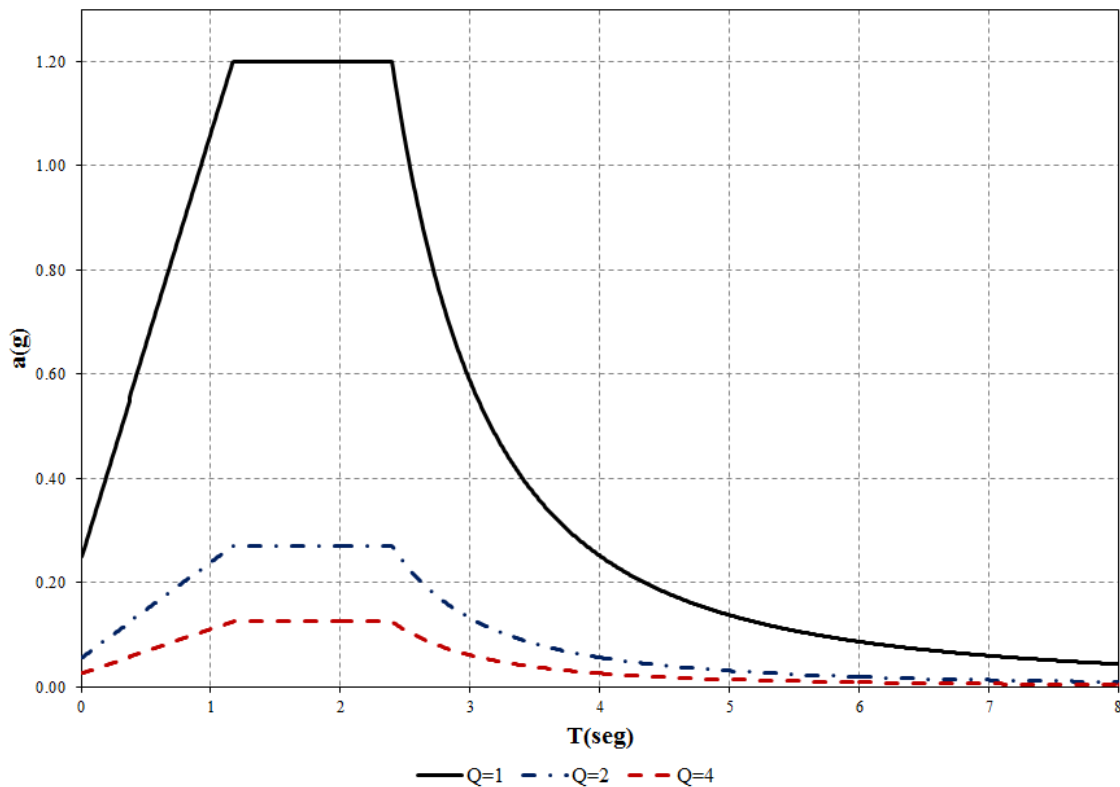


Figura 3.7. Espectro de diseño conforme al Apéndice A de las NTC-DS (2004).

### 3.3. Análisis elásticos de segundo orden

Los análisis elásticos de segundo orden se efectuaron con la ayuda del programa ETABS V9.5. Este programa cuenta con un módulo de secciones (*section designer CSISD*) el cual, de acuerdo a los autores (*CSI 2012*), permite modelar cualquier sección transversal independientemente de su forma y de los materiales componentes. El cálculo de las propiedades geométricas con este módulo se determinan a través de su sección transformada no-agrietada, es decir, utilizando la relación modular para obtener una sección transformada (de un material), y considerando las secciones totales (incluido el concreto en tensión). Este módulo, muy utilizado en la práctica profesional, fue empleado en este

trabajo en un primer grupo de análisis para el cálculo de los elementos mecánicos y desplazamientos.

Alternativamente a la metodología anterior, y en un segundo grupo de análisis, la rigidez a flexión efectiva,  $EI_{eff,II}$ , utilizada fue la que especifica el Eurocódigo EC4 (2004), y la cual se resume en la sección 3.3.1.

Como se comentó previamente, los análisis se realizaron con las siguientes hipótesis:

1. Las columnas desarrollan algún mecanismo de resistencia entre el acero y el concreto y, por tanto, trabajan en acción compuesta.
2. La estructura está cimentada sobre base rígida y, por lo tanto, se desprecian los efectos de interacción suelo-estructura.
3. La losa tiene una configuración y espesor adecuado para considerar que trabaja como un diafragma infinitamente rígido.
4. Todas las vigas se conectan a las columnas rígidamente para transmitir momento.

### 3.3.1. Rigideces efectivas

Para el cálculo de los desplazamientos y fuerzas internas en los análisis elásticos de segundo orden, se utilizaron los criterios de sección transformada (utilizando el módulo  $CSISD$ ) y la rigidez efectiva  $EI_{eff,II}$  del Eurocódigo EC4 (2004). Se utilizó la rigidez efectiva  $EI_{eff,II}$  que propone el Eurocódigo EC4 (2004) debido a que los resultados concuerdan con los obtenidos a través de la ecuación calibrada de pruebas experimentales propuesta por Perea y León (2010).

La rigidez efectiva  $EI_{eff,II}$  que proporciona el Eurocódigo para análisis elásticos de segundo orden es:

$$EI_{eff,II} = k_0 (E_a I_a + E_s I_s + k_{e,II} E_{cm} I_c) \quad (3.10)$$

Dónde:

$$K_{e,II} = 0.5;$$

$$K_0 = 0.9;$$

$E_a, E_s$  y  $E_{cm}$  módulos de elasticidad del acero de refuerzo, del acero estructural y del concreto respectivamente.

$I_a, I_s, I_c$  momento de inercia del acero de refuerzo, del acero estructural y del concreto respectivamente.



La tabla 3.3 resume las rigideces efectivas  $EI_{eff,II}$  calculadas a partir de la ecuación 3.10 para las columnas compuestas CCFT utilizadas en el análisis.

Tabla 3.3. Rigidez efectiva.

Perfil	$D$	$t$	$EI_{eff,II}$	$I_{acero}$	$E$
	(in)	(in)	(Kg-cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>4</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )
HSS18X3/8	18	0.375	7.561E+10	31383.85	2.4092E+06
HSS18X1/2	18	0.5	9.223E+10	40998.80	2.2496E+07
HSS20X1/2	20	0.5	1.304E+11	56607.47	2.3036E+07
HSS20X5/8	20	0.625	1.618E+11	74338.93	2.1770E+07

### 3.3.2. Diagramas de interacción, ecuación de interacción y distorsiones de entrepiso

La tabla 3.4 resume las secciones transversales (columnas, vigas principales y secundarias) resultantes a partir del análisis y diseño para el edificio de 3 niveles con  $Q$  igual a 2 y 4, en base al criterio de la sección transformada y rigidez efectiva  $EI$  del Eurocódigo:

Tabla 3.4. Secciones transversales para el edificio de tres niveles

$Q$	Columnas	Vigas Principales	Vigas secundarias	$T$ (seg)
2	HSS18"X1/2"	W16X40	W14X34	Eurocódigo
				0.79
				Sec.Trans
4	HSS18"X3/8"	W16X40	W14X34	Eurocódigo
				0.84
				Sec.Trans
				0.77

Las figuras 3.8 y 3.9 muestran las distorsiones de entrepiso para el edificio de 3 niveles con  $Q$  igual a 2 (M3NQ2) y 4 (M3NQ4), respectivamente. En estas figuras se puede observar que los desplazamientos y distorsiones siempre son menores utilizando el criterio de la sección transformada no agrietada. A partir de análisis inelásticos, se verificará cualitativamente cual de los criterios es más adecuado en la estimación de los desplazamientos.

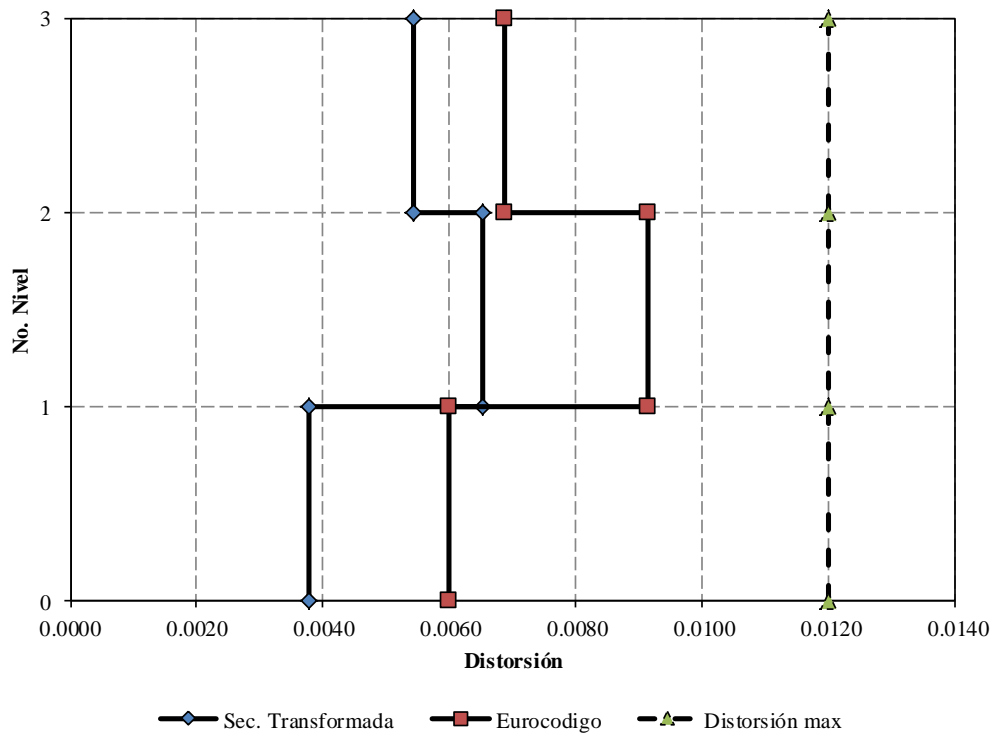


Figura 3.8. Distorsión de entrepiso para el modelo de 3 niveles y Q igual a 2.

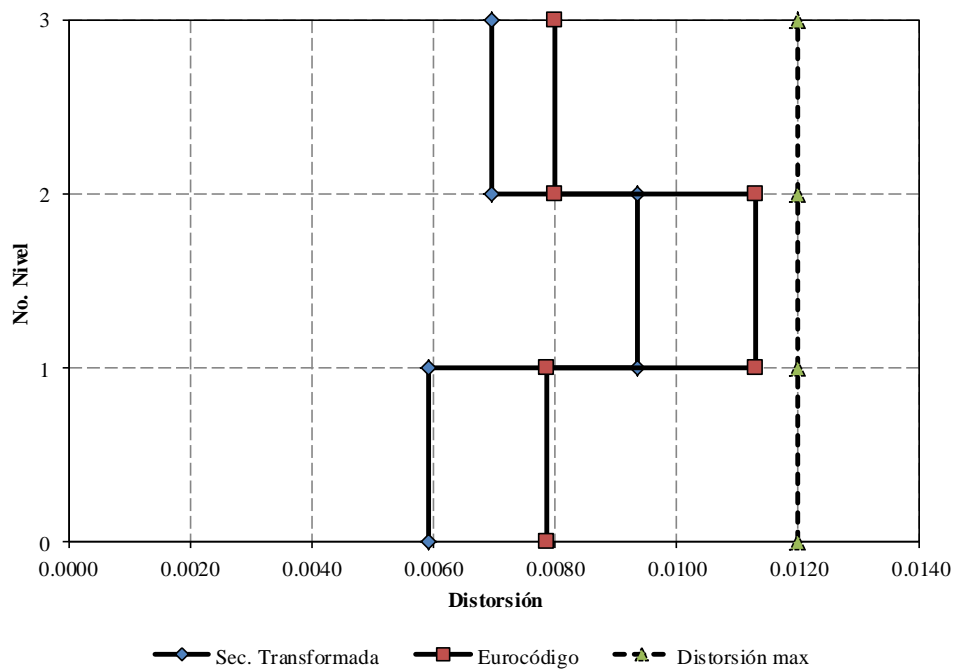


Figura 3.9. Distorsión de entrepiso para el modelo de 3 niveles y Q igual a 4.

Las figuras 3.10 y 3.11 muestran los diagramas de interacción P-M (flexo-compresión biaxial) para los modelos M3NQ2 y M3NQ4, respectivamente. Cada punto dentro del diagrama de interacción corresponde a una columna. Note que la ecuación de interacción del AISC asume para diseño una transición lineal entre las resistencias de los ejes principales (como se ilustra en la figura 3.12), aunque teóricamente la resistencia de una sección circular (con infinitos ejes de simetría) es igual en todas las direcciones (como se describe en las figuras 3.10 y 3.11). La figura 3.12 muestra la evaluación de la ecuación de interacción para ambos modelos, donde se puede observar que las secciones cumplen con los requisitos de resistencia. Los diagramas y ecuaciones de interacción se desarrollaron con base en las consideraciones y requisitos provistos en el capítulo I de las especificaciones del AISC-2010.

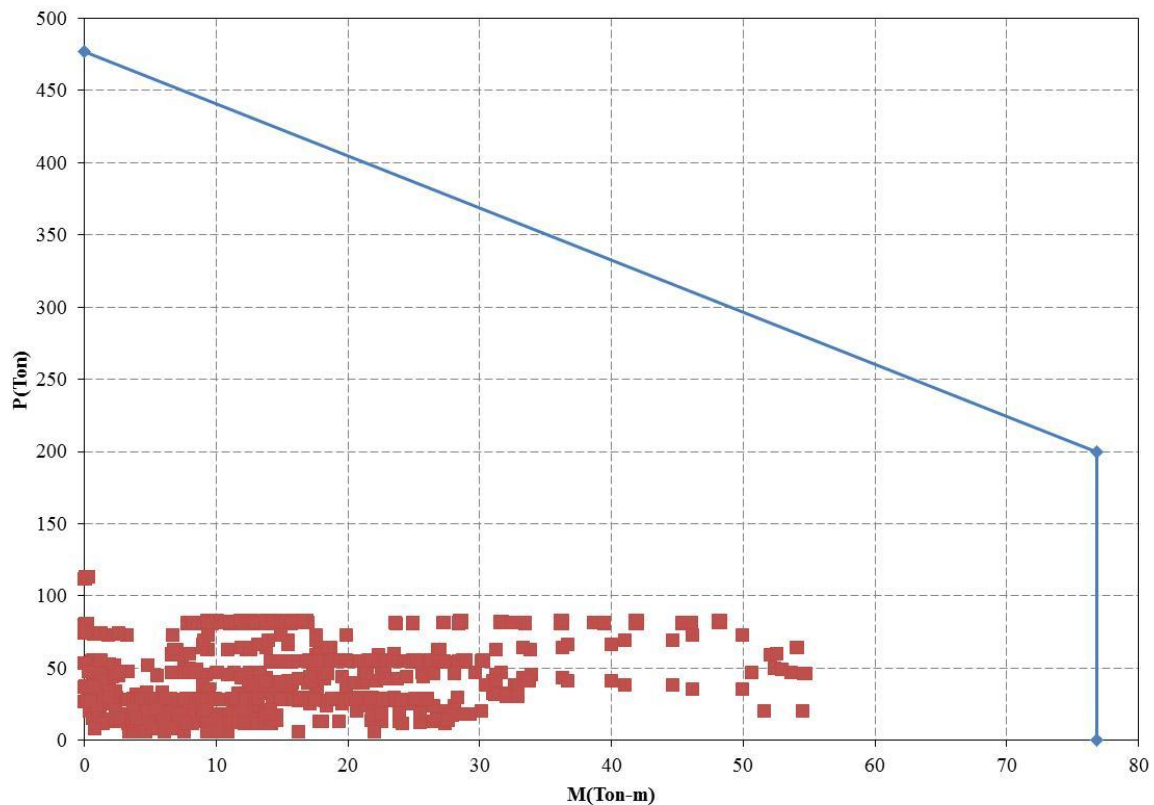


Figura 3.10. Diagrama de interacción P-M biaxial para el modelo M3NQ2.

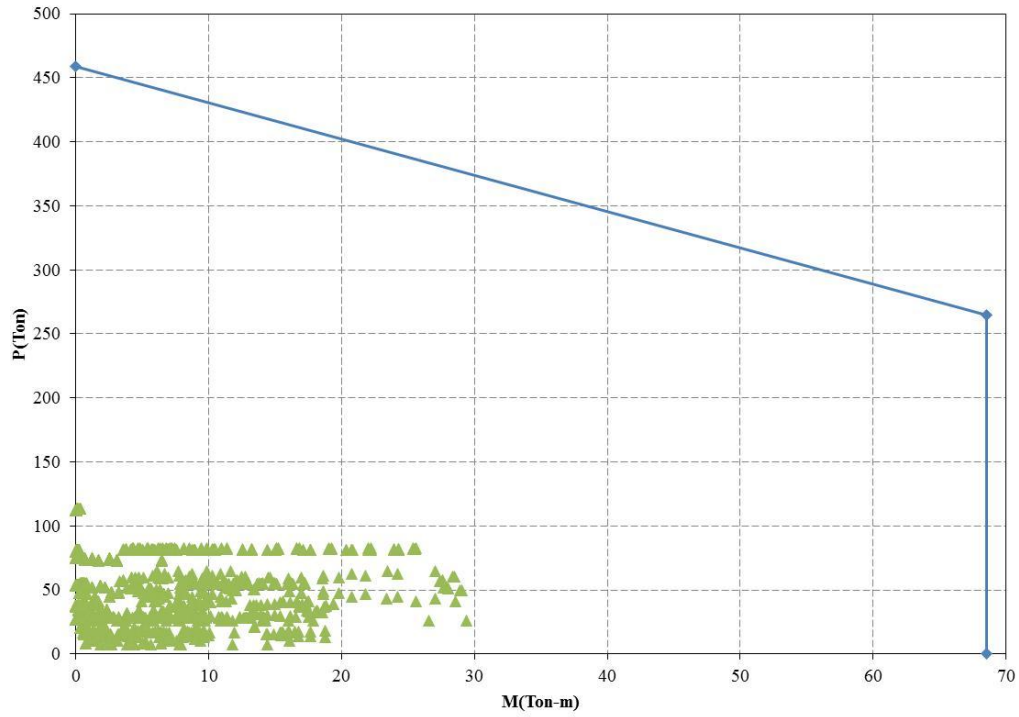


Figura 3.11. Diagrama de interacción P-M biaxial para el modelo M3NQ4.

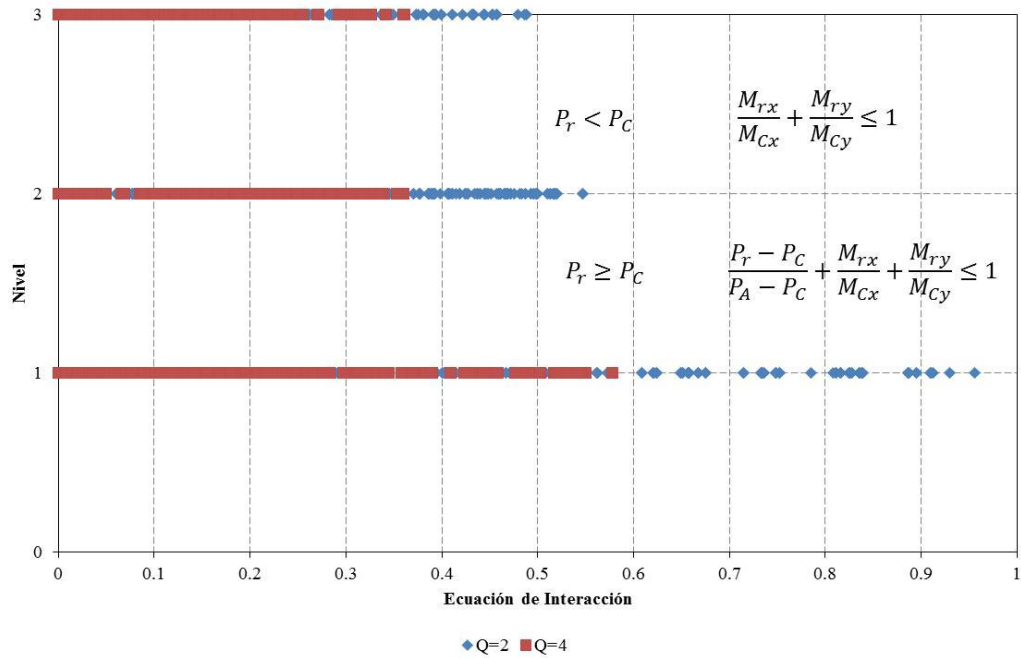


Figura 3.12. Ecuación de interacción para los modelos M3NQ2 y M3NQ4.

La tabla 3.5 resume las secciones transversales (columnas, vigas principales y secundarias) resultantes a partir del análisis y diseño para el edificio de 5 niveles con  $Q$  igual a 2 (M5NQ2) y 4 (M5NQ4), en base a los criterios mencionados anteriormente.

Tabla 3.5. Secciones transversales para el edificio de cinco niveles

$Q$	Columnas	Nivel	Vigas Principales	Vigas secundarias	$T$ (seg)
2	HSS20"X5/8"	1er a 3er	W18X60	W14X34	Eurocódigo
			W16X40		1.06
		4to y azotea	W16X40		Sec.Trans
					1.01
4	HSS20"X1/2"	1er a 3er	W16X57	W14X34	Eurocódigo
			W16X40		1.16
		4to y azotea	W16X40		Sec.Trans
					1.09

Las figuras 3.13 y 3.14 muestran las distorsiones de entrepiso para los modelos M5NQ2 y M5NQ4, respectivamente. De igual manera se observa que el método de la sección transformada es conservador.

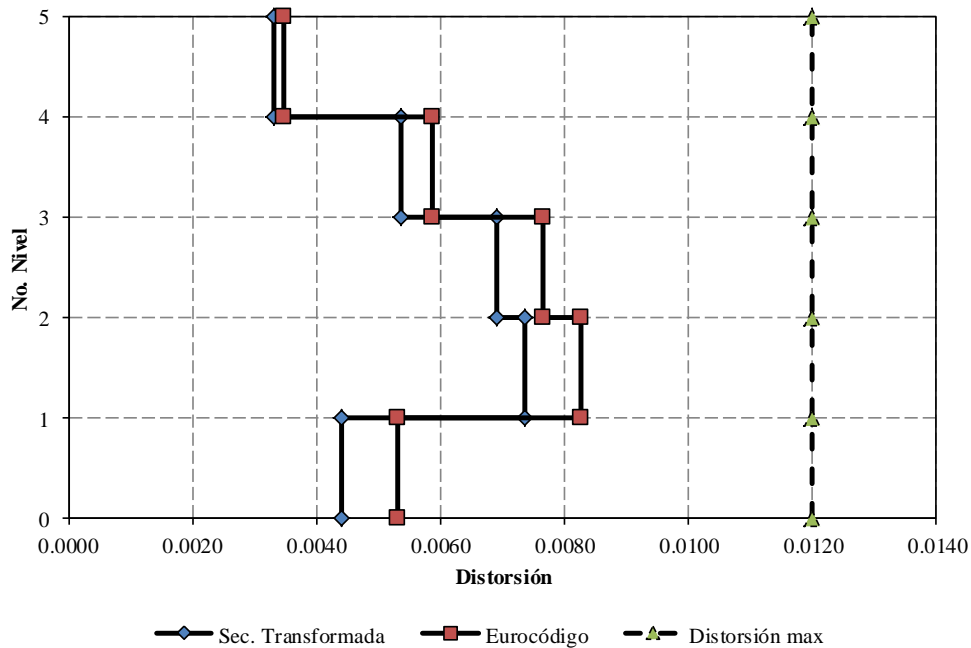


Figura 3.13. Distorsión de entrepiso para el modelo M5NQ2.

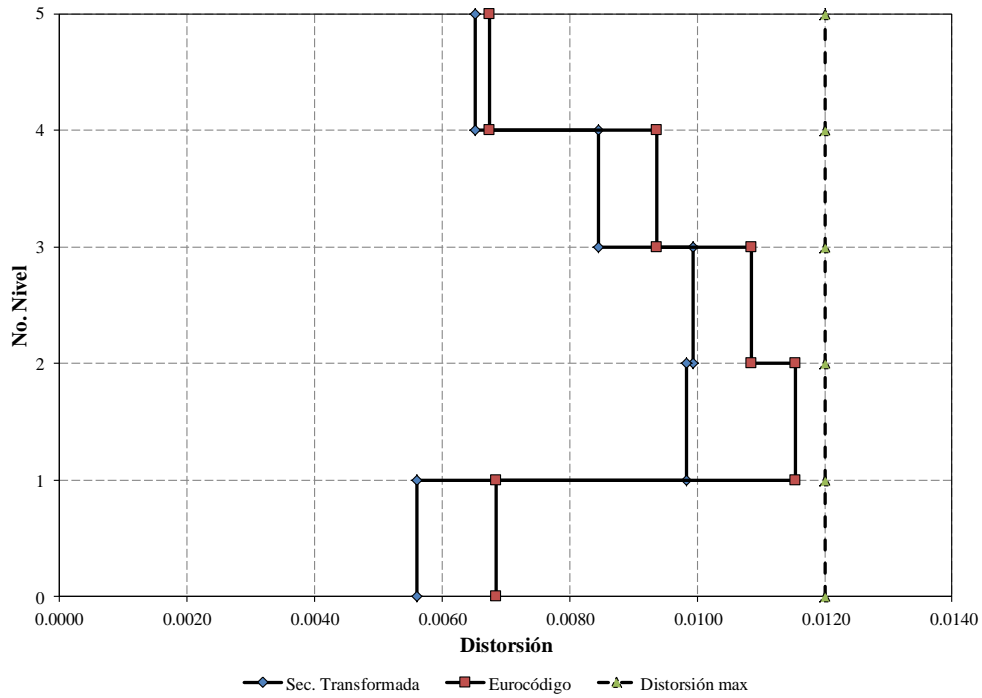


Figura 3.14. Distorsión de entrepiso para el modelo M5NQ4.

Las figuras 3.15 y 3.16 muestran los diagramas de interacción P-M para los modelos M5NQ2 y M5NQ4, respectivamente. La figura 3.17 muestra la evaluación de la ecuación de interacción para ambos modelos. Cada punto en el diagrama de interacción corresponde a una columna.

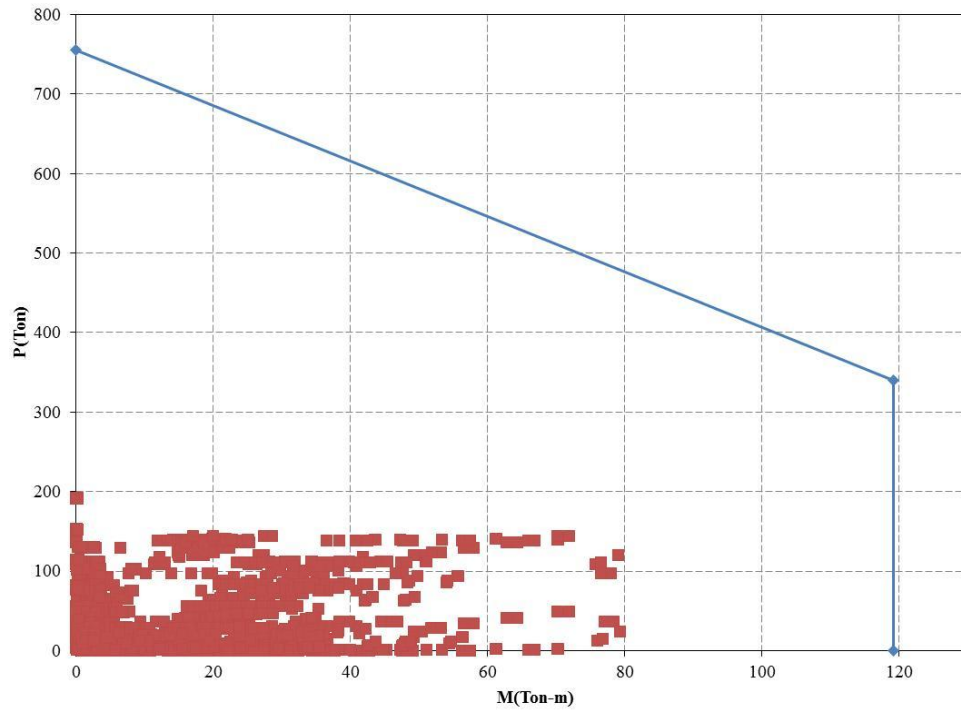


Figura 3.15. Diagrama de interacción P-M biaxial para el modelo M5NQ2.

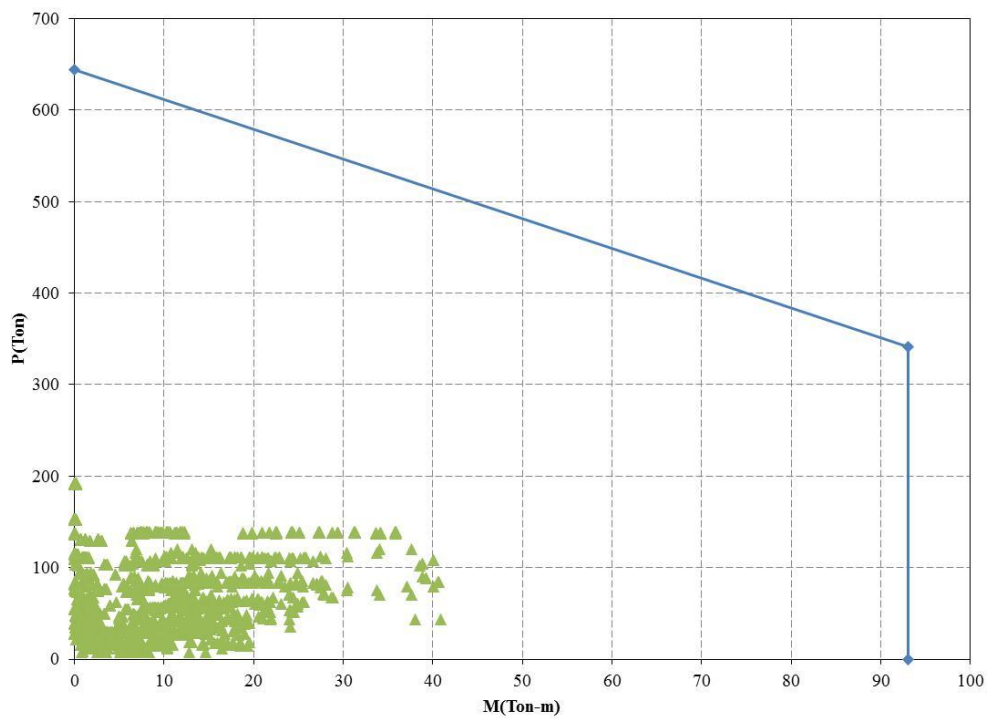


Figura 3.16. Diagrama de interacción P-M biaxial para el modelo M5NQ4.

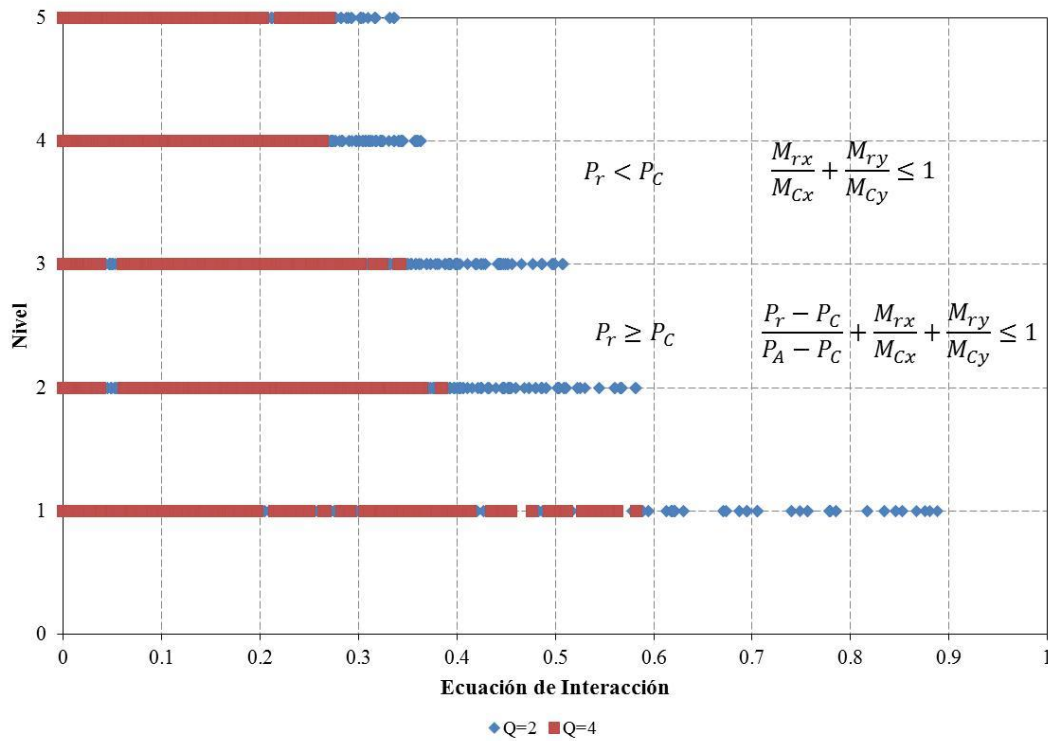


Figura 3.17. Ecuación de interacción para los modelos M5NQ2 y M5NQ4.

En la tabla 3.6 se muestran las secciones transversales (columnas, vigas principales y secundarias) resultantes a partir del análisis y diseño para el edificio de 7 niveles con  $Q$  igual 4 (M7NQ4), en base a los criterios mencionados anteriormente.

Tabla 3.6. Secciones transversales para el edificio de siete niveles

$Q$	Columnas	Vigas Principales	Vigas secundarias	$T$ (seg)
4	HSS20"X5/8"	W18X71	W14X34	Eurocódigo
				1.36
				Sec.Trans
				1.29

La figura 3.18 muestra las distorsiones de entrepiso para el modelo M7NQ4. En esta figura se observa que el método de la sección transformada es conservador. El criterio del Eurocódigo EC4 (2004) muestra que el segundo y tercer nivel exceden el límite de distorsión permisible de diseño, lo cual representa un daño excesivo en estos niveles.



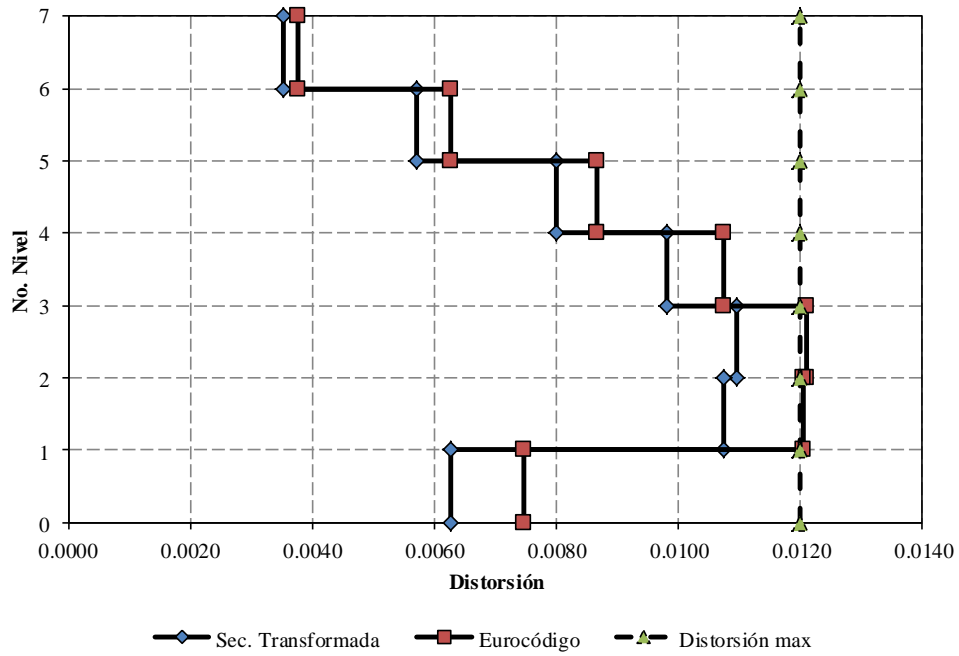


Figura 3.18. Distorsión de entrepiso para el modelo M7NQ4.

La figura 3.19 muestra el diagrama de interacción P-M para el modelo M7NQ4. Cada punto en el diagrama de interacción corresponde a una columna. La figura 3.20 muestra la evaluación de la ecuación de interacción para este modelo, en la cual se observa que las secciones cumplen con el estado límite de falla.

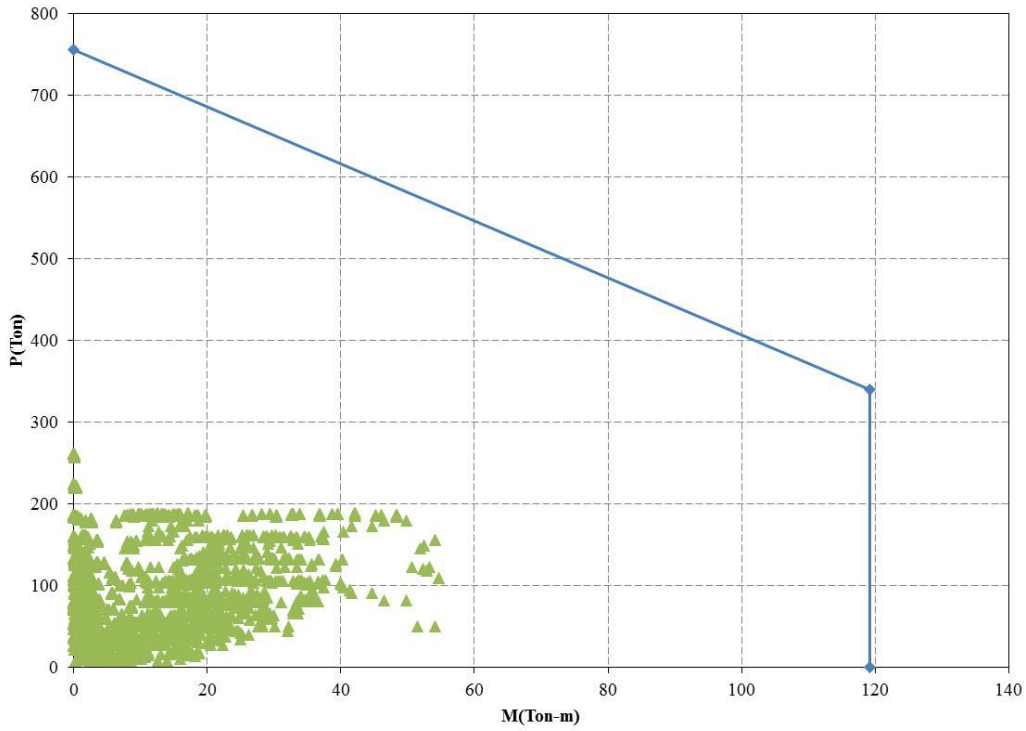


Figura 3.19. Diagrama de interacción P-M biaxial para el modelo M7NQ4.

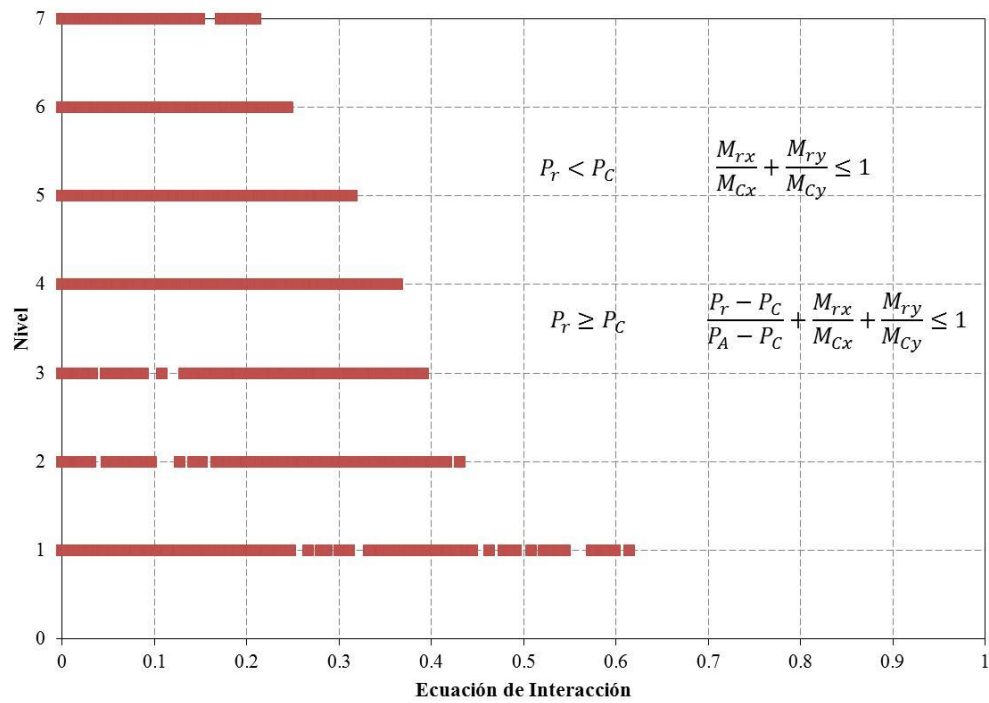


Figura 3.20. Ecuación de interacción para el modelo M7NQ4.

### 3.3.3. Distorsiones de entrepiso según espectro de diseño del Apéndice A

En esta sección se hace una revisión de los diseños de los marcos compuestos para determinar si éstos cumplen con la distorsión máxima permisible para el estado límite de seguridad contra colapso del Apéndice A de las NTC-DS (2004). Cabe aclarar que esta sección, y las siguientes en donde cite el Apéndice A de las NTC-DS (2004), no incluyen la revisión para el sismo de servicio (o estado límite para limitación de daños a elementos no estructurales). También se aclara que, aunque el Apéndice A no tiene especificaciones para marcos compuestos, esta sección adoptó valores sugeridos para el caso más desfavorable entre marcos de solo acero o marcos de solo concreto, esto es, distorsión máxima de 0.03 para los marcos dúctiles compuestos ( $Q=4$ ) y de 0.015 para los marcos compuestos con ductilidad limitada ( $Q=2$ ).

Así, primero se determinan los espectros de diseño sísmico según el Apéndice A de las de las NTC-DS (2004) para factores de comportamiento sísmico  $Q$  igual a 2 y 4. Enseguida, se determinan las fuerzas sísmicas a partir de un análisis modal espectral. Con estas fuerzas se realizan los análisis elásticos de todos los modelos donde la rigidez efectiva  $EI$  es la calculada con la ecuación de Eurocódigo EC4 (2004).

Las figuras 3.21 a 3.25 muestran las distorsiones de entrepiso obtenidas de dichos análisis elásticos; estas figuras también incluyen las distorsiones de entrepiso calculadas con los espectros del cuerpo normativo de las NTC-DS (2004), así como su respectivo límite de distorsión.

Las figuras 3.21 y 3.23 muestran que los modelos diseñados para ductilidad baja o limitada ( $Q=2$ , por ejemplo, M3NQ2 y M5NQ2) no satisfacen la distorsión máxima permisible del Apéndice A de las NTC-DS (2004) por 2% y 19.5% respectivamente. Esto sugiere la necesidad de incrementar ligeramente la rigidez para estos marcos; sin embargo, debido a la incertidumbre al límite explícito para marcos compuestos de ductilidad limitada, se adoptaron los diseños previos como aceptables.

Por su parte, los marcos dúctiles ( $Q=4$ , por ejemplo, M3NQ4, M5NQ4 y M7NQ4) si cumplieron la revisión de los desplazamientos del Apéndice A. Como se observa en las figuras 3.22, 3.24 y 3.25, la distorsión inelástica calculada de los análisis con respecto al límite del Apéndice A es del 55%, 67% y 71%, respectivamente. Solo por la revisión de los desplazamientos laterales, estos marcos ahora indican estar sobredimensionados; sin embargo, debido a que hay otros requisitos que rigen el diseño y detallado de estos marcos compuestos de ductilidad alta (como se discute más adelante, por ejemplo, relación de momentos viga-columna, relaciones ancho espesor de secciones sísmicamente compactas, etc.), no se rehízo el diseño de estos marcos.

En resumen, los diseños que se presentan en este capítulo para todos los marcos compuestos cumplen con los requisitos de diseño por sismo que se establecen en las NTC-DS (2004) y su Apéndice A.

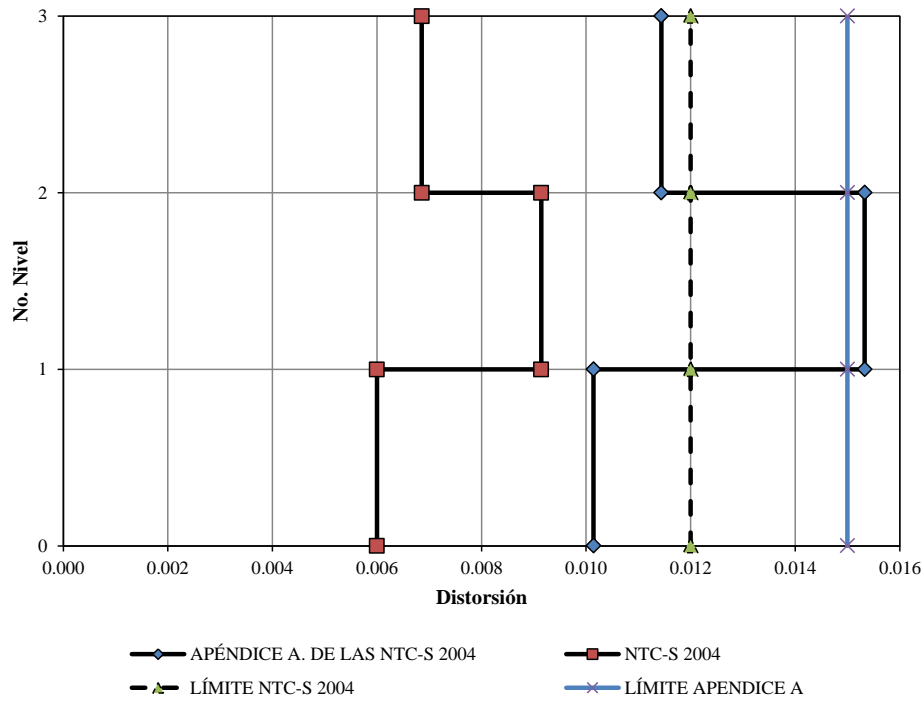


Figura 3.21. Distorsión de entrepiso para el modelo M3NQ2, a partir del espectro de diseño de las NTC-DS (2004) y Apéndice A.

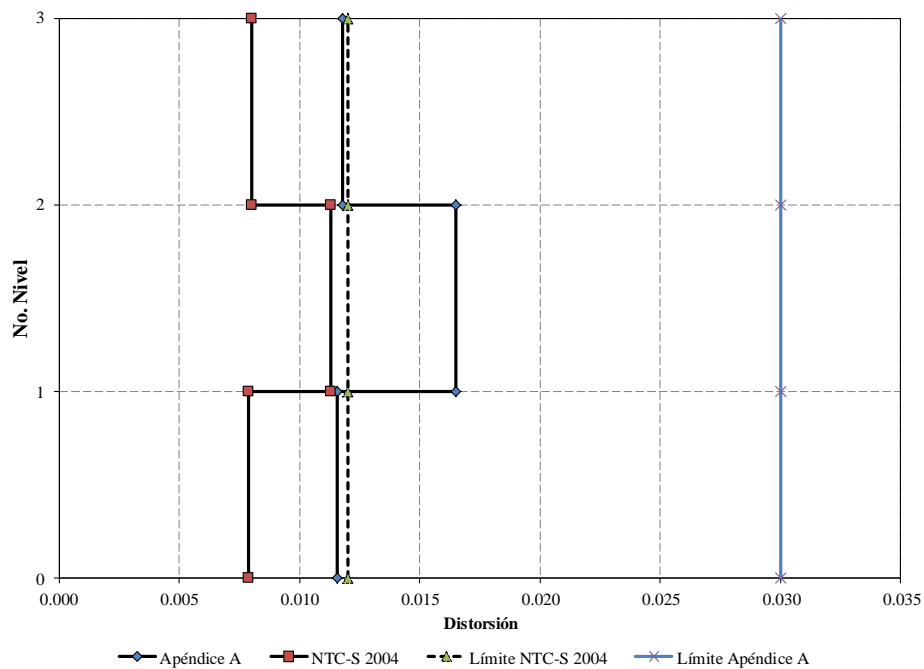


Figura 3.22. Distorsión de entrepiso para el modelo M3NQ4, a partir del espectro de diseño de las NTC-DS (2004) y Apéndice A.

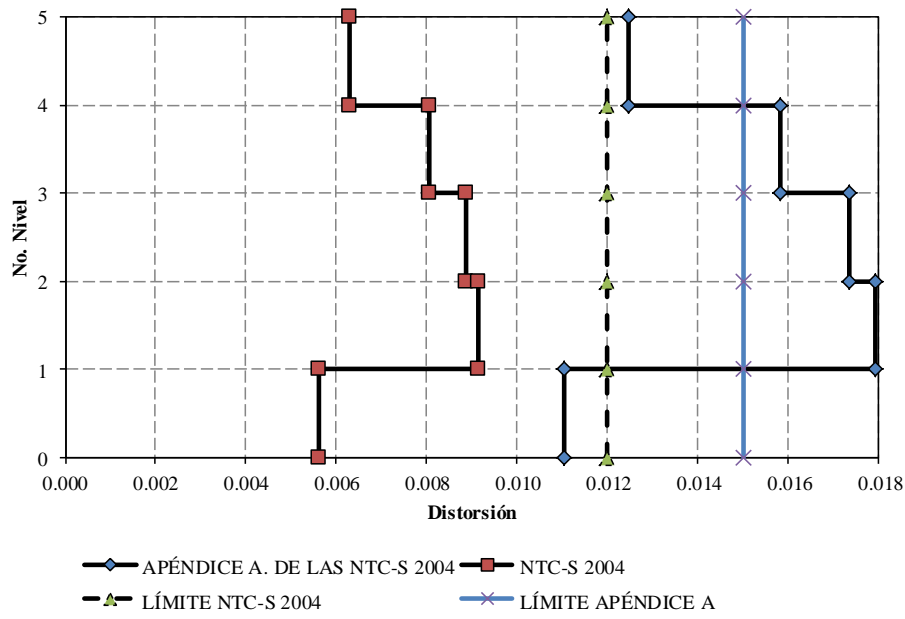


Figura 3.23. Distorsión de entrepiso para el modelo M5NQ2, a partir del espectro de diseño de las NTC-DS (2004) y Apéndice A.

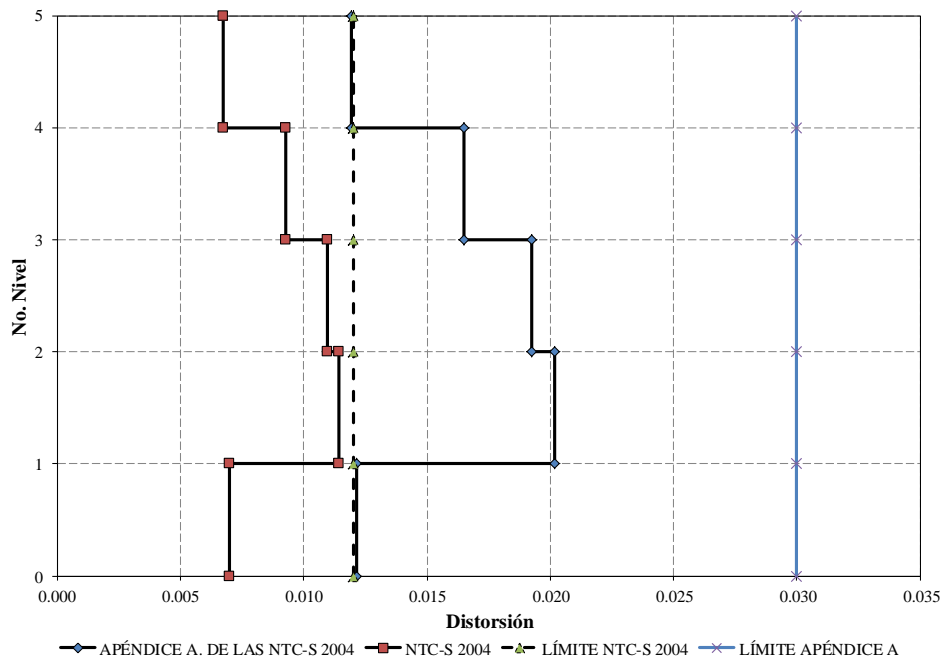


Figura 3.24. Distorsión de entrepiso para el modelo M5NQ4, a partir del espectro de diseño de las NTC-DS (2004) y Apéndice A.

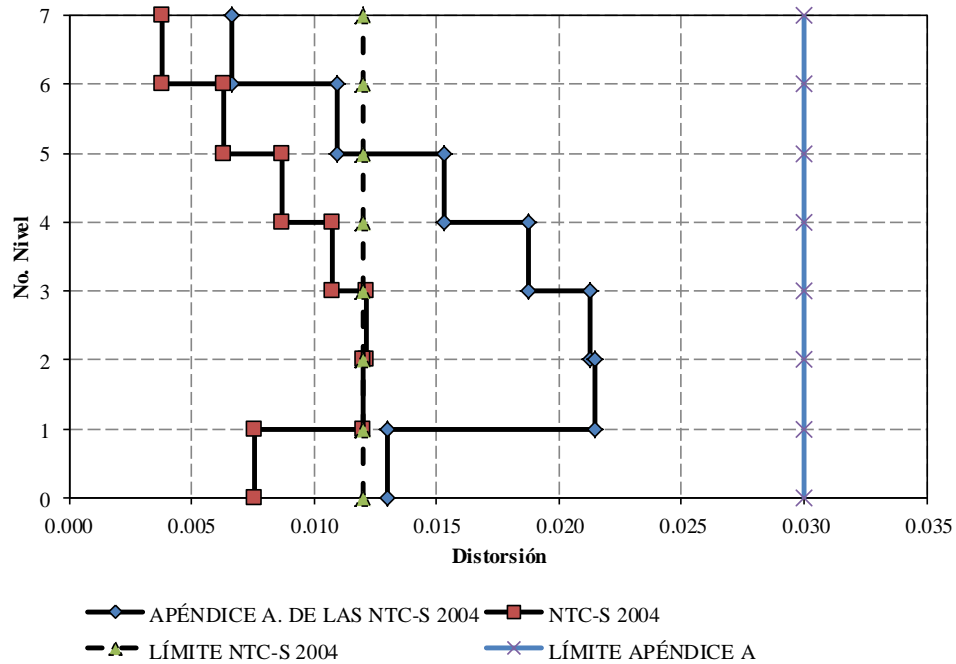


Figura 3.25. Distorsión de entrepiso para el modelo M7NQ4, a partir del espectro de diseño de las NTC-DS (2004) y Apéndice A.

### 3.3.4. Resumen del dimensionamiento

La figura 3.26 muestra la planta de azotea de vigas y columnas de los edificios de 3, 5 y 7 niveles. La tabla 3.7 muestra un resumen de las secciones transversales para los modelos de 3, 5 y 7 niveles. Los resultados mostrados en la figura 3.26 y tabla 3.7 fueron obtenidos del análisis y diseño elástico, utilizando la rigidez efectiva  $EI$  propuesta por el Eurocódigo EC4-2004. Los diseños de las columnas y vigas compuestas se muestran en el apéndice B.

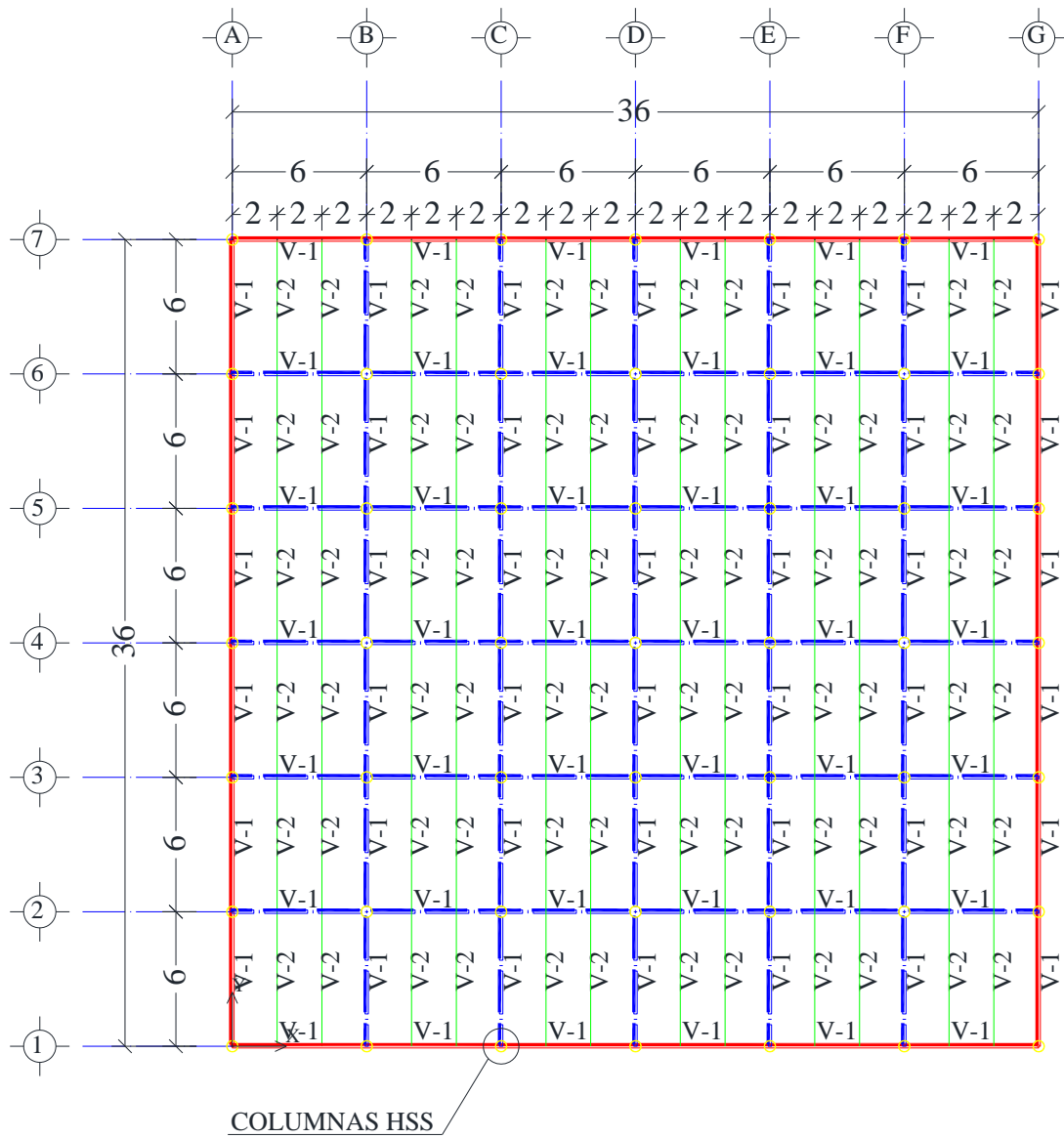


Figura 3.26. Planta de azotea de vigas y columnas para los edificios de 3, 5 y 7 niveles.

Tabla 3.7. Resumen de secciones transversales para los modelos de 3, 5 y 7.

Edificio	Q	Columnas	Nivel	Vigas principales	Vigas secundarias
3 Niveles	2	HSS18"X1/2"	1er - azotea	V-1 (W16X40)	V-2 (W14X34)
	4	HSS18"X3/8"	1er - azotea	V-1 (W16X40)	V-2 (W14X34)
5 Niveles	2	HSS20"X5/8"	1er a 3er	V-1 (W18X60)	V-2 (W14X34)
			4to y azotea	V-1 (W16X40)	
	4	HSS20"X1/2"	1er - 3er	V-1 (W16X57)	V-2 (W14X34)
			4to y azotea	V-1 (W16X40)	
7 Niveles	4	HSS20X5/8"	1er - azotea	V-1 (W18X71)	V-2 (W14X34)

La figura 3.27 muestra las secciones transversales de columnas circulares CFT utilizadas en este estudio.

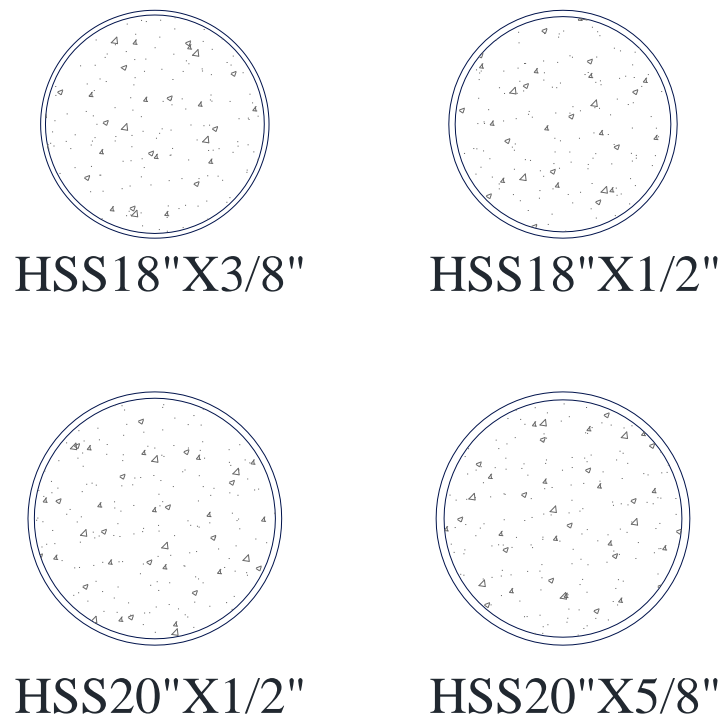


Figura 3.27. Secciones transversales de columnas.



### 3.3.5. Evaluación de la relación de momentos entre vigas y columnas

Uno de los puntos importantes para garantizar un buen mecanismo de colapso, es adoptando el concepto de diseño de columna fuerte-viga débil, es decir, que el momento resistente de la columna sea mucho mayor que el de la viga. Este concepto de diseño, resumido en la sección 2.5.4, trata de garantizar que las articulaciones plásticas se formen primero en la viga y por último en las columnas.

La tabla 3.8 muestra los resultados al evaluar la relación de momentos entre vigas y columnas, donde el momento resistente de la columna fue calculado como sección compuesta y el momento resistente de la viga se calculó solamente con la sección de acero. Aunque la revisión de relación de momentos no es obligatoria para marcos de ductilidad reducida ( $Q=2$ ), esta revisión se hizo para verificar si podría regir el mecanismo viga débil-columna fuerte en estos casos. La figura 3.28 muestra la relación de momentos entre vigas y columnas que se resumen en la tabla 3.8. Como se puede observar en esta tabla, la ecuación 3.11 se cumple para cada uno de los modelos de estudio. El cálculo de la relación de momentos (ecuación 2.51) entre vigas y columnas se muestra en el apéndice D.

Tabla 3.8. Relación de momentos entre vigas y columnas.

MODELO	VIGA	COLUMNA	$\Sigma(M_{pc}^*)$ Ton-m	$\Sigma(1.1R_y M_{pv})$ Ton-m	$\Sigma(M_{pv})$ Ton-m	$\Sigma M_{pc}^* / \Sigma M_{pv}^*$
M3NQ4	W16X40	HSS18"X3/8"	113.23	91.59	6.88	1.14
M3NQ2	W16X40	HSS18"X1/2"	141.19	91.59	6.88	1.43
M5NQ4	W16X57	HSS20"X1/2"	168.96	131.74	10.55	1.18
	W16X40		168.96	91.59	7.33	1.70
M5NQ2	W18X60	HSS20"X5/8"	219.81	154.23	13.14	1.31
	W16X50		219.81	115.43	9.83	1.75
M7NQ4	W18X71	HSS20"X5/8"	224.67	183.18	15.59	1.13

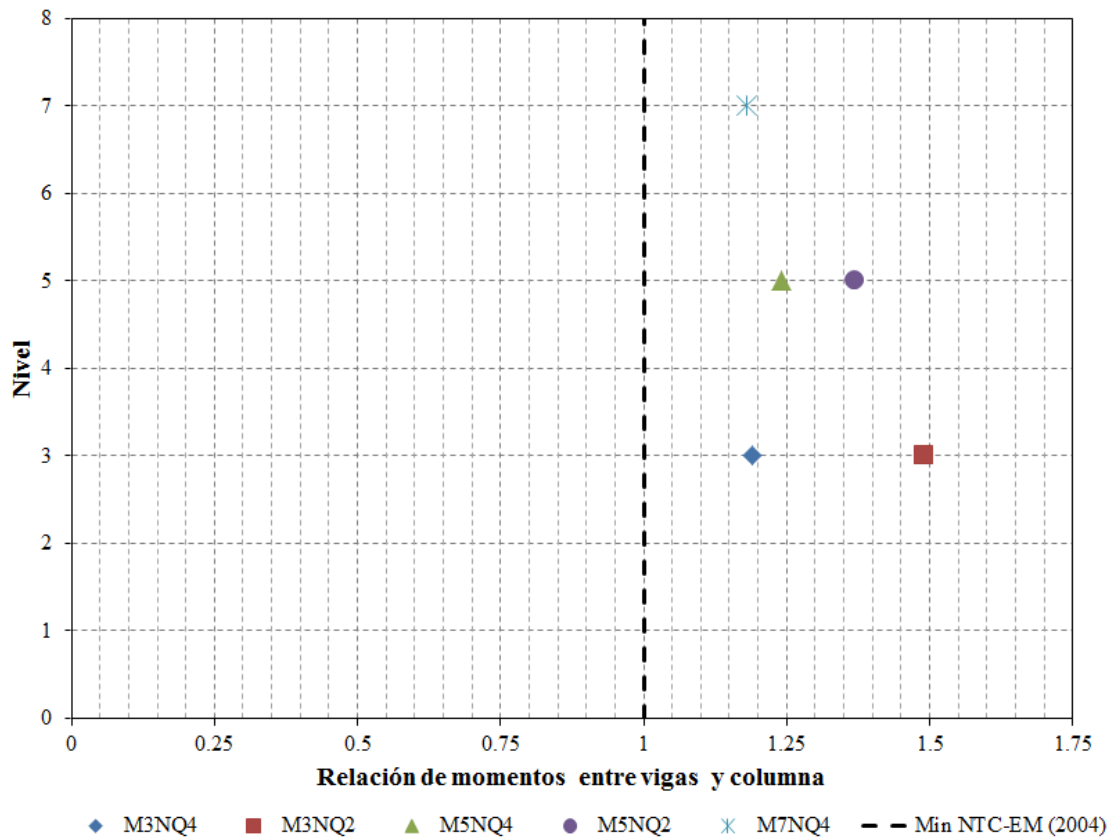


Figura 3.28 Relación de momentos plásticos entre vigas y columnas de marcos estudiados.

### 3.3.6. Revisión de los modelos ante cargas de servicio

Como se ha mencionado, este sistema estructural consta de columnas de acero circulares rellenas de concreto y de vigas de acero, debido al tipo de sistema constructivo de este sistema estructural, el ingeniero estructurista al realizar el diseño estructural, debe garantizar que la estructura con columnas sin relleno de concreto, sea capaz de ser autosoportable. En la mayoría de los casos, el ingeniero propone que no debe realizarse el montaje de la estructura metálica mayor a dos o tres niveles de las losas que aun no han sido coladas, ya que la estructura no es autosoportable. Para este fin se realizó una revisión adicional para verificar que los modelos analizados sólo con secciones de acero (no secciones compuestas) resistieran las cargas de servicio y de construcción. Una vez realizados los análisis y diseños, el resultado fue que efectivamente los sistemas estructurales son capaces de resistir las cargas antes mencionadas. Sin embargo, se sugiere el montaje de la estructura metálica no mayor a dos o tres niveles de las losas que aun no han sido coladas, como lo proponen los ingenieros de la práctica. El diseño de columnas y vigas por cargas de gravedad se muestra en el apéndice C.

### 3.3.7. Cortante de diseño

La tabla 3.9 resume los cortantes de diseño en los análisis elásticos utilizando los espectros de diseño que especifican las NTC-DS (2004) y del Apéndice A de las (NTC-DS, 2004) para los edificios de 3, 5 y 7 niveles.

Tabla 3.9. Cortante de diseño de los modelos de 3, 5 y 7 niveles.

<b>Modelo</b>	<b><math>V_{diseño}</math> (NTC-DS, 2004)</b>	<b><math>V_{diseño}</math> (Apéndice A)</b>
M3NQ2	865.85 ton	905.96 Ton
M3NQ4	467.1 ton	430.68 Ton
M5NQ2	1289.54 ton	1417.55 Ton
M5NQ4	640.22 ton	577.65 Ton
M7NQ4	908.4 ton	802.12 Ton

## CAPÍTULO 4

### 4. ANÁLISIS INELÁSTICOS DE SEGUNDO ORDEN

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos de los análisis inelásticos de segundo orden con carga incremental en los edificios de 3, 5 y 7 niveles diseñados en el capítulo 3 y para los cuales se utilizó el programa OpenSees (2012). La sección transversal de los elementos estructurales se dividió en fibras, a las cuales se asignaron los modelos constitutivos de los materiales componentes. Los modelos constitutivos que se utilizaron en el presente trabajo de investigación fueron ajustados y programados en OpenSees por Denavit y Hajjar (2009) para representar el comportamiento de columnas compuestas. Estos autores adaptaron los modelos constitutivos propuestos por Chan y Mander (1994) para caracterizar el concreto, y por Shen *et al.* (1995) para caracterizar el acero estructural. Para caracterizar el acero estructural de las vigas se utilizó el modelo propuesto por Giuffre, Menegotto y Pinto (1973).

#### 4.1. Análisis con elementos fibra

En el análisis de elementos fibras se supone que los extremos de un elemento estructural están acoplados a una sección transversal, donde esta última se discretiza en un número determinado de fibras y cada una de estas puede poseer propiedades esfuerzo-deformación ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ) diferentes a las demás fibras. Al integrar la respuesta  $\sigma$ - $\varepsilon$  en cada una de las fibras se obtiene la respuesta de cada sección y con éstas se obtiene la respuesta del elemento barra (Perea y León, 2010).

El análisis de elementos fibra debe satisfacer global y localmente las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones (Perea y León, 2010). La siguiente formulación se utiliza en este tipo de análisis.

$$\left. \begin{aligned}
 P &= \sum \sigma_i(\varepsilon_i) a_i \\
 M_x &= \sum_{i=1}^N \sigma_i(\varepsilon_i) y_i a_i & M_y &= \sum_{i=1}^N \sigma_i(\varepsilon_i) x_i a_i \\
 EI_y &= \sum_{i=1}^N E_i x_i^2 a_i = \sum_{i=1}^N \frac{\sigma_i(\varepsilon_i)}{\varepsilon_i} x_i^2 a_i & EI_x &= \sum_{i=1}^N E_i y_i^2 a_i = \sum_{i=1}^N \frac{\sigma_i(\varepsilon_i)}{\varepsilon_i} y_i^2 a_i
 \end{aligned} \right\} \quad (4.1)$$

Dónde:

$P$	fuerzas resultantes en la sección
$M$	momentos resultantes en la sección
$EA$	rigidez axial efectiva
$EI$	rigidez a flexión efectiva
$\sigma$	esfuerzo en la $i$ -ésima fibra
$\varepsilon$	deformación unitaria en la $i$ -ésima fibra
$a$	área en la $i$ -ésima fibra
$x,y$	distancia entre la $i$ -ésima fibra y el eje neutro

Asumir que las secciones planas permanecen planas antes y después de su deformación, simplifica el problema con una distribución lineal en los esfuerzos y las deformaciones unitarias. En base a esta hipótesis se obtienen las resultantes de fuerzas y rigidez mediante integración directa en las fibras de la sección.

El número de fibras necesarias en la sección transversal depende de la precisión deseada, además del caso de carga impuesto. Un caso de flexión biaxial requiere de una malla más refinada que para un caso de carga sencillo como compresión axial concéntrica (Perea y León, 2010).

Algunas de las ventajas del uso del análisis de elementos fibra se comentan a continuación:

- En este tipo de análisis se pueden utilizar secciones con cualquier tipo de configuración, ya sea rectangular, circular, trapezoidal o cualquier configuración compleja.
- No es necesario proporcionar parámetros de análisis como área, inercia, módulo de elasticidad etc., debido a que están implícitos al integrar las fibras de la sección.
- Este análisis permite obtener la respuesta no lineal de cada material que componen la sección transversal a través de los modelos uniaxiales asignados a cada fibra.
- Este tipo de análisis por fibras requiere menos tiempo de cómputo al estimar el comportamiento con mayor precisión.

La figuras 4.1 muestra la discretización de las secciones transversales en fibras para columnas compuestas CCFT y para las vigas de acero.

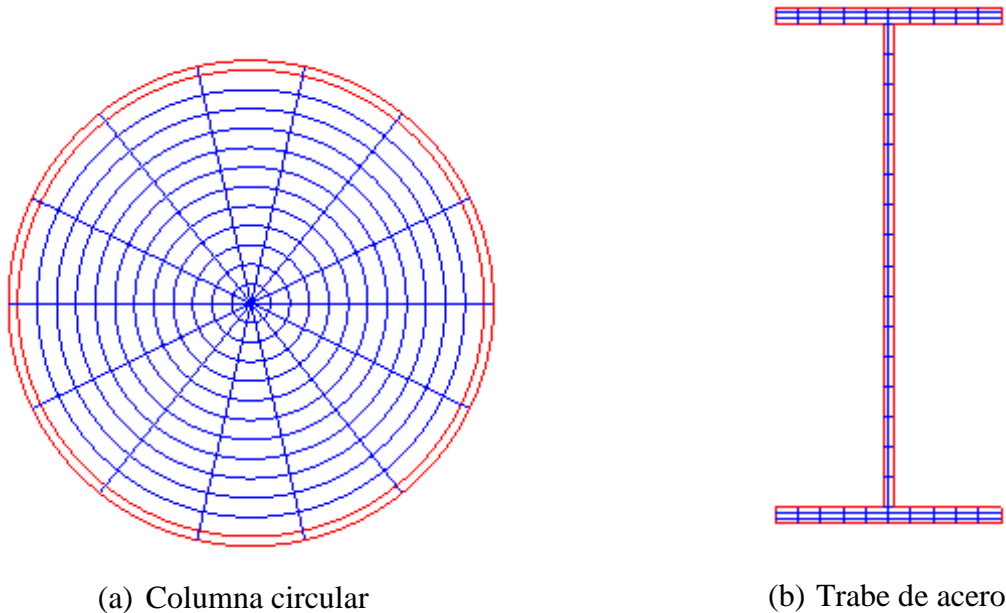


Figura 4.1. Discretización en fibras de las secciones transversales.

## 4.2. Modelado con OpenSees

Los análisis estáticos no lineales ante carga monótona creciente, se realizaron con el programa OpenSees (*Open System for Earthquake Engineering Simulation*, 2012), el cual fue desarrollado por el Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico (*Pacific Earthquake Engineering Research Center*).

Una de las ventajas principales de este programa de código abierto es que los usuarios pueden aportar nuevos módulos (por ejemplo, modelos constitutivos de materiales, elementos de comportamiento no lineal, entre otros). La extensa librería de módulos permite que se puedan realizar simulaciones avanzadas de diversos sistemas estructurales.

Los archivos o datos de entrada deben declararse en un formato TCL (*Tool Command Language*) para poder ser interpretados por el programa OpenSees. La programación en formato TCL es parecida a la utilizada en los lenguajes de programación comerciales, ya que utiliza los controles de estructuras como: for, while, if entre otras.

El programa OpenSees permite realizar análisis estructural mediante fibras, donde la sección transversal de cualquier elemento puede ser dividida en fibras y a cada una ellas asignarles un modelo uniaxial de esfuerzo-deformación ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) que represente de manera realista el comportamiento de cada material que componen la sección.

En OpenSees es posible utilizar elementos que permitan distribuir la plasticidad a lo largo del elemento. El comando para construir este tipo de elementos es: *element forceBeamColumn*. Los elementos utilizados en esta tesis fueron de este tipo.

### 4.3. Modelos constitutivos de los materiales

Los modelos constitutivos esfuerzo-deformación ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ) teóricos de los materiales son calibrados a partir de resultados experimentales, donde los modelos constitutivos uniaxiales (changManderConcrete01 y shenSteel01) para columnas CCFT desarrollados por Denavit y Hajjar (2010) fueron verificados o calibrados con 107 pruebas experimentales (96 ante carga monotónica y 11 ante carga cíclica). La verificación o aceptación del modelo constitutivo depende de la comparación que se realiza entre la respuesta carga-deformación de los resultados experimentales y analíticos. El cálculo de los parámetros para construir los modelos constitutivos del acero y concreto en columnas CCFT se muestra en el apéndice C.

#### 4.3.1. Concreto en columnas compuestas

El modelo constitutivo para el concreto utilizado en este trabajo fue calibrado para columnas compuestas rellenas por Denavit y Hajjar (2010), quienes además lo implementaron en el programa OpenSees (2012). Este modelo constitutivo fue adaptado del trabajo realizado por Chang y Mander (1994).

La figura 4.2 muestra el modelo cíclico esfuerzo deformación para el concreto en columnas CCFT, la cual se obtuvo a través de un programa en Matlab realizado por Denavit. En esta figura se puede observar el incremento en la resistencia a compresión del concreto debido al confinamiento que proporciona el tubo de acero, además se observa una pequeña rama de la respuesta a tensión del concreto. Esta curva esfuerzo deformación fue obtenida para un tubo HSS18X3/8" A500 Gr.B y concreto de relleno de 250 kg/cm<sup>2</sup>.

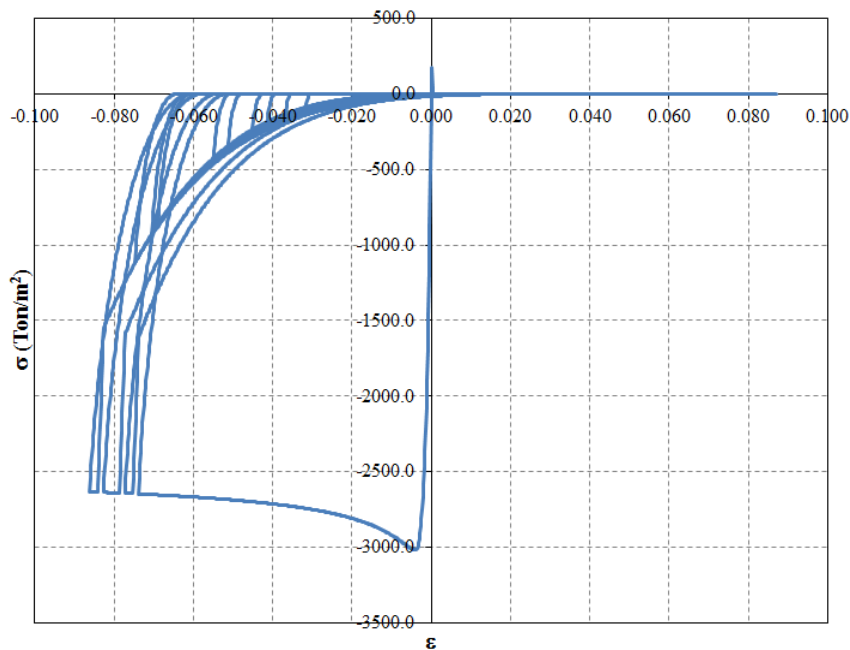


Figura 4.2. Modelo esfuerzo-deformación ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ) para el concreto en columnas CCFT (changManderConcrete01).

### 4.3.2. Acero estructural en columnas compuestas

El modelo constitutivo para el acero estructural en las columnas compuestas aplicado en el presente trabajo fue calibrado por Denavit y Hajjar (2009) y programado en el programa OpenSees. Este modelo constitutivo fue adaptado del trabajo realizado por Shen *et al.* (1995).

La figura 4.3 muestra la curva esfuerzo deformación para el acero ante carga cíclica calibrada por Denavit y Hajjar (2009) y basada en el modelo propuesto por Shen *et al.* (1995). Esta figura ilustra que este modelo presenta degradación de rigidez y resistencia debido a la iniciación del pandeo local en compresión.

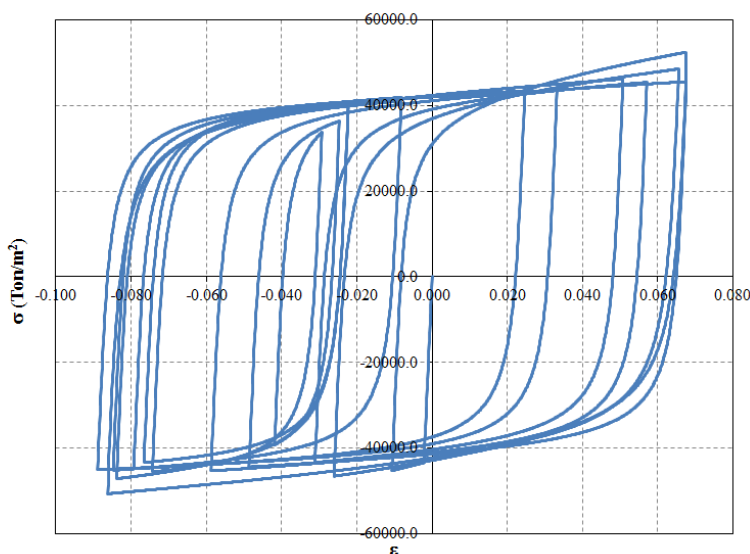


Figura 4.3. Modelo esfuerzo-deformación ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ) para el acero en columnas CCFT (shenSteel01).

### 4.3.3. Acero estructural en vigas no-compuestas

El modelo constitutivo utilizado en las vigas de acero, fue el propuesto por Giuffre, Menegotto y Pinto en 1973 (Mazzoni *et al.* 2006), el cual toma en cuenta el endurecimiento por deformación. Se obtuvo a partir de una serie de pruebas uniaxiales de tensión y compresión para definir el comportamiento del material, bajo tales pruebas se obtuvo la historia de deformaciones ante tensión y compresión.

La figura 4.4 muestra el comportamiento histerético de este modelo utilizado para el acero en vigas de esta investigación. En esta figura se observa que el material presenta endurecimiento por deformación en tensión y compresión.



Por otro lado este modelo constitutivo no puede ser utilizado para modelar el acero estructural en columnas CCFT, debido a que no considera el efecto de pandeo local en el tubo y deformaciones residuales.

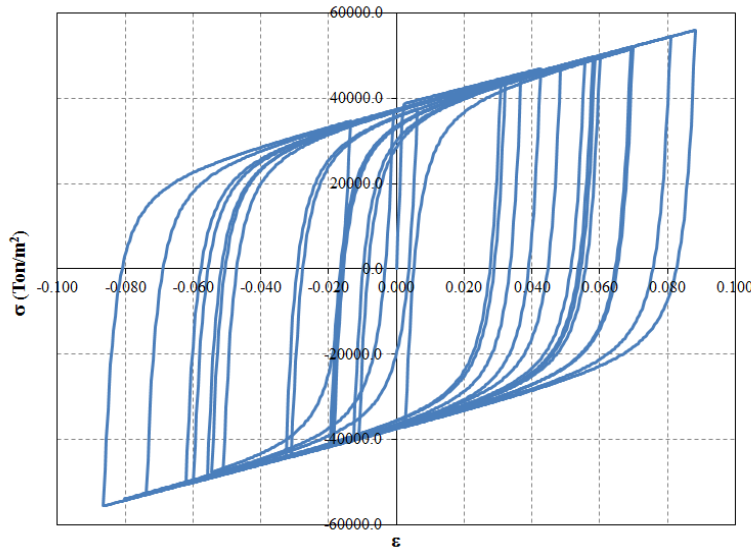


Figura 4.4. Modelo esfuerzo-deformación ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ) para el acero en vigas (Steel02).

#### 4.4. Análisis estáticos no lineales

Se presentan en esta sección los resultados de análisis no lineales ante cargas estáticas monótonas crecientes de los edificios propuestos de 3, 5 y 7 niveles con columnas de sección compuesta. El objetivo de estos análisis es observar el comportamiento inelástico de los modelos en estudio y, a partir de estos, obtener distintos parámetros de comportamiento del sistema (por ejemplo, ductilidad, sobrerresistencia, rigidez global). Asimismo, se verificará que el mecanismo de colapso corresponda a uno de columna fuerte-viga débil.

Cabe mencionar que los análisis de la presente sección consideran:

- No-linealidad geométrica o efectos *P-delta*, es decir, la consideración de los momentos adicionales en las columnas por el efecto de la carga axial sostenida y el cambio geométrico de los elementos y el sistema estructural.
- No linealidad de los materiales, como se discutió en la sección 4.2 de este capítulo, a partir de la consideración de modelos constitutivos *ad hoc*. asignados a las fibras que integran la sección transversal correspondiente. En el caso particular de las columnas compuestas, los efectos del confinamiento en el concreto por el contacto con el tubo de acero, así como el retraso del pandeo local en el tubo de acero por el

contacto con la sección de concreto, fueron incluidos en los modelos constitutivos descritos en la sección 4.3.

- La carga monotónica incremental se asumió con forma triangular invertida para determinar la respuesta bajo el modo de vibración dominante, el primer modo de vibración.

Para los análisis de este trabajo se consideró, en lugar de las resistencias nominales del acero estructural, las resistencias esperadas para considerar el efecto de la sobrerresistencia del material. Los valores esperados de resistencia se obtuvieron amplificando los valores nominales por los factores de sobrerresistencia  $R_y$  y  $R_u$  reportados por Liu *et al.* (2005). Estos factores son resultado de un análisis estadístico de un conjunto de ensayos de probetas de acero principalmente fabricados en Estados Unidos. El número de muestras reportadas en este trabajo es: 645 de A500 Gr. B de HSS circular, 309 de A500 Gr. B de HSS rectangular, y de 6,807 de A572 Gr. 50. Los esfuerzos esperados de fluencia ( $R_y$ ) y último ( $R_u$ ), reportados por Liu *et al.* (2005) y utilizados en los análisis del presente trabajo, se resumen en la tabla 4.1.

Tabla 4.1. Resistencias esperadas para el acero estructural utilizado en los análisis.

Perfil	Acero	Resistencias nominales		Sobrerresistencia		Resistencias esperadas	
		$F_y$	$F_u$	$R_y$	$R_u$	$F_y R_y$	$F_u R_u$
HSS	A500 Gr. B	290 MPa	400 MPa	1.4	1.3	406 MPa	520 MPa
W	A572 Gr. 50	345 MPa	448 MPa	1.1	1.1	380 MPa	493 MPa

Un estudio realizado por Tapia y Tena (2011) acerca de la sobrerresistencia del material encontraron que para acero tipo A572 Gr. 50,  $R_y$  equivale a 1.23. Este resultado fue obtenido a través de 32 certificados (de acero A572 Gr. 50) de los cuales 71.43% eran de procedencia nacional y 28.6% provenientes del extranjero (China y Estados Unidos).

#### 4.4.1. Criterio para la determinación de la distorsión de fluencia y última

El criterio utilizado para definir la distorsión de fluencia de cada uno de los modelos estudiados mediante análisis estáticos no lineales, consistió básicamente en identificar cuando alguno de los elementos (vigas o columnas) habían alcanzado o sobrepasado la rotación de fluencia teórica.

El criterio utilizado para la definición del mecanismo de colapso de cada uno de los modelos estudiados mediante análisis estáticos no lineales, se basa en la capacidad de

rotación teórica del elemento en consideración. El análisis se detuvo cuando la mayoría de las vigas experimentaban demandas de rotación ligeramente superiores a la capacidad de rotación teórica y cuando las columnas presentaban algún grado de rotación inelástica moderada.

#### 4.4.2. Gráficas momento rotación

Con base en los análisis no lineales de los modelos en estudio, se obtuvieron los diagramas momento-rotación de cada elemento estructural: columnas compuestas de perfiles de acero circulares rellenos de concreto y vigas de acero. La capacidad de rotación teórica de los diferentes elementos estructurales se determinó, mediante el cálculo de los diagramas momento-rotación utilizando el programa Opensees (2012), en el cálculo de estos diagramas se consideró la resistencia real de los materiales utilizados para considerar el efecto de sobrerresistencia. La rotación última calculada para cada uno de los elementos estructurales, se obtuvo cuando alguno de los materiales (concreto y acero) que componen la sección compuesta alcanzaba su resistencia última.

A partir de las gráficas momento-rotación teóricas se obtuvieron gráficas momento-rotación idealizadas, en la figura 4.5 y 4.6 se muestra un ejemplo de esta idealización.

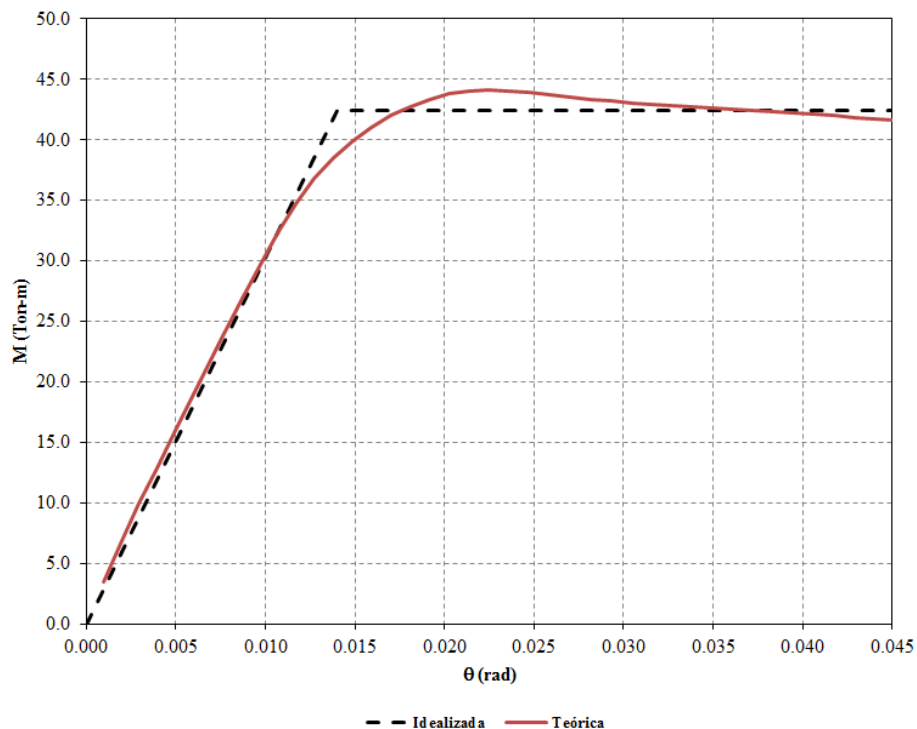


Figura 4.5. Idealización de las curvas momento-rotación en columnas.

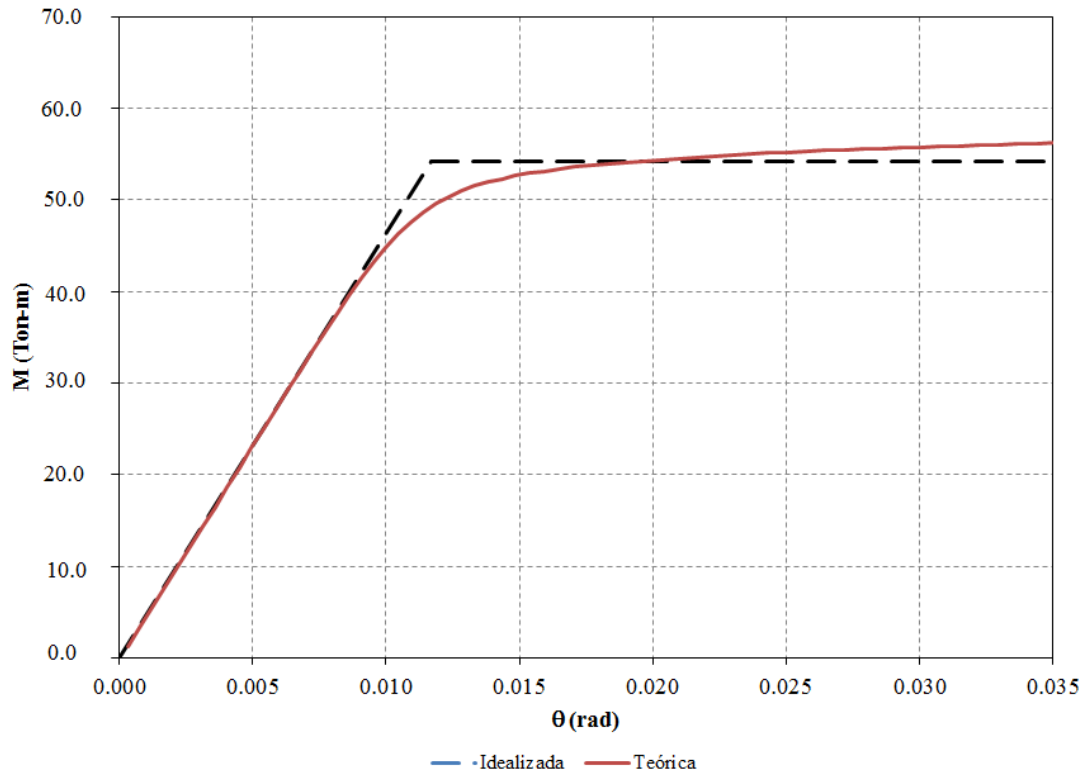


Figura 4.6. Idealización de las curvas momento-rotación en vigas.

En las figuras 4.7 a 4.9 se muestran las curvas momento-rotación idealizadas de las columnas utilizadas, denominando con la letra “A” a los elementos con carga axial alta, con la letra “M” a los que tuvieron carga axial media; por último con la letra “B” a los elementos sujetos a carga axial baja. En la figura 4.10 se muestran las curvas momento-rotación de las vigas para los modelos en estudio.

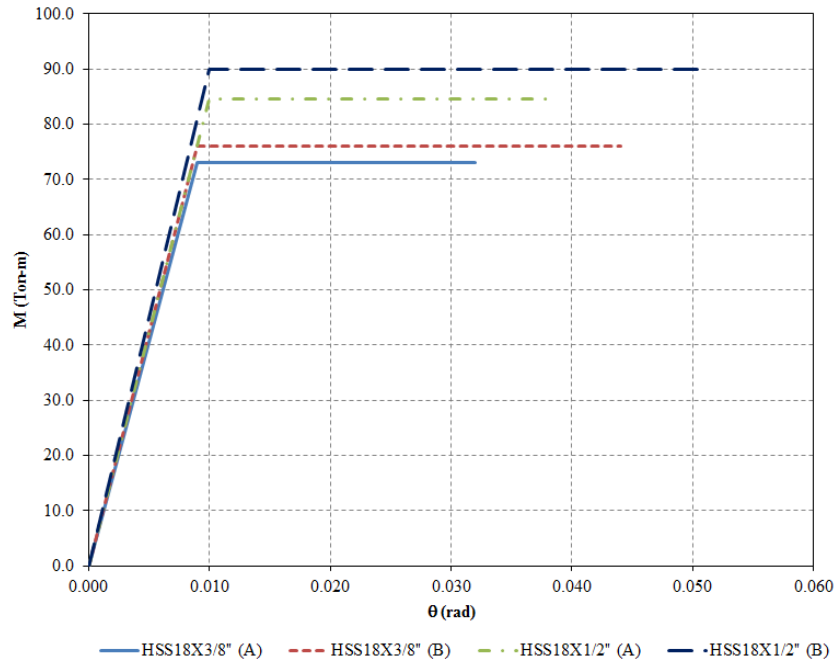


Figura 4.7. Curvas momento-rotación idealizadas en columnas para los modelos M3NQ4 y M3NQ2.

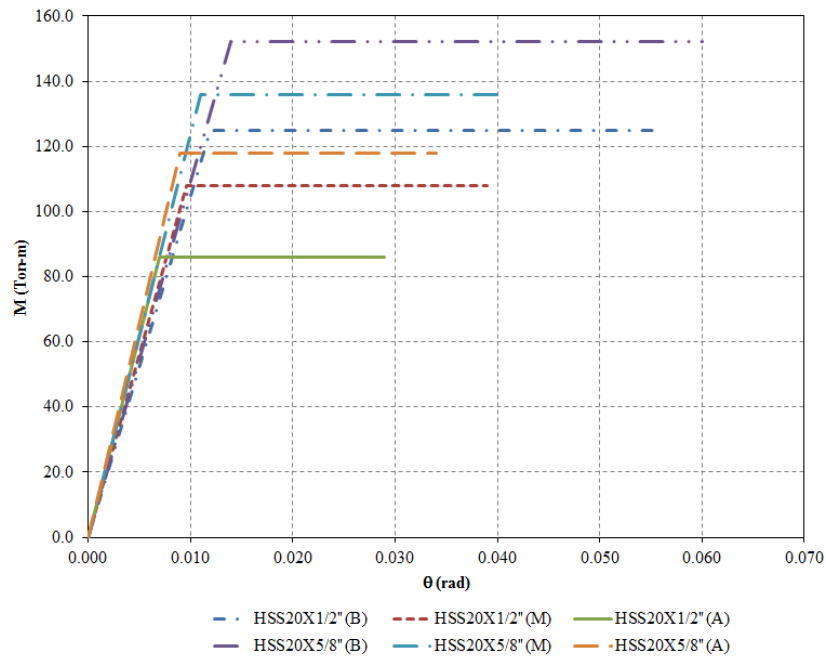


Figura 4.8. Curvas momento-rotación idealizadas en columnas para los modelos M5NQ4 y M5NQ2.

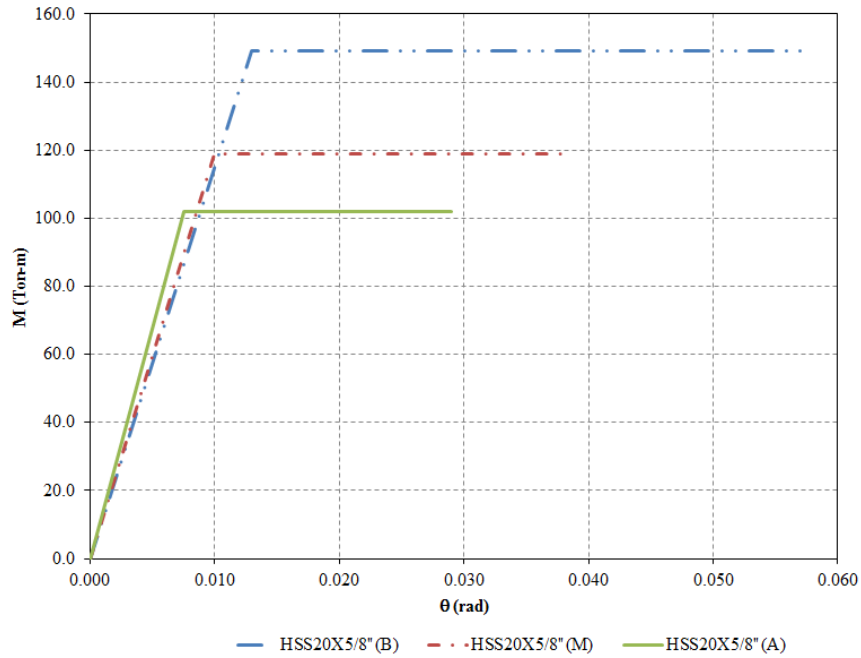


Figura 4.9. Curvas momento-rotación idealizadas en columnas para el modelo M7NQ4.

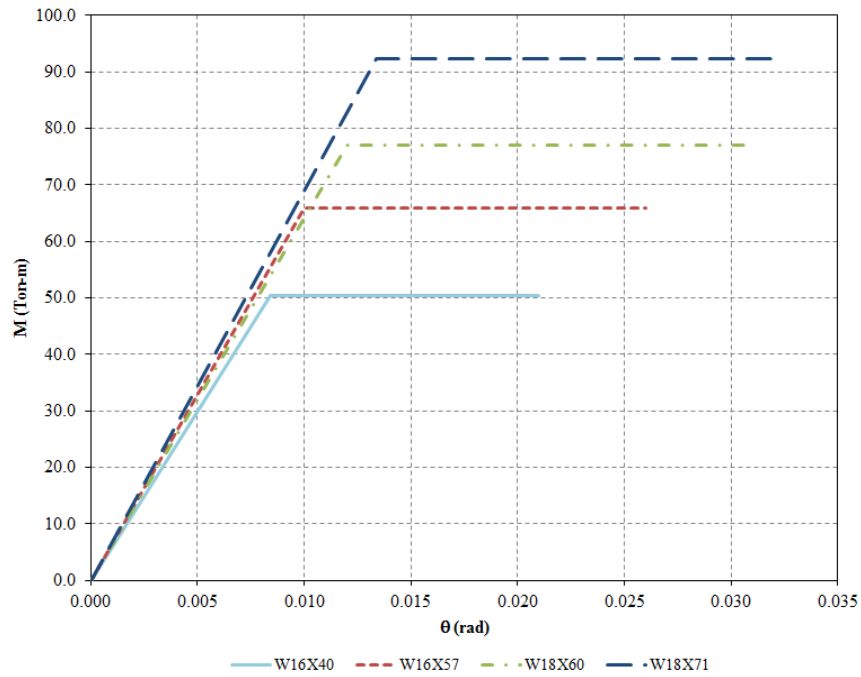


Figura 4.10. Curvas momento-rotación idealizadas en vigas para los modelos de tres, cinco y siete niveles.

### 4.4.3. Curvas de capacidad

A partir de la información obtenida de los análisis inelásticos, se construyeron las curvas de capacidad, o bien, la historia cortante basal vs. distorsión global para los modelos de 3, 5 y 7 niveles. Las curvas de capacidad obtenidas para los 5 modelos de este estudio se muestran en las figuras 4.11 a 4.15.

Estas gráficas muestran adicionalmente lo siguiente:

- Sobre la curva de capacidad, dos puntos circulares que corresponden, el primero, a la ocurrencia de la fluencia y el segundo al desarrollo de un mecanismo de colapso. Las distorsiones de fluencia y última extraídas de los análisis en los 5 marcos de estudio se resumen en la tabla 4.2.

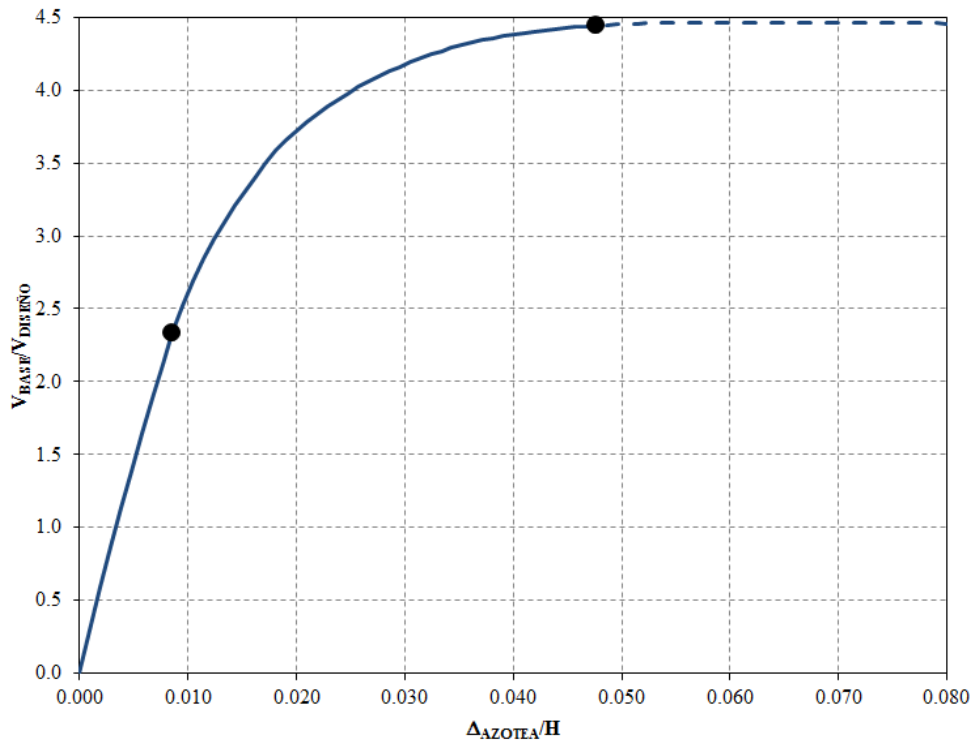


Figura 4.11. Curva cortante distorsión del modelo M3NQ4.

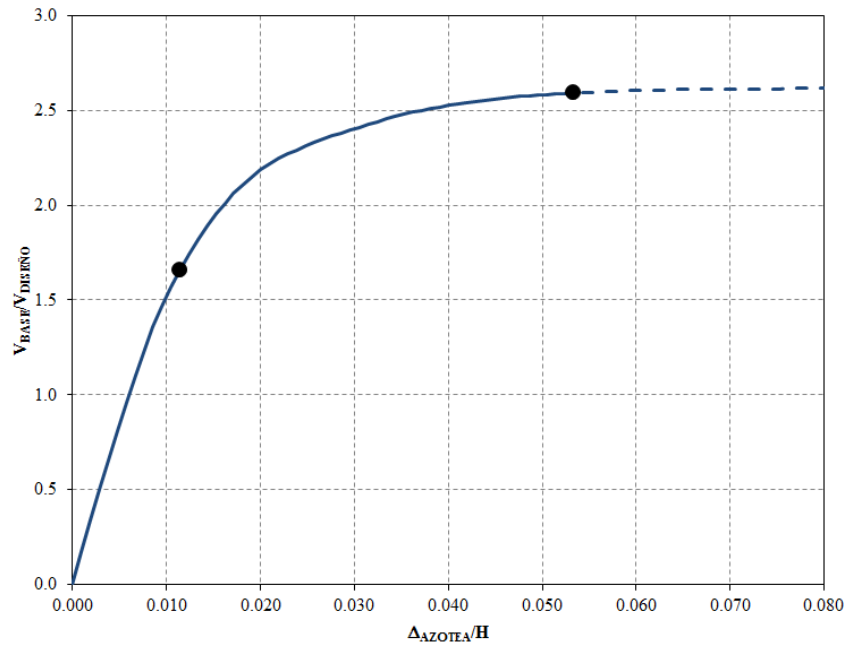


Figura 4.12. Curva cortante distorsión del modelo M3NQ2.

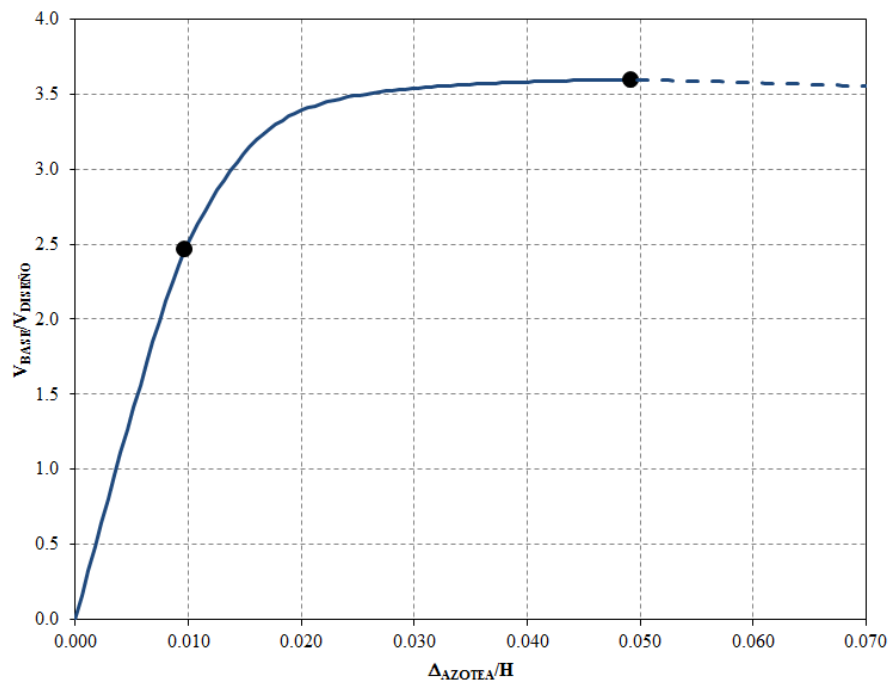


Figura 4.13. Curva cortante distorsión del modelo M5NQ4.



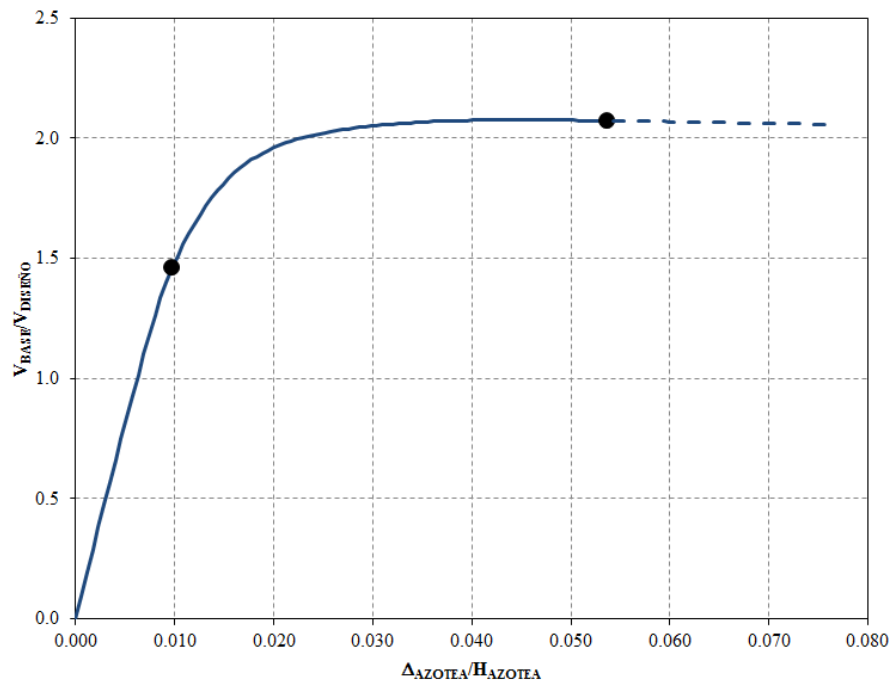


Figura 4.14. Curva cortante distorsión del modelo M5NQ2.

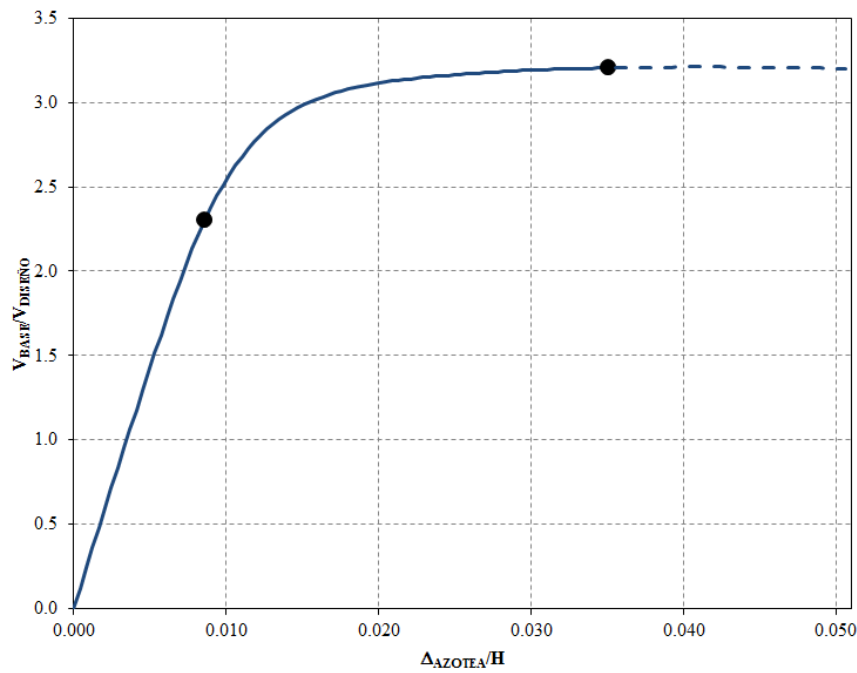


Figura 4.15. Curva cortante distorsión del modelo M7NQ4.

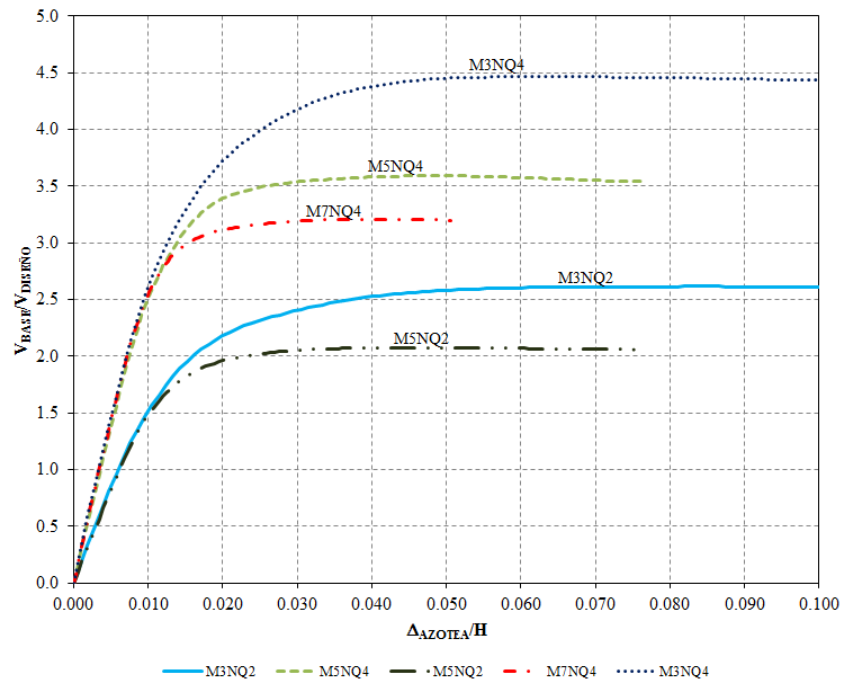


Figura 4.16. Curva de capacidad de los modelos de 3, 5 y 7 niveles.

La figura 4.16 muestra al conjunto de curvas de capacidad obtenidas de los análisis estáticos no lineales.

A partir de las figuras 4.11 a 4.16 se observa que:

- Las curvas de capacidad muestran que los modelos presentan un buen comportamiento, debido a que la resistencia se degrada lentamente.
- Los modelos con menor altura tienen mayor sobrerresistencia. Esto coincide con la curva propuesta en las NTC-DS (2004) y con otras investigaciones como Tapia y Tena (2011).
- Los edificios diseñados con un mismo factor de comportamiento sísmico  $Q$ , presentan una rigidez elástica similar.

A partir de los análisis realizados se obtuvieron las distorsiones de fluencia y última para los diferentes modelos de 3, 5 y 7 niveles, las cuales se resumen en la tabla 4.2. En la cual se observa que las distorsiones de fluencia y últimas para un mismo factor de comportamiento sísmico  $Q$ , fueron muy similares a excepción del modelo M7NQ4.

Tabla 4.2. Distorsiones globales (%) obtenidas del análisis

Modelo	Distorsión de fluencia	Distorsión última
M3NQ4	1.04	4.76
M3NQ2	1.14	5.33
M5NQ4	0.97	4.91
M5NQ2	1.03	5.38
M7NQ4	0.76	3.51

Con base en los resultados obtenidos de los análisis no lineales, las figuras 4.17 a 4.21 muestran las de distorsiones de entrepiso para el punto de fluencia y para el punto último de los modelos en estudio, considerando la sobrerresistencia de los materiales. Estas distorsiones son comparadas con los límites establecidos en el Apéndice A de las NTC-DS (2004), la distorsión de fluencia de 0.004 (restringida para no dañar elementos no estructurales) y la distorsión última de 0.030 para marcos dúctiles y 0.015 para marcos no dúctiles.

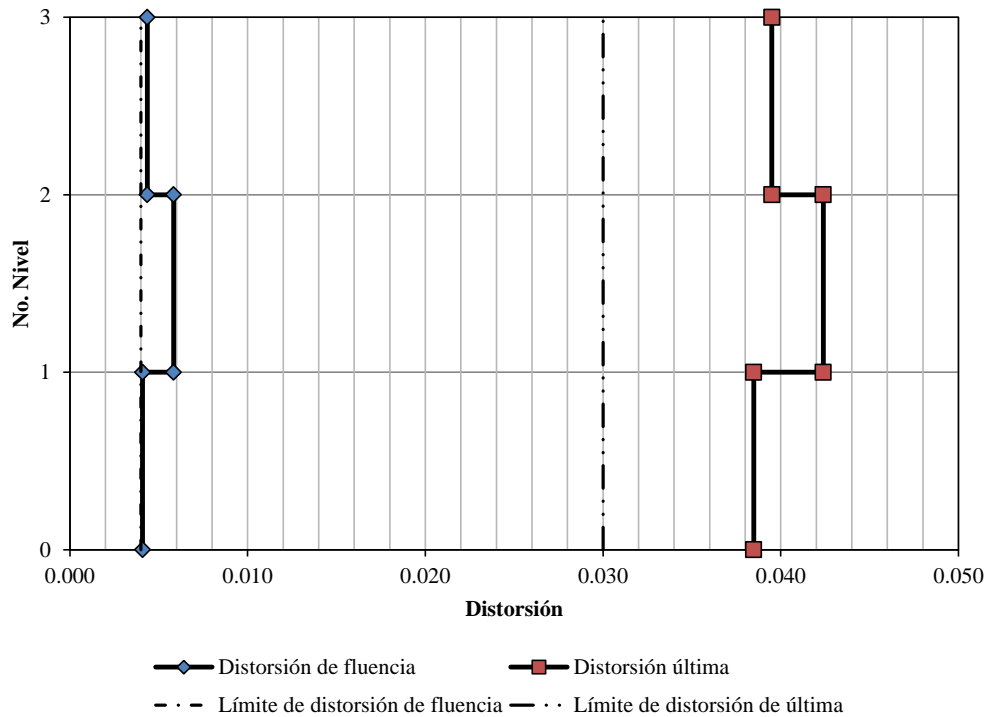


Figura 4.17. Distorsiones de entrepiso para el modelo M3NQ4.

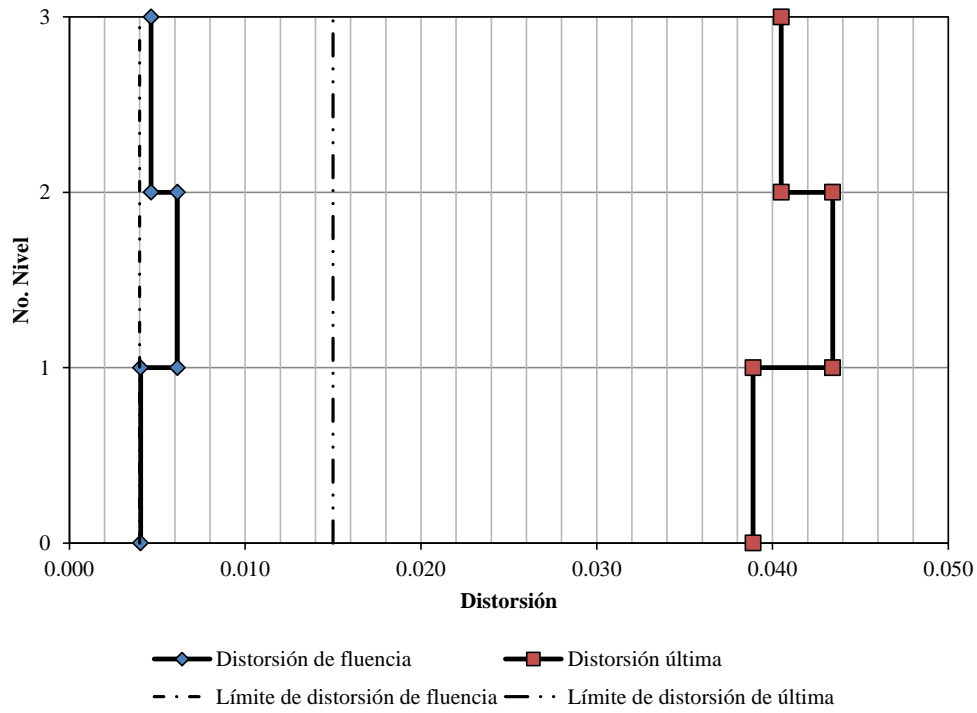


Figura 4.18. Distorsiones de entrepiso para el modelo M3NQ2.

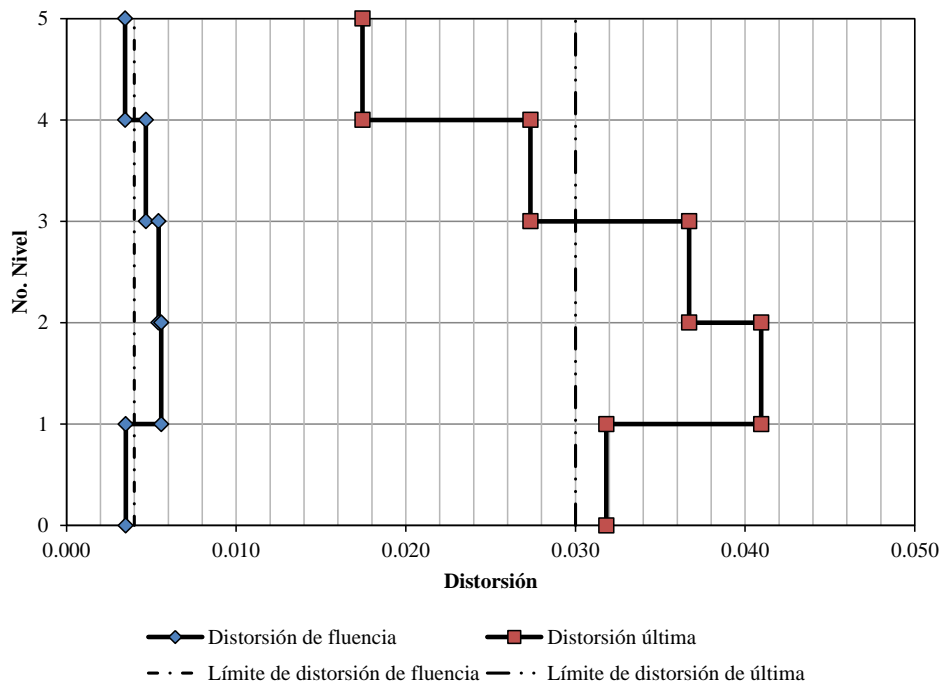


Figura 4.19. Distorsiones de entrepiso para el modelo M5NQ4.

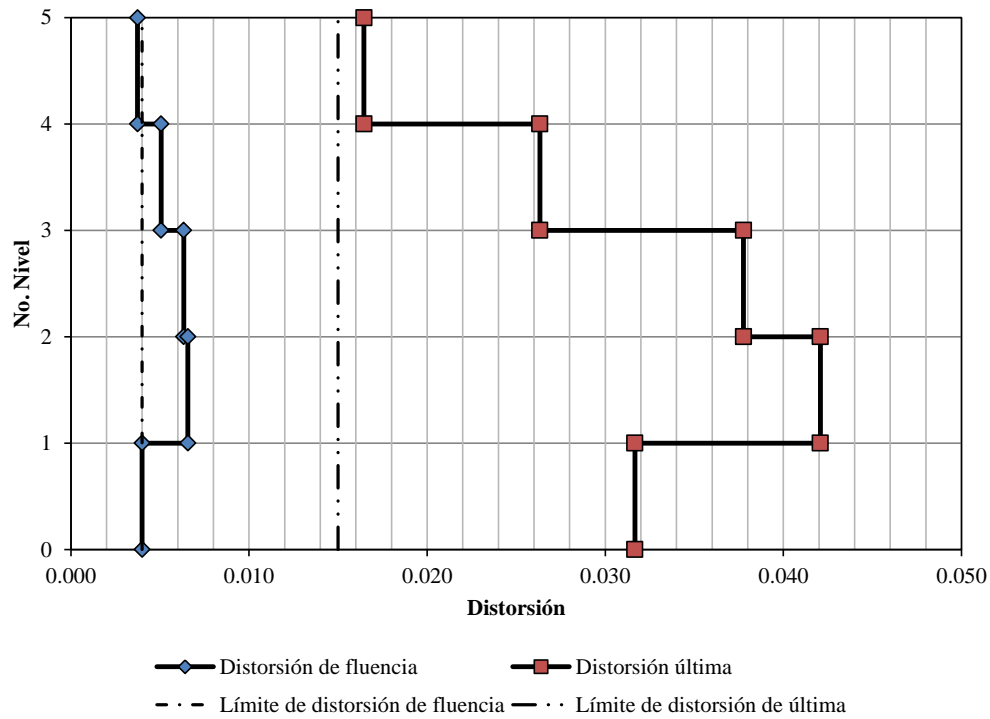


Figura 4.20. Distorsiones de entrepiso para el modelo M5NQ2.

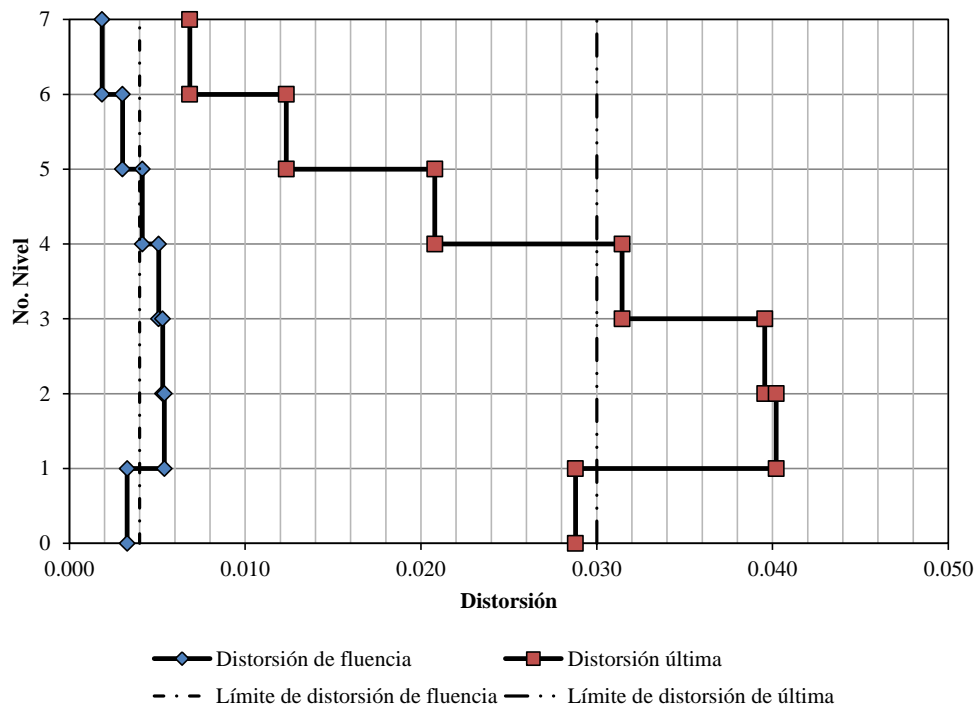


Figura 4.21. Distorsiones de entrepiso para el modelo M7NQ4.

De las figuras de distorsión de entrepiso (figura 4.17 a 4.21) se observa lo siguiente:

- En todos los modelos en estudio se encontró que las distorsiones de fluencia fueron mayores a la que estipula el Apéndice A de las NTC-DS (2004) de 0.004 (restringida para no dañar elementos no estructurales).
- En todos los modelos en estudio se observó que las distorsiones de entrepiso máximas sobrepasaron la distorsión permisible estipulada por el Apéndice A de las NTC-DS (2004).
- Se observó en todos los modelos en estudio que los niveles 2 y 3 presentaron mayor comportamiento inelástico comparado con el resto de los niveles.

#### 4.4.4. Factores de comportamiento sísmico

A partir de la distorsión última y de fluencia (tabla 4.2), se calcularon los factores de comportamiento sísmico,  $Q$ . El factor de comportamiento sísmico  $Q$  se calcula como:

$$Q = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (4.2)$$

Dónde:

$\delta_u$  distorsión de última.

$\delta_y$  distorsión de fluencia.

El factor de reducción de fuerzas sísmicas  $Q'$ , el cual considera el detallado sísmico provisto, se calcula con la siguiente ecuación.

$$Q' = \frac{V_e}{V_y} \quad (4.3)$$

Dónde:

$V_e$  cortante elástico.

$V_y$  cortante de fluencia.

Sin embargo, este factor de reducción de fuerzas sísmicas  $Q'$ , depende principalmente del contenido de frecuencias de la excitación sísmica, periodo, capacidad máxima de deformación plástica y de la capacidad de disipación de energía viscosa de la estructura.

El factor de sobrerresistencia  $R$ , desarrollada por la estructura, se define como la relación entre la resistencia máxima obtenida entre la resistencia de diseño.

$$R = \frac{V_u}{V_d} \quad (4.4)$$

Dónde:

$V_u$  resistencia máxima obtenida.

$V_d$  resistencia de diseño.

Actualmente, las NTC-DS (2004) en su apéndice A permite reducir el espectro de diseño elástico a uno inelástico mediante el factor de reducción de fuerzas sísmicas  $Q'$  y el factor de reducción por sobrerresistencia  $R$ , donde este último no está justificado para sistemas estructurales compuestos y más a un la expresión propuesta fue obtenida a partir de pocos estudios de marcos de concreto reforzado bidimensionales (Tena y Correa, 2008).

La figura 4.22 muestra esquemáticamente a los factores de comportamiento sísmico.

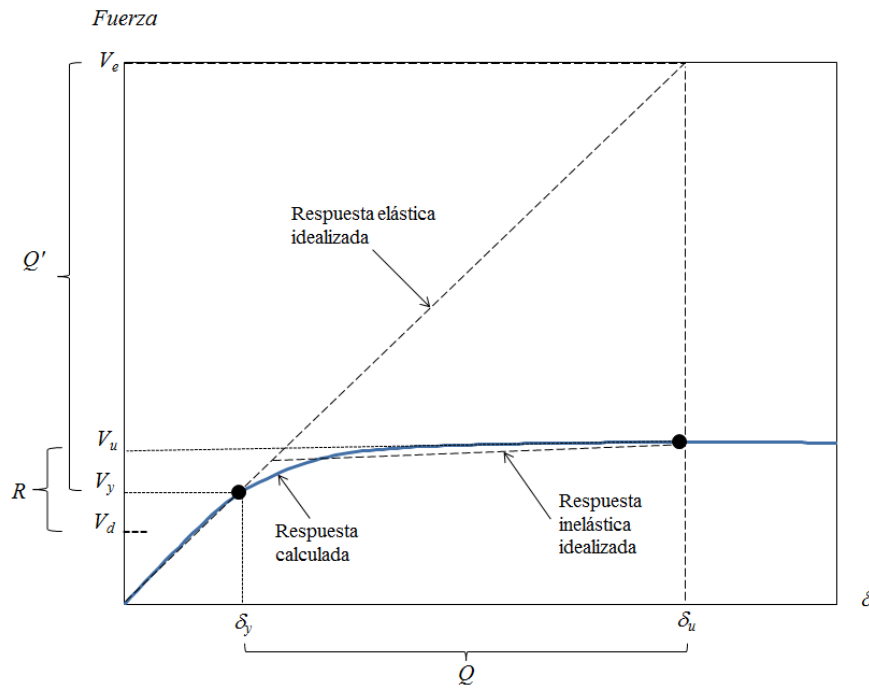


Figura 4.22. Representación de los factores de comportamiento sísmico  $Q$ ,  $Q'$  y  $R$ .

A partir de los resultados obtenidos de los análisis estáticos no lineales y en base a las ecuaciones descritas previamente, se obtuvieron los factores de comportamiento sísmico para los edificios de 3, 5 y 7 niveles, los cuales se muestran en la tabla 4.3. En esta tabla se puede observar que los modelos en estudio desarrollaron una ductilidad mayor para la cual fueron diseñados, además de desarrollar sobrerresistencias considerables.

Tabla 4.3. Factores de comportamiento sísmico

Modelo	Q	Q'	R
M3NQ4	4.54	4.54	4.46
M3NQ2	4.66	4.66	2.61
M5NQ4	5.05	5.05	3.59
M5NQ2	5.37	5.37	2.07
M7NQ4	4.64	4.64	3.21

Las figuras 4.23 y 4.24 muestran al factor de comportamiento sísmico  $Q$  y al factor de reducción de fuerzas sísmicas  $Q'$ , respectivamente, en estas gráficas se observa que estos factores disminuyen con la altura de los edificios, así como se reporta en Tapia y Tena (2011).

Las figuras 4.25 y 4.26 ilustran el factor de reducción de fuerzas sísmicas  $R$ , en las cuales se observa una reducción significativa de este factor conforme se incrementa la altura de los edificios. Además, se observa que la propuesta dada por las NTC-DS (2004) en su Apéndice A resulta más razonable para los marcos diseñados con  $Q=2$  que para los diseñados con  $Q=4$ .

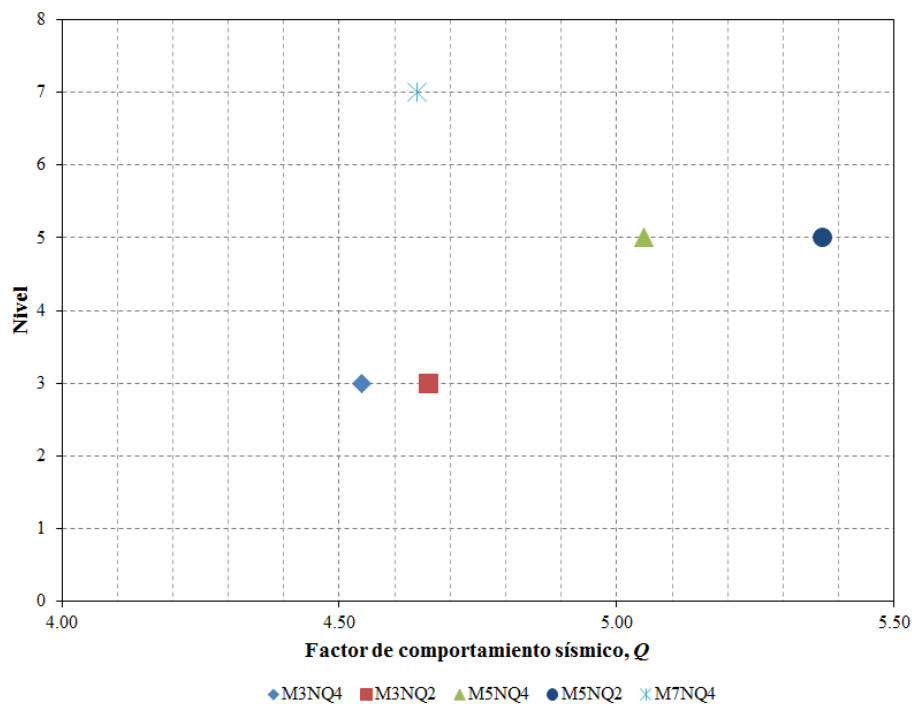


Figura 4.23. Factor de comportamiento sísmico  $Q$  respecto al número de niveles.



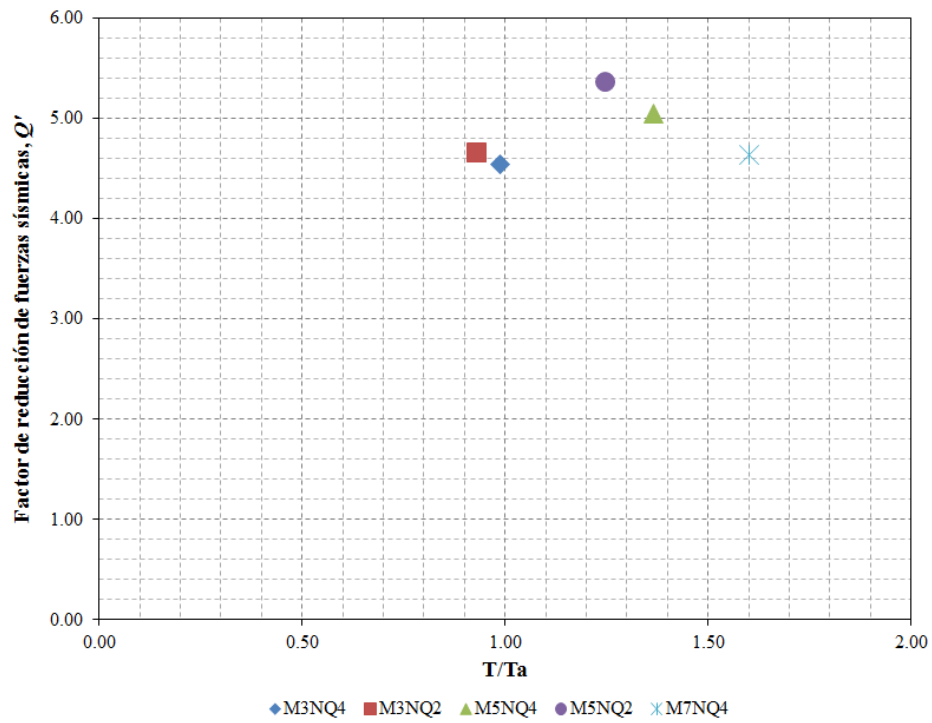


Figura 4.24. Factor de reducción de fuerzas sísmicas  $Q'$  respecto a  $T/T_a$ .

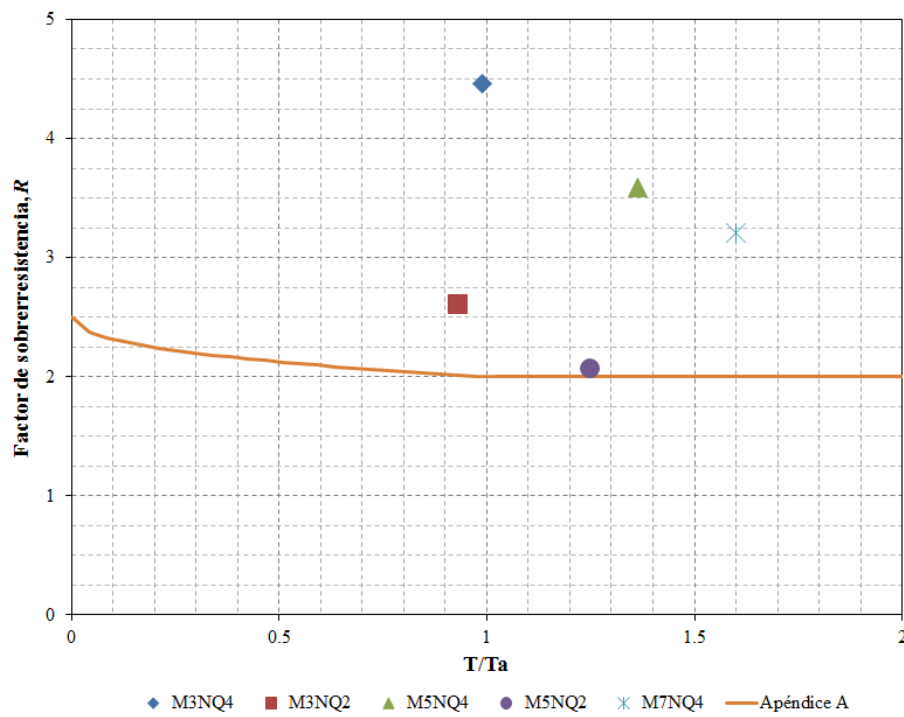


Figura 4.25. Factor de sobrerresistencia  $R$  respecto a  $T/T_a$ .

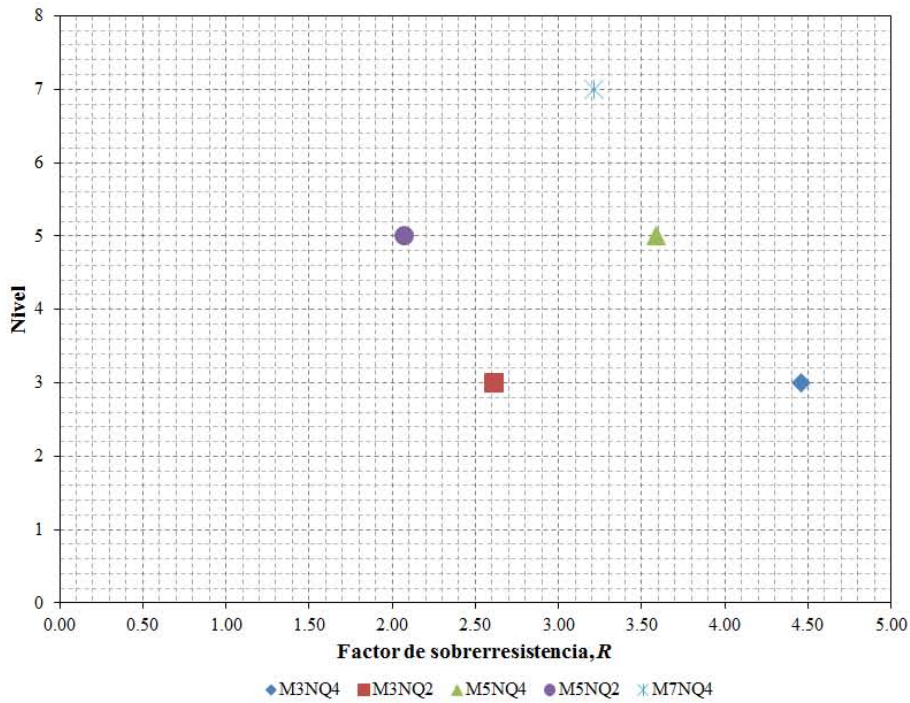


Figura 4.26. Factor de sobrerresistencia  $R$ , respecto al número de niveles.

#### 4.4.5. Mecanismos de colapso

Al comparar las rotaciones en los elementos estructurales, con respecto a las de fluencia y últimas, se determinó en cuales elementos se estaba presentando una articulación plástica ante la carga monótonica creciente. Cuando algún elemento estructural alcanzó la rotación de fluencia se determinó la distorsión de fluencia en la estructura, y al formarse articulaciones plásticas en varios elementos en el más alto nivel de  $RP$  (ec. 4.5), se presentó un mecanismo y con base al nivel de daño en la estructura se obtuvo el mecanismo que producía el colapso.

Las figuras 4.27 y 4.28 muestran los mapeos de rotaciones plásticas acumuladas asociados a los mecanismos de colapso para los modelos M3NQ4 y M3NQ2, respectivamente. En estas figuras se puede observar que los modelos desarrollan un mecanismo de viga débil - columna fuerte; asimismo, se observa que el modelo M3NQ2 presentó mayores demandas inelásticas con respecto al modelo M3NQ4. Estas figuras muestran mapeos de rotaciones plásticas acumuladas de los elementos estructurales que han sobrepasado la rotación de fluencia. El término de rotación plástica acumulada se define con la siguiente ecuación:

$$RP = \frac{\theta - \theta_y}{\theta_u - \theta_y} \quad (4.5)$$

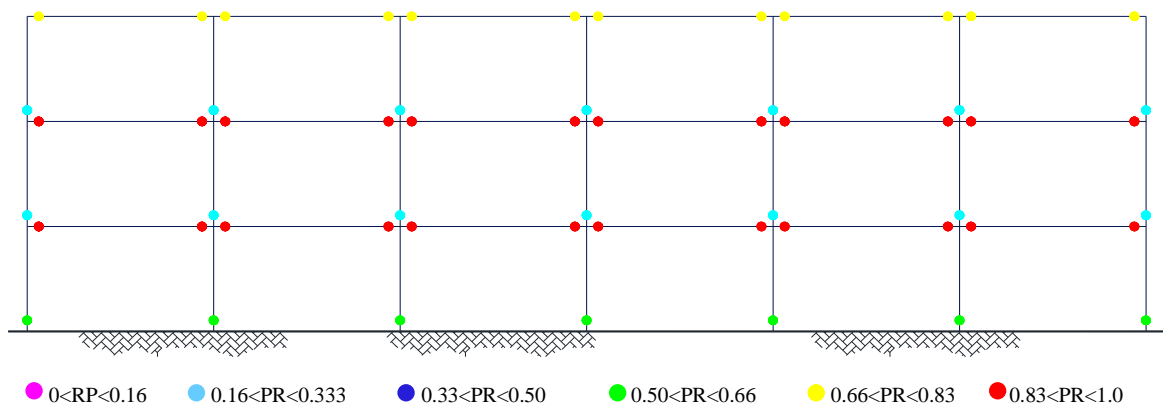


Figura 4.27. Mecanismo de colapso para el modelo M3NQ4.

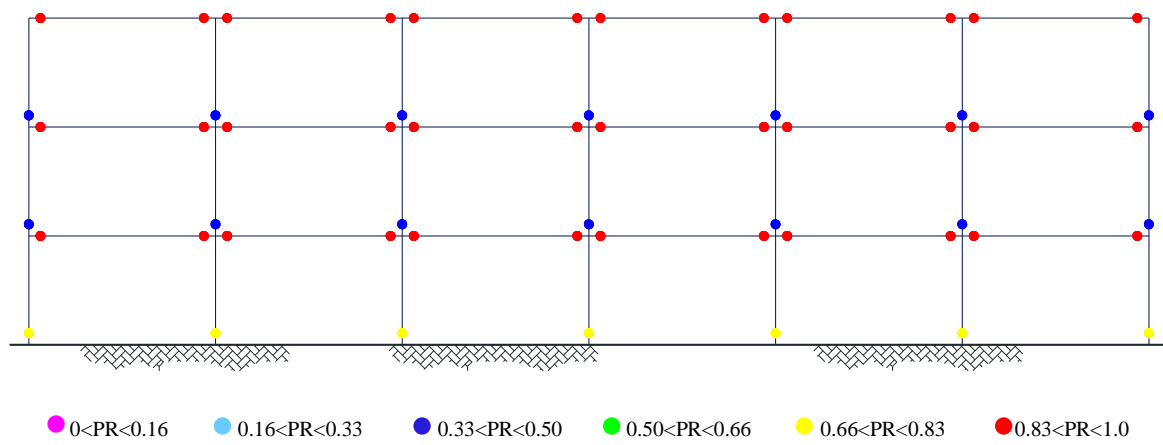


Figura 4.28. Mecanismo de colapso del modelo M3NQ2.

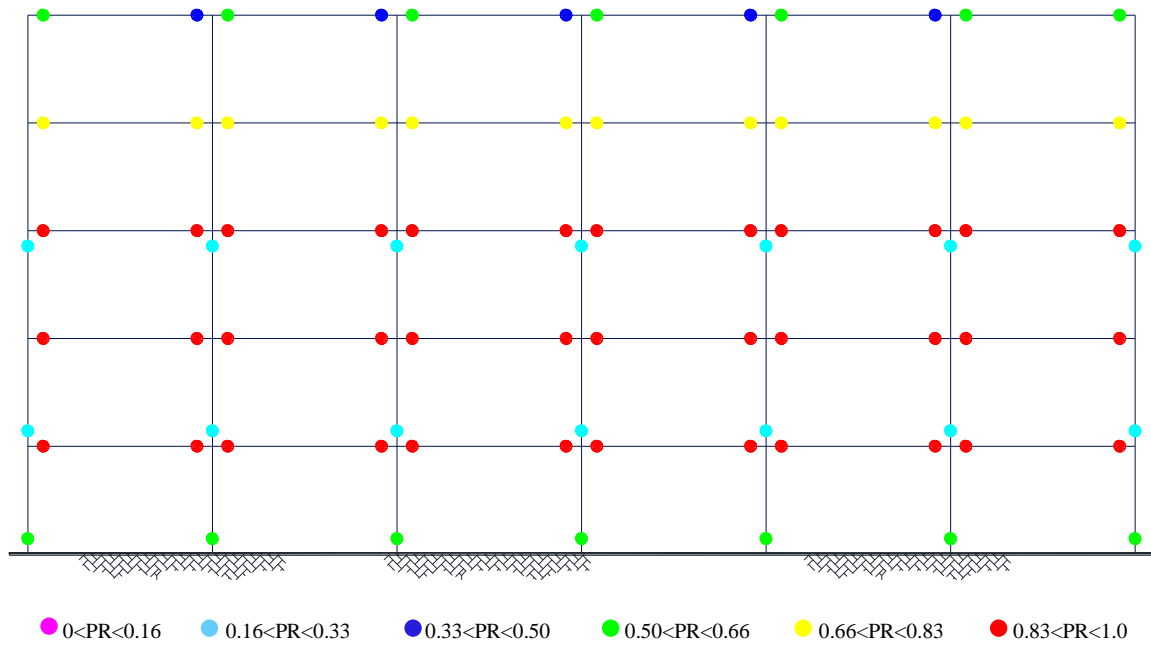


Figura 4.29. Mecanismo de colapso para el modelo M5NQ4.

Las figuras 4.29 y 4.30 muestran el mecanismo de colapso para los modelos M5NQ4 y M5NQ2, respectivamente. En estas figuras se observa que las mayores demandas inelásticas se presentaron en las vigas, además, los modelos desarrollaron mecanismos de viga débil – columna fuerte. El modelo M5NQ2 presentó ligeramente mayores demandas inelásticas respecto al modelo M5NQ4.

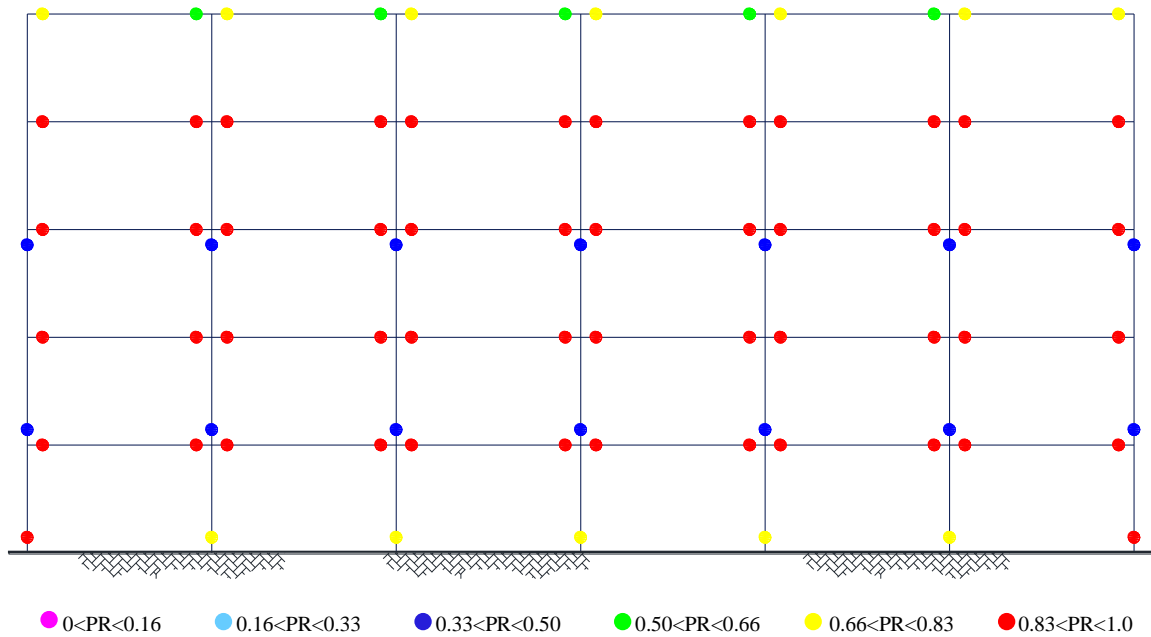


Figura 4.30. Mecanismo de colapso del modelo M5NQ2.

La figura 4.31 muestra el mecanismo de colapso para el modelo M7NQ4. En esta figura se observa que las mayores demandas inelásticas se presentaron en las vigas, sin embargo, columnas de pisos intermedios así como en la base presentaron demandas inelásticas de intensidad moderada. Además, esta figura muestra que el modelo desarrolla un mecanismo de viga débil – columna fuerte.

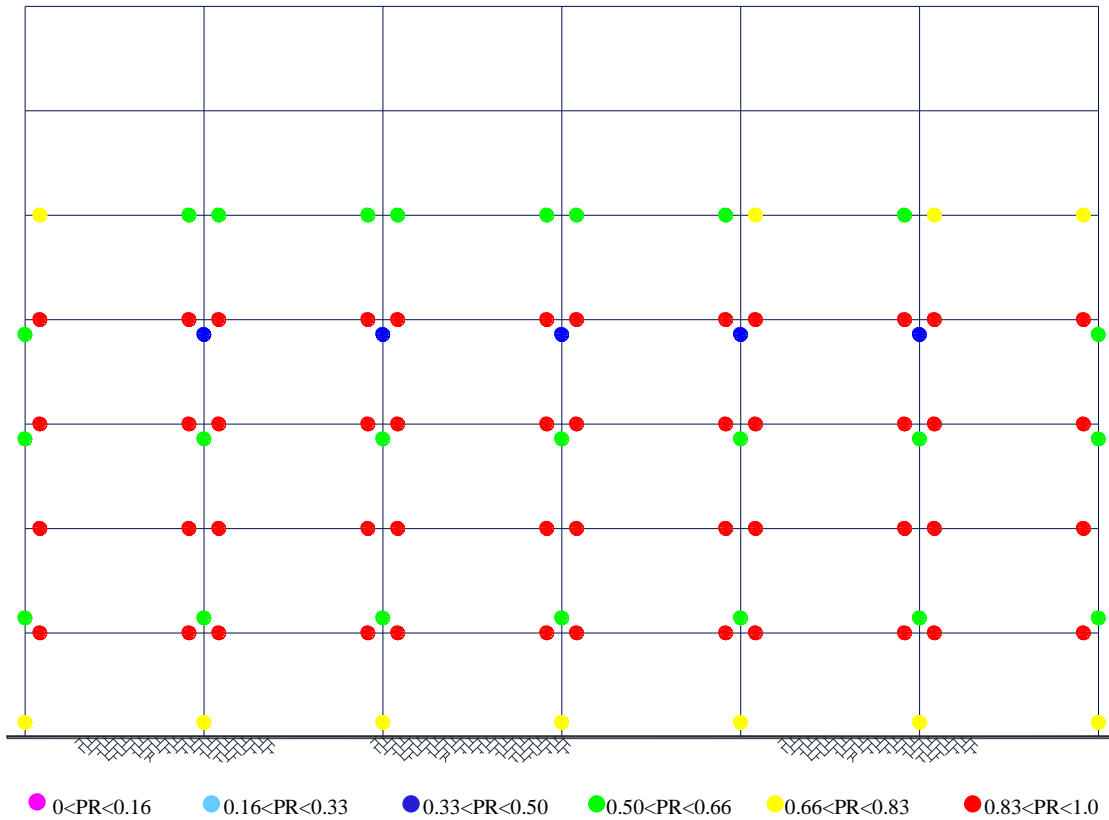


Figura 4.31. Mecanismo de colapso del modelo M7NQ4.

## CAPÍTULO 5

### 5. CONCLUSIONES

En esta investigación se estudió el comportamiento de estructuras con base en marcos resistentes a momento con columnas circulares rellenas de concreto (CCFT) y vigas de acero, empleando análisis estáticos no lineales de segundo orden.

Inicialmente se presentó un resumen sobre el estado del conocimiento en columnas compuestas rellenas a partir de investigaciones analíticas y experimentales disponibles en la literatura, así como de las especificaciones en México, Estados Unidos y Europa referente al análisis y diseño de elementos compuestos rellenos.

Enseguida, mediante análisis elásticos de segundo orden, se diseñaron edificios regulares de 3, 5 y 7 niveles ubicados en la zona del lago del Distrito Federal (Zona IIIb), los cuales fueron estructurados por marcos resistentes a momento en ambas direcciones con vigas de acero estructural y columnas compuestas rellenas. Los edificios estudiados se diseñaron para factores de comportamiento sísmico  $Q$  iguales a 2 y 4; el edificio de 7 niveles sólo se diseñó para  $Q$  igual 4 debido a la limitación del perfil HSS comercial de mayor diámetro.

Para calcular los desplazamientos y las distorsiones de los entrepisos se efectuaron los análisis elásticos con dos criterios diferentes en el valor de la rigidez efectiva a flexión para las columnas compuestas ( $EI_{eff}$ ). El primero de ellos consistió en la utilización de la sección transformada no-agrietada, como se obtendría directamente empleando el módulo de secciones (*section designer*) precargado en el programa comercial empleado (Etabs v9.5); este criterio es muy utilizado en los despachos de diseño en México. El segundo consistió en la utilización de una sección compuesta efectiva como se especifica en el Eurocódigo (EC4, 2004) para análisis elásticos de segundo orden; la ecuación propuesta para este criterio fue obtenida a través del análisis estadístico de datos de ensayos experimentales de columnas en flexocompresión, y calibrado para considerar el agrietamiento y el efecto de las cargas sostenidas en el componente del concreto (EC4, 2004).

Con base en los resultados obtenidos de los análisis elásticos de segundo orden efectuados en el presente trabajo, se concluye lo siguiente:

- (1) Debido a la consideración de la inercia gruesa de la sección de concreto, el criterio de la sección transformada no-agrietada considera columnas compuestas con valores mayores de rigidez efectiva a flexión y, consecuentemente, menores desplazamientos y distorsiones a los alcanzados respecto a la ecuación de rigidez propuesta en el EC4 (2004). Los análisis inelásticos mostraron que los desplazamientos elásticos correspondientes al cortante de diseño son mejor estimados con la rigidez efectiva del Eurocódigo, y no con la hipótesis de la sección transformada no-agrietada.
- (2) Los cocientes demanda-capacidad para columnas compuestas rellenas sujetas a la combinación de compresión axial más flexión biaxial fueron obtenidos con las ecuaciones de interacción de las NTC-EM (2004) y del AISC (2005). Las columnas fueron diseñadas para que, con todas las combinaciones de carga, los

cocientes demanda-capacidad fueran menor a la unidad. Las ecuaciones de interacción de las NTC-EM (2004) proporcionaron valores muy conservadores debido a su incapacidad de considerar la resistencia nominal del elemento compuesto sujeto a compresión y flexión combinada. Para evaluar la resistencia de columnas compuestas, incluyendo su reducción por estabilidad para diferentes combinaciones de carga axial ( $P$ ) y momento ( $M$ ), se recomienda el empleo del método simplificado del AISC (2010); este método es simple para emplearse en la práctica profesional, y proporciona elementos adecuadamente diseñados.

- (3) Con base en un diseño por desplazamientos y resistencia de los edificios estudiados, se determinó el cociente de resistencia a momento de columnas a vigas en cada nodo para evaluar si es posible el desarrollo de un mecanismo plástico deseable columna fuerte – viga débil. Para los marcos compuestos diseñados en este trabajo, incluso para los marcos diseñados para ductilidad limitada ( $Q=2$ ), resultaron cocientes con valores mayores a 1.18. Como se establece en la norma sísmicas AISC 341 (2010) para marcos compuestos especiales, este cálculo incluye el momento adicional que produce el cortante en la viga en la zona de la articulación plástica esperada, así como la sobrerresistencia del material en la viga; por su parte para la columna, se considera la resistencia nominal del material y el efecto de la carga axial,  $P$ , en la columna.

Finalmente, se evaluó el comportamiento sísmico de los edificios estudiados mediante análisis inelásticos de segundo orden bajo carga estática incremental, utilizando el programa de análisis no-lineal de acceso libre OpenSees (2012). Los marcos fueron modelados para considerar los efectos no lineales del material a través de robustos modelos constitutivos (con valores esperados) reportados en la literatura y calibrados con pruebas experimentales y simulaciones analíticas para representar el comportamiento real de los materiales trabajando en acción compuesta (por ejemplo, el confinamiento y agrietamiento del concreto, y el pandeo local y esfuerzos residuales del acero estructural). Los efectos no lineales geométricos ( $P-\Delta$ ,  $P-\delta$ ) fueron igualmente incluidos a partir de transformaciones geométricas implementadas en el programa OpenSees.

Dentro de los resultados procesados en los análisis inelásticos de los marcos estudiados se encuentran:

- Curva cortante-distorsión global para los modelos en estudio.
- Distorsiones globales (distorsión de fluencia  $\delta_f$  y distorsión última  $\delta_u$ ).
- Distorsiones de entrepiso en el punto último y en el punto de fluencia para los modelos en estudio.
- Mecanismos de colapso.
- Factor de comportamiento sísmico  $Q$ .
- Factor de reducción de fuerzas sísmicas  $Q'$ .
- Factor de reducción por sobrerresistencia  $R$ .

Con base en los resultados obtenidos de los análisis inelásticos de segundo orden, se concluye lo siguiente:

- (1) Los análisis inelásticos confirmaron que el criterio de rigidez que propone el Eurocódigo EC-4 (2004) es más adecuado para el cálculo de los desplazamientos y distorsiones en los análisis elásticos. El criterio de la sección transformada no agrietada, como el que se obtiene de la aplicación directa del módulo section designer del Etabs, proporciona valores excesivos de la rigidez efectiva de las columnas compuestas y, por lo tanto, los desplazamientos y distorsiones terminan siendo subestimados, resultando en una condición de diseño insatisfactorio.
- (1) A partir de las gráficas de distorsión de entrepiso, se observó que los límites de distorsión asociado a la revisión del estado límite de servicio y al estado límite de colapso propuesto en el Apéndice A de las NTC-DS (2004), cubren de manera adecuada las distorsiones de entrepiso obtenidas mediante análisis estáticos no lineales.
- (2) Todos los edificios analizados y diseñados en este estudio cumplieron satisfactoriamente el concepto de columna fuerte-viga débil al presentarse el mayor comportamiento inelástico en las vigas y en la base de las columnas.
- (3) Se encontró un pequeño incremento en el factor de comportamiento sísmico  $Q$  y en el factor de reducción de fuerzas sísmicas  $Q'$ , al incrementar el periodo estructural o el número de niveles.
- (4) La ductilidad desarrollada por los edificios de este estudio fue siempre mayor con respecto a la que fueron diseñados. En especial, los marcos diseñados con ductilidad limitada ( $Q=2$ ) desarrollaron una ductilidad alta debido al no considerar la falla de la conexión y algunos otros factores que reflejarían una menor ductilidad de estos marcos.
- (5) Se observó que, la sobrerresistencia desarrollada por los edificios decrece significativamente conforme se incrementa la altura del edificio.
- (6) El factor de sobrerresistencia,  $R$ , propuesto por el Apéndice A de las NTC-DS (2004) resultó mas razonable para los marcos diseñados con  $Q=2$  que para los diseñados con  $Q=4$ .
- (7) La relación entre los momentos de las vigas y columnas en el nudo que proponen las especificaciones de las NTC-EM (2004) y el AISC 341 (2010) parecen adecuados. Los modelos estudiados mostraron que todos ellos desarrollaron un mecanismo deseable de columna fuerte - viga débil, incluso en aquellos marcos con la menor relación de momentos de alrededor de 1.18. Para confirmar lo anterior, mayor investigación será necesaria para evaluar mecanismos de marcos compuestos con relaciones de momentos columna CFT - viga de acero entre 1 a 1.18.
- (8) A partir de la limitante del perfil HSS comercial de mayor diámetro y espesor disponible en el mercado a la fecha (HSS20x5/8), se obtuvo que los marcos momento resistente diseñados con ductilidad alta ( $Q=4$ ) pueden alcanzar una altura no mayor a 7 niveles y hasta 5 niveles para los marcos momento resistente diseñados con ductilidad limitada ( $Q=2$ ), y utilizando relleno de concreto con una resistencia de  $350 \text{ kg/cm}^2$  y  $250 \text{ kg/cm}^2$ , respectivamente; esto para la elevación, configuración en planta, y sitio considerado en esta investigación. Para lograr mayores alturas, será necesario adicionar



elementos que proporcionen rigidez lateral (por ejemplo, contravientos o muros), o bien, utilizar otro tipo de perfiles de acero de mayores dimensiones (por ejemplo, sección cajón de 4 placas, sección tubular con placa soldada en espiral, etc.).

Para aumentar el conocimiento sobre el comportamiento de marcos con columnas compuestas rellenas y se validen varias de las conclusiones que presenta este trabajo, se sugiere que trabajos futuros se enfoquen en:

- (1) Realizar análisis dinámicos no-lineales paso-a-paso y análisis dinámicos incrementales (IDA) utilizando registros de sismos intensos para verificar los resultados obtenidos con los análisis estáticos de este trabajo.
- (2) Análisis de marcos compuestos con otras configuraciones de columnas rellenas como, por ejemplo, columnas armadas en sección cajón, columnas tubulares soldadas en espiral, entre otras posibles configuraciones.
- (3) Evaluar análisis de edificios compuestos con otras configuraciones y con distintas irregularidades geométricas. Estos análisis permitirán evaluar los parámetros de diseño sísmico (por ejemplo,  $Q$ ,  $R$ ) con efectos, entre otros casos, de irregularidad en planta y elevación.
- (4) Análisis de marcos compuestos con rigidez asistida, por ejemplo, con contravientos concéntricos, excéntricos o restringidos al pandeo, o bien, con muros de rigidez de concreto armado, de placa de acero, o compuestos acero-concreto. Asimismo, marcos con otros dispositivos (por ejemplo, aisladores, disipadores, u otros).
- (5) Realizar análisis no-lineal considerando los efectos de segundo orden amplificadas por los efectos de interacción suelo-estructura.
- (6) Incluir en los análisis no-lineales la pérdida de la acción compuesta, la influencia de la pérdida de adherencia por separación (transversal) o deslizamiento relativo (longitudinal) en la interfaz del acero-concreto de las columnas CCFT.
- (7) Modelar en los análisis inelásticos la rigidez de las conexiones viga – columna. Es de esperarse que la inclusión de este efecto reducirá la valores reportados en este trabajo del factor de comportamiento sísmico, principalmente para los marcos de ductilidad limitada ( $Q=2$ ) en donde se espera la falla a rotaciones mayores a 0.02 radianes. Adicionalmente, se sugiere analizar marcos compuestos con conexiones semirrígidas, o combinaciones de conexiones rígidas y flexibles.

Finalmente, se concluye que los marcos estructurados en base a columnas circulares rellenas de concreto CCFT presentan, como lo confirman las curvas de capacidad, un buen comportamiento estructural desarrollando ductilidades considerables en los modelos de baja y mediana altura estudiados en el presente trabajo. Sin embargo, aún faltan muchos estudios a este tipo de secciones para llenar los vacíos en las reglamentaciones vigentes.

## 6. REFERENCIAS

ACI-318 (2008), “Building code requirements for structural concrete and commentary”, ACI, Farmington Hills, Michigan, USA.

AISC-2010 (2010), “Specification for structural steel buildings”, American Institute of Steel Construction (AISC).

ASCE-2005, “*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE 7-05)*”, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

ATC-63, 2009, “Recommended Methodology for Quantification of Building System Performance and Response Parameters”, ATC-63, Applied Technology Council, Redwood City, CA.

Chang, G. A. y Mander, J. B. (1994), “Seismic Energy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Column: Part I- Evaluation of Seismic Capacity”, Report No. NCEER-94-0006, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo, NY.

Chen y Lin (2004), “Experimental investigation of flange plate connections between concrete filled tube column and steel beam”, 13th World conference on earthquake engineering, paper No. 476, agosto.

Deierlein, (2003), “New provisions for the seismic design of composite structures”, American Institute of Steel Construction, Inc, pp. 1-7.

Denavit y Hajjar (2010), “Nonlinear seismic analysis of circular concrete filled steel tube members and frames”, Journal of Structural Engineering ASCE (ISSN: 1940-9826), junio, pp. 1-20.

CSI (2005), “ETABS Nonlinear Versión 9.5.0, Extended 3D analysis of building systems”, Computer and Structures, Inc., Berkeley, California.

Eurocódigo 4 (2004), “Design of composite Steel and concrete structures”, Part 1-1: General rules and rules for buildings, diciembre.

FEMA-355C (2000), “State of the art report on systems performance of steel moment frames subject to earthquake ground shaking”, Federal Emergency Management Agency, september, pp. 294-309.

FEMA-P695 (2009), “Quantification of building seismic performance”, Federal Emergency Management Agency, junio, pp. 5-1 a 5-25.

Gartner y Hajjar (2006), “Design and evaluation of rectangular concrete filled tube (RCFT) frames for seismic demand assessment”, Structural Engineering Report No. ST-06-1, mayo.

Hajjar, J. F., French, C. W., Schultz, A. E., Shield, C. K., Ernie, D. W., Dexter, R. J., Du, D. H., y Bergson, P. M. (2002). “A system for multi-axial subassemblage testing (MAST): initial developments.” *Proceedings of the American Society of Civil Engineers Structures Congress*, Denver, Colorado, Abril, pp. 313–314.

Hu (2008), "Seismic performance evaluations and analyses for composite moment frames with smart SMA PR-CFT connections", Tesis Doctoral, Georgia Institute of Technology, abril, pp. 236-240.

Kanno, R. y Deierlein, G.G. (1997), "Seismic Behavior of Composite (RCS) Beam-Column Joint Subassemblies," *Composite Construction in Steel and Concrete III*, ASCE, NY, pp. 236-249.

Kircher, Heintz, (2008), "Overview and key concepts of the ATC-63 Methodology", Structures Congress 2008, pp. 1-10.

León R. y Aho (2002), "Towards new design provisions for composite column", Memorias del congreso Composite Construction in Steel and Concrete IV, ASCE, Reston, Virginia, USA, pp. 518-527.

Liu J., Sabelli R., Brockenbrough R., y Fraser T (2005), "Expected yield stress and tensile strength ratios for determination of expected member capacity in the 2005 AISC seismic provisions", AISC Engineering Journal, Julio. pp. 1-28.

LRFD-05 (2005), "Manual of Steel Construction. Load Resistance Factor Design", American Institute of Steel Construction (AISC).

Mazzoni, S., F. McKenna, M. Scott, M y G. Fenves (2006), "Open system for earthquake engineering simulation, user command-language manual", Report NEES grid-TR 2004-21. Pacific Earthquake Engineering Research, University of California, Berkeley, CA. <http://opensees.berkeley.edu>.

Meli (2003), "Mexican design practice and codes for composite construction", Baltimore, MD, April, pp. 1-7.

NTC-CA (2004), "Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones", Gaceta Oficial del Distrito Federal, décimo cuarta época, Tomo II, octubre.

NTC-EM (2004), "Normas técnicas complementarias para diseño estructuras metálicas", Gaceta Oficial del Distrito Federal, décimo cuarta época, Tomo II, octubre.

NTC-DS (2004), "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo", Gaceta Oficial del Distrito Federal, décimo cuarta época, Tomo II, octubre.

OpenSees (2012), "the Open System for Earthquake Engineering Simulation Versión 2.1.0", Computer and Structures, Inc., Berkeley, California.

Perea T. y León R. (2010). "Análisis y diseño de columnas compuestas de acero estructural y concreto reforzado". Universidad Autónoma Metropolitana. 1a. Edición. pp. 1-111.

Perea, Leon, Denavit y Hajjar (2010), "Experimental tests on cyclic beam-column interaction strength of concrete filled steel tubes", Proceeding of the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Canada, Julio, pp. 1-10.

RCDF (2004), "Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal", Gaceta Oficial del Distrito Federal, Octubre.

Sakino, Nakahara, Morino y Nishiyama (2004), "Behavior of centrally loaded Concrete Filled Steel Tube short columns", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 2, febrero.

Shen, C., Mamaghani, I. H. P., Mizuno, E., y Usami, T. (1995), "Cyclic Behavior of Structural Steels. II: Theory," *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 121, No. 11, pp. 1165-1172.

Tapia, E (2011), "Estudio del comportamiento de edificios regulares estructurados con marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico en suelo blando," Tesis de doctorado, Posgrado en Ingeniería Estructural, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana, Julio.

Tapia, E y Tena A (2011), "Factores de ductilidad y sobrerresistencia en marcos de acero con contraventeo chevrón," *Revista de Ingeniería Sísmica*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Vol. 84, pp.47-68.

Tena y Correa (2007), "Evaluación de los criterios de diseño por sismo del RCDF para marcos dúctiles de concreto reforzado", *Revista de Ingeniería Sísmica* No. 78 73-101, Enero, pp 73-101.

Yu, Ding y Cai (2006), "Experimental behavior of circular concrete filled steel tube stub columns", *Journal of Constructional Steel Research*, marzo.

## APÉNDICE A

### APÉNDICE A. ANÁLISIS DE CARGAS

En este apéndice se muestra el análisis de cargas muertas de entrepiso y azotea. Las cuales fueron utilizadas en los análisis elásticos realizados en el capítulo 3.

*Tabla A1.1 Carga muerta de entrepiso.*

<b>ENTREPISO</b>	
<b>Concepto</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
Vitropiso	10.00
Pegavitro	5.00
Pasta c-a 5.0 cms para nivelar y pegar	105.00
Losa maciza de 6.0cms sobre la cresta de losacero	228.00
Losacero sección 4 cal.22	8.00
Plafón tablaroca 1/2", incluye anclajes	10.00
Sobrecarga por instalaciones eléctricas y sanitarias	30.00
Sobrecarga por reglamentación (NTC-CA, 2004)	40.00
<b>Σ=</b>	<b>436.00</b>

*Tabla A1.2 Carga muerta de azotea.*

<b>AZOTEA</b>	
<b>Concepto</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
Impermeabilizante elástico a dos manos	1.50
Pasta c-a con 3.0cms de espesor	63.00
Tierra de relleno 15.0cms de espesor en promedio	225.00
Losa maciza de 6.0cms sobre la cresta de losacero	228.00
Losacero sección 4 cal.22	8.00
Plafón tablaroca 1/2", incluye anclajes	10.00
Sobrecarga por instalaciones eléctricas y sanitarias	30.00
Sobrecarga por reglamentación (NTC-CA, 2004)	40.00
<b>Σ=</b>	<b>605.50</b>

## APÉNDICE B

### APÉNDICE B. DISEÑO DE COLUMNAS CCFT Y VIGAS COMPUESTAS

En este apéndice se muestra el diseño de columnas CCFT y vigas compuestas. Para el diseño de columnas CCFT se calcularon los puntos de anclaje del diagrama de interacción (ver figura 2.23) y posteriormente se evaluó la ecuación de interacción para columnas compuestas (ecuaciones 2.27 y 2.28), para verificar que la resistencia de la sección fue adecuada. La resistencia por flexión positiva de las vigas compuestas se determinó suponiendo una distribución plástica de esfuerzos, donde el concreto puede alcanzar un esfuerzo igual a  $0.85f'_c$  y el acero estructural el esfuerzo de fluencia ( $F_y$ ), esta distribución plástica de esfuerzos (con eje neutro plástico en la losa) se muestra en la figura B1. Sin embargo, el eje neutro plástico (ENP) puede caer en la losa, en el patín de la viga de acero o en el alma de la viga de acero. La resistencia por flexión negativa de la viga compuesta se calculó solo considerando la sección de acero.

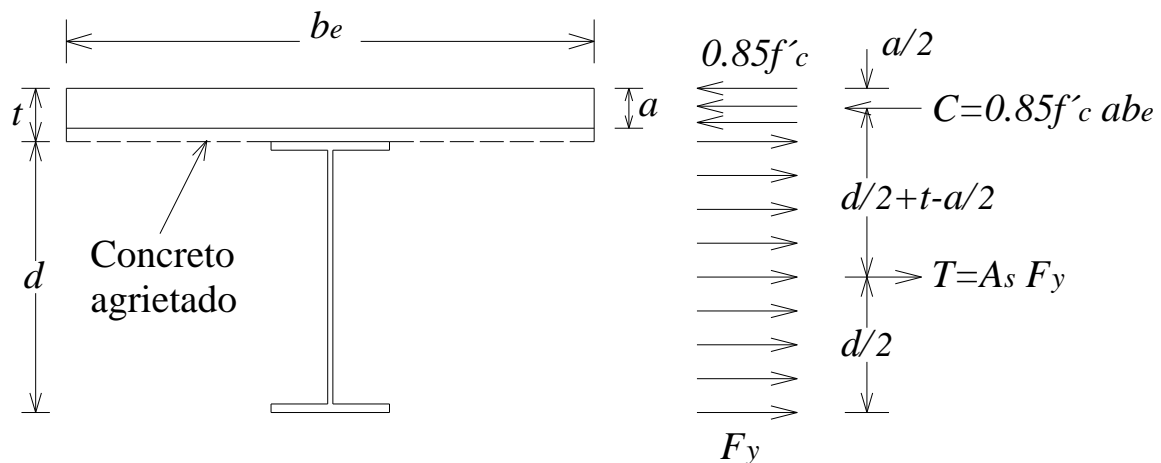


Figura B1. Distribución plástica de esfuerzos (eje neutro plástico en la losa).

#### B1. Diseño de columnas compuestas CCFT

- Diseño de columna compuesta CCFT para el modelo M3NQ4

Datos : Obtenidos del análisis estructural

$P_u$	=	60.51	ton	=	133.39	kips
$M_{ux}$	=	27.21	ton - m	=	196.80	kips-ft
$M_{uy}$	=	8.39	ton - m	=	60.68	kips-ft
$V_u$	=	11.21	ton	=	24.71	kips
$L_v$	=	1.75	m	=	68.90	in

Propiedades del perfil :		HSS18X3/8"					
D =	18	in	E <sub>s</sub> =	29,000.00	ksi	Z <sub>c</sub> (in <sup>3</sup> )	Z <sub>s</sub> (in <sup>3</sup> )
t =	0.349	in	F <sub>y</sub> =	42	ksi	863.25	108.748
A <sub>s</sub> =	19.4	in <sup>2</sup>	área de acero al menos 1.00%				
I <sub>s</sub> =	754.00	in <sup>4</sup>	f <sub>c</sub> =	3.56	ksi	h (in)	S <sub>x</sub> (in <sup>3</sup> )
A <sub>total</sub> =	254.47	in <sup>2</sup>	W <sub>c</sub> =	34.15	ksi	17.302	83.8
A <sub>c</sub> =	235.12	in <sup>2</sup>	E <sub>c</sub> =	3703.37	ksi		S <sub>c</sub> (in <sup>3</sup> )
d <sub>var</sub> =	1	in	I <sub>c</sub> =	4399.01	in <sup>4</sup>		508.50
N <sub>var</sub> =	0		C <sub>2</sub> =	0.95	(para sección circular)		
A <sub>sr</sub> =	0.00	in <sup>2</sup>	C <sub>2</sub> =	0.85	(para sección rectangular)		
r =	2.54	in	C <sub>3</sub> =	0.752			
I <sub>sr</sub> =	0	in <sup>4</sup>	C <sub>1</sub> =	0.252			
F <sub>y</sub> =	60	ksi (acero de refuerzo)					
Relaciones de esbeltez límite		Relaciones de esbeltez límite					
Carga axial		Flexión					
λ =	51.576		λ =	51.58			
λ <sub>p</sub> =	103.57		λ <sub>p</sub> =	62.14			
λ <sub>r</sub> =	131.19		λ <sub>r</sub> =	214.05			
Sección compacta		Sección compacta					
Rigidez efectiva ( EI <sub>ff</sub> ) :		Columna	Viga	W16X40			
G <sub>top</sub> = (Σ lc/Lc)/(Σ lv/Lv) =		1.96	L =	137.80	236.2		
G <sub>botton</sub> =		1	I <sub>x</sub> =	754.00	2	in	
K =		1.4	( Aproximadamente del nomograma )				
EI <sub>ff</sub> =		25,978,640.3	kips-in <sup>2</sup>				
P <sub>e</sub> =		2193.01	kips				

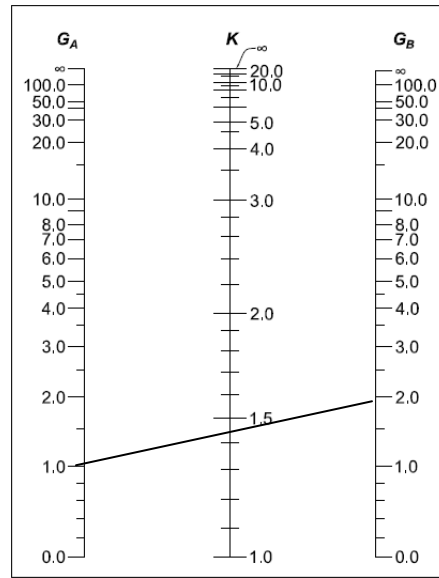


Figura B1. Factor de longitud efectiva  $K$  para columna HSS18"X3/8".

$h_n =$	3.15	in	$K_c =$	1064.91	kips
$h_E =$	5.90	in	$K_s =$	129.36	kips
$\Theta_2 =$	1.64	rad	$\Theta =$	2.39	rad
$Z_{sE} =$	79.49	in <sup>3</sup>	$Z_{cB} =$	696.90	in <sup>3</sup>
$Z_{cE} =$	337.24	in <sup>3</sup>	$Z_{sB} =$	101.25	in <sup>3</sup>

$P_r =$	133.39	kips	$M_A =$	0	kips-ft
$P_A =$	1609.36	kips	$M_{CX} =$	452.53	kips-ft
$P_C =$	794.56	kips	$M_D =$	502.17	kips-ft
$P_D =$	397.28	kips	$M_E =$	325.73	kips-ft
$P_E =$	1114.7	kips			

$\Phi_c P_{NA\chi} =$	887.80	kips	$\Phi_b M_{NA} =$	0	kips-ft
$\Phi_c P_{NC\chi} =$	438.32	kips	$\Phi_b M_{NC} =$	407.28	kips-ft
$\Phi_c P_{ND\chi} =$	219.16	kips	$\Phi_b M_{ND} =$	451.95	kips-ft
$\Phi_c P_{NE\chi} =$	614.95	kips	$\Phi_b M_{NE} =$	293.15	kips-ft

Resistencia a compresión (sección compacta) :

$$P_{no} = P_p = 1609.36 \text{ kips}$$



$$P_{no}/P_e = 0.73$$

$$P_n = 1183.743 \text{ kips}$$

Resistencia a compresión (sección no-compacta) :  $P_y = 1400.27 \text{ kips}$

$P_{no-axial} = 868.29 \text{ kips}$	$P_{no-flexión} = 1608.35 \text{ kips}$
$P_{no}/P_e = 0.40$	$P_{no}/P_e = 0.73$
$P_{n-axial} = 735.69 \text{ kips}$	$P_{n-flexión} = 1923.27 \text{ kips}$

Resistencia a compresión (sección esbelta) :  $F_{cr-circular} = 42.00 \text{ ksi}$

$$P_{no} = 1400.27 \text{ kips}$$

$$P_{no}/P_e = 0.64$$

$$P_n = 1071.87 \text{ kips}$$

Resistencia a compresión ( carga axial ) :	Resistencia a compresión ( flexión ) :
$P_{no} = P_p = 1609.36 \text{ kips}$	$P_{no} = P_p = 1609.36 \text{ kips}$
$P_{no}/P_e = 0.73$	$P_{no}/P_e = 0.73$
$\Phi_c P_n = 887.81 \text{ kips}$	$\Phi_c P_n = 887.81 \text{ kips}$

Resistencia a tensión :

$$P_n = 814.80 \text{ kips}$$

$$\Phi_t P_n = 733.32 \text{ kips}$$

Momento Resistente  $\Phi M_n$  :

La Sección es compacta

$$M_n = 502.17 \text{ kips-ft}$$

$$\Phi_b M_n = 451.95 \text{ kips-ft}$$

Ecuación de interacción :  $0.632$   
 La sección es aceptable

Resistencia por cortante :

Sección de acero

$$F_{cr} = 25.20 \text{ ksi}$$

$$V_n = F_{cr} A_g / 2$$

$$V_{ns} = 244.44 \text{ kips}$$

$$\Phi_c V_n = 210.37 \text{ kips}$$

La sección es aceptable

Sección de concreto

$$V_{nc} = 36.06 \text{ kips}$$

▪ Diseño de columna compuesta CCFT para el modelo M3NQ2

Datos : Obtenidos del análisis estructural

$P_u =$	64.02	ton	=	141.13	kips
$M_{ux} =$	51.5	ton - m	=	372.49	kips-ft
$M_{uy} =$	16.68	ton - m	=	120.64	kips-ft
$V_u =$	19.84	ton	=	43.73	kips
$L_v =$	1.75	m	=	68.90	in

Propiedades del perfil : HSS18X1/2"

$D =$	18	in	$E_s =$	29,000.00	ksi	$Z_c$ (in <sup>3</sup> )	$Z_s$ (in <sup>3</sup> )
$t =$	0.465	in	$F_y =$	42	ksi	828.99	143.010
$A_s =$	25.6	in <sup>2</sup>	área de acero al menos 1.00%				
$I_s =$	985.00	in <sup>4</sup>	$f'_c =$	3.56	ksi	$h$ (in)	$S_x$ (in <sup>3</sup> )
$A_{total} =$	254.47	in <sup>2</sup>	$W_c =$	34.15	ksi	17.07	109
$A_c =$	228.85	in <sup>2</sup>	$E_c =$	3703.37	ksi	$S_c$ (in <sup>3</sup> )	
$d_{var} =$	1	in	$I_c =$	4167.77	in <sup>4</sup>	488.32	
$N_{var} =$	0		$C_2 =$	0.95	( para sección circular )		
$A_{sr} =$	0.00	in <sup>2</sup>	$C_2 =$	0.85	( para sección rectangular )		
$r =$	2.54	in	$C_3 =$	0.801			
$I_{sr} =$	0	in <sup>4</sup>	$C_1 =$	0.300			
$F_y =$	60	ksi (acero de refuerzo)					

Relaciones de esbeltez límite

Carga axial

$\lambda =$	38.710
$\lambda_p =$	103.57
$\lambda_r =$	131.19

Sección compacta

Relaciones de esbeltez límite

Flexión

$\lambda =$	38.71
$\lambda_p =$	62.14
$\lambda_r =$	214.05

Sección compacta

Rigidez efectiva ( $EI_{ff}$ ) :

$$G_{top} = (\sum I_c/L_c)/((\sum I_v/L_v) = 2.56$$

$$G_{bottom} = 1$$

$$K = 1.4 \quad (\text{Aproximadamente del nomograma})$$

$$EI_{ff} = 33,195,438.8 \text{ kips-in}^2$$

Columna Viga W16X40

$$L = 137.80 \quad 236.22 \text{ in}$$

$$I_x = 985.00 \quad 659 \text{ in}^4$$

$P_e = 2802.23$	kip		
$h_n = 2.60$	in	$K_c = 1036.54$	kip
$h_E = 5.56$	in	$K_s = 171.22$	kip
$\Theta_2 = 1.72$	rad	$\Theta = 2.52$	rad
$Z_{sE} = 108.37$	in <sup>3</sup>	$Z_{cB} = 716.13$	in <sup>3</sup>
$Z_{cE} = 360.81$	in <sup>3</sup>	$Z_{sB} = 136.20$	in <sup>3</sup>
$P_r = 141.13$	kip	$M_{cX} = 577.54$	kip-ft
$P_A = 1848.59$	kip	$M_{cY} = 577.54$	kip-ft
$P_C = 773.39$	kip		
$P_D = 386.69$	kip	$M_D = 617.26$	kip-ft
$P_E = 1167.8$	kip	$M_E = 430.13$	kip-ft
$\Phi_c P_{NA\chi} = 1051.93$	kip	$\Phi_b M_{NA} = 0$	kip-ft
$\Phi_c P_{NC\chi} = 440.09$	kip	$\Phi_b M_{NC} = 519.78$	kip-ft
$\Phi_c P_{ND\chi} = 220.04$	kip	$\Phi_b M_{ND} = 555.53$	kip-ft
$\Phi_c P_{NE\chi} = 664.57$	kip	$\Phi_b M_{NE} = 387.11$	kip-ft

Resistencia a compresión (sección compacta) :

$P_{no} = P_p = 1848.60$	kip
$P_{no} / P_e = 0.66$	
$P_n = 1402.58$	kip

Resistencia a compresión (sección no-compacta) :

	$P_y = 1645.07$	kip	
$P_{no-axial} = 726.12$	kip	$P_{no-flexión} = 1843.75$	kip
$P_{no} / P_e = 0.26$		$P_{no} / P_e = 0.66$	
$P_{n-axial} = 651.48$	kip	$P_{n-flexión} = 2457.55$	kip

Resistencia a compresión (sección esbelta) :

	$F_{cr-circular} = 42.00$	ksi
$P_{no} = 1645.07$	kip	
$P_{no} / P_e = 0.59$		
$P_n = 1286.68$	kip	

Resistencia a compresión ( carga axial ) :

$P_{no} = P_p = 1848.60$	kip
$P_{no} / P_e = 0.66$	

Resistencia a compresión ( flexión ) :

$P_{no} = P_p = 1848.60$	kip
$P_{no} / P_e = 0.66$	

$$\Phi_c P_n = 1051.94 \text{ kips}$$

$$\Phi_c P_n = 1051.94 \text{ kips}$$

Resistencia a tensión :

$$P_n = 1075.20 \text{ kips}$$

$$\Phi_t P_n = 967.68 \text{ kips}$$

Momento Resistente  $\Phi M_n$  :

La Sección es compacta

$$M_n = 617.26 \text{ kips-ft}$$

$$\Phi_b M_n = 555.53 \text{ kips-ft}$$

$$M_y = 59.7 \text{ ton-m}$$

Ecuación de interacción : 0.949

La sección es aceptable

Resistencia por cortante :

Sección de acero

$$F_{cr} = 25.20 \text{ ksi}$$

Sección de concreto

$$V_{nc} = 35.52 \text{ kips}$$

$$V_n = F_{cr} A_g / 2$$

$$V_{ns} = 322.56 \text{ kips}$$

$$\Phi_c V_n = 268.56 \text{ kips}$$

La sección es aceptable

▪ Diseño de columna compuesta CCFT para el modelo M5NQ4

Datos : Obtenidos del análisis estructural

$$P_u = 108.33 \text{ ton} = 238.8 \text{ kips}$$

$$M_{ux} = 38.08 \text{ ton - m} = 275.4 \text{ kips-ft}$$

$$M_{uy} = 12.57 \text{ ton - m} = 90.91 \text{ kips-ft}$$

$$V_u = 14.75 \text{ ton} = 32.51 \text{ kips}$$

$$L_v = 1.75 \text{ m} = 68.90 \text{ in}$$

Propiedades del perfil : HSS20X1/2"

$$D = 20 \text{ in} \quad E_s = 29,000.00 \text{ ksi} \quad Z_c (\text{in}^3) \quad Z_s (\text{in}^3)$$

$$t = 0.465 \text{ in} \quad F_y = 42 \text{ ksi} \quad 1155.85 \quad 177.48$$

$$A_s = 28.5 \text{ in}^2 \quad \text{área de acero al menos } 1.00\%$$

$$I_s = 1,360.00 \text{ in}^4 \quad f'_c = 3.56 \text{ ksi} \quad h (\text{in}) \quad S_x (\text{in}^3)$$

$A_{total} =$	314.16	$in^2$	$W_c =$	34.15	ksi	19.07	136
$A_c =$	285.62	$in^2$	$E_c =$	3703.37	ksi		$S_c (in^3)$
$d_{var} =$	1	in	$I_c =$	6491.91	$in^4$		680.85
$N_{var} =$	0		$C_2 =$	0.95	(para sección circular)		
$A_{sr} =$	0.00	$in^2$	$C_2 =$	0.85	(para sección rectangular)		
$r =$	2.54	in	$C_3 =$	0.781			
$I_{sr} =$	0	$in^4$	$C_1 =$	0.281			
$F_y =$	60	ksi (acero de refuerzo)					

Relaciones de esbeltez límite	Relaciones de esbeltez límite		
Carga axial	Flexión		
$\lambda =$	43.011	$\lambda =$	43.01
$\lambda_p =$	103.57	$\lambda_p =$	62.14
$\lambda_r =$	131.19	$\lambda_r =$	214.05
Sección compacta	Sección compacta		

Rigidez efectiva ( $EI_{ff}$ ) :	Columna	Viga	W16X50
$G_{top} = (\sum I_c/L_c)/((\sum I_v/L_v) = 3.54$	$L =$	137.80	236.22 in
$G_{bottom} =$	$I_x =$	1,360.00	659 $in^4$
$K =$	1.4	(Aproximadamente del nomograma)	
$EI_{ff} =$	46,206,804.	kips- $in^2$	
$P_e =$	3900.60	kips	
$h_n =$	3.11	$K_c =$	1293.670 kips
$h_E =$	6.32	$K_s =$	190.75 kips
$\Theta_2 =$	1.69	$\Theta =$	2.47 rad
$Z_{sE} =$	132.82	$Z_{cB} =$	976.03 $in^3$
$Z_{cE} =$	484.50	$Z_{sB} =$	167.75 $in^3$
$P_r =$	238.82	kips	
$P_A =$	2162.24	$M_{CX} =$	724.58 kips-ft
$P_C =$	965.24	$M_{CY} =$	724.58 kips-ft
$P_D =$	482.62	$M_D =$	783.95 kips-ft
$P_E =$	1414.62	$M_E =$	533.12 kips-ft

$$\begin{array}{llll}
 \Phi_c P_{NA\chi} = & 1285.88 & \text{kips} & \Phi_b M_{NA} = & 0 & \text{kips-ft} \\
 \Phi_c P_{NC\chi} = & 574.02 & \text{kips} & \Phi_b M_{NC} = & 652.13 & \text{kips-ft} \\
 \Phi_c P_{ND\chi} = & 287.01 & \text{kips} & \Phi_b M_{ND} = & 705.55 & \text{kips-ft} \\
 \Phi_c P_{NE\chi} = & 841.27 & \text{kips} & \Phi_b M_{NE} = & 479.81 & \text{kips-ft}
 \end{array}$$

Resistencia a compresión (sección compacta) :

$$\begin{array}{ll}
 P_{no} = P_p = & 2162.24 \quad \text{kips} \\
 P_{no} / P_e = & 0.55 \\
 P_n = & 1714.512 \quad \text{kips}
 \end{array}$$

Resistencia a compresión (sección no-compacta) :  $P_y = 1908.23 \quad \text{kips}$

$$\begin{array}{llll}
 P_{no-axial} = & 940.96 & \text{kips} & P_{no-flexión} = & 2158.21 & \text{kips} \\
 P_{no} / P_e = & 0.24 & & P_{no} / P_e = & 0.55 & \\
 P_{n-axial} = & 850.589 & \text{kips} & P_{n-flexión} = & 3420.824 & \text{kips}
 \end{array}$$

Resistencia a compresión (sección esbelta) :  $F_{cr-circular} = 42.00 \quad \text{ksi}$

$$\begin{array}{ll}
 P_{no} = & 1908.23 \quad \text{kips} \\
 P_{no} / P_e = & 0.49 \\
 P_n = & 1554.90 \quad \text{kips}
 \end{array}$$

Resistencia a compresión ( carga axial ) :      Resistencia a compresión ( flexión ) :

$$\begin{array}{llll}
 P_{no} = P_p = & 2162.24 & \text{kips} & P_{no} = P_p = & 2162.24 & \text{kips} \\
 P_{no} / P_e = & 0.55 & & P_{no} / P_e = & 0.55 & \\
 \Phi_c P_n = & 1285.88 & \text{kips} & \Phi_c P_n = & 1285.88 & \text{kips}
 \end{array}$$

Resistencia a tensión :

$$\begin{array}{ll}
 P_n = & 1197.00 \quad \text{kips} \\
 \Phi_t P_n = & 1077.3 \quad \text{kips}
 \end{array}$$

Momento Resistente  $\Phi M_n$  :

La Sección es compacta

$$\begin{array}{llll}
 M_n = & 783.95 & \text{kips-ft} & M_y = & 546.64 & \text{kips-ft} \\
 \Phi_b M_n = & 705.55 & \text{kips-ft} & & &
 \end{array}$$

Ecuación de interacción : 0.562

La sección es aceptable

Resistencia por cortante :

Sección de acero

Sección de concreto

$$F_{cr} = 25.20 \text{ ksi}$$

$$V_{nc} = 47.90 \text{ kips}$$

$$V_n = F_{cr} A_g / 2$$

$$V_{ns} = 359.10 \text{ kips}$$

$$\Phi_c V_n = 305.25 \text{ kips}$$

La sección es  
aceptable

- Diseño de columna compuesta CCFT para el modelo M5NQ2

Datos : Obtenidos del análisis estructural

$$P_u = 120.48 \text{ ton} = 265.60 \text{ kips}$$

$$M_{ux} = 74.97 \text{ ton - m} = 542.25 \text{ kips-ft}$$

$$M_{uy} = 26.43 \text{ ton - m} = 191.16 \text{ kips-ft}$$

$$V_u = 29.36 \text{ ton} = 64.72 \text{ kips}$$

$$L_v = 1.75 \text{ m} = 68.90 \text{ in}$$

Propiedades del perfil : HSS20X5/8"

$$D = 20 \text{ in}$$

$$E_s = 29,000.00 \text{ ksi} \quad Z_c (\text{in}^3) \quad Z_s (\text{in}^3)$$

$$t = 0.581 \text{ in}$$

$$F_y = 42 \text{ ksi} \quad 1114.17 \quad 219.159$$

área de acero al menos

$$A_s = 38.1 \text{ in}^2$$

1.00%

$$I_s = 1,789.00 \text{ in}^4$$

$$f_c = 3.56 \text{ ksi} \quad h (\text{in}) \quad S_x (\text{in}^3)$$

$$A_{total} = 314.16 \text{ in}^2$$

$$W_c = 34.15 \text{ ksi} \quad 18.838 \quad 136$$

$$A_c = 278.71 \text{ in}^2$$

$$E_c = 3,703.37 \text{ ksi} \quad S_c (\text{in}^3)$$

$$d_{var} = 1 \text{ in}$$

$$I_c = 6,181.72 \text{ in}^4 \quad 656.30$$

$$N_{var} = 0$$

$$C_2 = 0.95 \text{ (para sección circular)}$$

$$A_{sr} = 0.00 \text{ in}^2$$

$$C_2 = 0.85 \text{ (para sección rectangular)}$$

$$r = 2.54 \text{ in}$$

$$C_3 = 0.841$$

$$I_{sr} = 0 \text{ in}^4$$

$$C_1 = 0.300$$

$$F_y = 60 \text{ ksi} \text{ (acero de refuerzo)}$$

Relaciones de esbeltez límite		Relaciones de esbeltez límite	
Carga axial		Flexión	
$\lambda =$	34.42	$\lambda =$	34.42
$\lambda_p =$	103.57	$\lambda_p =$	62.14
$\lambda_r =$	131.19	$\lambda_r =$	214.05
Sección compacta		Sección compacta	
Rigidez efectiva ( $EI_{ff}$ ) :		Columna	Viga W18X60
$G_{top} = (\sum Ic/Lc)/((\sum Iv/Lv) =$	2.62	$L =$	137.80 236.22 in
$G_{bottom} =$	1	$I_x =$	1,789.00 1170 in <sup>4</sup>
$K =$	1.48	(Aproximadamente del nomograma)	
$EI_{ff} =$	58,748,951.8 kips-in <sup>2</sup>		
$P_e =$	4437.70 kips		
$h_n =$	2.650 in	$K_c =$	1262.384 kips
$h_E =$	6.035 in	$K_s =$	236.931219 kips
$\Theta_2 =$	1.751 rad	$\Theta =$	2.571 rad
$Z_{sE} =$	168.270 in <sup>3</sup>	$Z_{cB} =$	984.504 in <sup>3</sup>
$Z_{cE} =$	504.306 in <sup>3</sup>	$Z_{sB} =$	210.304 in <sup>3</sup>
$P_T =$	265.60 kips		
$P_A =$	2542.10 kips	$M_{CX} =$	874.69 kips-ft
$P_C =$	941.90 kips	$M_{CY} =$	874.69 kips-ft
$P_D =$	470.95 kips	$M_D =$	923.94 kips-ft
$P_E =$	1585.30 kips	$M_E =$	659.95 kips-ft
$\Phi_c P_{NA\chi} =$	1,500.12 kips	$\Phi_b M_{NA} =$	0 kips-ft
$\Phi_c P_{NC\chi} =$	555.83 kips	$\Phi_b M_{NC} =$	787.22 kips-ft
$\Phi_c P_{ND\chi} =$	277.91 kips	$\Phi_b M_{ND} =$	831.55 kips-ft
$\Phi_c P_{NE\chi} =$	935.50 kips	$\Phi_b M_{NE} =$	593.96 kips-ft

Resistencia a compresión (sección compacta) :

$$P_{no} = P_p = 2542.10 \text{ kips}$$



$$P_{no}/P_e = 0.57$$

$$P_n = 2000.16 \text{ kips}$$

Resistencia a compresión (sección no-compacta) :  $P_y = 2294.23 \text{ kips}$

$$P_{no-axial} = 988.41 \text{ kips} \quad P_{no-flexión} = 2533.85 \text{ kips}$$

$$P_{no}/P_e = 0.22 \quad P_{no}/P_e = 0.57$$

$$P_{n-axial} = 900.434 \text{ kips} \quad P_{n-flexión} = 3891.86 \text{ kips}$$

Resistencia a compresión (sección esbelta) :  $F_{cr-circular} = 42.00 \text{ ksi}$

$$P_{no} = 2294.23 \text{ kips}$$

$$P_{no}/P_e = 0.52$$

$$P_n = 1847.83 \text{ kips}$$

Resistencia a compresión ( carga axial ) :

$$P_{no} = P_p = 2542.10 \text{ kips}$$

$$P_{no}/P_e = 0.57$$

$$\Phi_c P_n = 1500.12 \text{ kips}$$

Resistencia a compresión ( flexión ) :

$$P_{no} = P_p = 2542.10 \text{ kips}$$

$$P_{no}/P_e = 0.57$$

$$\Phi_c P_n = 1500.12 \text{ kips}$$

Resistencia a tensión :

$$P_n = 1600.20 \text{ kips}$$

$$\Phi_t P_n = 1440.18 \text{ kips}$$

Momento Resistente  $\Phi M_n$  :

La Sección es compacta

$$M_n = 923.94 \text{ kips-ft}$$

$$\Phi_b M_n = 831.55 \text{ kips-ft}$$

$$M_y = 544.09 \text{ kips-ft}$$

Ecuación de interacción : 0.93

La sección es  
aceptable

Resistencia por cortante :

Sección de acero

$$F_{cr} = 25.20 \text{ ksi}$$

$$V_n = F_{cr} A_g / 2$$

$$V_{ns} = 480.06 \text{ kips}$$

$$\Phi_c V_n = 396.18 \text{ Kips}$$

Sección de concreto

$$V_{nc} = 48.18 \text{ kips}$$

La sección es aceptable

▪ Diseño de columna compuesta CCFT para el modelo M7NQ4

Datos : Obtenidos del análisis estructural

$P_u =$	156.06	ton	=	344.04	kips
$M_{ux} =$	51.3	ton - m	=	371.04	kips-ft
$M_{uy} =$	17.23	ton - m	=	124.62	kips-ft
$V_u =$	21.44	ton	=	47.26	kips
$L_v =$	1.75	m	=	68.90	in

Propiedades del perfil : HSS20X5/8"

$D =$	20	in	$E_s =$	29,000.00	ksi	$Z_c$ (in <sup>3</sup> )	$Z_s$ (in <sup>3</sup> )
$t =$	0.625	in	$F_y =$	42	ksi	1098.63	234.70
$A_s =$	38.1	in <sup>2</sup>	área de acero al menos 1.00%				
$I_s =$	1,789.00	in <sup>4</sup>	$f'_c =$	4.98	ksi	$h$ (in)	$S_x$ (in <sup>3</sup> )
$A_{total} =$	314.16	in <sup>2</sup>	$W_c =$	34.15	ksi	18.75	178
$A_c =$	276.12	in <sup>2</sup>	$E_c =$	4,381.88	ksi		$S_c$ (in <sup>3</sup> )
$d_{var} =$	1	in	$I_c =$	6,067.01	in <sup>4</sup>		647.15
$N_{var} =$	0		$C_2 =$	0.95	( para sección circular )		
$A_{sr} =$	0.00	in <sup>2</sup>	$C_2 =$	0.85	( para sección rectangular )		
$r =$	2.54	in	$C_3 =$	0.84			
$I_{sr} =$	0	in <sup>4</sup>	$C_1 =$	0.30			

Relaciones de esbeltez límite	Relaciones de esbeltez límite
Carga axial	Flexión
$\lambda =$ 32.00	$\lambda =$ 32.00
$\lambda_p =$ 103.57	$\lambda_p =$ 62.14
$\lambda_r =$ 131.19	$\lambda_r =$ 214.05
Sección compacta	Sección compacta

Rigidez efectiva ( $EI_{ff}$ ) :	Columna	Viga	W18X71
$G_{top} = (\sum I_c/L_c)/((\sum I_v/L_v) =$ 2.62	$L =$ 137.80	236.22	in
$G_{bottom} =$ 1	$I_x =$ 1,789.00	1170	in <sup>4</sup>
$K =$ 1.48			
$EI_{ff} =$ 59,856,486. kips-in <sup>2</sup>			
$P_e =$ 4521.36 kips			
$h_n =$ 3.08 in	$K_c =$ 1750.86	kips	

$$\begin{array}{llll} h_E = & 6.23 & \text{in} & K_s = 254.29 \text{ kips} \\ \Theta_2 = & 1.68 & \text{rad} & \Theta = 2.47 \text{ rad} \\ Z_{sE} = & 175.34 & \text{in}^3 & Z_{cB} = 924.73 \text{ in}^3 \\ Z_{cE} = & 458.12 & \text{in}^3 & Z_{sB} = 221.59 \text{ in}^3 \end{array}$$

$$\begin{array}{llll} P_r = & 344.04 & \text{kips} & \\ P_A = & 2906.57 & \text{kips} & M_{CX} = 957.89 \text{ kips-ft} \\ P_C = & 1306.37 & \text{kips} & M_{CY} = 957.89 \text{ kips-ft} \\ P_D = & 653.18 & \text{kips} & M_D = 1038.03 \text{ kips-ft} \\ P_E = & 1911.8 & \text{kips} & M_E = 704.01 \text{ kips-ft} \end{array}$$

$$\begin{array}{llll} \Phi_c P_{NA\chi} = & 1,665.67 & \text{kips} & \Phi_b M_{NA} = 0 \text{ kips-ft} \\ \Phi_c P_{NC\chi} = & 748.64 & \text{kips} & \Phi_b M_{NC} = 862.10 \text{ kips-ft} \\ \Phi_c P_{ND\chi} = & 374.32 & \text{kips} & \Phi_b M_{ND} = 934.23 \text{ kips-ft} \\ \Phi_c P_{NE\chi} = & 1,095.62 & \text{kips} & \Phi_b M_{NE} = 633.61 \text{ kips-ft} \end{array}$$

Resistencia a compresión (sección compacta) :

$$\begin{array}{ll} P_{no} = P_p = & 2906.57 \text{ kips} \\ P_{no} / P_e = & 0.64 \\ P_n = & 2220.88 \text{ kips} \end{array}$$

Resistencia a compresión (sección no-compacta) :

$$\begin{array}{llll} P_{no-axial} = & 597.99 & \text{kips} & P_y = 2562.79 \text{ kips} \\ P_{no-flexión} = & 2893.03 & \text{kips} & \\ P_{no} / P_e = & 0.13 & & P_{no} / P_e = 0.64 \\ P_{n-axial} = & 565.78 & \text{kips} & P_{n-flexión} = 3965.23 \text{ kips} \end{array}$$

Resistencia a compresión (sección esbelta) :

$$\begin{array}{llll} F_{cr-cir} = & 42.00 & \text{ksi} & \\ P_{no} = & 2562.79 & \text{kips} & \\ P_{no} / P_e = & 0.57 & & \\ P_n = & 2021.52 & \text{kips} & \end{array}$$

Resistencia a compresión ( carga axial ) :

$$\begin{array}{ll} P_{no} = P_p = & 2906.57 \text{ kips} \\ P_{no} / P_e = & 0.64 \\ \Phi_c P_n = & 1665.67 \text{ kips} \end{array}$$

Resistencia a compresión ( flexión ) :

$$\begin{array}{ll} P_{no} = P_p = & 2906.57 \text{ kips} \\ P_{no} / P_e = & 0.64 \\ \Phi_c P_n = & 1665.67 \text{ kips} \end{array}$$

Resistencia a tensión :

$$P_n = 1600.20 \text{ kips}$$

$$\Phi_t P_n = 1440.18 \text{ kips}$$

Momento Resistente  $\Phi M_n$  :

La Sección es compacta

$$M_n = 1038.03 \text{ kips-ft}$$

$$M_y = 717.00 \text{ kips-ft}$$

$$\Phi_b M_n = 934.22 \text{ kips-ft}$$

Ecuación de interacción : 0.575 La sección es aceptable

Resistencia por cortante :

Sección de acero

$$F_{cr} = 25.20 \text{ ksi}$$

Sección de concreto

$$V_{nc} = 61.43 \text{ kips}$$

$$V_n = F_{cr} A_g / 2$$

$$V_{ns} = 480.06 \text{ kips}$$

$$\Phi_c V_n = 406.12 \text{ kips}$$

La sección es aceptable

## B2. Diseño de vigas compuestas

- Diseño de viga compuesta para el modelo M3NQ4

Nota : Solo vigas compactas

Datos: Obtenidos del análisis estructural

$M_u (-) = -22.29$	ton - m =	161.221	kips-ft		(ton - m)	(kips-ft)
$M_u (+) = 10.14$	ton - m =	73.34	kips-ft	$M_{max} = 24.14$		174.60
$V_u = 13$	ton =	28.66	kips	$M_A = 8.56$		61.91
$L = 6$	m =	236.22	in	$M_B = 12.81$		92.65
$L_b(\text{nosop}) = 2$	m =	78.74	in	$M_C = 19.91$		144.00

Propiedades del perfil : W16X40

$$d = 16 \text{ in}$$

$$f'_c = 3.56 \text{ ksi}$$

$$t_w = 0.305 \text{ in}$$

$$W_c = 34.15 \text{ ksi}$$

$$b_f = 7 \text{ in}$$

$$E_c = 3703.37 \text{ ksi}$$

$$t_f = 0.505 \text{ in}$$

$$t = 2.362 \text{ in ( espesor total de la losa )}$$

$$k = 0.907 \text{ in}$$

$$Z_x = 73 \text{ in}^3$$

$$A_s = 11.8 \text{ in}^2$$

$$S_x = 64.7 \text{ in}^3$$

$$\begin{array}{ll}
 F_y = 50 & \text{kips} & I_y = 28.9 & \text{in}^4 \\
 F_u = 65 & \text{kips} & r_y = 1.57 & \text{in} \\
 E = 29,000.00 & \text{ksi} & J = 0.794 & \text{in}^4
 \end{array}$$

Ancho efectivo :

El ancho efectivo es la suma de los anchos efectivos para cada lado del centro de la viga

no debe exceder de:

- 1.- 59.055 in (Un octavo del claro de la viga centro a centro del apoyo)
- 2.- 236.220 in (La mitad de la distancia entre el eje central de la viga y el eje central de la viga adyacente)
- 3.- 118.110 in (La distancia entre el eje central de la viga y el borde de la losa)

$$\begin{array}{ll}
 b_e = 59.055 & \text{in} \\
 h / t_w = 46.511 & \text{Mn se calcula en base a la distribución plástica de esfuerzos}
 \end{array}$$

**Momento positivo:**

Localización del eje neutro :

$$a = 3.30 \text{ in}$$

Suponiendo que el eje neutro se encuentra en la base del patín

$$\begin{array}{ll}
 C = 598.559 & \text{kips} \\
 T = 413.250 & \text{kips}
 \end{array}$$

El ENP se encuentra en el patín ( $C > T$ )

$$\begin{array}{ll}
 \bar{y} = 0.240 & \text{in} \\
 M_n = 5,197.994 & \text{kips-in} \\
 M_n = 433.166 & \text{kips.ft} \\
 \Phi M_n = \mathbf{389.850} & \text{kips.ft}
 \end{array}$$

**Momento Negativo :**

Es el menor valor obtenido de acuerdo al estado límite de fluencia y pandeo lateral torsional.

**Estado límite de fluencia :**

$$\begin{array}{ll}
 M_n = 3,650.00 & \text{kips-in} \\
 M_y = 3235 & \text{kips-in}
 \end{array}$$

**Pandeo lateral torsional :**

$C_b = 1.532$	$c = 1$	( doble simetría )
	$h_o = 9$	in
$L_b = 78.74$	in	$C_w = 1,730.00$ in <sup>6</sup>
$L_p = 66.54$	in	$r_{ts} = 1.86$
$L_r = 207.77$	in	$J c/S_x h_o = 0.0014$
		$(L_b/r_{ts})^2 = 1,794.01$
		$F_{cr} = 266.67$ ksi
$L_p < L_b < L_r$		
$M_n = 5,407.56$	kips-in	
$M_n = 3,650.00$	kips-in	
$\Phi M_n = 273.75$	kips-ft	

**Resistencia por Cortante :**

Como lo especifica el capítulo G del AISC

$h/t_w = 46.511$
$\Phi_v = 1$
$C_v = 1$
$A_w = 4.327$ in <sup>2</sup>
$\Phi_v V_n = 216.337$ kips

Como lo especifica el ACI 318

$V_c = 1.972$	kips
$\Phi_v V_t = 163.732$	> 28.660 kips

La resistencia por cortante es adecuada

- Diseño de viga compuesta para el modelo M3NQ2

Nota : Solo vigas compactas

Datos: Obtenidos del análisis estructural			
$M_u (-) = -34.06$	ton - m =	$-246.35$	kips-ft (ton - m) (kips-ft)
$M_u (+) = 17.97$	ton - m =	$129.97$	kips-ft $M_{max} = 34.06$ 246.352
$V_u = 16.32$	ton =	$35.97$	kips $M_A = 14.91$ 107.842
$L = 6$	m =	$236.22$	in $M_B = 5.26$ 38.045
$L_b(\text{no sop}) = 2$	m =	$78.740$	in $M_C = 13.14$ 95.040

Propiedades del perfil : W16X40

$d =$	16	in	$f'_c =$	3.56	ksi
$t_w =$	0.305	in	$W_c =$	34.15	ksi
$b_f =$	7.00	in	$E_c =$	3703.37	ksi
$t_f =$	0.505	in	$t =$	2.362	in (espesor total de la losa)
$k =$	0.907	in	$Z_x =$	73	in <sup>3</sup>
$A_s =$	11.8	in <sup>2</sup>	$S_x =$	64.7	in <sup>3</sup>
$F_y =$	50	kips	$I_y =$	28.9	in <sup>4</sup>
$F_u =$	65	kips	$r_y =$	1.57	in
$E =$	29,000.00	ksi	$J =$	0.794	in <sup>4</sup>

Ancho efectivo :

El ancho efectivo es la suma de los anchos efectivos para cada lado del centro de la viga

no debe exceder de:

- 1.- 59.055 in (Un octavo del claro de la viga centro a centro del apoyo)  
in(La mitad de la distancia entre el eje central de la viga y el eje central de la viga adyacente)
- 2.- 236.220

(La distancia entre el eje central de la viga y el borde de la

- 3.- 118.11 in losa)

$$b_e = 59.055 \text{ in}$$

$$h / t_w = 46.511 \quad \text{Mn se calcula en base a la distribución plastica de esfuerzos}$$

**Momento positivo:**

Localización del eje neutro :

$$a = 3.30 \text{ in}$$

Suponiendo que el eje neutro se encuentra en la base del patín

$$C = 598.559 \text{ kips}$$

$$T = 413.250 \text{ kips}$$

El ENP se encuentra en el patín ( $C > T$ )

$$\bar{y} = 0.240 \text{ in}$$

$$M_n = 5,197.99 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 433.16 \text{ kips.ft}$$

$$\Phi M_n = \mathbf{389.85} \text{ kips.ft}$$

**Momento Negativo :**

Es el menor valor obtenido de acuerdo al estado límite de fluencia y pandeo lateral torsional.

**Estado límite de fluencia :**

$$M_n = 3,650.00 \text{ kips-in}$$

**Pandeo lateral torsional :**

$C_b = 2.237$	$c = 1$	( doble simetría )
	$h_o = 9$	in
$L_b = 78.74$	in	$C_w = 2,660.00$
$L_p = 66.54$	in	$r_{ts} = 2.07$
$L_r = 231.36$	in	$J c/S_x h_o = 0.0014$
		$(L_b/r_{ts})^2 = 1,446.79$
		$F_{cr} = 475.33$
		ksi

$$L_p < L_b < L_r$$

$$M_n = 7,934.99 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 3,650.00 \text{ kips-in}$$

$$\Phi M_n = 273.75 \text{ kips-ft}$$

$$\Phi M_n = 389.85 > 129.97 \text{ kips-ft} \quad (\text{momento positivo})$$

La sección es adecuada

$$\Phi M_n = 273.75 > 246.35 \text{ kips-ft} \quad (\text{momento negativo})$$

La sección es adecuada

**Resistencia por Cortante :**

Como lo especifica el capítulo G del AISC

$$h/t_w = 46.511$$

$$\Phi_v = 1$$

$$C_v = 1$$

$$A_w = 4.327 \text{ in}^2$$

$$\Phi_v V_n = 216.33 \text{ kips}$$

Como lo especifica el ACI 318

$$V_c = 1.972 \text{ kips}$$



$$\Phi_v V_t = 163.73 > 35.979 \text{ kips}$$

La resistencia por cortante es adecuada

▪ Diseño de viga compuesta para el modelo MN5Q4

Datos: Obtenidos del análisis estructural

Nota : Solo vigas compactas

Mu ( - ) =	-32.48	ton - m =	-234.92	kips-ft	( ton - m ) ( kips-ft )
Mu ( + ) =	15.13	ton - m =	109.43	kips-ft	M <sub>max</sub> = 32.48 234.92
Vu =	15.7	ton =	34.61	kips	M <sub>A</sub> = 13.53 97.86
L =	6	m =	236.22	in	M <sub>B</sub> = 5.21 37.68
Lb(no sop) =	2	m =	78.74	in	M <sub>C</sub> = 24.06 174.02

Propiedades del perfil : W16X57

d =	16.4	in	f <sub>c</sub> =	3.56	ksi
t <sub>w</sub> =	0.43	in	W <sub>c</sub> =	34.15	ksi
b <sub>f</sub> =	7.12	in	E <sub>c</sub> =	3703.37	ksi
t <sub>f</sub> =	0.715	in	t =	2.362	in (espesor total de la losa)
k =	1.12	in	Z <sub>x</sub> =	105	in <sup>3</sup>
A <sub>s</sub> =	16.8	in <sup>2</sup>	S <sub>x</sub> =	92.2	in <sup>3</sup>
F <sub>y</sub> =	50	kips	I <sub>y</sub> =	43.1	in <sup>4</sup>
F <sub>u</sub> =	65	kips	r <sub>y</sub> =	1.60	in
E =	29,000.00	ksi	J =	2.220	in <sup>4</sup>

Ancho efectivo :

El ancho efectivo es la suma de los anchos efectivos para cada lado del centro de la viga no debe exceder de:

- 1.- 59.055 in (Un octavo del claro de la viga centro a centro del apoyo)
- 2.- 236.0 in (La mitad de la distancia entre el eje central de la viga y el eje central de la viga adyacente)
- 3.- 118.11 in (La distancia entre el eje central de la viga y el borde de la losa)

$$b_e = 59.05 \text{ in}$$

$$h / t_w = 32.93 \quad \text{Mn se calcula en base a la distribución plástica de esfuerzos}$$

$$\Phi Mn = 544.75 > 109.434 \text{ kips-ft (momento positivo)}$$

La sección es adecuada

$$\Phi M_n = 393.75 > 234.92 \text{ kips-ft (momento negativo)}$$

La sección es adecuada

**Momento positivo**

Localización del eje neutro :

$$a = 4.70 \text{ in}$$

Suponiendo que el eje neutro se encuentra en la base del patín

$$C = 676.34 \text{ kips}$$

$$T = 585.46 \text{ kips}$$

El ENP se encuentra en el patín ( $C > T$ )

$$\bar{y} = 0.587 \text{ in}$$

$$M_n = 7,263.38 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 605.28 \text{ kips-ft}$$

$$\Phi M_n = 544.75 \text{ kips-ft}$$

**Momento Negativo :**

Es el menor valor obtenido de acuerdo al estado límite de fluencia y pandeo lateral torsional.

**Estado límite de fluencia :**

$$M_n = 5,250.00 \text{ kips-in}$$

$$M_y = 4610.00 \text{ kips-in}$$

**Pandeo lateral torsional :**

$$C_b = 1.890$$

$$c = 1 \text{ (doble simetría)}$$

$$h_o = 9.28 \text{ in}$$

$$L_b = 78.740 \text{ in}$$

$$C_w = 2,660.00 \text{ in}^6$$

$$L_p = 67.818 \text{ in}$$

$$r_{ts} = 1.92$$

$$L_r = 252.803 \text{ in}$$

$$J c / S_x h_o = 0.0026$$

$$(L_b / r_{ts})^2 = 1,688.278$$

$$F_{cr} = 371.15 \text{ ksi}$$

$$L_p < L_b < L_r$$

$$M_n = 9,696.971 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 5,250.000 \text{ kips-in}$$

$$\Phi M_n = 393.750 \text{ kips-ft}$$

$$\Phi M_n = 544.754 > 109.434 \text{ kips-ft (momento positivo)}$$

La sección es adecuada

$$\Phi M_n = 393.750 > 234.924 \text{ kips-ft (momento negativo)}$$

La sección es adecuada

**Resistencia por Cortante :**

Como lo especifica el capítulo G del AISC

$$\begin{aligned} h/t_w &= 32.930 \\ \Phi_v &= 1 \\ C_v &= 1 \\ A_w &= 6.089 \text{ in}^2 \\ \Phi_v V_n &= 304.440 \text{ kips} \end{aligned}$$

Como lo especifica el ACI 318

$$\begin{aligned} V_c &= 2.00 \text{ kips} \\ \Phi_v V_t &= 229.83 > 34.61 \text{ kips} \end{aligned}$$

La resistencia por cortante es adecuada

▪ Diseño de viga compuesta para el modelo M5NQ4

Datos: Obtenidos del análisis estructural			Nota : Solo vigas compactas	
$M_u (-)$	= -22.26 ton - m	= 161.004 kips-ft		
$M_u (+)$	= 9.35 ton - m	= 67.628 kips-ft	$M_{max}$	= 22.26 161.004
$V_u$	= 12.94 ton	= 28.527 kips	$M_A$	= 6.66 48.171
$L$	= 6 m	= 236.220 in	$M_B$	= 6.15 44.482
$L_b(\text{no sop})$	= 6 m	= 236.220 in	$M_C$	= 6.69 48.388

Propiedades del perfil : W16X40

$$\begin{aligned} d &= 16 \text{ in} & f_c &= 3.56 \text{ ksi} \\ t_w &= 0.305 \text{ in} & W_c &= 34.15 \text{ ksi} \\ b_f &= 7.00 \text{ in} & E_c &= 3703.37 \text{ ksi} \\ t_f &= 0.505 \text{ in} & t &= 2.362 \text{ in (espesor total de la losa)} \\ k &= 0.907 \text{ in} & Z_x &= 73 \text{ in}^3 \\ A_s &= 11.8 \text{ in}^2 & S_x &= 64.7 \text{ in}^3 \\ F_y &= 50 \text{ kips} & I_y &= 28.9 \text{ in}^4 \\ F_u &= 65 \text{ kips} & r_y &= 1.57 \text{ in} \end{aligned}$$

$$E = 29,000.00 \text{ ksi}$$

$$J = 0.794 \text{ in}^4$$

Ancho efectivo :

El ancho efectivo es la suma de los anchos efectivos para cada lado del centro de la viga

no debe exceder de:

1.- 59.05 in (Un octavo del claro de la viga centro a centro del apoyo)  
(La mitad de la distancia entre el eje central de la viga y el

2.- 236.22 in eje central de la viga adyacente)

3.- 118.11 in (La distancia entre el eje central de la viga y el borde de la losa)

$$b_e = 59.055 \text{ in}$$

$$h / t_w = 46.511 \quad M_n \text{ se calcula en base a la distribución plástica de esfuerzos}$$

### Momento positivo

Localización del eje neutro :

$$a = 3.30 \text{ in}$$

Suponiendo que el eje neutro se encuentra en la base del patín

$$C = 598.559 \text{ kips}$$

$$T = 413.250 \text{ kips}$$

El ENP se encuentra en el patín ( $C > T$ )

$$\bar{y} = 0.240 \text{ in}$$

$$M_n = 5,197.99 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 433.16 \text{ kips.ft}$$

$$\Phi M_n = \mathbf{389.85} \text{ kips.ft}$$

### Momento Negativo :

Es el menor valor obtenido de acuerdo al estado límite de fluencia y pandeo lateral torsional.

**Estado límite de fluencia :**

$$M_n = 3,650.00 \text{ kips-in}$$

**Pandeo lateral torsional :**

$$C_b = 2.313$$

$$c = 1 \quad (\text{doble simetría})$$

$$\begin{array}{rcl}
 L_b = & 236.22 & \text{in} \\
 L_p = & 66.54 & \text{in} \\
 L_r = & 184.25 & \text{in} \\
 h_o = & 9 & \text{in} \\
 C_w = & 1,070.00 & \text{in}^6 \\
 r_{ts} = & 1.65 & \\
 J c/S_x h_o = & 0.0014 & \\
 (L_b/r_{ts})^2 = & 20,530.45 & \\
 F_{cr} = & 57.53 & \text{ksi}
 \end{array}$$

$$L_b > L_r$$

$$\begin{array}{rcl}
 M_n = & 3,650.00 & \text{kips-in} \\
 \Phi M_n = & \mathbf{273.75} & \text{kips-ft}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{rcl}
 \Phi M_n = & 389.85 & > & 67.62 & \text{kips-ft} & \text{(momento positivo)} \\
 & \text{La sección es adecuada} & & & & 
 \end{array}$$

$$\begin{array}{rcl}
 \Phi M_n = & 273.75 & > & 161.00 & \text{kips-ft} & \text{(momento negativo)} \\
 & \text{La sección es adecuada} & & & & 
 \end{array}$$

**Resistencia por Cortante :**

Como lo especifica el capítulo G del AISC

$$\begin{array}{rcl}
 h/t_w = & 46.511 & \\
 \Phi_v = & 1 & \\
 C_v = & 1 & \\
 A_w = & 4.327 & \text{in}^2 \\
 \Phi_v V_n = & 216.33 & \text{kips}
 \end{array}$$

Como lo especifica el ACI 318

$$\begin{array}{rcl}
 V_c = & 1.97 & \text{kips} \\
 \Phi_v V_t = & 163.73 & > & 28.52 & \text{kips} \\
 & \text{La resistencia por cortante es adecuada} & & & 
 \end{array}$$

▪ Diseño de viga compuesta para el modelo M5NQ2

Datos: Obtenidos del análisis estructural				Nota : Solo vigas compactas
Mu ( - ) =	-56.66	ton - m	= -409.81	kips-ft (ton-m) (kips-ft)
Mu ( + ) =	48.06	ton - m	= 347.613	kips-ft $M_{max} = 56.75$ 410.467
Vu =	23.22	ton	= 51.190	kips $M_A = 41.47$ 299.948
L =	6	m	= 236.220	in $M_B = 31.03$ 224.437
Lb(no sop) =	2	m	= 78.740	in $M_C = 23.42$ 169.394

Propiedades del perfil : W18X60

d =	18.2	in	$f_c = 3.56$	ksi
$t_w =$	0.415	in	$W_c = 34.15$	ksi
$b_f =$	7.56	in	$E_c = 3703.37$	ksi
$t_f =$	0.695	in	t = 2.362	in(espesor total de la losa)
k =	1.1	in	$Z_x = 123$	in <sup>3</sup>
$A_s =$	17.6	in <sup>2</sup>	$S_x = 108$	in <sup>3</sup>
$F_y =$	50	kips	$I_y = 50.1$	in <sup>4</sup>
$F_u =$	65	kips	$r_y = 1.68$	in
E =	29,000.00	ksi	J = 2.17	in <sup>4</sup>

Ancho efectivo :

El ancho efectivo es la suma de los anchos efectivos para cada lado del centro de la viga

no debe exceder de:

- 1.- 59.055 in (Un octavo del claro de la viga centro a centro del apoyo)  
(La mitad de la distancia entre el eje central de la viga y el
- 2.- 236.22 in eje central de la viga adyacente)
- 3.- 118.11 in (La distancia entre el eje central de la viga y el borde de la losa)

$$b_e = 59.055 \text{ in}$$

$$h / t_w = 38.554 \text{ Mn se calcula en base a la distribución plástica de esfuerzos}$$

**Momento positivo**

Localización del eje neutro :

$$a = 4.93 \text{ in}$$

Suponiendo que el eje neutro se encuentra en la base del patín

$$C = 684.51 \text{ kips}$$

$$T = 617.29 \text{ kips}$$

El ENP se encuentra en el patín ( $C > T$ )

$$\bar{y} = 0.606 \text{ in}$$

$$M_n = 8,367.35 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 697.27 \text{ kips.ft}$$

$$\Phi M_n = \mathbf{627.55} \text{ kips.ft}$$

**Momento Negativo :**

Es el menor valor obtenido de acuerdo al estado límite de fluencia y pandeo lateral torsional.

**Estado límite de fluencia :**

$$M_n = 6,150.00 \text{ kips-in}$$

$$M_y = 5400.00 \text{ kips-in}$$

**Pandeo lateral torsional :**

$$C_b = 1.540$$

$$c = 1 \text{ (doble simetría)}$$

$$h_o = 10.64 \text{ in}$$

$$L_b = 78.74 \text{ in}$$

$$C_w = 4,700.00 \text{ in}^6$$

$$L_p = 71.20 \text{ in}$$

$$r_{ts} = 2.12$$

$$L_r = 255.16 \text{ in}$$

$$J c/S_x h_o = 0.0019$$

$$(L_b/r_{ts})^2 = 1,379.90$$

$$F_{cr} = 350.36 \text{ ksi}$$

$$L_p < L_b < L_r$$

$$M_n = 9,320.93 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 6,150.00 \text{ kips-in}$$

$$\Phi M_n = \mathbf{461.25} \text{ kips-ft}$$

$$\Phi M_n = 627.551 > 347.613 \text{ kips-ft} \quad \text{(momento positivo)}$$

La sección es adecuada

$$\Phi M_n = 461.250 > 409.816 \text{ kips-ft} \quad \text{(momento negativo)}$$

La sección es adecuada

**Resistencia por Cortante :**

Como lo especifica el capítulo G del AISC

$$\begin{aligned} h/t_w &= 38.554 \\ \Phi_v &= 1 \\ C_v &= 1 \\ A_w &= 6.640 \text{ in}^2 \\ \Phi_v V_n &= 332.000 \text{ kips} \end{aligned}$$

Como lo especifica el ACI 318

$$\begin{aligned} V_c &= 2.130 \text{ kips} \\ \Phi_v V_t &= 250.598 > 51.190 \text{ kips} \end{aligned}$$

La resistencia por cortante es adecuada

- Diseño de viga compuesta para el modelo M5NQ2

Datos: Obtenidos del análisis estructural

Nota : Solo vigas compactas

$M_u (-) = -31.22$	ton - m =	$-225.811$	kips-ft		(ton-m)	(kips-ft)
$M_u (+) = 22.24$	ton - m =	$160.860$	kips-ft	$M_{max} =$	$31.22$	$225.811$
$V_u = 15.36$	ton =	$33.862$	kips	$M_A =$	$12.39$	$89.616$
$L = 6$	m =	$236.220$	in	$M_B =$	$4.79$	$34.646$
$L_b(\text{no sop}) = 6$	m =	$236.220$	in	$M_C =$	$23.25$	$168.165$

Propiedades del perfil : W16X40

$d = 16$	in	$f_c = 3.56$	ksi
$t_w = 0.305$	in	$W_c = 34.15$	ksi
$b_f = 7.00$	in	$E_c = 3703.37$	ksi
$t_f = 0.505$	in	$t = 2.362$	in (espesor total de la losa)
$k = 0.907$	in	$Z_x = 73$	in <sup>3</sup>
$A_s = 11.8$	in <sup>2</sup>	$S_x = 64.7$	in <sup>3</sup>
$F_y = 50$	kips	$I_y = 28.9$	in <sup>4</sup>
$F_u = 65$	kips	$r_y = 1.57$	in
$E = 29,000.00$	ksi	$J = 0.794$	in <sup>4</sup>

Ancho efectivo :

El ancho efectivo es la suma de los anchos efectivos para cada lado del centro de la viga

no debe exceder de:



- 1.- 59.05 in (Un octavo del claro de la viga centro a centro del apoyo)  
(La mitad de la distancia entre el eje central de la viga y el
- 2.- 236.22 in eje central de la viga adyacente)

- 3.- 118.11 in (La distancia entre el eje central de la viga y el borde de la losa)

$$b_e = 59.055 \text{ in}$$

$$h / t_w = 46.511 \quad \text{Mn se calcula en base a la distribución plástica de esfuerzos}$$

### Momento positivo

Localización del eje neutro :

$$a = 3.30 \text{ in}$$

Suponiendo que el eje neutro se encuentra en la base del patín

$$C = 598.55 \text{ kips}$$

$$T = 413.25 \text{ kips}$$

El ENP se encuentra en el patín ( $C > T$ )

$$\bar{y} = 0.240 \text{ in}$$

$$M_n = 5,197.99 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 433.16 \text{ kips.ft}$$

$$\Phi M_n = 389.85 \text{ kips.ft}$$

### Momento Negativo :

Es el menor valor obtenido de acuerdo al estado límite de fluencia y pandeo lateral torsional.

#### Estado límite de fluencia :

$$M_n = 3,650.00 \text{ kips-in}$$

$$M_y = 3235.0 \text{ kips-in}$$

#### Pandeo lateral torsional :

$$C_b = 1.912$$

$$c = 1 \quad (\text{doble simetría})$$

$$h_o = 9 \text{ in}$$

$$L_b = 236.220 \text{ in}$$

$$C_w = 1,070.00 \text{ in}^6$$

$$L_p = 66.547 \text{ in}$$

$$r_{ts} = 1.65$$

$$L_r = 184.256 \text{ in}$$

$$J c / S_x h_o = 0.0014$$

$$(L_b / r_{ts})^2 = 20,530.453$$

$$F_{cr} = 47.55 \text{ ksi}$$

$$L_b > L_r$$

$M_n = 3,650.00 \text{ kips-in}$   
 $\Phi M_n = 273.75 \text{ kips-ft}$

$\Phi M_n = 389.85 > 160.86 \text{ kips-ft}$  (momento positivo)  
 La sección es adecuada

$\Phi M_n = 273.75 > 225.81 \text{ kips-ft}$  (momento negativo)  
 La sección es adecuada

**Resistencia por Cortante :**

Como lo especifica el capítulo G del AISC

$$\begin{aligned}
 h/t_w &= 46.511 \\
 \Phi_v &= 1 \\
 C_v &= 1 \\
 A_w &= 4.32 \text{ in}^2 \\
 \Phi_v V_n &= 216.33 \text{ kips}
 \end{aligned}$$

Como lo especifica el ACI 318

$$\begin{aligned}
 V_c &= 1.97 \text{ kips} \\
 \Phi_v V_t &= 163.73 > 33.86 \text{ kips}
 \end{aligned}$$

La resistencia por cortante es adecuada

- Diseño de viga compuesta para el modelo M7NQ4

Datos: Obtenidos del análisis estructural				Nota : Solo vigas compactas	
$M_u (-) =$	-45.44	ton - m	$=$	-328.663	kips-ft (ton-m) (kips-ft)
$M_u (+) =$	26.36	ton - m	$=$	190.659	kips-ft $M_{max} = 44.04$ 318.537
$V_u =$	19.36	ton	$=$	42.681	kips $M_A = 34.7$ 250.981
$L =$	6	m	$=$	236.220	in $M_B = 25.63$ 185.379
$L_b(\text{no sop}) =$	2	m	$=$	78.740	in $M_C = 19.46$ 140.752

Propiedades del perfil : W18X71

$d =$	18.5	in	$f'_c =$	3.56	ksi
$t_w =$	0.495	in	$W_c =$	34.15	ksi
$b_f =$	7.64	in	$E_c =$	3703.37	ksi
$t_f =$	0.81	in	$t =$	2.362	in ( espesor total de la losa )
$k =$	1.21	in	$Z_x =$	146	in <sup>3</sup>
$A_s =$	20.8	in <sup>2</sup>	$S_x =$	127	in <sup>3</sup>
$F_y =$	50	kips	$I_y =$	60.3	in <sup>4</sup>
$F_u =$	65	kips	$r_y =$	1.7	in
$E =$	29,000.00	ksi	$J =$	3.490	in <sup>4</sup>

Ancho efectivo :

El ancho efectivo es la suma de los anchos efectivos para cada lado del centro de la viga

no debe exceder de:

- 1.- 59.055 in (Un octavo del claro de la viga centro a centro del apoyo)  
(La mitad de la distancia entre el eje central de la viga y el eje central de la viga adyacente)
- 2.- 236.22 in
- 3.- 118.11 in (La distancia entre el eje central de la viga y el borde de la losa)

$$b_e = 59.055 \text{ in}$$

$$h / t_w = 32.485 \quad \text{Mn se calcula en base a la distribución plástica de esfuerzos}$$

### Momento positivo

Localización del eje neutro :

$$a = 5.82 \text{ in}$$

Suponiendo que el eje neutro se encuentra en la base del patín

$$C = 731.229 \text{ kips}$$

$$T = 730.580 \text{ kips}$$

El ENP se encuentra en el patín ( $C > T$ )

$$\bar{y} = 0.809 \text{ in}$$

$$M_n = 9,868.09 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 822.34 \text{ kips.ft}$$

$$\Phi M_n = 740.10 \text{ kips.ft}$$

**Momento Negativo :**

Es el menor valor obtenido de acuerdo al estado límite de fluencia y pandeo lateral torsional.

**Estado límite de fluencia :**

$$M_n = 7,300.00 \text{ kips-in}$$

**Pandeo lateral torsional :**

$C_b = 1.468$	$c = 1$ (doble simetría)
	$h_o = 10.86 \text{ in}$
$L_b = 78.740 \text{ in}$	$C_w = 4,700.00 \text{ in}^6$
$L_p = 72.057 \text{ in}$	$r_{ts} = 2.05$
$L_r = 267.959 \text{ in}$	$J c/S_x h_o = 0.0025$
	$(L_b/r_{ts})^2 = 1,479.070$
	$F_{cr} = 322.80 \text{ ksi}$

$$L_p < L_b < L_r$$

$$M_n = 10,570.599 \text{ kips-in}$$

$$M_n = 7,300.000 \text{ kips-in}$$

$$\Phi M_n = 547.500 \text{ kips-ft}$$

$$\Phi M_n = 740.107 > 190.659 \text{ kips-ft} \quad (\text{momento positivo})$$

La sección es adecuada

$$\Phi M_n = 547.500 > 328.663 \text{ kips-ft} \quad (\text{momento negativo})$$

**Resistencia por Cortante :**

Como lo especifica el capítulo G del AISC

$$h/t_w = 32.485$$

$$\Phi_v = 1$$

$$C_v = 1$$

$$A_w = 7.960 \text{ in}^2$$

$$\Phi_v V_n = 397.980 \text{ kips}$$

Como lo especifica el ACI 318

$$V_c = 2.153 \text{ kips}$$
$$\Phi_v V_t = 300.100 > 42.681 \text{ kips}$$

La resistencia por cortante es adecuada

## APÉNDICE C

### APÉNDICE C. DISEÑO DE VIGAS Y COLUMNAS POR CARGAS DE GRAVEDAD

En el diseño por cargas de gravedad solo se presenta para el modelo M7NQ4 ya que este es el edificio de mayor altura.

#### C1. Diseño de columna de acero

##### DISEÑO DE COLUMNA

Datos: Obtenidos del análisis estructural					kips-ft
Pu =	33.64	Kips	Ag =	38.1 in <sup>2</sup>	Mmax = 77.36
Mu =	77.36	Kips-ft	Lb =	137.795 in	MA = 9.86
Fy =	42	ksi	G =	11200 ksi	MB = 9.02
E =	29000	ksi	Zx =	235.04 in <sup>3</sup>	MC = 25.24
Perfil propuesto:					M1 = 0
	HSS20X5/8"		Columna	Viga	M2 = 0
d =	20	in	L =	11.483	19.685 ft
tw =	0.581	in	Ix =	1789.51	1170 in <sup>4</sup>
bf =	20	in	Iy =	1789.51	60.3 in <sup>4</sup>
tf =	0.581	in	rx =	6.850	in
			ry =	6.850	in

Revisión de pandeo local

$$\lambda = b_f/2t_f = 17.212 > \lambda_p = 65/\sqrt{F_y} = 10.030$$

$$\lambda = h/t_w = 32.423 < \lambda_p = 640/\sqrt{F_y} = 98.754 \quad \text{Ok}$$

Cálculo de factores G

$$G_{top} = (\sum I_c/L_c)/((\sum I_v/L_v) = 2.622$$

$$G_{bottom} = 1$$

$$K_x = 1.86 \quad (\text{Aproximada de Nomograma})$$

$$K_y = 1.9$$

$$K_x L_x / r_x = 37.416$$

$$K_y L_y / r_y = 37.416$$

$$\lambda_c = 0.453$$

$$F_{cr} = 38.540 \text{ ksi}$$

$$\Phi P_n = \Phi F_{cr} A_g = 1248.105 \text{ kips}$$

$$P_u / \Phi_c P_n = 0.027$$

Momento de Inercia en X

$$\text{Patín sup} = 1162.33 \text{ in}^4$$

$$\text{Alma} = 323.67 \text{ in}^4$$

$$\text{Patín inf} = 1162.33 \text{ in}^4$$

$$I_x = \mathbf{2648.32} \text{ in}^4$$

Momento de Inercia en Y

$$\text{Patín sup} = 387.33 \text{ in}^4$$

$$\text{Alma} = 0.31 \text{ in}^4$$

$$\text{Patín inf} = 387.33 \text{ in}^4$$

$$I_y = \mathbf{774.97} \text{ in}^4$$

Módulo de sección elástico

$$S_x = 264.832 \text{ in}^3$$

Módulo de sección elástico

$$S_x = 77.497 \text{ in}^3$$

Constante de Torsión J

$$J = 2((b_f t_f^3)/3) + (1/3) d_w t_w^3 = 3.9225 \text{ in}^4$$

Constante de Alabeo

$$C_w = 73060.253 \text{ in}^6$$

$$X_1 = 1848.051 \text{ ksi}$$

$$X_2 = 0.013704 \text{ (1/ksi)}^2$$

$$M_p = 822.64 \text{ Kips-ft} \quad \left| \text{Zona 1} \right.$$

$$\begin{array}{l} M_r = 706.22 \text{ Kips-ft} \\ M_n = 2484.499 \text{ Kips-ft} \\ \mathbf{M_n = 822.640} \text{ Kips-ft} \end{array} \quad \left| \text{Zona 2} \right.$$

$$\begin{array}{l} M_n = 27841.51459 \text{ Kips-ft} \\ M_n = 822.64000 \text{ Kips-ft} \end{array} \quad \left| \text{Zona 3} \right.$$

Resistencia a Momento

Lb = 137.795 in

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{f_{yf}}} = 317.093 \text{ in}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_{yf} - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_{yf} - F_r)^2}} = 873.65 \text{ in}$$

$$L_b < L_p \quad - \quad -$$

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} = 2.88$$

Mn =	822.640	kips-ft
ΦMn =	740.376	kips-ft

Zona 1  
(Pandeo  
plástico)

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} = 0.6$$

$$P_{e1x} = \frac{\pi^2 EA_g}{(K_x L / r_x)^2} = 26948.53 \text{ kips}$$

$$P_{e2x} = \frac{\pi^2 EA_g}{(K_x L / r_x)^2} = 7789.50 \text{ kips}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - (P_u / P_{e1})} = 1.0$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - (\sum P_u / \sum P_{e2})} = 1.004$$



$$M_{ux} = B_{1x}M_{nx} + B_{2x}M_{lx} = 77.36 \text{ kips-ft}$$

Ecuación de iteración:

$$\text{Si } P_u / \Phi_c P_n \leq 0.2$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) = 0.131$$

## C2. Diseño de vigas de acero

### DISEÑO DE VIGA

				kips-ft
Datos: Obtenidos del análisis estructural	$A_g =$	20.8	$\text{in}^2$	$M_{\text{max}} =$ 284.72
$M_u =$ 91.38	Kips-ft	$L_b =$ 236.22	in	$M_A =$ 28.36
$F_y =$ 50	ksi	$G =$ 11200	ksi	$M_B =$ 16.22
$E =$ 29000	ksi	$Z_x =$ 146	$\text{in}^3$	$M_C =$ 28.36

Perfil propuesto

	W 18	X	71	Viga
$d =$	18.5	in		$L =$ 19.69
$t_w =$	0.50	in		$I_x =$ 1170
$b_f =$	7.64	in		$I_y =$ 60.3
$t_f =$	0.810	in		$r_x =$ 7.50
				$r_y =$ 1.70

Revisión de pandeo local

$\lambda = b_f / 2t_f =$	4.716	<	$\lambda_p = 65 / \sqrt{F_y}$		
			=	9.192	Ok
$\lambda = h / t_w =$	34.101	<	$\lambda_p = 640 / \sqrt{F_y}$		
			=	90.510	Ok

Momento de Inercia en X

Patín sup=	529.83		$\text{in}^4$
Alma =	198.40		$\text{in}^4$

Momento de Inercia en Y

Patín sup=	30.10		$\text{in}^4$
Alma =	0.17		$\text{in}^4$

Patín inf=	529.83	in <sup>4</sup>	Patín inf=	30.10	in <sup>4</sup>
I <sub>x</sub> =	<b>1258.07</b>	in <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> =	<b>60.37</b>	in <sup>4</sup>

Módulo de sección elástico		Módulo de sección elástico			
S <sub>x</sub> =	136.007	in <sup>3</sup>	S <sub>x</sub> =	15.804	in <sup>3</sup>

Constante de Torsión J		Constante de Alabeo			
J = 2((b <sub>f</sub> t <sub>f</sub> <sup>3</sup> )/3) + (1/3) d <sub>w</sub> t <sub>w</sub> <sup>3</sup>	= 3.45	in <sup>4</sup>	C <sub>w</sub> =	4723.22	in <sup>6</sup>

X<sub>1</sub> = 2495.28 ksi

X<sub>2</sub> = 0.0038 (1/ksi)<sup>2</sup>

M<sub>p</sub> = 608.33 Kips-ft | Zona 1

M <sub>r</sub> = 453.36 Kips-ft	Zona 2
M <sub>n</sub> = 1558.76 Kips-ft	
<b>M<sub>n</sub> = 608.33 Kips-ft</b>	

M <sub>n</sub> = 1382.66 Kips-ft	Zona 3
<b>M<sub>n</sub> = 608.33 Kips-ft</b>	

Resistencia a Momento

L<sub>b</sub> = 236.2 in

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{f_{yf}}} = 72.12 \text{ in}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_y - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - F_r)^2}} = 203.45 \text{ in}$$

- - L<sub>b</sub> > L<sub>r</sub>

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} = 3.75 \text{ in}$$

Zona 3 (Pandeo Elástico)

M<sub>n</sub> = 608.33 kips-ft  
 ΦM<sub>n</sub> = 547.50 kips-ft

M<sub>u</sub> / ΦM<sub>n</sub> = 0.166

## APÉNDICE D

### APÉNDICE D. RELACIÓN DE MOMENTOS ENTRE VIGA Y COLUMNA

- Relación de momentos entre viga y columna para el modelo M3NQ4

Propiedades :	HSS18x3/8"	Propiedades :	W16x40
d =	18 in	d =	16 in
		t <sub>losa</sub> =	2.36 in
Momento resistente columna :		Momento resistente viga :	
$\Phi_b M_n =$	451.95 kip-ft	$\Phi_b M_n =$	273.5 kip-ft

Momento debido a la amplificación del Cortante :

L =	19.685 ft	N <sub>vigas</sub> =	2
L <sub>ong, plást</sub> =	0.765 ft	N <sub>columnas</sub> =	2
V <sub>uv</sub> =	15.065 kips		
M <sub>uv</sub> =	22.825 kips-ft		
$\Sigma M^*_{p,exp} =$	707.519 kips-ft		

$$\frac{\sum M^*_{pcc}}{\sum M^*_{p,exp}} = 1.14$$

- Relación de momentos entre viga y columna para el modelo M3NQ2

Propiedades :	HSS18x1/2"	Propiedades :	W16x40
d =	18 in	d =	16 in
		t <sub>losa</sub> =	2.36 in
Momento resistente columna :		Momento resistente viga :	
$\Phi_b M_n =$	555.53 kip-ft	$\Phi_b M_n =$	273.5 kip-ft

Momento debido a la amplificación del Cortante :

L =	19.685 ft	N <sub>vigas</sub> =	2
L <sub>ong, plást</sub> =	0.765 ft	N <sub>columnas</sub> =	2
V <sub>uv</sub> =	15.065 kips		

$$M_{uv} = 22.825 \quad \text{kips-ft}$$

$$\Sigma M_{p,exp}^* = 707.519 \quad \text{kips-ft}$$

$$\frac{\Sigma M_{pcc}^*}{\Sigma M_{p,exp}^*} = 1.43$$

- Relación de momentos entre viga y columna para el modelo M5NQ4

Propiedades : HSS20x1/2"

$$d = 20 \quad \text{in}$$

Propiedades : W16x40

$$d = 16 \quad \text{in}$$

$$t_{losa} = 2.36 \quad \text{in}$$

Momento resistente columna :

$$\Phi_b M_n = 705.56 \quad \text{kip-ft}$$

Momento resistente viga :

$$\Phi_b M_n = 273.5 \quad \text{kip-ft}$$

Momento debido a la amplificación del Cortante :

$$L = 19.685 \quad \text{ft}$$

$$L_{ong, plást} = 0.765 \quad \text{ft}$$

$$N_{vigas} = 2$$

$$N_{columnas} = 2$$

$$V_{uv} = 15.065 \quad \text{kips}$$

$$M_{uv} = 24.080 \quad \text{kips-ft}$$

$$\Sigma M_{p,exp}^* = 710.030 \quad \text{kips-ft}$$

$$\frac{\Sigma M_{pcc}^*}{\Sigma M_{p,exp}^*} = 1.70$$

- Relación de momentos entre viga y columna para el modelo M5NQ4

Propiedades :	HSS20x1/2"	Propiedades :	W16x57
d =	20 in	d =	16 in
		t <sub>losa</sub> =	2.36 in
Momento resistente columna :		Momento resistente viga :	
$\Phi_b M_n =$	705.56 kip-ft	$\Phi_b M_n =$	393.75 kip-ft
Momento debido a la amplificación del Cortante :			
L =	19.685 ft	N <sub>vigas</sub> =	2
L <sub>ong, plást</sub> =	0.765 ft	N <sub>columnas</sub> =	2
V <sub>uv</sub> =	21.688 kips		
M <sub>uv</sub> =	34.667 kips-ft		
$\Sigma M^*_{p,exp} =$	1022.210 kips-ft		

$$\frac{\sum M^*_{pcc}}{\sum M^*_{p,exp}} = 1.18$$

- Relación de momentos entre viga y columna para el modelo M5NQ2

Propiedades :	HSS20x5/8"	Propiedades :	W18x60
d =	20 in	d =	16 in
		t <sub>losa</sub> =	2.36 in
Momento resistente columna :		Momento resistente viga :	
$\Phi_b M_n =$	831.55 kip-ft	$\Phi_b M_n =$	461.25 kip-ft
Momento debido a la amplificación del Cortante :			
L =	19.685 ft	N <sub>vigas</sub> =	2
L <sub>ong, plást</sub> =	0.765 ft	N <sub>columnas</sub> =	2

$$\begin{aligned} V_{uv} &= 25.406 && \text{kips} \\ M_{uv} &= 40.610 && \text{kips-ft} \end{aligned}$$

$$\Sigma M_{p,exp}^* = 1197.446 \quad \text{kips-ft}$$

$$\frac{\Sigma M_{pcc}^*}{\Sigma M_{p,exp}^*} = 1.31$$

- Relación de momentos entre viga y columna para el modelo M5NQ2

Propiedades : HSS20x5/8"

$$d = 20 \quad \text{in}$$

Propiedades : W16x40

$$\begin{aligned} d &= 16 && \text{in} \\ t_{losa} &= 2.36 && \text{in} \end{aligned}$$

Momento resistente columna :

$$\Phi_b M_n = 831.55 \quad \text{kip-ft}$$

Momento resistente viga :

$$\Phi_b M_n = 273.5 \quad \text{kip-ft}$$

Momento debido a la amplificación del Cortante :

$$\begin{aligned} L &= 19.685 && \text{ft} \\ L_{\text{ong, plást}} &= 0.765 && \text{ft} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{\text{vigas}} &= 2 \\ N_{\text{columnas}} &= 2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{uv} &= 15.065 && \text{kips} \\ M_{uv} &= 24.080 && \text{kips-ft} \end{aligned}$$

$$\Sigma M_{p,exp}^* = 710.030 \quad \text{kips-ft}$$

$$\frac{\Sigma M_{pcc}^*}{\Sigma M_{p,exp}^*} = 1.75$$

- Relación de momentos entre viga y columna para el modelo M7NQ4

Propiedades : HSS20x5/8"  
 d = 20 in

Propiedades : W18x71  
 d = 18 in  
 t<sub>losa</sub> = 2.36 in

Momento resistente columna :  
 $\Phi_b M_n = 831.55$  kip-ft

Momento resistente viga :  
 $\Phi_b M_n = 547.5$  kip-ft

Momento debido a la amplificación del Cortante :

L = 19.685 ft  
 L<sub>ong, plást</sub> = 0.848 ft

N<sub>vigas</sub> = 2  
 N<sub>columnas</sub> = 2

V<sub>uv</sub> = 30.437 kips  
 M<sub>uv</sub> = 51.187 kips-ft

$\Sigma M^*_{p,exp} = 1427.324$  kips-ft

$$\frac{\sum M^*_{pcc}}{\sum M^*_{p,exp}} = 1.13$$

## APÉNDICE E

### APÉNDICE E. PARÁMETROS DE LOS MODELOS CONSTITUTIVOS

En este apéndice se calculan los parámetros necesarios para construir los modelos constitutivos del acero (shenSteel01) y concreto (changManderConcrete01) en columnas CCFT, los cuales fueron utilizados en los análisis no lineales realizados en el capítulo 4 de este trabajo de investigación.

#### E1. PARÁMETROS changManderConcrete01

- Parámetros para el modelo M3NQ4

$$D = 18 \text{ in}$$

$$t = 0.349 \text{ in}$$

$$F_y = 405.41 \text{ MPa} \qquad F_y = 41,340.60 \text{ T/m}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 = 24.5175 \text{ MPa}$$

$$E_c = 27218.7 \text{ MPa} = 2,775,534.66 \text{ T/m}^2$$

$$\varepsilon_c = 0.003$$

$$\varepsilon'_c = 0.002$$

$$\alpha_0 = 0.048$$

$$f_l = 0.789 \text{ MPa}$$

$$f'_{cc} = 29.600 \text{ MPa} \qquad 3,018.377 \text{ T/m}^2$$

$$\varepsilon'_{cc} = 0.004$$

$$rn\_pre = 2.815$$

$$f'_t = 2.476 \text{ MPa} \qquad 252.4569 \text{ T/m}^2$$

$$\varepsilon'_t = 0.000$$

$$rn\_post = 0.450$$

f'cc	ε'cc	Ec	rn_pre	rn_post	f'_t	ε'_t	rp	xp_cr
-3,018.38	-0.00394	2.78E+06	2.815	0.450	252.46	0.000112	4	4



▪ Parámetros para el modelo M3NQ2

$D = 18 \text{ in}$   
 $t = 0.465 \text{ in}$   
 $F_y = 405.41 \text{ MPa} \quad F_y = 41,340.60 \text{ T/m}^2$   
 $\text{Kg/cm}^2$   
 $f'_c = 250 = 24.5175 \text{ MPa}$   
 $E_c = 27218.7 \text{ MPa} \quad 2,775,534.66 \text{ T/m}^2$   
 $\epsilon_c = 0.003$   
 $\epsilon'_c = 0.002$   
 $\alpha_\theta = 0.071$   
 $f_l = 1.560 \text{ MPa}$   
 $f'_{cc} = 33.937 \text{ MPa} \quad 3,460.590 \text{ T/m}^2$   
 $\epsilon'_{cc} = 0.006$   
 $rn_{pre} = 2.815$   
 $f'_t = 2.476 \text{ MPa} \quad 252.4569 \text{ T/m}^2$   
 $\epsilon'_t = 0.000$   
 $rn_{post} = 0.437$

$f'_{cc}$	$\epsilon'_{cc}$	$E_c$	$rn_{pre}$	$rn_{post}$	$f'_t$	$\epsilon'_t$	$rp$	$xp_{cr}$
3,460.59	0.00565	2.78E+06	2.815	0.437	252.46	0.000112	4	4

▪ Parámetros para el modelo M5NQ4

$D = 20 \text{ in}$   
 $t = 0.465 \text{ in}$   
 $F_y = 405.41 \text{ MPa} \quad F_y = 41,340.60 \text{ T/m}^2$   
 $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 = 24.5175 \text{ MPa}$   
 $E_c = 27218.7 \text{ MPa} = 2,775,534.66 \text{ T/m}^2$   
 $\epsilon_c = 0.003$   
 $\epsilon'_c = 0.002$   
 $\alpha_\theta = 0.063$   
 $f_l = 1.249 \text{ MPa}$

$$f'_{cc} = 32.248 \text{ MPa} \quad \boxed{3,288.371} \text{ T/m}^2$$

$$\varepsilon'_{cc} = 0.005$$

$$rn_{pre} = 2.815$$

$$f'_t = 2.476 \text{ MPa} \quad \boxed{252.4569} \text{ T/m}^2$$

$$\varepsilon'_t = 0.000$$

$$rn_{post} = 0.442$$

f'cc	$\varepsilon'_{cc}$	Ec	rn_pre	rn_post	f'_t	$\varepsilon'_t$	rp	xp_cr
-3,288.37	-0.00499	2.78E+06	2.815	0.442	252.46	0.000112	4	4

▪ Parámetros para el modelo M5NQ2

$$D = 20 \text{ in}$$

$$t = 0.581 \text{ in}$$

$$F_y = 405.41 \text{ MPa} \quad F_y = 41,340.60 \text{ T/m}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2 = 24.5175 \text{ MPa}$$

$$E_c = 27218.7 \text{ MPa} = \boxed{2,775,534.66} \text{ T/m}^2$$

$$\varepsilon_c = 0.003$$

$$\varepsilon'_c = 0.002$$

$$\alpha_0 = 0.078$$

$$f_l = 1.953 \text{ MPa}$$

$$f'_{cc} = 35.958 \text{ MPa} \quad \boxed{3,666.682} \text{ T/m}^2$$

$$\varepsilon'_{cc} = 0.006$$

$$rn_{pre} = 2.815$$

$$f'_t = 2.476 \text{ MPa} \quad \boxed{252.4569} \text{ T/m}^2$$

$$\varepsilon'_t = 0.000$$

$$rn_{post} = 0.433$$

f'cc	$\varepsilon'_{cc}$	Ec	rn_pre	rn_post	f'_t	$\varepsilon'_t$	rp	xp_cr
-3,666.68	-0.00645	2.78E+06	2.815	0.433	252.46	0.000112	4	4

▪ Parámetros para el modelo M7NQ4

$D = 20 \text{ in}$

$t = 0.581 \text{ in}$

$F_y = 405.41 \text{ MPa} \quad F_y = 41,340.60 \text{ T/m}^2$

$f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2 = 34.3245 \text{ MPa}$

$E_c = 30879.16 \text{ MPa} = 3,148,797.04 \text{ T/m}^2$

$\epsilon_c = 0.003$

$\epsilon'_c = 0.002$

$\alpha_\theta = 0.078$

$f_l = 1.953 \text{ MPa}$

$f'_{cc} = 46.272 \text{ MPa} \quad 4,718.384 \text{ T/m}^2$

$\epsilon'_{cc} = 0.006$

$m_{pre} = 4.701$

$f'_t = 2.929 \text{ MPa} \quad 298.7111 \text{ T/m}^2$

$\epsilon'_t = 0.000$

$m_{post} = 0.447$

$f'_{cc}$	$\epsilon'_{cc}$	$E_c$	$m_{pre}$	$m_{post}$	$f'_t$	$\epsilon'_t$	rp	xp_cr
-4,718.38	-0.00577	3.15E+06	4.701	0.447	298.71	0.000117	4	4

**E2. PARÁMETROS shenSteel01**

▪ Parámetros para el modelo M3NQ4

$D = 18 \text{ in}$

$t = 0.349 \text{ in}$

$F_y = 405.41 \text{ MPa} \quad F_y = 41,341 \text{ T/m}^2$

$E^e = 200,055.70 \text{ MPa} = 20,400,000 \text{ T/m}^2$

$\epsilon_y = 0.0020265$

$F_u = 487.3267 \text{ MPa} = 49693 \text{ T/m}^2$

$\epsilon^p_o = 0.0006$

$\alpha_\theta = 0.19000$

$\alpha_{z,+} = 1.08137$

$\alpha_{z,-} = -0.89137$

$\kappa_o =$	43821.04	MPa
$a =$	-0.528	
$b =$	1.88	
$c =$	18.70	
$e =$	316.00	
$f =$	0.48	MPa
$\alpha =$	0.22	
$\omega =$	0.000097	
$E_{oi}^p =$	206040.00	MPa
$\zeta =$	0.00152	

Es	Fy	Fu	eu	kappa	Ep0i	alpha
20,400,000	41,340.60	49,693.49	0.10	43,821	206,040	0.217

a	b	c	omega	zeta	e	f
-0.528	1.88	18.7	9.6757E-05	0.0015	316	0.484

▪ Parámetros para el modelo M3NQ2

D =	18 in		
t =	0.465 in		
Fy =	405.41 MPa	Fy =	41,341 T/m <sup>2</sup>
E <sup>e</sup> =	200,055.70 MPa =	20,400,000	T/m <sup>2</sup>
$\epsilon_y =$	0.0020265		
Fu =	487.3267 MPa =	49693	T/m <sup>2</sup>
$\epsilon_o^p =$	0.0006		
$\alpha_\theta =$	0.19000		
$\alpha_{z,+} =$	1.08137		
$\alpha_{z,-} =$	-0.89137		
$\kappa_o =$	43821.04	MPa	
$a =$	-0.528		
$b =$	1.88		
$c =$	18.70		

$e =$	316.00	
$f =$	0.48	MPa
$\alpha =$	0.22	
$\omega =$	0.000097	
$E_{oi}^p =$	206040.00	MPa
$\zeta =$	0.00152	

Es	Fy	Fu	eu	kappa	Ep0i	alpha
20,400,000	41,340.60	49,693.49	0.10	43,821	206,040	0.217

a	b	c	omega	zeta	e	f
-0.528	1.88	18.7	9.6757E-05	0.0015	316	0.484

▪ Parámetros para el modelo M5NQ4

$D =$	20	in
$t =$	0.465	in
$F_y =$	405.41	MPa
$E^e =$	200,055.70	MPa =
$\varepsilon_y =$	0.0020265	
$F_u =$	487.3267	MPa =
$\varepsilon_o^p =$	0.0006	
$\alpha_\theta =$	0.19000	
$\alpha_{z,+} =$	1.08137	
$\alpha_{z,-} =$	-0.89137	
$\kappa_o =$	43821.04	MPa
$a =$	-0.528	
$b =$	1.88	
$c =$	18.70	
$e =$	316.00	
$f =$	0.48	MPa
$\alpha =$	0.22	
$\omega =$	0.000097	

$$E_{ol}^p = \boxed{206040.00} \text{ MPa}$$

$$\zeta = \boxed{0.00152}$$

Es	Fy	Fu	eu	kappa	Ep0i	alpha
20,400,000	41,340.60	49,693.49	0.10	43,821	206,040	0.217
a	b	c	omega	zeta	e	f
-0.528	1.88	18.7	9.6757E-05	0.0015	316	0.484

▪ Parámetros para el modelo M5NQ2

$$D = 20 \text{ in}$$

$$t = 0.581 \text{ in}$$

$$F_y = 405.41 \text{ MPa}$$

$$F_y = 41,341 \text{ T/m}^2$$

$$E^e = 200,055.70 \text{ MPa} = \boxed{20,400,000} \text{ T/m}^2$$

$$\varepsilon_y = 0.0020265$$

$$F_u = 487.3267 \text{ MPa} = 49693 \text{ T/m}^2$$

$$\varepsilon_o^p = 0.0006$$

$$\alpha_\theta = 0.19000$$

$$\alpha_{z,+} = 1.08137$$

$$\alpha_{z,-} = -0.89137$$

$$\kappa_o = \boxed{43821.04}$$

$$a = \boxed{-0.528}$$

$$b = \boxed{1.88}$$

$$c = \boxed{18.70}$$

$$e = \boxed{316.00}$$

$$f = \boxed{0.48}$$

$$\alpha = \boxed{0.22}$$

$$\omega = \boxed{0.000097}$$

$$E_{ol}^p = \boxed{206040.00}$$

$$\zeta = \boxed{0.00152}$$

Es	Fy	Fu	eu	kappa	Ep0i	alpha
20,400,000	41,340.60	49,693.49	0.10	43,821	206,040	0.217

a	b	c	omega	zeta	e	f
-0.528	1.88	18.7	9.6757E-05	0.0015	316	0.484

▪ Parámetros para el modelo M7NQ4

- D = 20 in
- t = 0.581 in
- Fy = 405.41 MPa      Fy = 41,341 T/m<sup>2</sup>
- E<sup>e</sup> = 200,055.70 MPa = 20,400,000 T/m<sup>2</sup>
- ε<sub>y</sub> = 0.0020265
- Fu = 487.3267 MPa = 49693 T/m<sup>2</sup>
  
- ε<sup>p</sup><sub>o</sub> = 0.0006
- α<sub>θ</sub> = 0.19000
- α<sub>z,+</sub> = 1.08137
- α<sub>z,-</sub> = -0.89137
- κ<sub>o</sub> = 43821.04
- a = -0.528
- b = 1.88
- c = 18.70
- e = 316.00
- f = 0.48
- α = 0.22
- ω = 0.000097
- E<sup>p</sup><sub>oi</sub> = 206040.00
- ζ = 0.00152

Es	Fy	Fu	eu	kappa	Ep0i	alpha
20,400,000	41,340.60	49,693.49	0.10	43,821	206,040	0.217

a	b	c	omega	zeta	e	f
-0.528	1.88	18.7	9.675E-05	0.0015	316	0.484