



**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA METROPOLITANA
UNIDAD AZCAPOTZALCO**

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA

POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

**EFFECTO DEL ANGULO DE INCIDENCIA DEL VIENTO EN LA RESPUESTA
DE TORRES AUTOSOPORTADAS**

TESIS QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

PRESENTA:

CERVANTES CASTILLO JOSÉ ANTONIO

DIRECTOR DE TESIS:

DR. EDGAR TAPIA HERNANDEZ

CIUDAD DE MÉXICO.

MARZO 2017

AGRADECIMIENTOS

A los miembros del Programa de Posgrado en Ingeniería Estructural, especialmente a los profesores por su tiempo, dedicación y apoyo.

A la Universidad Autónoma de Metropolitana y al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, por el apoyo para el desarrollo de este proyecto.

A mi asesor, el Dr. Edgar Tapia Hernandez por el apoyo, motivación, las aportaciones realizadas a este trabajo, tiempo y darme animo de seguir adelante.

A mis padres, esposa y hermano que me apoyaron en todo momento y me impulsaron a conseguir que este paso en mi desarrollo profesional se cumpliera satisfactoriamente.

A mis compañeros y amigos del posgrado, en especial el Ing. Juan Carlos Trueba Albino, gracias por su amistad y compañerismo.

A todos aquellos que de alguna u otra forma contribuyeron al desarrollo de este trabajo.

DEDICATORIA

A Dios.

Por haberme permitido llegar hasta este punto y haberme dado salud y fortaleza para lograr mis objetivos, además de su infinita bondad y amor.

A mis padres.

Por ser máximos responsables de mi formación como ser humano y profesionalista, por su ejemplo sustentado en el esfuerzo, la constancia y el empeño, pero sobre todo por el amor que me profesan en forma de acciones, cuidados, apoyo y exigencia para ser mejor cada día.

Este trabajo se los ofrezco con todo el cariño y la esperanza de que signifique un motivo de orgullo que recompense en una mínima parte los sacrificios y esfuerzos que destinaron a mi persona a lo largo de estos años.

A mi esposa.

Por ser parte de mi vida y compartir desde hace tiempo alegrías y situaciones difíciles, por brindarme tu compañía en todas esas noches de desvelo y darme ánimos cuando mis fuerzas flaqueaban.

A mi hermano.

Por darme muestras de carácter y determinación para afrontar los problemas, así como ser un amigo en situaciones difíciles.

A mis amigos.

Que nos apoyamos mutuamente en nuestra formación profesional y que hasta ahora, seguimos siendo amigos.

A mi compañero y amigo, el Ing. Juan Carlos Trueba Albino por todo su apoyo durante este periodo formativo profesional, por su amistad e impulso en los tiempos difíciles.

Finalmente a los maestros, aquellos que marcaron cada etapa de nuestra formación profesional y que me ayudaron en asesorías y dudas presentadas en la elaboración de la tesis.

Todo este trabajo ha sido posible gracias a ellos.

ÍNDICE

Objetivo	1
Objetivos específicos	1
Resumen	2
Introducción	4
Capítulo 1: Torres de transmisión en México	7
1.1 Las torres de celosía	8
1.1.1 Clasificación de torres de celosía	8
1.1.2 Equipos y accesorios	11
1.1.2.1 Antenas	11
1.1.2.2 Accesorios para funcionamiento	12
1.3 Elementos estructurales	14
1.3.1 Piernas	14
1.3.2 Configuración de diagonales	15
1.3.3 Conexiones	16
1.4 Fabricación	18
1.5 Mantenimiento	19
1.6 Cimentación	20
1.7 Conclusiones	21
Capítulo 2: Estado del arte	23
2.1 Investigaciones recientes	24
2.2 Investigaciones experimentales	24
2.2.1 Carril <i>et al.</i> (2003)	24
2.2.2 Albermani <i>et al.</i> (2003)	25
2.2.3 Zhuge <i>et al.</i> (2012)	27
2.2.4 Prud'homme <i>et al.</i> (2013)	28
2.2.5 Yang <i>et al.</i> (2014)	30
2.2.6 Szafran (2015)	31
2.3 Investigaciones analíticas	32
2.3.1 Da-Silva <i>et al.</i> (2005)	32
2.3.2 Chay <i>et al.</i> (2005)	34
2.3.3 Prasad <i>et al.</i> (2010)	36
2.3.4 Tailon <i>et al.</i> (2012)	37
2.3.5 Stamatopoulos (2013)	38
2.3.6 Mara <i>et al.</i> (2013)	39
2.4 Investigaciones desarrolladas en México	41
2.4.1 Tapia y Sordo (2012)	41
2.4.2 Hernandez-Barrios <i>et al.</i> (2014)	42
2.4.3 Tapia e Ibarra (2015)	44
2.5 Conclusiones	46
Capítulo 3: Criterios normativos	47
3.1 Introducción	48
3.2 Presiones y fuerzas de diseño	49
3.2.1 Capítulo de Viento del Manual de Obras Civiles (MOC-CFE-08), México.	49
3.2.2 Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento (NTC-RCDF-CV-04, 2004), México	51
3.2.3 Especificaciones de Diseño por Viento (ASCE 7-10, 2010), Estados Unidos	52

3.2.4 Reglamento de Diseño por Viento de Australia y Nueva Zelanda (AS/NZS-11, 2011)	53
3.2.5 Reglamento del Instituto de Arquitectura de Japón (AIJ-06, 2006)	54
3.2.6 Especificaciones de la India (IS:875 – IS875-87. 2003)	55
3.2.7 Especificaciones de la Comisión Internacional Electrotécnica (IEC, 2003)	56
3.3 Coeficientes de arrastre	57
3.3.1 Comparación de coeficientes de arrastre de los reglamentos de diseño eólico	57
3.3.2 Coeficientes de arrastre en secciones de lados planos	57
3.3.3 Coeficientes de arrastre para secciones de lados circulares	59
3.3.4 Investigaciones recientes de coeficientes de arrastre	63
3.4 Comparación de demandas en torre existente	66
3.4.1 Torre Chetumal, Q. Roo.	67
3.4.2 Torre San Luis Potosí, S. L. P.	72
3.5 Conclusiones	75
Capítulo 4: Diseño por capacidad	79
4.1 Introducción	80
4.2 Metodología de diseño	80
4.2.1 Propuesta de configuración	81
4.2.2 Fórmulas de aproximación	82
4.2.3 Patrón de cargas	85
4.2.4 Diseño de celosía	87
4.3 Conclusiones	98
Capítulo 5: Aspectos de modelado inelástico	99
5.1 Introducción	100
5.2 Modelado en <i>OpenSees</i>	107
5.2.1 Definir grados de libertad y dimensiones del problema	108
5.2.2 Declaración de las propiedades de los materiales	108
5.2.3 Crear nodos y coordenadas	109
5.2.4 Establecer las condiciones de apoyo	109
5.2.5 Transformaciones geométricas	109
5.2.6 Definición de secciones transversales de los elementos	110
5.2.7 Definición de elementos y sus características	112
5.2.8 Definición de patrones de carga	112
5.2.9 Análisis ante cargas gravitacionales	113
5.2.10 Análisis <i>Pushover</i> (no lineal estático ante cargas monótonas crecientes)	114
5.2.11 Archivos de salida	115
5.3 Descripción de los modelos TA60 y TA80	115
5.4 Conclusiones	118
Capítulo 6: Evolución del daño	121
6.1 Introducción	122
6.2 Curvas esfuerzo-deformación	122
6.3 Ángulo de incidencia a 0° (viento perpendicular a la cara)	123
6.3.1 Concentración de daño	125
6.4 Ángulo de incidencia a 15°	127
6.4.1 Resultados de la cara B	128
6.4.1.1 Concentración de daño en la cara B	129
6.4.2 Resultados de la cara C	131
6.5 Ángulo de incidencia a 30°	135
6.5.1 Resultados de la cara B	135

6.5.1.1 Concentración de daño en la cara B	137
6.5.2 Resultados de la cara C	139
6.5.2.1 Concentración de daño en la cara B	140
6.6 Ángulo de incidencia a 45° (viento en esquina)	142
6.6.1 Resultados de la cara B	142
6.6.1.1 Concentración de daño en la cara B	144
6.7 Conclusiones	146
Capítulo 7: Análisis de sollicitaciones	149
7.1 Introducción	150
7.2 Desplazamientos	150
7.3 Distorsión y desarrollo del colapso	151
7.3.1 Viento con un ángulo de incidencia de 0° (perpendicular a la cara)	151
7.3.2 Viento con ángulo de incidencia de 15°	153
7.3.3 Viento con un ángulo de incidencia de 30°	154
7.3.4 Viento con un ángulo de incidencia de 45° (viento en esquina)	156
7.4 Estudio de las demandas de carga axial	158
7.4.1 Ángulo de incidencia a 0° (perpendicular a la cara)	158
7.4.2 Ángulo de incidencia a 15°	160
7.4.3 Ángulo de incidencia a 30°	161
7.4.4 Ángulo de incidencia a 45°	162
7.5 Conclusiones	163
Capítulo 8: Conclusiones	165
Capítulo 9: Referencias	171
Apéndice A: Resultados Modelo TA80	177
A.0 Introducción	178
A.1 Curvas esfuerzo-deformación	178
A.2 Ángulo de incidencia a 0° (viento perpendicular a la cara)	179
A.2.1 Concentración de daño	180
A.3 Ángulo de incidencia 15°	185
A.3.1 Resultados en la cara B	185
A.3.1.1 Concentración de daño en la cara B	187
A.3.2 Resultados de la cara C	190
A.3.2.1 Concentración de daño en la cara C	191
A.4 Ángulo de incidencia a 30°	194
A.4.1 Resultados de la cara B	194
A.4.1.1 Concentración de daño en la cara B	196
A.4.2 Resultados de la cara C	199
A.4.2.1 Concentración de daño en la cara C	200
A.5 Ángulo de incidencia a 45° (Viento en esquina)	203
A.5.1 Resultados en la cara C	203
A.5.1.2 Concentración del daño en la cara C	204
A.6 Desplazamientos	207
A.7 Distorsión y desarrollo del colapso	208
A.7.1 Viento con un ángulo de incidencia de 0° (perpendicular a la cara)	208
A.7.2 Viento con un ángulo de incidencia de 15°	210
A.7.3 Viento con un ángulo de incidencia de 30°	211
A.7.4 Viento con un ángulo de incidencia de 45° (viento en esquina)	213
A.8 Estudio de las demandas de carga axial	214
A.8.1 Ángulo de incidencia de 0°	214
A.8.2 Ángulo de incidencia de 15°	216

A.8.3 Ángulo de incidencia de 30°	217
A.8.4 Ángulo de incidencia de 45°	218

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura I Interés reciente en la investigación de temas selectos de ingeniería eólica (adaptada de Stathopoulos 2015).	4
Figura II Colapso de torres de celosía por el paso de huracanes.	5
Figura III Daños en elementos estructurales de torres de celosía.	5
Figura 1.1 Elementos de torres de celosía.	8
Figura 1.2 Tipos de torre de celosía.	9
Figura 1.3 Secciones transversales más comunes para torres de celosía.	9
Figura 1.4 Muestra de 54 torres de comunicaciones de la práctica en México.	10
Figura 1.5 Relación de aspecto en torres de celosía.	10
Figura 1.6 Muestreo en función de la relación entre velocidad de diseño y velocidad regional actual (CFE-2008) y relación de aspecto.	11
Figura 1.7 Tipos de antenas.	12
Figura 1.8 Muestreo de antenas más utilizadas.	12
Figura 1.9 Accesorios típicos de torres de telecomunicaciones.	14
Figura 1.10 Tipos de celosía.	15
Figura 1.11 Elementos de soporte.	15
Figura 1.12 Tipos de conexiones en torres de celosía.	17
Figura 1.13 Cimentaciones comunes para torres de celosía.	20
Figura 2.1 Coeficientes de arrastre de códigos y el experimento (adaptada de Carril <i>et al.</i> 2003).	25
Figura 2.2 Modelos diseñados para la prueba (adaptada de Albermani <i>et al.</i> 2003).	26
Figura 2.3 Modelos para prueba experimental y mecanismo de falla (adaptada de Zhuge <i>et al.</i> 2004).	28
Figura 2.4 Configuración de la posición de los modelos en túnel de viento (adaptada Prud'homme <i>et al.</i> 2013).	29
Figura 2.5 Coeficientes de arrastre en función al ángulo de incidencia del viento (adaptada de Prud'homme, S. <i>et al.</i> 2013).	30
Figura 2.6 Comparación de resultados experimentales y calculados con base en códigos de diseño (adaptada de Yang <i>et al.</i> 2004).	31
Figura 2.7 Resultados de la prueba experimental (adaptada de Szafran 2015).	32
Figura 2.8 Fenómeno <i>Downburst</i> (adaptada de Chay <i>et al.</i> 2005).	35
Figura 2.9 Comparación de resultados experimentales y numéricos de elemento finito (adaptada de Prasad <i>et al.</i> 2010).	36
Figura 2.10 Resultados de la prueba experimental (adaptada de Tailon <i>et al.</i> (2012).	38
Figura 2.11 Resultados del análisis para perfil de viento atmosférico (adaptada de Mara <i>et al.</i> 2013).	40
Figura 2.12 Modelos de torre de celosía para telecomunicaciones (adaptada de Hernandez-Barrios <i>et al.</i> 2014).	43
Figura 2.13 Factor de amplificación dinámica (MOC-CFE-08) en función del amortiguamiento crítico (Hernandez-Barrios <i>et al.</i> 2014).	44
Figura 2.14 Evolución del mecanismo de colapso (adaptada de Tapia e Ibarra 2015).	45
Figura 3.1 Coeficientes de presión para torre cuadrada con elementos planos.	58

Figura 3.2 Coeficientes de presión para torre triangular con elementos planos.	59
Figura 3.3 Vórtices alternantes en elementos planos (a) y circulares (b). Adaptada de MOC-CFE-08(2008).	60
Figura 3.4 Coeficientes de presión para torre cuadrada con elementos circulares. Viento normal.	61
Figura 3.5 Coeficientes de presión para torre cuadrada con elementos circulares. Viento a 45°.	62
Figura 3.6 Coeficientes de presión para torre triangular con elementos circulares.	63
Figura 3.7 Comparación de coeficientes de arrastre, adaptada de Travanca <i>et al.</i> 2012.	63
Figura 3.8 Configuración de elementos del experimento de Fox y Toy (1990).	64
Figura 3.9 Gráfica comparativa de coeficientes de arrastre. Adaptada de Prud'homme <i>et al.</i> 2003.	65
Figura 3.10 Experimento de Prud'homme <i>et al.</i> 2003.	66
Figura 3.11 Diseño comercial de torre existente.	68
Figura 3.12 Características de la configuración geométrica.	69
Figura 3.13 Coeficientes de arrastre normativos para las torres de lados planos.	69
Figura 3.14 Relación de solidez y coeficientes de arrastre de la torre con lados planos.	70
Figura 3.15 Factor de amplificación dinámica para la torre de lados planos.	71
Figura 3.16 Perfil de fuerzas equivalentes de la torre con lados planos.	72
Figura 3.17 Diseño comercial de torre existente.	73
Figura 3.18 Características de la configuración geométrica.	74
Figura 3.19 Coeficientes de arrastre normativos.	74
Figura 3.20 Fuerzas equivalentes y factor de amplificación dinámica para torre con elementos circulares.	75
Figura 3.21 Factor de amplificación dinámica, adaptada de Tapia e Ibarra (2015).	76
Figura 3.22 Factor de amplificación dinámica, adaptada de Hernandez-Barrios <i>et al.</i> (2014).	77
Figura 4.1 Metodología propuesta para el diseño por capacidad aplicado a torres de celosía.	80
Figura 4.2 Torres existentes en el intervalo de alturas entre 50 y 60 metros.	81
Figura 4.3 Dimensionamiento base en función a la altura de la estructura.	82
Figura 4.4 Alturas de referencia para las ecuaciones 4.2 y 4.3.	83
Figura 4.5 Relación de solidez en torres autosoportadas para transmisión de energía eléctrica (adaptada de Tapia <i>et al.</i> 2016).	84
Figura 4.6 Geometría y dimensiones generales de modelos de torres.	84
Figura 4.7 Relación de solidez entre cada iteración de diseño.	85
Figura 4.8 Perfil de presión dinámica de base.	86
Figura 4.9 Patrones de cargas equivalentes para cada iteración de diseño.	87
Figura 4.10 Aplicación de patrones de carga a modelos bidimensionales en <i>Staad Pro</i> .	87
Figura 4.11 Metodología de diseño de columnas en función a capacidad de elementos celosía.	89
Figura 4.12 Comportamiento esperado de elementos de celosía ante patrones de carga de viento intenso, adaptada de Tapia <i>et al.</i> 2016.	90
Figura 4.13 Proyección de las fuerzas resistentes de celosía a las piernas.	94
Figura 4.14 Configuración modelo TA60.	96
Figura 4.15 Configuración del modelo TA80	97
Figura 5.1 Estudio de la influencia del número de subdivisiones (adaptada de Tapia <i>et al.</i> 2016).	101
Figura 5.2 Resultados de análisis en función del número de elementos y la transformación geométrica (adaptada de Tapia <i>et al.</i> 2016).	101

Figura 5.3 Influencia del número de fibras por placa en un perfil OR (adaptada de Tapia <i>et al.</i> 2016).	103
Figura 5.4 Modelado y discretización con elementos fibra y resortes rotacionales (adaptada de Tapia <i>et al.</i> 2016).	104
Figura 5.5 Modelo de brazo implementado en el estudio, adaptada de D' Aniello <i>et al.</i> (2015).	105
Figura 5.6 Diagrama de flujo de modelado en <i>OpenSees</i> .	107
Figura 5.7 Curva esfuerzo-deformación de material <i>Steel02</i> .	108
Figura 5.8 Vectores de transformación para elementos en función al plano XZ.	110
Figura 5.9 Secciones transversales.	111
Figura 5.10 Descripción de coordenadas de comando <i>Patch</i> .	111
Figura 5.11 Instrucciones para análisis <i>pushover</i> adaptada de Ibarra 2015.	114
Figura 5.12 Deformación inicial.	115
Figura 5.13 Discretización de elementos.	116
Figura 5.14 Dirección del viento para patrones de carga.	117
Figura 6.1 Incidencia del viento en la estructura.	122
Figura 6.2 Elevación de elementos seleccionados.	123
Figura 6.3 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de la cara C con el viento a 0°.	124
Figura 6.4 Identificación de elementos en el panel 1 y panel 10, 11 y 12 de las cara B y C.	125
Figura 6.5 Curvas de comportamiento de los elementos del panel 1 en la cara C con el viento a 0°.	126
Figura 6.6 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de los paneles 10, 11 y 12 de la cara C con el viento a 0°.	127
Figura 6.7 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de la cara B con el viento a 15°.	129
Figura 6.8 Curvas de comportamiento de los elementos del panel 1 en la cara B con el viento a 15°.	130
Figura 6.9 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de los paneles 10, 11 y 12 de la cara B con el viento a 15°.	131
Figura 6.10 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de la cara C con el viento a 15°.	133
Figura 6.11 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de la cara C con el viento a 15°.	134
Figura 6.12 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de los paneles 10, 11 y 12 de la cara C con el viento 15°.	135
Figura 6.13 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de la cara B con el viento a 30°.	136
Figura 6.14 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de la cara B con el viento a 30°.	138
Figura 6.15 Curvas de comportamiento de los elementos críticos del panel 10, 11 y 12 de la cara B con el viento a 30°.	138
Figura 6.16 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de la cara C con el viento a 30°.	140
Figura 6.17 Curvas de comportamiento de los elementos críticos del panel 1 en la cara C con el viento a 30°.	141
Figura 6.18 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de los paneles 10, 11 y 12 de la cara C con el viento a 30°.	144

Figura 6.19 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de la cara B con el viento a 45°.	144
Figura 6.20 Curvas de comportamiento de los elementos críticos del panel 1 de la cara B con el viento a 45°.	145
Figura 6.21 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de los paneles 10, 11 y 12 de la cara B con el viento a 45°.	146
Figura 7.1 Desplazamiento de la torre en función del ángulo de incidencia del viento.	150
Figura 7.2 Distorsión cuando el viento está aplicado con un ángulo de incidencia de 0° (perpendicular a la cara).	151
Figura 7.3 Desarrollo de mecanismo de colapso con un ángulo de incidencia de 0° (viento perpendicular a la cara).	152
Figura 7.4 Distorsión cuando el viento está aplicado con un ángulo de incidencia de 15°.	153
Figura 7.5 Evolución del mecanismo de colapso cuando el ángulo de incidencia es 15°.	154
Figura 7.6 Distorsión cuando el viento está aplicado con un ángulo de incidencia de 30°.	155
Figura 7.7 Desarrollo de mecanismo de colapso (30°).	156
Figura 7.8 Distorsión cuando el viento está aplicado con un ángulo de incidencia de 45° (viento en esquina).	157
Figura 7.9 Desarrollo de mecanismo de colapso (45°).	158
Figura 7.10. Demandas con un ángulo de incidencia de 0°.	159
Figura 7.11. Demandas con un ángulo de incidencia de 15°.	160
Figura 7.12. Demandas con un ángulo de incidencia de 30°.	161
Figura 7.13. Demandas con un ángulo de incidencia de 45°(viento en esquina).	162
Figura A.1 Elevación de elementos estudiados en el modelo TA80.	179
Figura A.2 Gráficas de comportamiento de los elementos críticos de la cara C con el viento a 0°.	180
Figura A.3 Identificación de los elementos del panel 1 y 11 de las caras B y C.	182
Figura A.4 Curvas de comportamiento de los elementos del panel 1 en la cara C con el viento a 0°.	183
Figura A.5 Curvas de comportamiento de los elementos críticos del panel 11 de la cara C con el viento a 0°.	185
Figura A.6 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de la cara B con el viento a 15°.	187
Figura A.7 Curvas de comportamiento de los elementos críticos del panel 1 de la cara B con el viento a 15°.	188
Figura A.8 Curvas de comportamiento de los elementos críticos del panel 11 de la cara B con el viento a 15°.	190
Figura A.9 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de la cara C con el viento a 15°.	191
Figura A.10 Curvas de comportamiento de los elementos críticos del panel 1 de la cara C con el viento a 15°.	193
Figura A.11 Curvas de comportamiento de los elementos críticos del panel 11 de la cara C con el viento a 15°.	194
Figura A.12 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de la cara B con el viento a 30°.	196
Figura A.13 Curvas de comportamiento de los elementos críticos del panel 1 de la cara B con el viento a 30°.	197
Figura A.14 Curvas de comportamiento de los elementos críticos del panel 11 de la cara B con el viento a 30°.	198

Figura A.15 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de la cara C con el viento a 30°.	200
Figura A.16 Curvas de comportamiento de los elementos críticos del panel 1 de la cara C con el viento a 30°.	201
Figura A.17 Curvas de comportamiento de los elementos críticos del panel 11 de la cara C con el viento a 30°.	203
Figura A.18 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de la cara C con el viento a 45°.	204
Figura A.19 Curvas de comportamiento de los elementos críticos del panel 1 de la cara C con el viento a 45°.	206
Figura A.20 Curvas de comportamiento de los elementos críticos del panel 11 de la cara C con el viento a 45°.	207
Figura A.21 Desplazamientos de la torre en función del ángulo de incidencia del viento.	208
Figura A.22 Distorsión cuando el viento está aplicado con un ángulo de incidencia de 0°.	209
Figura A.23 Desarrollo de mecanismo de colapso con un ángulo de incidencia de 0°	209
Figura A.24 Distorsión cuando el viento está aplicado con un ángulo de incidencia de 15°.	210
Figura A.25 Desarrollo de mecanismo de colapso con un ángulo de incidencia de 15°	211
Figura A.26 Distorsión cuando el viento está aplicado con un ángulo de incidencia de 30°.	212
Figura A.27 Desarrollo de mecanismo de colapso con un ángulo de incidencia de 30°	212
Figura A.28 Distorsión cuando el viento está aplicado con un ángulo de incidencia de 45° (viento en esquina).	213
Figura A.29 Desarrollo de mecanismo de colapso con un ángulo de incidencia de 45°.	214
Figura A.30 Demandas con un ángulo de incidencia de 0°.	215
Figura A.31 Demandas con un ángulo de incidencia de 15°.	216
Figura A.32 Demandas con un ángulo de incidencia de 30°.	217
Figura A.33 Demandas con un ángulo de incidencia de 45°.	218

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Normas y características de tornillos estructurales (adaptada de AHMSA, 2013).	18
Tabla 1.2 Normas y características para aceros estructurales (adaptada de AHMSA, 2013).	19
Tabla 1.3 Factibilidad de aplicación de cimentaciones para torres de celosía. (Calvo, 2013).	20
Tabla 2.1 Coeficientes de arrastre experimentales.	25
Tabla 3.1. Factores y consideraciones de reglamentos de diseño eólicos (adaptada de Tapia e Ibarra, 2015).	48
Tabla 3.2 Coeficientes de arrastre para elementos planos, sección transversal cuadrada.	58
Tabla 3.3 Coeficientes de arrastre para elementos planos, sección transversal triangular.	59

Tabla 3.4 Coeficientes de arrastre para elementos circulares, sección transversal cuadrada.	61
Tabla 3.5 Coeficientes de arrastre para elementos circulares, sección transversal triangular.	62
Tabla 3.6. Comparación de coeficientes de arrastre. Adaptada de Prud'homme <i>et al.</i> (2013).	65
Tabla 4.1 Esfuerzos F_y y F_u de aceros estructurales.	91
Tabla 4.2 Diseño de celosía ante patrón de cargas equivalente. Modelo TA60.	91
Tabla 4.3 Diseño de celosía ante patrón de cargas equivalente. Modelo TA80.	92
Tabla 4.4 Proyección de fuerzas de resistencia de la celosía. Modelo TA60.	93
Tabla 4.5 Proyección de fuerzas de resistencia de la celosía. Modelo TA80.	93
Tabla 4.6 Diseño de piernas. Modelo TA60.	95
Tabla 4.7 Diseño de piernas. Modelo TA80.	95
Tabla 5.1 Determinación de la propuesta de estimación con error muestral del 2% adaptada de Tapia <i>et al.</i> 2016.	106
Tabla 5.2 Comandos de análisis estáticos adaptada de Ibarra 2015.	113

CAPITULO 1

TORRES DE TELECOMUNICACIONES EN
MÉXICO

1.1 Las torres de celosía

Las torres de telecomunicación son estructuras que están compuestas de armaduras en tres dimensiones. En la actualidad, es posible emplearlas como sistema auxiliar o principal en cuanto a su aportación estructural confiere. Las armaduras funcionan principalmente como techumbres ligeras de grandes claros, en naves industriales, centros comerciales, estadios, puentes, plataformas marinas y justamente en torres de transmisión eléctrica o servicios de telecomunicación (Tena, 2007).

En Australia se estima que hay cerca de 150,000 torres autoportadas montadas hace 20 y 50 años atrás. Las demandas para estas estructuras se encuentran en constante crecimiento debido a la necesidad de instalación de equipos adicionales al diseño original (Zhuge *et al.* 2012).

1.1.1 Clasificación de torres de celosía

Las torres de celosía se clasifican de acuerdo a su estabilización y su sección transversal de manera general. De acuerdo a su estabilización existen dos tipos de soporte o adecuación de base: autoportadas y arriostradas o de retenidas (figura 1.1).

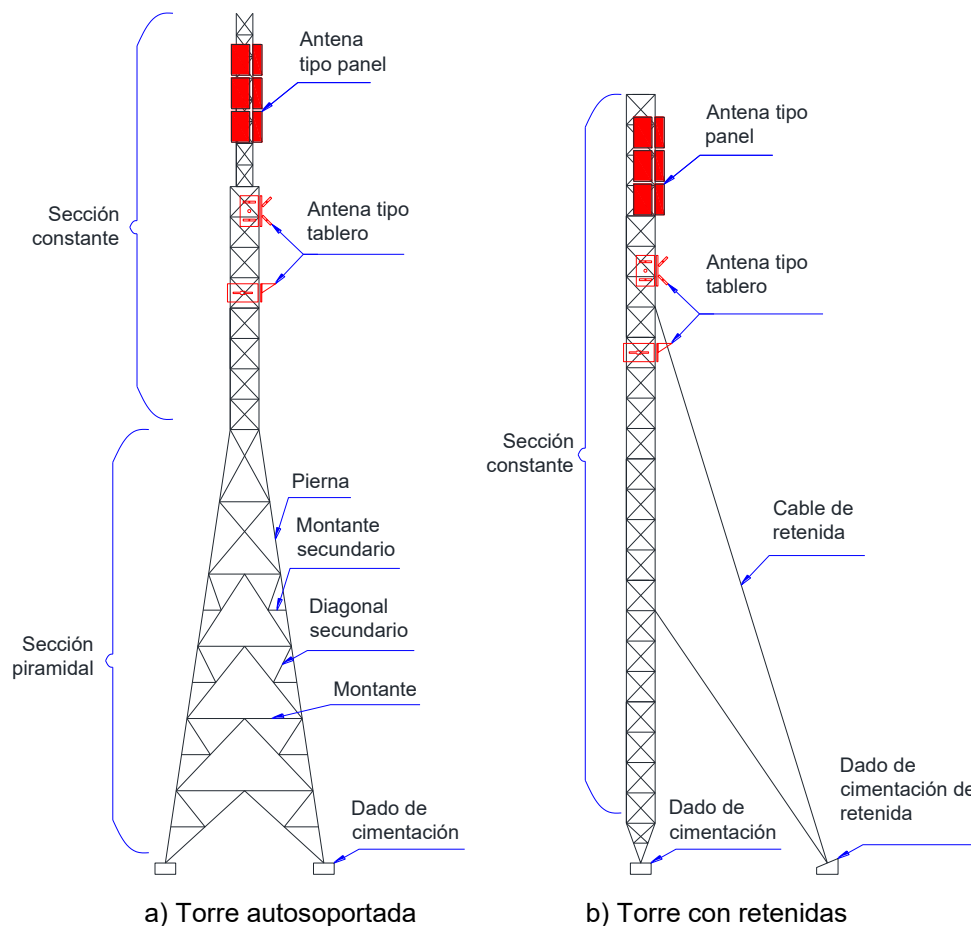


Figura 1.1 Elementos de torres de celosía.

Las torres de retenidas son muy esbeltas de secciones rectas y con un punto de apoyo cónico en la base para evitar la transmisión de momentos a la cimentación. Las torres usan cables que sirven como soporte lateral o retenidas para garantizar su estabilidad (figura 1.2a).

En torres autoportadas se recurre a ampliar la sección transversal en la base, de manera que la sección es piramidal en algunos casos para garantizar que la torre permanezca estable sin necesidad de soportes laterales y se encarezca el diseño (figura 1.2b).



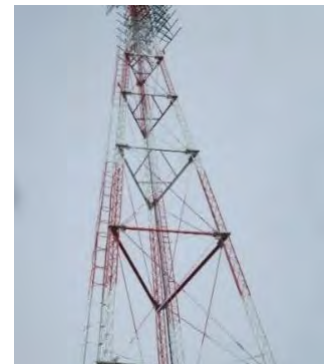
a) Torre arriostrada



b) Torre autoportada



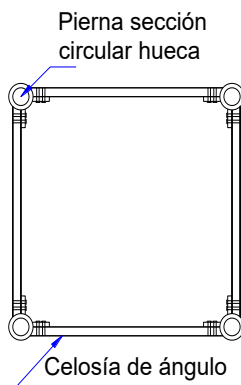
c) Torre de sección transversal cuadrada



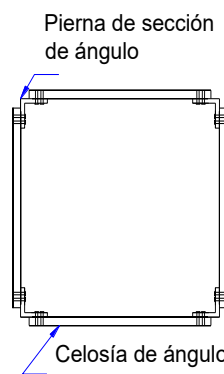
d) Torre de sección transversal triangular

Figura 1.2. Tipos de torre de celosía.

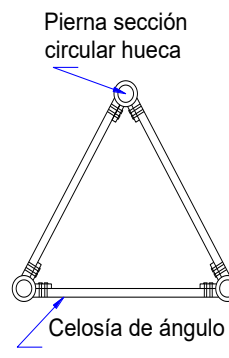
Las secciones transversales para torres autoportadas o de retenidas son indistintamente del tipo de sistema de estabilización de dos tipos: cuadrada y triangular equilátera (figura 1.3).



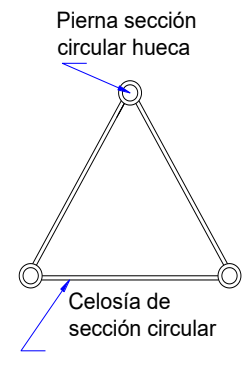
a) Sección cuadrada con piernas circulares y celosía de ángulo



b) Sección cuadrada con piernas y celosía de ángulo



c) Sección triangular con piernas circulares y celosía de ángulo



d) Sección triangular con piernas y celosía circular

Figura 1.3. Secciones transversales más comunes para torres de celosía.

Como parte de esta investigación, se realizó un estudio estadístico con base en datos de 54 torres de celosía (figura 1.5c) dedicadas al servicio de telecomunicaciones, con secciones transversales y alturas variadas, diseñadas y montadas por empresas nacionales y extranjeras en todo el país durante los últimos 35 años. En la figura 1.4 se muestran los resultados del estudio en función de la altura de la torre en intervalos de 5 m. El intervalo con mayor cantidad de torres está entre los 56 m y 60 m; de las cuales son siete autoportadas y una de retenidas. Se puede

notar que las torres de retenidas son usadas con mayor frecuencia para alturas de entre 26 y 60 m de altura, para elevaciones más grandes se nota la preferencia por torres de tipo autoportadas. De acuerdo al estudio, las torres autoportadas superan en número a las torres de retenidas.

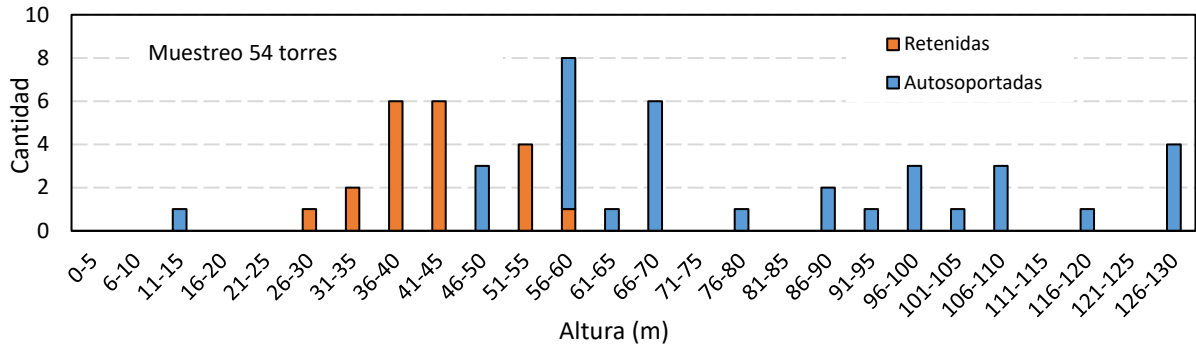


Figura 1.4 Muestra de 54 torres de comunicaciones de la práctica en México.

En lo referente a la dimensión de la base, en la figura 1.5a se muestra la relación de las estructuras del estudio en función de su altura y el tipo de torre, se puede notar que la dimensión de la base es mayor para torres autoportadas. Además, debido a que los cables permiten que la sección transversal de las torres sea menor en una torre con retenidas es común que las proporciones altura – base sean menores que las que se requiere para una torre autoportada. En la figura 1.5b se muestra la relación de altura y relación de aspecto de las torres en el estudio. En esta se aprecia que las torres de retenidas tienen relaciones de aspecto H/b mayores y que se incrementan notablemente si la altura crece, no así en el caso de torres autoportadas, donde la configuración del cuerpo piramidal hace que las relaciones de aspecto sean menores y no varíen en demasía cuando la altura aumenta. En la figura 1.5c se confirma que las torres autoportadas superan en número a las torres de retenidas.

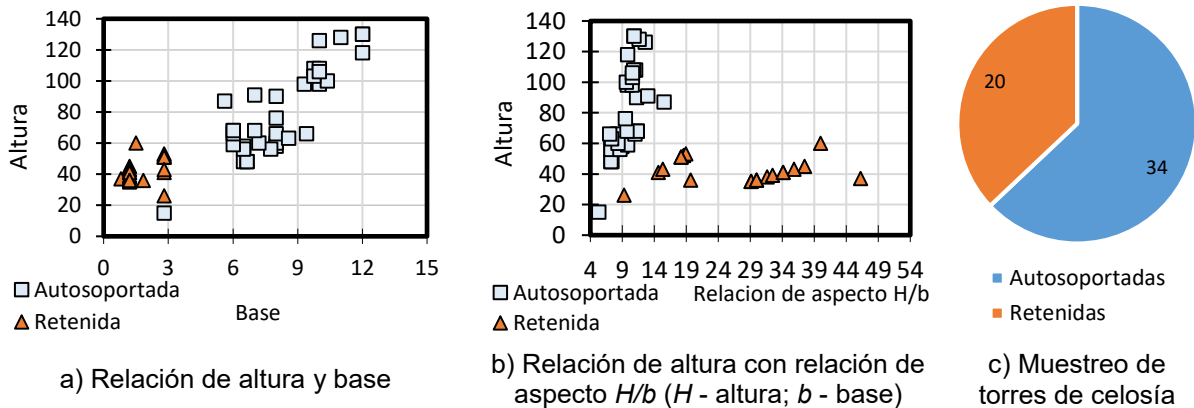
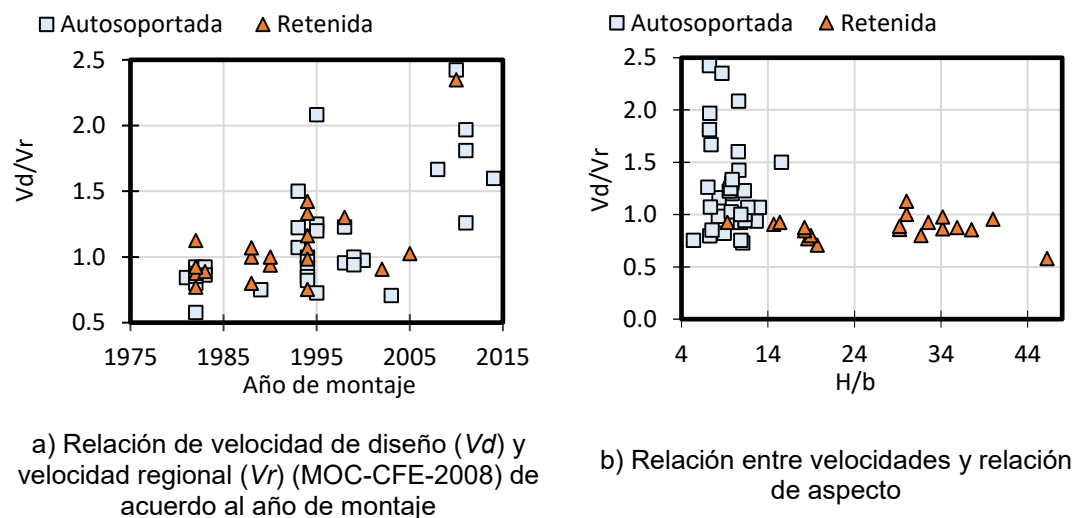


Figura 1.5 Relación de aspecto en torres de celosía.

En la figura 1.6a se muestra la relación entre el año de montaje de la estructura y la proporción que existe entre la velocidad que usaron durante el proceso de diseño V_r y la velocidad V_d estipulada en la última versión del MOC-CFE (2008). La tendencia del montaje indican que las torres autoportadas son más comunes en los últimos años. Por otra parte, la velocidad de diseño de las torres estudiadas demuestra que muchas estructuras habrían sido diseñadas con

velocidades menores a las recomendadas en el MOC-CFE (2008); algunas veces por consideraciones conservadoras y otras como resultado de actualizaciones de los reglamentos. Sin embargo, en las torres montadas en años recientes, las velocidades de diseño se encuentran muy por encima de las velocidades regionales establecidas por código, como se discute en Tapia y Sordo (2012) y Tapia e Ibarra (2015). En la figura 1.6b se puede notar las tendencias de relación de aspecto de las torres autoportadas y de retenidas, donde las torres autoportadas no tienen un incremento en la relación de aspecto conforme la altura se incrementa, caso contrario al de torres de retenidas. Además se aprecia cómo se sobre diseñan las torres autoportadas hasta en un 250% en comparación con las torres de retenidas que permanecen muy próximas al límite de 100% de eficiencia de diseño, aunque en la mayoría de casos, se encuentran por debajo del nivel óptimo de 1.0 de la relación V_d/V_r .



a) Relación de velocidad de diseño (V_d) y velocidad regional (V_r) (MOC-CFE-2008) de acuerdo al año de montaje
 b) Relación entre velocidades y relación de aspecto

Figura 1.6 Muestreo en función de la relación entre velocidad de diseño y velocidad regional actual (CFE-2008) y relación de aspecto.

1.1.2 Equipos y accesorios

Las estructuras se diseñan con el objetivo de dar soporte adecuado a elementos adicionales para lograr un correcto servicio. Estos elementos pueden intervenir en el comportamiento estructural de las torres o simplemente atender una necesidad de servicio a la estructura sin que signifique una consideración relevante de comportamiento para la estructura. Los elementos pueden ser equipos electrónicos, instalaciones o accesorios estéticos que mejoren la presencia de la estructura.

1.1.2.1 Antenas

Las torres de celosía requieren de equipos y accesorios para completar su función. De acuerdo a manuales de diseño de viento y al constante crecimiento de la demanda de estos servicios, los elementos más importantes a considerar en el diseño de torres de telecomunicación son las antenas, que por su configuración geométrica, la posición en que son colocadas y los

arreglos en conjunto en que son montados, pueden representar una carga importante para la estructura, principalmente debido a su área frontal al viento. Los tipos de antenas más utilizados para diversos servicios de telecomunicación se observan en la figura 1.7.



Figura 1.7 Tipos de antenas.

En la figura 1.8 se observan características de antenas típicas para sistemas radiadores, donde las más utilizadas son del tipo tablero (figura 1.7a) y tipo panel (figura 1.7b) en servicios de transmisión. Es importante aclarar que las antenas de tipo panel comienzan a ser las más utilizadas debido a las actualizaciones del servicio de televisión abierta, donde los sistemas digitales resultan fundamentales. Además las antenas tipo panel, representan áreas de obstrucción al viento mayores que el resto, lo que produce mayores presiones a la estructura, una vez montadas en arreglos de entre una y ocho piezas por cara. La ventaja que pueden presentar frente a otros tipos es la ligereza de las antenas tipo panel, las cuales pesan hasta diez veces menos que los otros tipos.

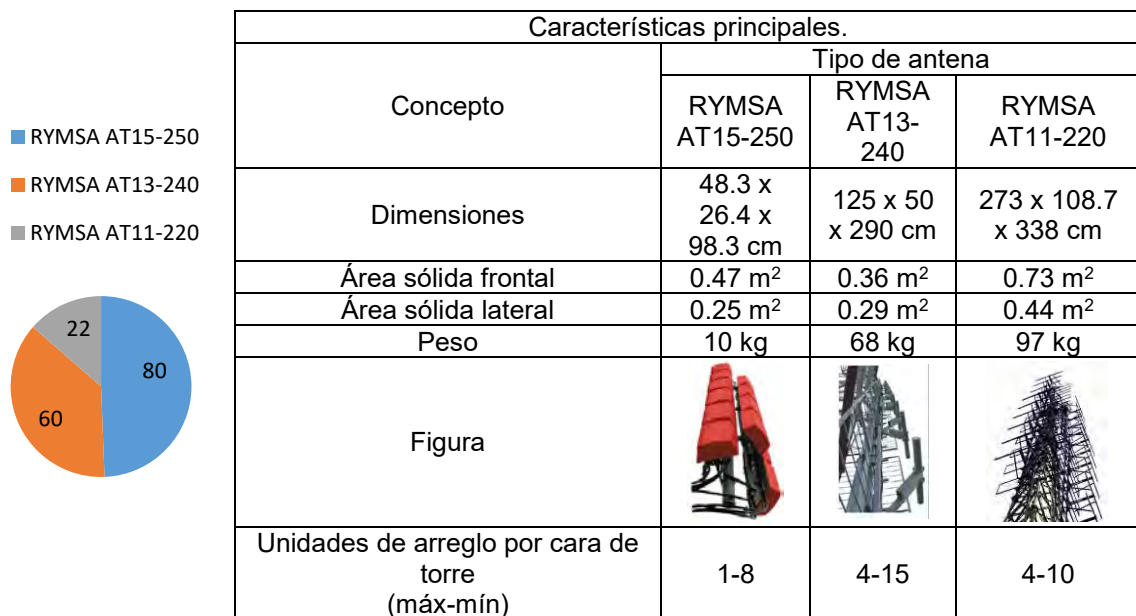


Figura 1.8 Muestreo de antenas más utilizadas.

1.1.2.2 Accesorios para funcionamiento

Además de las antenas se requiere de otros accesorios para la emisión de señales de acuerdo al tipo de servicio establecido. La señal enviada para los servicios de telecomunicación es emitida por equipos que realizan el proceso de transformación de datos para generar el servicio

(teléfono, radio, televisión) y enviarlo a través de antenas de microondas colocadas en las partes altas de la torre. Las antenas reciben energía y los datos para la señal por medio de cables que conectan a dispositivos llamados alimentadores con las antenas en la parte de arriba y con los equipos en la caseta de operaciones en la base de la estructura. Estos accesorios son colocados de manera que no generen fuerzas extras en la estructura, de ser posible.

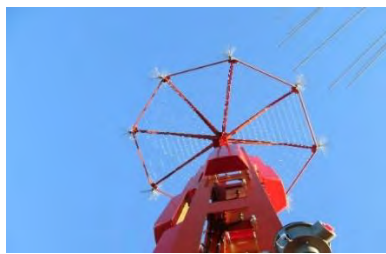
Los sistemas de disipación de energía eléctrica, producto de tormentas eléctricas, (figura 1.9a) son accesorios que pueden tener una intervención importante en la estructura. Estos accesorios consisten en un sistema de pararrayos conectado a un sistema de cableado de cobre en el cuerpo de la torre con la finalidad de canalizar los impactos de rayos consecuencia de tormentas eléctricas y que estos no dañen el funcionamiento de equipos y accesorios. Los disipadores más comunes consisten en simplemente un pararrayos en la punta de la torre; sin embargo, en la actualidad han surgido nuevos tipos de disipadores con diferentes formas y tamaños.

Los cables alimentadores (figura 1.9b) requieren un elemento estructural que los soporte y los mantenga en la posición correcta; además de conservarlos organizados para facilitar su revisión y mantenimiento. Las camas guía y torretas centrales son los accesorios que tienen esa función. Las camas guía son una parrilla de perfiles angulares y placa o solera en toda la altura de la torre en la cual se colocan los cables y se sujetan por medio de cinturones de plástico o abrazaderas de metal para mantenerlos fijos y evitar que se dañen o desconecten de los equipos de distribución. Las torretas centrales cumplen la misma función de las camas guía. Estas modifican la capacidad de la estructura, ya que por lo general se conectan en varios niveles de la torre y se aprovecha para proporcionar rigidez a la misma. En ocasiones se usa una torreta central como cama guía y escalera marina al mismo tiempo.

Otro accesorio de acceso son las escaleras tipo marinas (figura 1.9e), que se colocan en torres muy altas. Estas escaleras tienen también una guarda alrededor con la finalidad de proporcionar seguridad y confianza en el personal que requiera utilizarlas. La escalera se compone de perfiles angulares y redondos, así como placa o soleras y su participación en el comportamiento estructural depende de su ubicación y la manera en que se conecta a la torre.

Las plataformas de descanso (figura 1.9d) representan los accesorios más grandes en las torres de celosía. Su implementación es fundamental cuando la torre es de gran altura o de difícil acceso por la estructuración para ejecutar operaciones de mantenimiento principalmente. Su objetivo es proporcionar un área cómoda y segura para el personal que realice diversas tareas en la torre. Se componen principalmente de perfiles angulares de acero y parrillas prefabricadas o enrolladas para el sistema de piso.

El análisis de estos accesorios no debe excluirse ya que pueden presentar cambios importantes en el comportamiento estructural. Generalmente, los manuales de diseño por viento establecen criterios para evaluar la presión sobre estos accesorios como elementos estructurales o no.



a) Sistema dissipador de energía



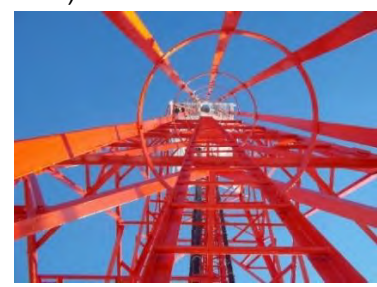
b) Cables alimentadores



c) Distribuidor de alimentación



d) Plataforma de descanso



e) Escalera marina con guarda protectora

Figura 1.9 Accesorios típicos de torres de telecomunicaciones.

1.3 Elementos estructurales

Las torres de celosía tienen la característica de ser estructuras ligeras y esbeltas en sus elementos estructurales. Los elementos estructurales de soporte, que en la práctica es común nombrarles piernas, son por lo general las secciones más robustas del cuerpo de la estructura. Las piernas están conformadas por diferentes perfiles metálicos o arreglo de los mismos en diferentes geometrías.

1.3.1 Piernas

En el caso de las piernas de torres autoportadas de celosía con sección transversal cuadrada se componen de ángulos de lados iguales L1, colocando la arista del perfil hacia la parte exterior de la sección. Las secciones tipo estrella también se usan en este tipo de torres y consiste en 2 o más ángulos de lados iguales L1 unidos en sus aristas por medio de conexiones atornilladas o soldadas.

Las torres de sección transversal triangular presentan en su mayoría de casos las columnas conformadas de perfiles de sección circular. Los perfiles circulares se usan gracias a la facilidad para elaborar conexiones prácticas y de montaje sencillo ya que los perfiles angulares o de ángulos rectos presentan un problema para la fabricación y montaje de la estructura cuando la sección transversal es triangular.

Es raro encontrar torres de sección cuadrada con piernas de perfiles de sección redonda sólida o tubos; sin embargo, existen casos de torres provisionales o de baja altura con esta característica, al igual que secciones triangulares con columnas de perfiles angulares.

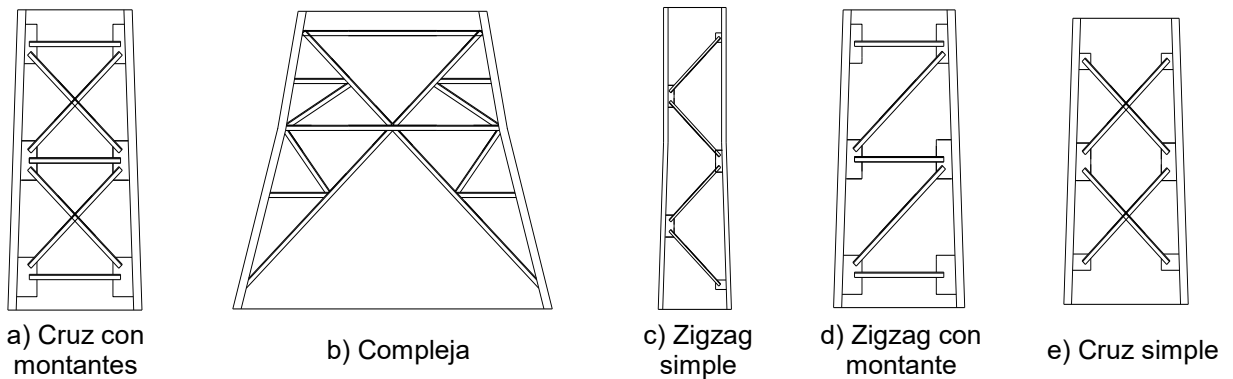


Figura 1.10 Tipos de celosía.

1.3.2 Configuración de diagonales

La celosía de las torres también tiene una gran variedad de estructuraciones y elementos. La celosía está compuesta de elementos diagonales y horizontales. Los elementos diagonales se colocan de diversas maneras, siendo las más comunes, en forma de cruz y zigzag. Los elementos horizontales, que también se nombran montantes o cuerdas, se colocan como su nombre lo indica de forma horizontal en la torre.

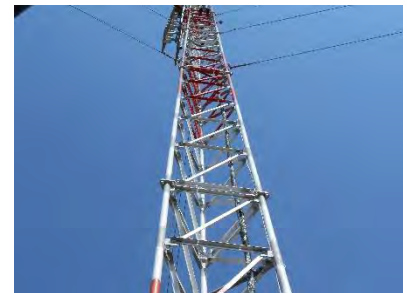
Los elementos estructurales de celosía están compuestos de perfiles angulares de lados iguales LI, redondos huecos o rellenos, solera y placa. Los arreglos geométricos, al igual que en columnas, pueden hacerse con la unión de dos o más perfiles para incrementar la sección transversal.



a) Celosía tipo cruz de ángulo LI



b) Columna y celosía de ángulo LI



c) Celosía tipo zigzag. Pierna de redondo sólido



d) Columna de doble ángulo LI sección estrella



e) Dado de cimentación, ancla y retenidas



f) Torreta central y horizontales de ángulo LI

Figura 1.11 Elementos de soporte.

1.3.3 Conexiones

Las conexiones en torres de celosía son generalmente tipo atornilladas, aunque puede existir el caso del uso de conexiones soldadas, sobre todo en torres de secciones transversales o alturas de dimensiones pequeñas.

El montaje de estructuras de acero por medio de tornillos es un proceso muy rápido y que requiere de mano de obra menos especializada que cuando se trabaja con conexiones soldadas. Esta característica presenta ya una ventaja económica en favor de las conexiones atornilladas.

Las conexiones atornilladas en torres de celosía más utilizadas son de alta resistencia con el fin de otorgar mayor seguridad y durabilidad. Los tornillos de alta resistencia se hacen con base en acero al carbono tratado térmicamente y aceros aleados y tienen una resistencia a la tensión de 2 o más veces las de tornillos no estructurales. Existen 2 tipos de tornillos estructurales o de alta resistencia: los tornillos A-325 (ASTM A325M-14) (hechos con acero al carbono tratado térmicamente) y los tornillos A-490 (ASTM A490-14a) de mayor resistencia (también tratados térmicamente pero con acero aleado). Los tornillos de alta resistencia se pueden apretar hasta alcanzar esfuerzos muy altos de tensión, con el fin de que las partes a conectar queden unidas fuertemente entre la tuerca enroscada en el tornillo y su cabeza.

Las conexiones soldadas no son muy comunes en torres de celosía; sin embargo, pueden usarse cuando las secciones transversales de los perfiles metálicos presentan dificultades para su conexión. Las principales ventajas de las conexiones soldadas son:

- a. La reducción en el peso de la estructura al no requerir de herrajes o placas para unir los elementos.
- b. Facilidad de modificar el montaje y fabricación en comparación con las conexiones atornilladas.
- c. La continuidad que otorga entre elementos.

El aumento en la rigidez, como característica de la estructura, no se podría considerar una ventaja o desventaja tanto en el caso del uso de tornillos, como para soldadura, ya que esto depende del criterio del diseñador.

El montaje de una torre de celosía puede resultar complicado conforme la altura se incrementa, por lo cual las conexiones atornilladas son más utilizadas, ya que la herramienta o equipo necesario para su montaje resulta más práctico y cómodo para las cuadrillas de personal que realizan la ejecución de mantenimiento o montaje.

De acuerdo al manual IMCA (IMCA, 2012) los tornillos de acero deben cumplir con la última edición de una de las siguientes normas:

- Sujetadores estándar de acero al bajo carbono, roscados interna o externamente, ASTM A307 (ASTM A307-07b).
- Tornillos de alta resistencia para conexiones de acero estructural, incluyendo tuercas y arandelas adecuadas, ASTM A325 (ASTM A325M-14).
- Tornillos y espárragos de acero templado y endurecido, ASTM A449 (ASTM A449-14).
- Tornillos de acero de aleación templado y endurecido para conexiones de acero estructural, ASTM A490 (ASTM A490-14a).

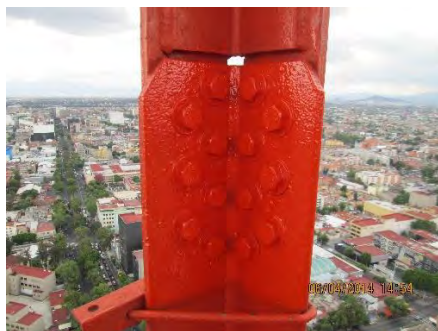
Los tornillos A449 (ASTM A449-14) se usarán solamente en conexiones por aplastamiento, que requieren sujetadores de diámetro mayor a los 38 mm. Las características del material para tornillos A449 (ASTM A449-14) se aceptan también para sujetadores de anclaje de alta resistencia y barras redondas roscadas de cualquier diámetro.

Las conexiones atornilladas deben calcularse únicamente con tornillería A-325 (ASTM A325M-14) para elementos sujetos a fuerzas de tensión y cortante.

El manual IMCA menciona las recomendaciones para metales de aportación y fundentes para soldadura. Los electrodos y fundentes para soldadura cumplirán con la última edición de una de las siguientes normas nacionales o de la Sociedad Americana de Soldadura (AWS):

- Electrodo de acero al carbono, recubiertos, para soldadura por arco eléctrico, AWS A5.1 (AWS A5.1, 2012).
- Electrodo de Acero de baja aleación, recubiertos, para soldadura por arco eléctrico, AWS A5.5 (AWS A5.5, 2012).

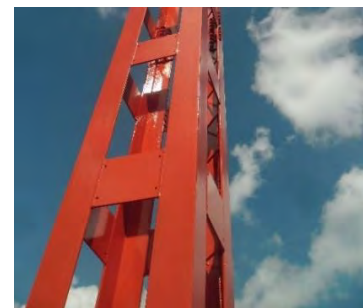
El diseño de conexiones soldadas debe apegarse al capítulo J del AISC-LRFD. Las conexiones soldadas son usadas en taller durante la fabricación de elementos estructurales que justamente podrían significar un conflicto si se busca su unión o fabricación en campo.



a) Conexión atornillada



b) Conexión mixta



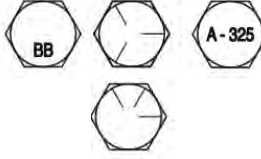
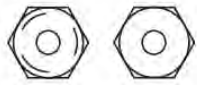
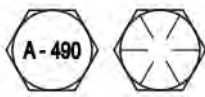



d) Sección de torre soldada

Figura 1.12 Tipos de conexiones en torres de celosía.

En la tabla 1.1 se muestran las propiedades generales de los elementos de conexión para juntas atornilladas.

Tabla 1.1 Normas y características de tornillos estructurales (adaptada de AHMSA, 2013).

	Calidad	Tornillos	Tuercas	Esfuerzo a la ruptura mínimo (kg/cm ²)	Material
Estándar	Acero ASTM A307 (1) H-118 (2) SAE 2			4,499	Acero bajo en carbono $F_t=3,170 \text{ kg/cm}^2$
Alta resistencia	Acero A.S.T.M. A-449 (1) S.A.E. 5 A.S.T.M. A-354 BB (1) A.S.T.M. A-325 (1) NOM-H-118 (2)			7,381	Acero medio en carbono o bien, baja aleación tratamiento térmico. $F_t=6,340 \text{ kg/cm}^2$
	Acero A.S.T.M. A-490 (1) NOM-H-123 (2) S.A.E. 8			10,545	Acero medio en carbono y con aleación templada y revenida $F_t=7,960 \text{ kg/cm}^2$

(1) American Society for Testing and Materials; (2) Norma Mexicana

1.4 Fabricación

Los aceros estructurales usados en el diseño de estructuras metálicas, en general, deben cumplir con la tabla de especificaciones para aceros precalificados, como se ve en la tabla 1.2. La fabricación de elementos debe respetar los lineamientos de tolerancias descritas del código ASTM A6 (ASTM A6 A6M-14, 2014).

Las estructuras metálicas son altamente vulnerables a la corrosión, lo que hace necesario considerar un sistema de protección para la estructura ante este efecto. La consideración básica para proteger a la estructura de la corrosión es la aplicación de un proceso de galvanización para proveer una capa protectora de zinc, preferentemente por inmersión en caliente.

Tabla 1.2 Normas y características para aceros estructurales
(adaptada de AHMSA, 2013).

Nomenclatura		F_y (3) Kg/cm ²	F_u (4) Kg/cm ²
NMX (1)	ASTM (2)		
B-254	A36	2,530	4,080 a 5,620
B-99	A529	2,950	4,220 a 5,975
B-282	A242	2,950	4,430
		3,235	4,710
		3,515	4,920
B-284	A572	2,950	4,220
		3,515	4,570
		4,220	5,270
		4,570	5,620
	A992	3,515	4,570 a 6,330
B-177	A53	2,460	4,220
B-199	A500	3,235	4,360
B-200	A501	2,530	4,080
	A588	3,515	4,920
	A913	3,515 a 4,920	4,570 a 6,330

(1) Norma Mexicana; (2) American Society for Testing and Materials; (3) Magnitud mínima garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material; (4) Esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión.

1.5 Mantenimiento

Las torres de celosía requieren el mantenimiento propio de una estructura metálica. El objetivo del mantenimiento es conservar en buen estado los elementos estructurales, las conexiones, tornillería, equipos, antenas, líneas de alimentación y recubrimiento, así como proveer a la estructura contra inclemencias climáticas.

La norma TIA-222-G (ANSI/TIA-222-G-2006) recomienda realizar mantenimiento en periodos no mayores a tres años en torres de celosía soportadas por retenidas y de cinco años en el caso de torres autosoportadas. El mantenimiento debe ejecutarse cuando las estructuras sean sometidas a casos extremos de cargas como podrían ser las tormentas y ciclones. Las estructuras que se encuentren en zonas costeras o zonas donde el efecto de corrosión sea inminente en la estructura, se deberá evaluar que el lapso de mantenimiento se acorte a inclusive dos veces por año.

El mantenimiento general para estructuras de celosía consiste en inspecciones visuales en elementos estructurales y conexiones con el fin de hallar posibles elementos dañados, limpiar el exceso de polvo o materia orgánica que pudiera cubrir a la estructura, raspado y lijado de zonas donde el recubrimiento se encuentre dañado y el retoque con pinturas o recubrimientos especiales en las zonas dañadas y conexiones. Las torres de retenidas requieren una revisión y ajuste, si es necesario, de los cables de arrostramiento, con el fin de medir que la tensión sea igual en cada uno de los cables.

1.6 Cimentación

La cimentación para torres de celosía (figura 1.13) se ejecuta como dados de cimentación de concreto con profundidades de tres a cuatro metros dependiendo las condiciones del terreno, con el fin de asegurar el empotramiento o anclaje de la torre y garantizar una resistencia al volteo y funcionamiento en conjunto adecuados. Las torres de celosía transmiten cargas horizontales y grandes momentos de volteo a la cimentación, a diferencia de las tradicionales cimentaciones de edificación y obra civil, en las que las cargas son centradas y verticales.

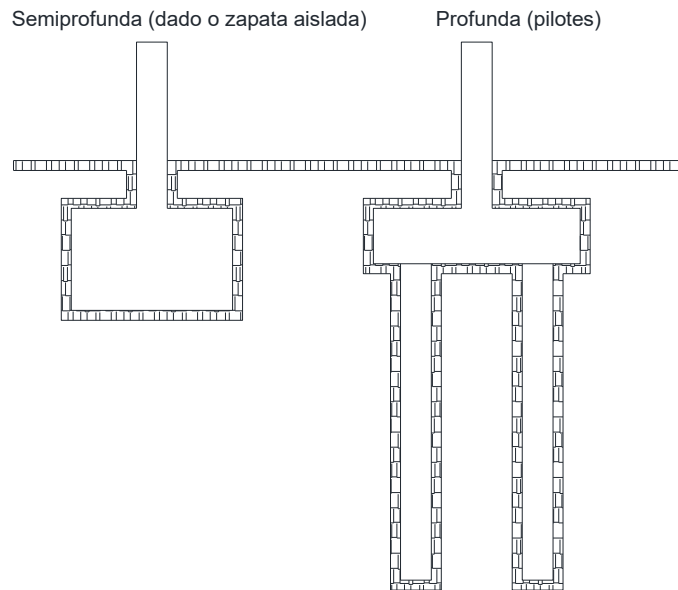


Figura 1.13. Cimentaciones comunes para torres de celosía.

Las cargas que la torre transmite a sus soportes hacen que los tipos de cimentación más usada sean los pozos o dados de cimentación, cimentaciones semiprofundas y cimentaciones profundas. Las cimentaciones profundas reducen su uso a casos aislados en donde los tipos de cimentaciones anteriores resultan inviables (tabla 1.3).

Tabla 1.3 Factibilidad de aplicación de cimentaciones para torres de celosía. (Calvo, 2013).

	Aptitud frente a solicitaciones.		Costo ejecución / Procedimiento de Ejecución.	Profundidad del estrato resistente.
	Momentos de volteo y esfuerzos horizontales.	Cargas verticales.		
Superficial	Mala	Buena	Bajo/sencillo	< 3 m
Semiprofunda (Pozo)	Buena	Buena	Bajo/sencillo	> 3 m y < 6 m
Profunda (Pilotes)	Buena	Buena	Alto/complejo	> 6 m

1.7 Conclusiones

En este capítulo se discuten las principales características en torno a las torres de celosía para telecomunicaciones.

Las torres de celosía para telecomunicaciones se clasifican de acuerdo a su estabilización en 2 tipos: autosoportadas y de retenidas. Una segunda clasificación es de acuerdo a su sección transversal que puede ser cuadrada o triangular. De acuerdo al estudio estadístico de torres de telecomunicación en México se distinguen las torres de tipo autosoportada con altura preponderante de 56 a 60 metros de altura.

En cuestión de accesorios se distinguen las antenas por ser el elemento o accesorio característico de estas torres de telecomunicaciones. De acuerdo al estudio estadístico las antenas de tipo panel son actualmente las más comunes en estructuras de este tipo.

Los elementos estructurales se denominan, de acuerdo a su posición y participación en la estructura, como piernas, diagonales y horizontales. Estos elementos están conectados principalmente por medio de pernos o tornillos. Existen diversas configuraciones geométricas de elementos estructurales para conformar la torre.

Los materiales que constituyen los elementos de la estructura deben cumplir los lineamientos de normatividad local vigente, así como las técnicas de fabricación, montaje y mantenimiento para garantizar una estructura duradera y de buena calidad.

El principal tipo de cimentación es por medio de dados de cimentación que puedan proveer un lastre adecuado y resistencia a momento de volteo que garanticen la estabilidad de la estructura. Esta aseveración puede cambiar en función de las características.

CAPÍTULO 2

ESTADO DEL ARTE

2.1 Investigaciones recientes

Es importante revisar la actualidad de la investigación con el objetivo de comparar los resultados obtenidos y estudiar las consideraciones de otros autores que se puedan implementar en esta tesis. Los análisis, que a continuación se comentan, fueron desarrollados con técnicas similares a las que se realizan en esta tesis, como son modelados con elemento finito, análisis no lineales y análisis en *Sap2000* (CSI 2006) y *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006). Las investigaciones experimentales permiten corroborar investigaciones numéricas y obtener parámetros que complementen a la discusión de resultados.

2.2 Investigaciones experimentales

2.2.1 Carril *et al.* (2003)

Carril *et al.* (2003) realizaron experimentos en función de las relaciones de solidez, influencia de accesorios en la torre, ángulo de incidencia del viento y coeficientes de arrastre ante turbulencia del viento. Posteriormente corroboraron resultados con análisis numérico. La investigación se realizó con tres modelos diseñados y construidos de acuerdo a un modelo característico de torre existente en Brasil.

Los modelos fueron construidos en escala 1:40 de la sección ubicada a 40 metros de altura en el modelo característico de torre de 100 m de altura de sección cuadrada autosoportada. La longitud y ancho de los tres modelos fue de 1.035 m y 0.102 m respectivamente. La altura del modelo fue de 0.102 m, 0,204 m y 0.304 m. Los modelos se construyeron para cumplir dos magnitudes de relación de solidez de 0.162 y 0.267. La celosía de los modelos fue constituida por barras de 4.6 mm y 2 mm para el caso de relación de solidez de 0.162, mientras que para la relación de solidez de 0.267 se adicionaron piezas de estireno a estas barras.

El tipo de antena tambor se modeló bajo la misma escala y fue construido con espuma de poliestireno. Se consideró usar en los modelos 1, 2, 4 y 6 tambores, los cuales representaban 1.1 % del área del modelo. Las fuerzas en las antenas fueron generadas con el uso de un túnel de viento de 0.50 metros de sección cuadrada.

Utilizaron una malla en el túnel con el objetivo de crear turbulencia en el viento generado. Las fuerzas medidas fueron generadas en flujo suave y turbulencia, mediante dos velocidades diferentes del viento. La aplicación del viento tuvo la variación del ángulo de incidencia de 0 a 90° en intervalos de 15° para la obtención de los valores de coeficiente de arrastre y coeficiente de área frontal al viento para los coeficientes de exposición 1 (flujo suave - exposure I) y 2 (turbulencia - exposure II). Los modelos con relación de solidez de 0.267 se sometieron únicamente a presión de viento por exposición en turbulencia (tabla 2.1).

Los autores no hallaron diferencias notables entre los coeficientes de arrastre medidos durante la turbulencia y flujo suave del viento. Realizaron una comparación de los resultados obtenidos de coeficientes de arrastre con los calculados por medio de reglamentos eólicos (figura 2.1). Los datos medidos fueron ligeramente menores a los calculados mediante códigos de

diseño. Solo el código Canadiense tuvo un 10% de incremento con respecto a los demás códigos de diseño para intervalos de la relación de solidez cercanos a $\phi=0.2$.

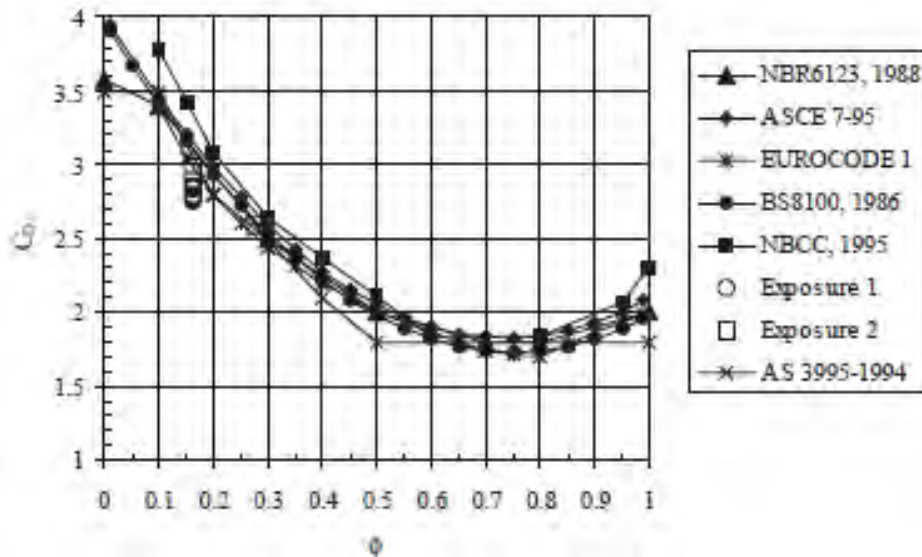


Figura 2.1 Coeficientes de arrastre de códigos y el experimento (adaptada de Carril *et al.* 2003).

Tabla 2.1 Coeficientes de arrastre experimentales.

		Exposure 1								Exposure 2			
		Re=6,000		Re=6,800		Re=3,900		Re=6,800		Re=6,400		Re=3,900	
$\Phi=0.162$		0°	45°	0°	45°	0°	45°	0°	45°	0°	45°	0°	45°
		2.84	3.33	2.81	3.36	2.78	3.35	2.81	3.40	2.88	3.34	2.94	3.41
		Exposure 1								Exposure 2			
		Re=6,000		Re=6,800		Re=3,900		Re=6,800		Re=10,800		Re=6,900	
$\Phi=0.277$		0°	45°	0°	45°	0°	45°	0°	45°	0°	45°	0°	45°
		-	-	-	-	-	-	-	-	2.57	2.83	2.57	2.84

2.2.2 Albermani *et al.* (2003)

Albermani *et al.* (2003) estudiaron el comportamiento de modelos representativos de secciones constantes de torres de celosía en las que evaluaron el comportamiento y eficiencia de distintas técnicas de refuerzo como la adecuación de diagonales secundarios y elementos horizontales con arreglos geométricos diversos. La estructura de prueba, para los estudios analíticos, se modeló con elementos tipo viga columna para las columnas y de tipo armadura para los diagonales y diafragmas. El objetivo de los diafragmas fue reducir los efectos de torsión y pandeo, aumentando la capacidad en rangos de 1.8 hasta 4.5 veces la magnitud inicial.

El aumento en la capacidad de la torre fue en función del tipo de diafragma y su altura definida como se aprecia en la figura 2.2a. El modelo que utilizaron Albermani *et al.* (2003) fue sometido a carga cíclica en 2 puntos de la estructura, con la adición de los sistemas estructurales de diafragmas y diagonales.

Desarrollaron una técnica no lineal para predecir y simular el comportamiento de los modelos sometidos al sistema de cargas en la prueba. Esta técnica toma en cuenta efectos no lineales en la geometría y propiedades mecánicas del material. El modelo que utilizaron se conformaba de piernas de secciones angulares de 45 x 45 x 5 mm. Los diagonales estaban formados por barras circulares solidas de 16 mm de diámetro.

El modelo fue sometido a cargas en 2 nodos superiores de la estructura con una magnitud aproximada de 4.35 kN (figura 2.2b). El estudio surge de la necesidad de reforzar torres de celosía que pueden no encontrarse funcionales ante el aumento de las cargas, originado por cambios climáticos y aumento de demanda de equipos y accesorios.

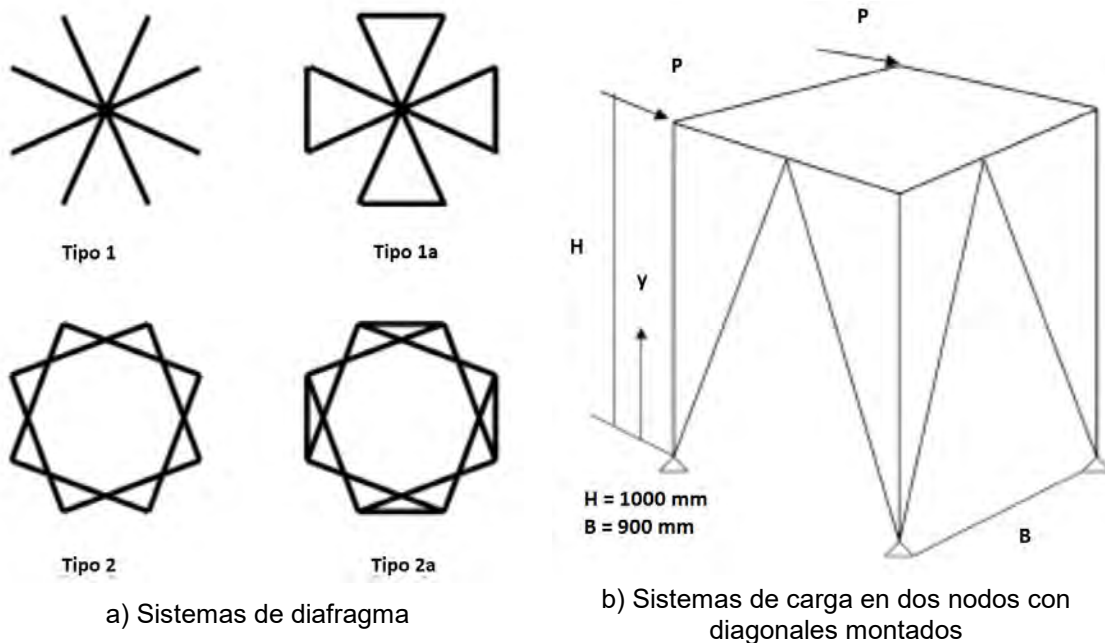


Figura 2.2 Modelos diseñados para la prueba (adaptada de Albermani *et al.* 2003).

El estudio demuestra que los sistemas de diagonales y diafragmas es una buena alternativa de reforzamiento de torres autoportadas. Los sistemas tipo 2 se consideran los más eficientes para este propósito. Estos sistemas se implementaron a una torre autoportada de 105 m. de altura. El comportamiento de la torre reforzada se analizó en programa computacional de análisis estructural *AKTower* en el que se notaron buenos resultados con la adición de estos sistemas de reforzamiento. Las características dinámicas pueden cambiar considerablemente, ya que la rigidez aumenta con un aumento de masa prácticamente nulo. Este estudio no determina el efecto en el comportamiento dinámico de la estructura.

2.2.3 Zhuge *et al.* (2012)

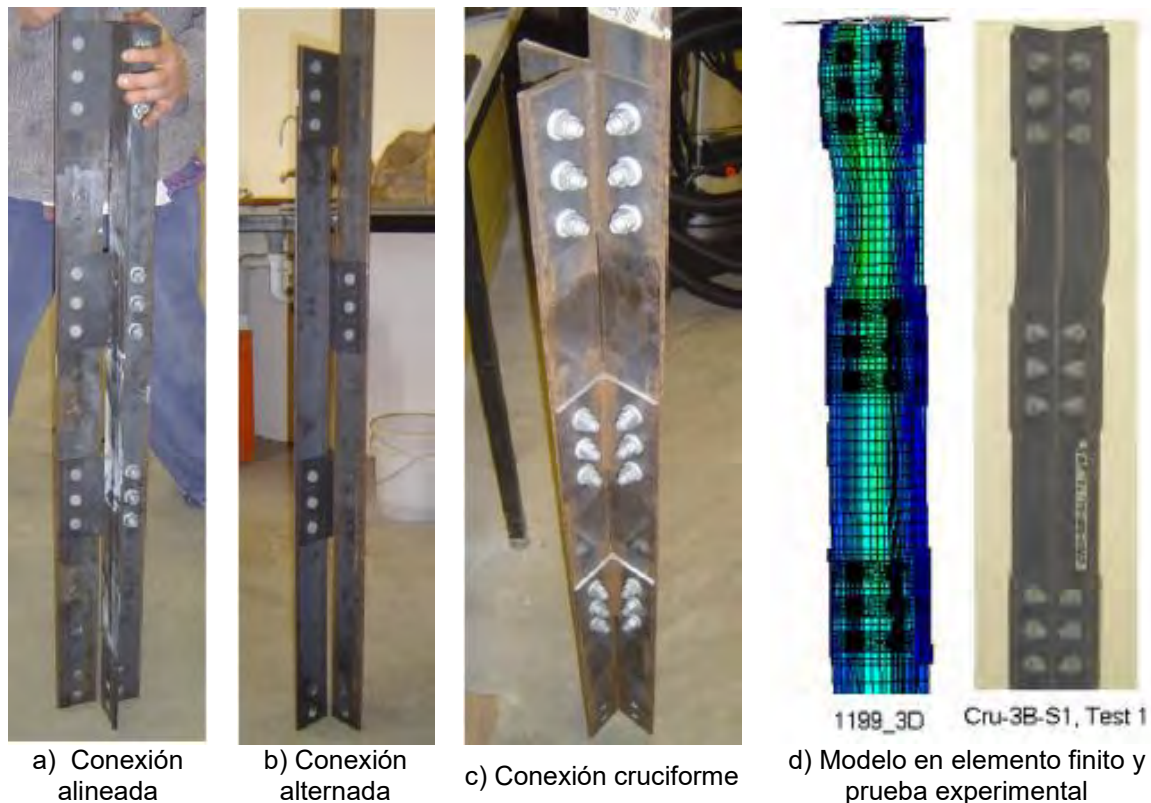
Zhuce *et al.* (2012), estudiaron el comportamiento de modelos similares a Albermani *et al.* (2003), centrado la atención en el refuerzo de elementos tipo columna duplicando el área axial por medio de ángulos de lados iguales.

Los estudios experimentales se realizaron con elementos tipo columna conformados por un ángulo de lados iguales con un elemento del mismo perfil conectado en modo estrella. El objetivo de la investigación es estudiar la capacidad de transferencia de carga entre los elementos de refuerzo y los elementos estructurales. Los modelos incluyen tres formas diferentes de conectar los elementos para lograr la transferencia de carga, por medio de dos y tres tornillos. La distancia entre los tornillos se mantuvo constante para todos los modelos. Las conexiones se modelaron por medio de placas situadas de manera alineada a lo largo del elemento, de manera alternada a lo largo de la columna y de forma cruciforme (figura 2.3c). Los elementos no exceden intervalos de esbeltez de $kL/r = 80$ como se realiza comúnmente para la práctica. Los tornillos utilizados corresponden a tornillería estructural común en la práctica y tornillería de alta resistencia.

Los modelos fueron cargados en una máquina de compresión con una carga de 1,000 kN a una velocidad de deformación por segundo de 0.005.

Los resultados de la prueba indican que la pierna transfiere la carga al elemento de refuerzo desde el extremo superior del elemento por medio de las placas de conexión, donde se colocaron tres tornillos para lograr la transferencia completa de la carga. Si el diseño del extremo superior es adecuado, se puede transferir hasta el 50% de la carga en esta sección de la columna. La conexión cruciforme resultó incrementar la resistencia promedio en un 30%, lo que significó la magnitud más grande obtenida; sin embargo, presentó una gran variación de resultados, atribuidos a inconsistencias en el apriete de los tornillos que se realizó con herramientas mecánicas como se realiza en la práctica. También se determinó que es necesario un mayor número de placas de conexión para extender la carga de un elemento a otro de manera más consistente.

Para comparar los resultados se realizó un análisis numérico en tres dimensiones con formulación de elemento finito no lineal. Sólo se modeló el elemento cruciforme debido a la certidumbre en los resultados experimentales. Los mecanismos de falla en la prueba experimental y el análisis numérico indican una buena aproximación de resultados. La falla en el elemento se debe a la concentración de esfuerzos en la placa superior de conexión, generando en la columna falla por pandeo torsional en compresión. Se comprueba con el modelo numérico este mecanismo de falla (figura 2.3d).



a) Conexión alineada b) Conexión alternada c) Conexión cruciforme d) Modelo en elemento finito y prueba experimental
 Figura 2.3 Modelos para prueba experimental y mecanismo de falla (adaptada de Zhuge *et al.* 2004).

2.2.4 Prud'homme *et al.* (2013)

Prud'homme *et al.* (2013) realizaron una evaluación experimental en túnel de viento, en la que estudiaron el efecto de la variación del ángulo de incidencia del viento y como esto modifica los coeficientes de arrastre de la estructura. Se utilizaron elementos de perfiles estructurales, ya que el objetivo es comparar las fuerzas obtenidas considerando individualmente al elemento estructural.

Existen dos métodos para determinar las fuerzas generadas por viento en estructuras reticulares. Un método es el cálculo de fuerzas globales en toda la estructura y el segundo método a nivel local en cada elemento.

El primer método se basa en la relación de solidez que es la relación del área del elemento y el área total del segmento de la estructura. Algunos códigos de diseño eólico consideran para el cálculo de las fuerzas una serie de factores de corrección como son la relación de aspecto y la incidencia del viento en la estructura. Otros códigos asumen que las fuerzas actúan en dirección del viento. En el caso de torres de celosía de transmisión y telecomunicaciones es complicado obtener la relación de solidez debido a la complejidad de geometría en las secciones de la estructura.

El programa experimental se conformó de dos partes: el primero consiste en la medición de la fuerza en un elemento ángulo simple bajo diferentes condiciones de flujo, el segundo

consistió en la medición del efecto de blindaje de dos ángulos colocados uno encima del otro. El túnel de viento se instrumentó para medir las velocidades del viento, por medio de tubos pitot.

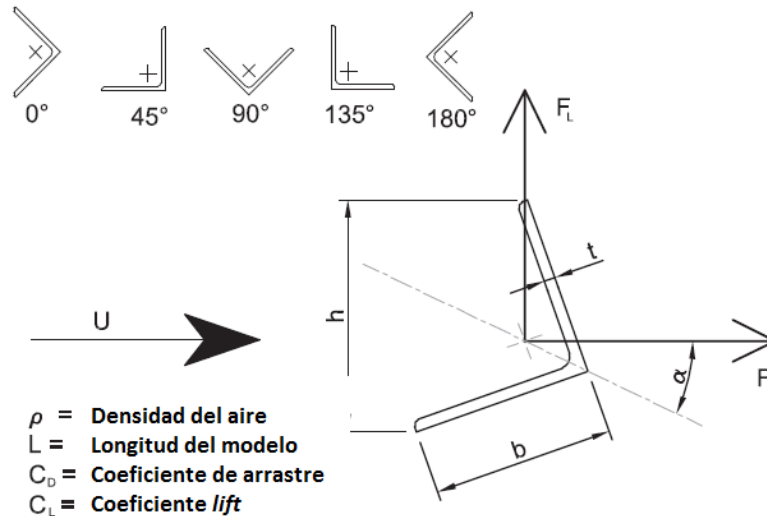


Figura 2.4 Configuración de la posición de los modelos en túnel de viento (adaptada Prud'homme *et al.* 2013).

Los autores usaron siete ángulos de lados iguales simulando piernas de torres, cuatro de acero y tres de aluminio, los que se fijaron mediante una placa en cada extremo. Los modelos se instalaron en posición horizontal a media altura de la zona de prueba, normal a la sección. La relación de aspecto de los modelos fue de entre 8.8 y 70.9 para reducir los efectos de la pared del túnel.

Los efectos del número de Reynolds son insignificantes en el intervalo de 14,000 a 38,100, para coeficientes de arrastre, bajo flujo suave del viento. Los bordes de los perfiles, redondeados o rectangulares y la relación de esbeltez de las piernas tampoco tienen injerencia importante en la determinación de coeficientes de arrastre, con excepción de los intervalos del ángulo de incidencia entre 0 y 45° y entre 90 y 135°, donde se observa una variación de aproximadamente 9%.

Los coeficientes de arrastre se reducen generalmente bajo efectos de turbulencia en el viento, especialmente en los intervalos de 30 a 50° y 130 a 145° donde la capa límite puede interactuar con la pared de la pierna de forma prematura. Los efectos en los coeficientes de arrastre medidos tienen una importante participación del efecto de protección para ángulos de incidencia del viento en el rango de 0 a 40° y entre 110 y 140° (figura 2.5).

Para el efecto de protección, los autores mostraron importantes variaciones de las fuerzas del viento actuando en secciones compuestas. Los resultados fueron comparados con base a una predicción semi empírica de la presión dinámica generada por el túnel de viento. El uso de una velocidad del viento reducida para el cálculo de las fuerzas actuando en una sección frontal a otra, puede significar una excelente forma de calcular las fuerzas del viento actuando en una torre autosoportada. El experimento indica que las fuerzas generadas actúan en diferente orientación con respecto a la orientación del viento, lo que contradice algunos códigos internacionales de diseño eólico.

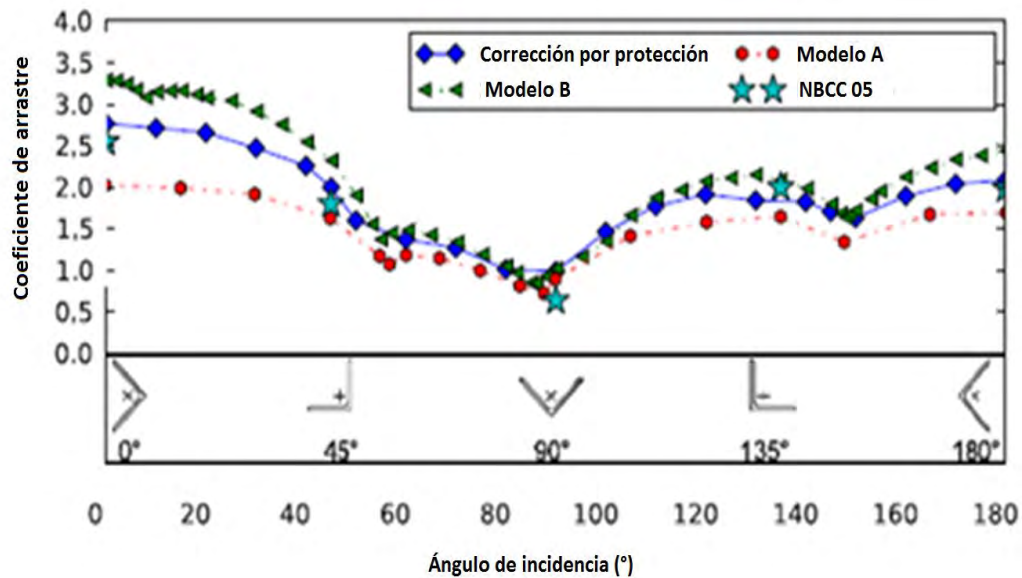


Figura 2.5 Coeficientes de arrastre en función al ángulo de incidencia del viento (adaptada de Prud'homme, S. *et al.* 2013).

2.2.5 Yang *et al.* (2014)

Por otra parte, Yang *et al.* (2014) evaluaron la relación entre el número de Reynolds, la velocidad del viento y el ángulo de incidencia en la estructura del viento. El modelo que utilizó para las pruebas consistió en un segmento de torre característico de torres de transmisión eléctrica. Seleccionó dos modelos de sección de torre con brazos característicos de este tipo de torres. La dimensión del túnel de viento utilizado tiene una sección de 3 metros de ancho por 2.5 metros de alto. Utilizó un intervalo de velocidad de 0 a 58 m/s. todos los experimentos se ejecutaron con flujo suave del viento. Al igual que Carril *et al.* (2003), el ángulo de incidencia del viento fue variado. En función a 19 ángulos de incidencia distintos se obtuvieron factores de carga a la estructura. De acuerdo a los resultados experimentales, se obtuvieron dos fórmulas para calcular la fuerza resultante de la presión del viento en la torre en función del ángulo de incidencia para segmentos de brazos de estructura compuestos por perfiles tubulares o angulares.

Yang *et al.* (2014) encontraron que los coeficientes de arrastre medidos del experimento variaron considerablemente, debido a los efectos de la variación del número de Reynolds en función del ángulo de incidencia para secciones tubulares, con respecto a códigos de diseño. Las magnitudes obtenidas de coeficientes de arrastre en el experimento fueron mayores que los coeficientes obtenidos de códigos de diseño, con excepción del código ASCE, del que se obtuvieron magnitudes muy cercanas. Obtuvieron un factor de carga en función del ángulo de incidencia del viento, k_{θ} , que tiene una magnitud máxima para ángulos de 80° y 85° para los modelos de torre seleccionados. De los códigos de diseño de Japón y el código Europeo se obtuvieron las magnitudes de coeficiente k_{θ} , en función del ángulo de incidencia, más próximos a los medidos en la prueba experimental (figura 2.6).

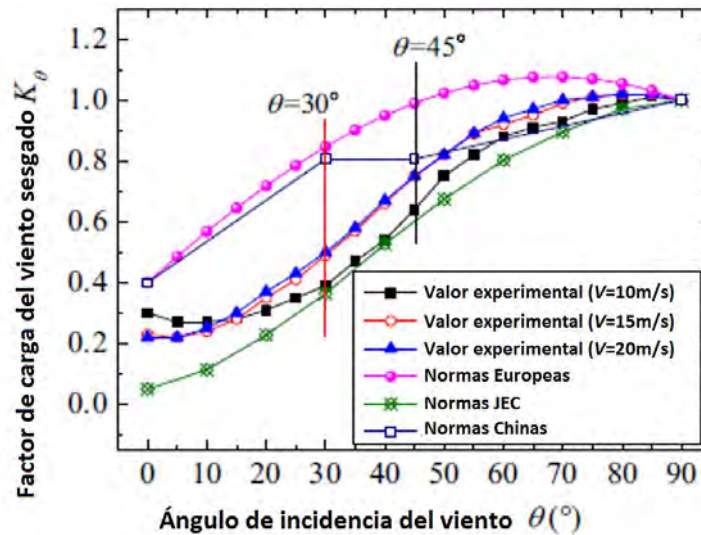


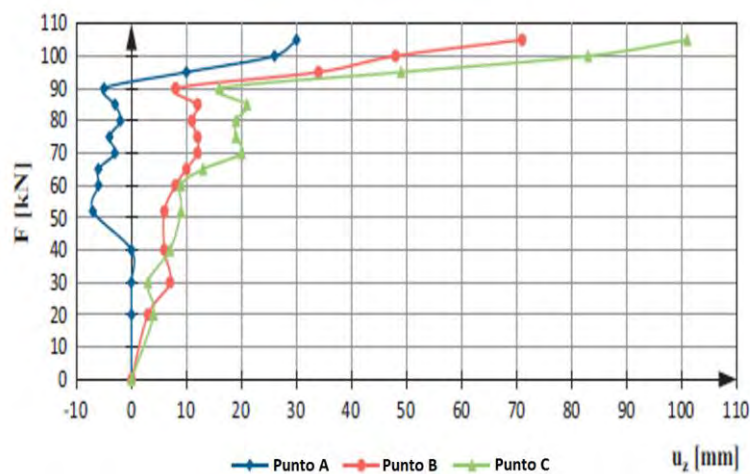
Figura 2.6 Comparación de resultados experimentales y calculados con base en códigos de diseño (adaptada de Yang *et al.* 2004).

2.2.6 Szafran (2015)

Szafran (2015) estudió el mecanismo de falla de una torre de sección triangular autoportada de 40 m de altura para telecomunicaciones, sometida a un análisis no lineal con cargas cíclicas. Además, la estructura fue construida de manera provisional para someterla a una fuerza lateral generada por un tirón de camión, y estudiar la evolución del mecanismo de falla.

El objetivo de la aplicación de la carga era llevar a los elementos columna a su estado de esfuerzo máximo en compresión para observar su capacidad en pandeo por compresión y la naturaleza del mecanismo de falla en elementos de celosía compuesta de perfiles de acero. La torre se sometió a la fuerza aplicada en la dirección más desfavorable para una torre de configuración compleja de sección transversal triangular.

La torre tiene una sección piramidal con base inferior de 4 m y sección transversal superior de 1.5 m. La configuración de la torre se describe con dos secciones: la primera piramidal hasta los 34 m de altura y una sección de 6 m de altura de sección transversal constante. Las piernas fueron constituidas por elementos tipo barra circular sólida y las diagonales de ángulos de lados iguales. Las conexiones entre diagonales y columnas eran placas soldadas a la columna y dos tornillos por nodo, mientras que en la intersección, solo con un tornillo. Se realizaron pruebas de laboratorio con cinco perfiles de ángulo de lados iguales y nueve barras sólidas para obtener sus propiedades mecánicas. Se adicionó un diafragma en la torre para colocar el sistema de aplicación de carga. La carga fue aplicada por medio de un cable anclado al diafragma, a 30 metros de altura, en la torre el cual fue jalado, por medio de un camión tipo grúa, hasta la falla de la estructura. La magnitud de la fuerza fue registrada cada 1.7 segundos por medio de dispositivos *strain gauges* instalados en algunos elementos de la torre.



a) Grafica fuerza-desplazamiento dirección x



b) Deformaciones plásticas en pierna a 18 m. de altura

Figura 2.7 Resultados de la prueba experimental (adaptada de Szafran 2015).

Los resultados muestran que la pierna desarrolló una deformación plástica con una fuerza aproximada de 108.7 kN. Las mediciones de desplazamientos se realizaron con el uso de estación total. La carga decreció en algunos lapsos debido a lo elástico del cable. El pandeo en la pierna comenzó cuando la magnitud de la carga era de alrededor de 90 kN (figura 2.7a), en este momento ocurrió una pérdida notable de estabilidad en la pierna, lo que derivó en un cambio drástico en la dirección y magnitud de los desplazamientos registrados, en especial en el caso del desplazamiento u_z de acuerdo a los ejes de simetría de la figura 2.7b. Otra observación importante fue el inicio del desprendimiento de la torre en la pierna frontal a la pierna que recibió el jalón de la carga. Las articulaciones plásticas se desarrollaron en la conexión de las piernas situadas a 18 m de altura, aproximadamente. Se observó que la falla en diagonales ocurre en la conexión debido a fractura de los perfiles de celosía. Los desplazamientos fueron medidos con estación total en dos puntos de ubicación distintos. Los nodos A, B y C corresponden a las alturas de 19.25 m, 30.25 m y 41.23 m.

2.3 Investigaciones analíticas

2.3.1 Da-Silva *et al.* (2005)

Da-Silva *et al.* (2005) realizaron una comparación de modelos de torres autosoportadas de celosía diseñadas de acuerdo a tres consideraciones para el modelado en programas computacionales: elementos de armadura, elementos viga-columna y una combinación de ambos. El objetivo de la investigación fue determinar mediante pruebas paramétricas las

diferencias de resultados obtenidos de las tres estrategias de modelación para determinar cuál es la más adecuada y la más conservadora.

Los modelos de torres usados para los análisis fueron torres autoportadas de 40 y 75 metros de altura destinadas al uso para telecomunicaciones, las cuales poseen características y configuración de acuerdo a modelos de torres diseñados y desarrollados por empresas en la práctica. Las dos torres poseen una sección piramidal y sección constante. Están conformadas por perfiles angulares conectados por tornillos estructurales. Los accesorios como escalera de acceso, plataforma y camas guía están situadas por la parte interna de la celosía de la torre.

Las cargas consideradas son para el caso del sentido vertical: peso propio de la estructura, escaleras, plataformas internas, camas guía, antenas y cables de conexión. Los efectos por cargas de viento fueron representados por cargas puntuales horizontales sobre la estructura.

Los autores mencionan el efecto negativo en el análisis del uso de elementos de tipo armadura para toda la estructura, lo que origina la pérdida de efectos de momentos de flexión residuales, debido a que los elementos diagonales de celosía son usualmente conectados por dos o más tornillos a la pierna. Los modelos están adicionados con elementos de tipo diafragma al interior de la sección transversal del cuerpo de la estructura, con la finalidad de proveer a la torre de rigidez a la torsión.

Los elementos de tipo viga-columna se caracterizan por usar elementos en tres dimensiones de elemento finito con conexiones rígidas. Esta consideración presenta seis grados de libertad por nodo, en los que se incluyen desplazamientos por traslación y rotación en el espacio. La modelación por elemento viga-columna representa generalmente la manera más fácil de modelar una estructura de este tipo, principalmente debido a la uniformidad que presenta el modelo al representar en la computadora todos los elementos bajo un solo tipo, lo que resulta en un modelo conservador debido a las conexiones rígidas que supone, especialmente cuando se consideran cargas críticas en compresión que produzcan pandeo.

La combinación de elementos de tipo viga y elementos armadura representa una estrategia de modelado adecuada, con base en una extensa investigación. Las piernas son modeladas como elementos viga y la configuración de celosía es modelada con elementos tipo armadura, bajo la consideración de que en la celosía los momentos secundarios no son relevantes para la estructura.

De los análisis se encontró que los máximos esfuerzos en piernas cercanas a la cimentación fueron de 242 y 291 MPa para las torres de 40 y 75 metros de altura, respectivamente. Estas magnitudes corresponden al 90% y 85% de la magnitud de fluencia del acero para las torres de 40 y 75 metros de altura, respectivamente. El estudio no considera el colapso de los modelos.

En los resultados de los análisis se nota que los desplazamientos laterales no cambian significativamente con el uso de cualquiera de las tres estrategias de modelado, al igual que las características dinámicas de los sistemas estructurales. Los autores mencionan que el uso de elementos tipo armadura no representa una buena estrategia de modelado, debido a que requiere más trabajo por el hecho de requerir la colocación de barras adicionales solo para prevenir ciertos mecanismos en el modelo, lo que puede derivar en errores significativos en el diseño o análisis. El modelar con elementos combinados puede ser la mejor solución, siempre que el diseñador

tenga en consideración si en la torre es posible que existan momentos secundarios altos o cargas en compresión significativas para los elementos.

2.3.2 Chay *et al.* (2005)

Chay *et al.* (2005) discutieron métodos de simulación de patrones de velocidad del viento bajo los efectos del fenómeno *downburst*. Sugieren un modelo adecuado para simulación correlacionando la historia de la velocidad del viento en el tiempo en distintas posiciones de la tormenta.

El patrón de cargas *downburst* se puede asumir como la suma de la velocidad del viento en estado de no turbulencia y la velocidad en fluctuación turbulenta. Los autores presentan dos modelos de velocidad del viento no turbulentos de *downburst*: *Computational fluid dynamics* (CFD) y una versión modificada del modelo analítico creado para la estimación de cortante por viento.

Para el caso del CFD, los autores usaron el programa computacional *FLUENT* 6.0 para simular 30 escenarios de *downburst* con diversos diámetros y velocidades de descenso del viento. El objetivo era generar un modelo en estado estacionario representativo del fenómeno *downburst*. Este modelo representa un patrón de velocidad del viento *downburst* no turbulento (figura 2.8b).

El inconveniente del modelo es la poca información existente en la práctica de mediciones de estos fenómenos, por ello usaron los resultados de experimentos de la Universidad de Texas para validar los modelos generados. La simulación toma en cuenta la altura donde el fenómeno comienza, generalmente llamada chorro, el diámetro del chorro, radio de impacto con respecto a la ubicación del punto en estudio y la velocidad con la que se precipita el chorro de viento.

Los resultados variaron en función de las características que asume el programa computacional de acuerdo a la mecánica de fluidos. Estas diferencias son insignificantes dado que la sobrestimación de la velocidad del viento en estado no turbulento ocurre a grandes alturas, las cuales no impactan en estructuras. Otra consideración que modifica los resultados, es la aparición de vórtices en la superficie de contacto del fenómeno, que modifica la velocidad del viento en alturas pequeñas, prácticamente igual a cero.

En general, los autores demostraron una efectividad y buena aproximación de este método computacional para simular velocidades del viento durante el fenómeno *downburst* en estado de no turbulencia. Sin embargo también mencionan que otros métodos de mayor simplificación pueden ser más efectivos por la simplicidad en el cálculo, en especial para efectos de diseño estructural.

Los autores centraron su atención en el modelo analítico para velocidad del viento en estado de no turbulencia de un fenómeno *downburst* estacionario, desarrollado por Oseguera, Bowles y Vicroy (OBV). El modelo de tipo simétrico tiene la característica de no tomar en cuenta el anillo de vórtice que se forma durante la precipitación del flujo o chorro del viento. Este modelo considera la velocidad radial y vertical del viento, en función a factores de escala de intensidad,

radio del chorro y donde ocurre la velocidad máxima, además de la altura de elevación y donde la velocidad máxima del viento se desarrolla.

El modelo modificado del OBV tuvo como objetivo el tomar en cuenta la intensidad de la tormenta determinada por factores en función del comportamiento de la excitación en el dominio del tiempo. Los cambios al modelo analítico que realizaron los autores, específicamente para el caso de no turbulencia incluyen: el radio de ocurrencia de la máxima velocidad del viento en función del tiempo, la intensidad como función del tiempo, el efecto de la velocidad de traslación y la elevación de la velocidad máxima en función del radio. A estas modificaciones, se suma la consideración del estado de turbulencia generado por regresión lineal, con el objetivo de formar un modelo completo que representara de manera adecuada la velocidad del viento para análisis dinámicos de una estructura.

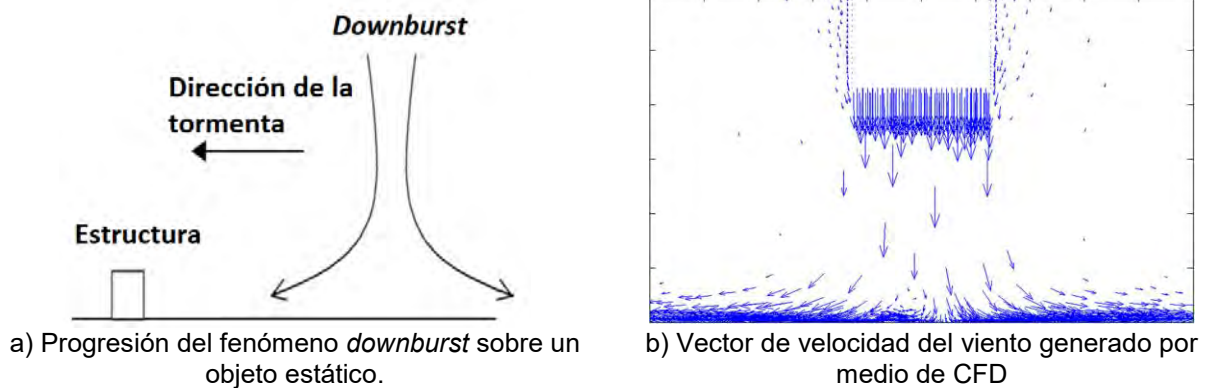


Figura 2.8 Fenómeno *Downburst* (adaptada de Chay et al. 2005)

El método analítico usado en este estudio determina la velocidad vertical y horizontal del viento de acuerdo a la siguiente fórmula:

Velocidad radial:

$$U_r(r, z) = \frac{\lambda r}{2} \left(e^{c1\left(\frac{z}{z_m}\right)} - e^{c2\left(\frac{z}{z_m}\right)} \right) e^{\left(\frac{2 - \left(\frac{r^2}{r_p^2}\right)^\alpha}{2a} \right)}$$

Velocidad vertical:

$$U_z(r, z) = -\lambda \left(\frac{z_m}{c1} \left(e^{c1\left(\frac{z}{z_m}\right)} - 1 \right) - \frac{z_m}{c2} \left(e^{c2\left(\frac{z}{z_m}\right)} - 1 \right) \right) \left(1 - \frac{1}{2} \left(\frac{r^2}{r_p^2} \right)^\alpha \right) e^{\left(\frac{2 - \left(\frac{r^2}{r_p^2}\right)^\alpha}{2a} \right)}$$

donde:

- λ – factor de escala de intensidad
- r – radio
- r_p – radio donde la velocidad máxima ocurre
- z – altura
- z_m – elevación donde la velocidad máxima ocurre

c_1 , c_2 y α – constantes definidas de acuerdo a propiedades del modelo de patrón de cargas. Vicroy recomienda $c_1 = -0.22$, $c_2 = -2.75$ y $\alpha = 2$.

2.3.3 Prasad *et al.* (2010)

Prasad *et al.* (2010) estudiaron la comparación de modelos numéricos de torres de transmisión de electricidad que presentaron fallas estructurales e incluso el colapso y realizaron una comparación de magnitudes de resistencias obtenidas en los análisis y las magnitudes obtenidas del cálculo y metodología indicada por códigos y normas de diseño. Tomaron cinco torres diferentes entre sí de una muestra de 33 torres que fallaron principalmente en columnas y elementos de celosía en los primeros niveles, con los cuales estudiaron modelos representativos de esas cinco torres con el objetivo de comparar los resultados de un análisis numérico con los ocurridos en las estructuras.

La capacidad de los miembros fue determinada en base al código ASCE 10-97. Las fallas que llevaron al colapso a las estructuras fueron simuladas por medio de un análisis de elemento finito mediante el programa computacional de *NE-NASTRAN*. Las magnitudes de la capacidad y las fuerzas desarrolladas en los elementos estructurales se calcularon en el programa modelándolos como miembros viga-columna y se compararon con las magnitudes obtenidas mediante el cálculo de acuerdo a las normas británicas BS-8100 que presentaron una buena aproximación al código ASCE 10-97 en cuanto a resultados obtenidos.

Los modelos estudiados consistieron en tres torres para líneas de transmisión de 400 kV, una torre para líneas de transmisión para 275 kV y una torre para líneas de transmisión de 132 kV. Prasad *et al.* (2010) obtuvo una gran aproximación en los resultados de sus modelos numéricos en comparación con los resultados en las torres que seleccionó de la muestra, ya que el comportamiento que describe la falla es muy similar (figura 2.9).

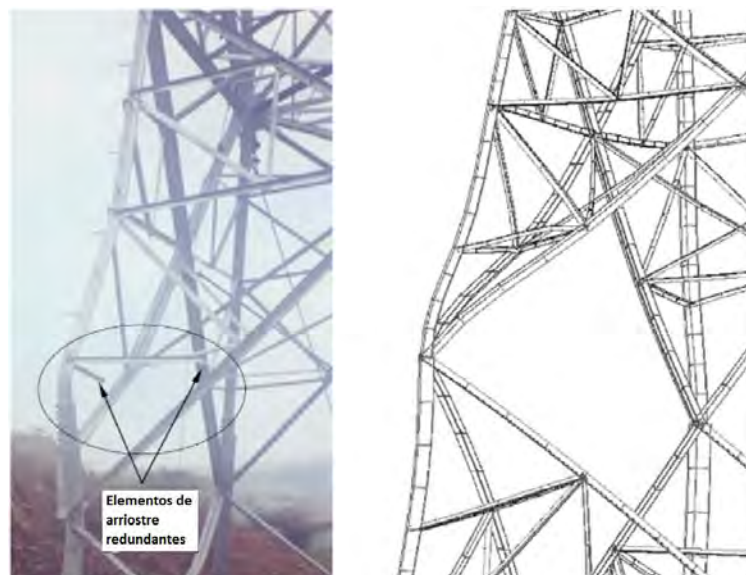


Figura 2.9 Comparación de resultados experimentales y numéricos de elemento finito (adaptada de Prasad *et al.* 2010).

Los autores calcularon la capacidad de los elementos estructurales con base en lo especificado en las normas Británicas, normas ASCE y las normas de la India. Estas magnitudes se compararon con el modelo numérico analizado por medio del método de elemento finito y las magnitudes que se obtuvieron de acuerdo a las estructuras seleccionadas de la muestra. Las magnitudes de capacidad calculadas con base en el código Británico fueron los de mejor aproximación de acuerdo a la comparación con las magnitudes obtenidas por modelado con elemento finito y los obtenidos con base en las torres de la muestra. En el caso de las normas de la ASCE, se obtiene una magnitud de capacidad muy alta con respecto a la que se obtiene mediante el modelo experimental, tanto para el caso de los elementos tipo pierna o columna como elementos celosía. En general los códigos de diseño presentaron magnitudes poco conservadoras de la capacidad de los elementos.

2.3.4 Tailon *et al.* (2012)

Tailon *et al.* (2012) realizaron un estudio numérico, con variables similares a Da-Silva *et al.* (2005). En este caso se trató de un tramo de ocho metros de altura característico de torres de celosía, la cual fue sometida a una carga lateral variable. Los resultados del ensaye se compararon con modelos numéricos. Se modeló con elementos armadura con resortes en los extremos y columnas continuas con resortes en los extremos de apoyo, elementos tipo viga-columna restringidos totalmente en los extremos y por último, elementos armadura de rigidez modificada y columnas continuas con resortes en los extremos de conexión.

Los autores estudiaron una sección característica de torres de transmisión o telecomunicaciones para la prueba experimental. El objetivo de la prueba era evaluar la respuesta dinámica de estructuras reticulares para obtener la relación entre el nivel de carga y amortiguamiento, frecuencia natural y periodo de vibración.

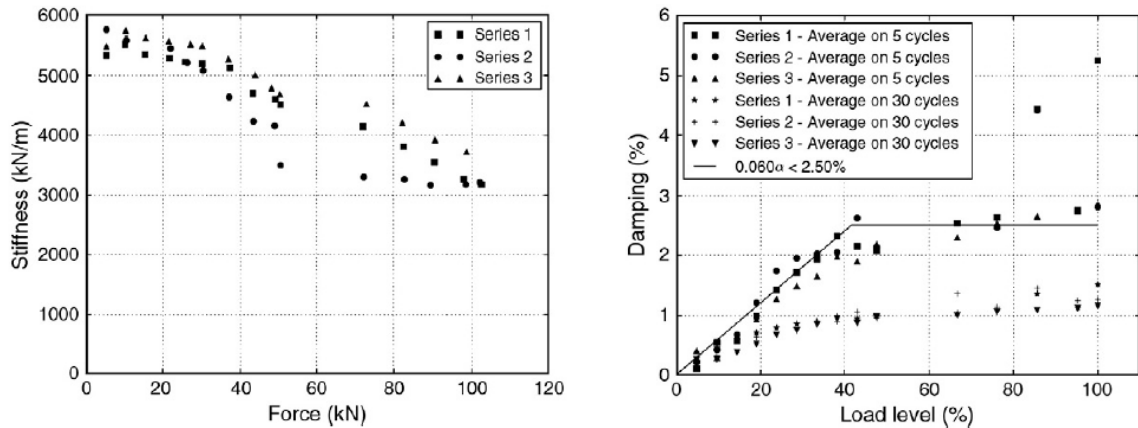
El sistema para cargar la estructura consistió en un fusible de metal conectado a la estructura y a un cable que ejercía una fuerza lateral a la estructura hasta que el fusible se rompía y dejaba a la estructura vibrar libremente. La calibración del fusible fue determinada para romperse a fuerzas entre 5 y 105 kN (5% y 100% de la capacidad teórica del modelo). Se usaron tres series de carga y descarga para evaluar el cambio con el tiempo de los parámetros dinámicos indicados después de que ocurrieran daños en la estructura. La serie 1 consistió en la aplicación de carga de 5 a 105 kN en 15 pasos. La serie 2 consistió en la aplicación de carga de 105 a 5 kN y la serie 3 nuevamente de 5 a 105 kN. La estructura fue instrumentada con tres acelerómetros, seis sensores de desplazamiento con láser y una celda de sensores *strain gauges* para medir deformaciones.

De acuerdo a los resultados, los autores notaron que la rigidez de los modelos fue prácticamente la misma durante el 30% de la aplicación de la carga. El decrecimiento de la rigidez fue en promedio de 40% hasta el 95% de la carga aplicada. La relación de la frecuencia con la carga aplicada fue apenas más pequeña que la relación de rigidez y frecuencia medida en cada paso del tiempo de la aplicación de la carga.

En la figura 2.10a se observa como la rigidez estática se reduce con el incremento de la fuerza lateral aplicada para cada serie de prueba. La rigidez inicial es similar en los tres modelos,

con una magnitud de entre 5340 y 5754 kN/m. La magnitud de la rigidez al 95 % de la carga máxima decreció 41%, 44% y 32% para las series 1, 2 y 3, respectivamente.

La figura 2.10b muestra las magnitudes promedio del amortiguamiento en 5 y 30 ciclos. Las ecuaciones teóricas proveen magnitudes seguras para 5 ciclos. El amortiguamiento promedio en 30 ciclos es menor que el obtenido teóricamente. Estos valores son representativos para pequeñas amplitudes de vibración con base en el modelo experimental.



a) Relación de rigidez en función de fuerza aplicada

b) Relación de amortiguamiento en función del porcentaje de la carga de capacidad

Figura 2.10 Resultados de la prueba experimental (adaptada de Tailon et al. (2012)).

2.3.5 Stamatopoulos (2013)

Stamatopoulos (2013) modeló una torre existente de telecomunicaciones para la cual se plantearon modificaciones de diseño que consistían en una adición de accesorios y el cambio de posición de antenas existentes.

El autor realizó un modelo analítico del estado en que se encontraba la torre, antes de la adecuación de nuevos accesorios y sistemas, con el objetivo de determinar si la estructura requería de un trabajo de reforzamiento. El espécimen fue modelado con elemento finito en tres dimensiones para evaluar su capacidad. Las características de la torre era una altura de 42 metros, sección transversal cuadrada, sección piramidal de 24 metros de altura y una sección constante de 20 metros de altura. Las piernas estaban constituidas de perfiles angulares de lados iguales. La cimentación consistía de dados de 5.2 x 6.4 x 2.4 metros. La información de los materiales se cotejó de acuerdo a planos existentes, al levantamiento real de la estructura y pruebas de laboratorio de los materiales.

La obtención de los patrones de carga por viento se realizó en cuatro segmentos en la altura de la torre. Los coeficientes de rugosidad y topografía del terreno, así como el cálculo de las fuerzas por viento se obtuvieron de acuerdo al código de diseño eólico europeo. Además, se consideró la acción de cargas generadas por la presencia de hielo en los elementos y accesorios de la estructura, considerando un espesor de 3 centímetros. El acelerograma para las cargas sísmicas, fue obtenido de acuerdo al código Griego de diseño sísmico.

El análisis con modelado con armaduras en tres dimensiones no concuerda con la práctica, donde es común que las conexiones de elementos de celosía se diseñen con más de un tornillo. Además en la práctica no es posible conservar la continuidad en las columnas debido a que los perfiles estructurales son fabricados en longitudes de 6 a 12 m., dimensiones menores a las que se requieren para construir una torre de celosía. Debido a las múltiples conexiones que esto ocasiona, resulta en una pérdida de capacidad del elemento. Por esta razón, se modelaron las columnas y elementos estructurales usando nodos con seis grados de libertad y elementos tipo viga formando sistemas tipo marco en el espacio, con el objetivo de no ignorar el efecto de los momentos de flexión secundarios. Se determinó usar la longitud geométrica como longitud de pandeo en el plano principal.

Los resultados evidenciaron una notable falta de capacidad de los elementos para soportar adecuadamente los cambios planeados por el dueño de la estructura, por lo que se determinó utilizar una técnica de reforzamiento. Este reforzamiento consistió en la formación de elementos tipo estrella en las columnas de los primeros niveles como los estudiados por Albermani *et al.* (2003) y el aumento de anclas en la cimentación.

2.3.6 Mara *et al.* (2013)

El trabajo de Mara *et al.* (2013) fue orientado a torres de celosía para transmisión de energía eléctrica, donde estudiaron la influencia del ángulo de incidencia del viento y la participación estructural de los cables en la torre. Los modelos de Mara *et al.* (2013) fueron sometidos a 2 perfiles principales de viento correspondiente al viento atmosférico tradicional en estos análisis y un perfil de viento rectangular que intenta hacer una aproximación al efecto del fenómeno *downburst*, que se calcularon de acuerdo al código canadiense de diseño por viento.

Los autores obtuvieron de su estudio las curvas de capacidad de acuerdo al ángulo de incidencia y velocidad del viento en la estructura. Las consideraciones generales para el modelo fueron el asumir conexiones rígidas entre los elementos estructurales, incluir el peso propio de la estructura e incluir el peso propio de los cables de transmisión de energía eléctrica como cargas puntuales en los nodos donde físicamente se encuentran conectados.

Realizaron un análisis dinámico y obtuvieron como resultado los 3 primeros modos de vibración: el primero en dirección transversal con una frecuencia de 1.167 Hz y el segundo en dirección longitudinal con una frecuencia de 1.232 Hz. El tercer modo de vibración era en torsión, con una frecuencia de 1.556 Hz.

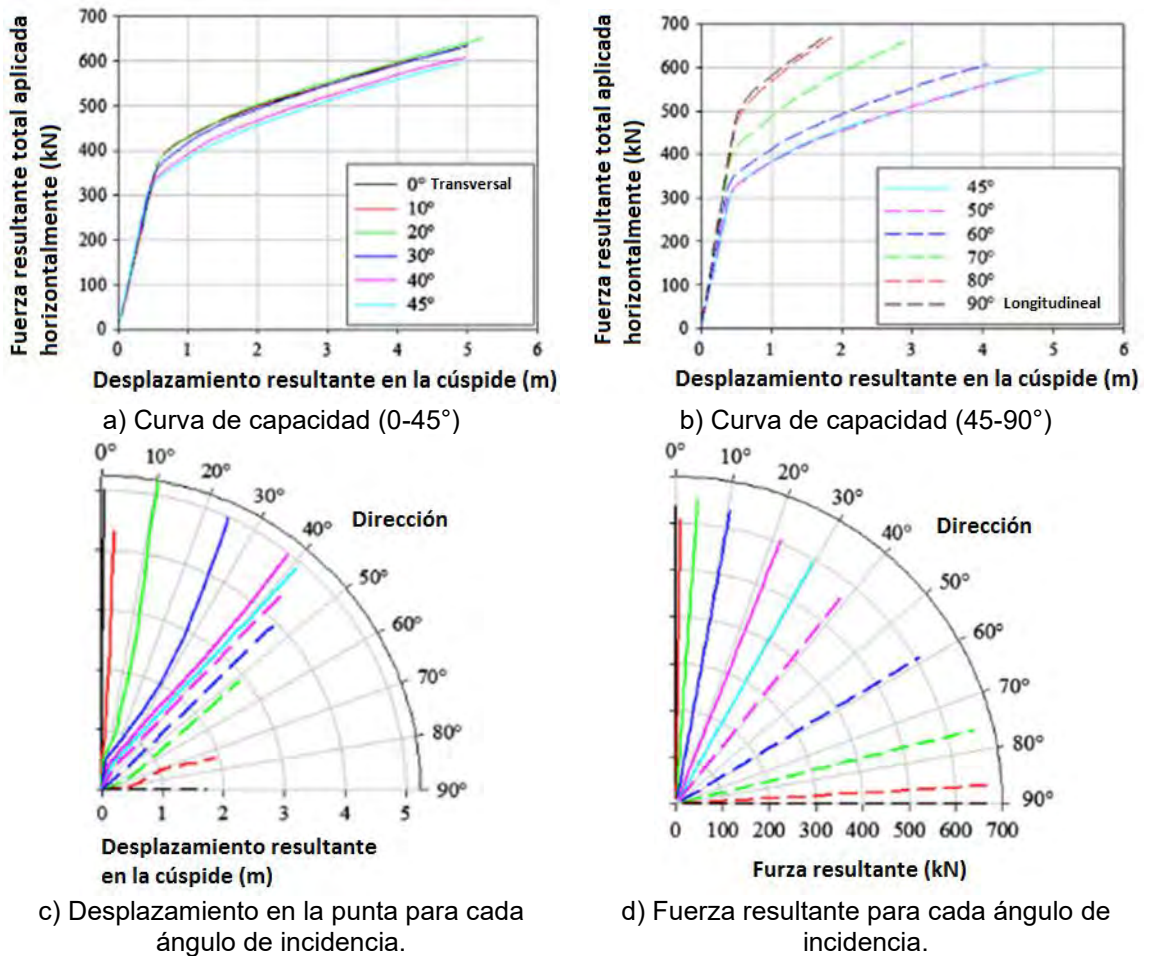


Figura 2.11 Resultados del análisis para perfil de viento atmosférico (adaptada de Mara *et al.* 2013).

La torre fue dividida en 11 secciones para el cálculo de demandas por viento. El primer perfil de viento usado para el modelo numérico es el tradicional debido a viento atmosférico en terreno abierto. El segundo perfil de viento es de forma rectangular y representa un perfil de viento uniforme en la altura de toda la torre. Este perfil fue seleccionado debido a que se ha comprobado que el perfil de viento generado es similar al que un fenómeno *downburst* genera en la dirección transversal y longitudinal del viento. Las cargas se aplicaron al modelo en forma puntual en las conexiones, que en el modelo se representan como nodos en toda la altura de la torre. La curva que se obtiene de este análisis muestra el comportamiento de un sistema inelástico no lineal idealizado como un sistema bilineal. Las fuerzas aplicadas son incrementadas cíclicamente mientras un perfil de cargas se mantiene aplicado al mismo tiempo.

El análisis no lineal con cargas cíclicas fue usado para obtener las curvas de capacidad para la torre ante diversos ángulos de aplicación de la carga, en un rango de 0 a 90° y a 45° (figura 2.12a), con incrementos de 10°. Las fuerzas de mayor magnitud se desarrollan a 90°, mientras que la menor capacidad de la torre coincide con el viento aplicado a 50°, de acuerdo con los resultados del estudio (figura 2.11). La velocidad mínima registrada para llegar a la fluencia del modelo ocurre a 0° (en dirección transversal) con una magnitud de 140 km/hra para

el perfil de viento atmosférico. Mientras que la velocidad mínima registrada en el colapso es de 166 km/hra para un ángulo de incidencia de 10°.

De acuerdo con los resultados (figura 2.11c), el desplazamiento máximo y la fuerza total aplicada no coinciden en la dirección en que se aplica las cargas de viento, con excepción en los casos de 0° y 90°, donde la aplicación es transversal y longitudinal, respectivamente. Este cambio en las trayectorias del desplazamiento ocurre debido al cambio en el comportamiento de los elementos, los desplazamientos y deformaciones, que modifican las áreas de exposición al viento y la carga.

2.4 Investigaciones desarrolladas en México

2.4.1 Tapia y Sordo (2012)

Tapia y Sordo (2012) evaluaron dos modelos de torre de transmisión de acuerdo al ángulo de instalación de los cables de transmisión y a perfiles de vientos ciclónicos y no ciclónicos calculados en base a los códigos de diseño Americano, Neozelandés y Mexicanos (CFE 2008 y NTC-2004). Los modelos de torres de 53 m de altura son similares a las torres colapsadas en la línea Nizuc – Playa del Carmen, durante el huracán Wilma con ocurrencia en la Península de Yucatán. Las torres fueron estructuradas con perfiles angulares y tornillos A-394, diseñadas para deflexiones en las líneas de transmisión de 10 (53T10) y 60 (53T60) grados. Consideraron para el diseño el peso y tensión de las líneas de transmisión, así como los accesorios necesarios para la instalación de las mismas.

Los modelos se configuraron en el programa *Sap2000* (CSI 2006) para estudiar su comportamiento elástico y las propiedades dinámicas de los modelos como son los modos y periodos de vibración. Los periodos de vibración de los primero dos modos fueron muy similares, con magnitud de 0.79 y 0.73 s, 0.79 y 0.72 s para los dos primeros modos de vibración y para los dos modelos de torres, respectivamente. Los patrones de fuerzas eólicas se obtuvieron de acuerdo a lineamientos en códigos nacionales como el manual de obras civiles CFE-2008, las normas de construcción del Distrito Federal NTCV-2004, así como códigos internacionales como el reglamento estadounidense ASCE/SEI-2006 y el australiano-neozelandés AS-NZS-2002; de los cuales se puede estandarizar que la magnitud de las fuerzas se calcula en función de la altura de la estructura mediante la ecuación:

$$F(z) = \frac{1}{2} * p * V(z)^2 * G * C_d * A_f$$

Donde:

$F(z)$ – Fuerza total en la altura z

A_f – Área de contacto

$V(z)$ – Velocidad del viento en función de la altura z

C_d – coeficiente de arrastre global en función de la forma de la torre

G – coeficiente de ráfaga o amplificación dinámica

p – 11.96 N/m², densidad del aire al nivel del mar y temperatura 25°C

Los autores realizaron graficas en las que comparan la relación de solidez de la torre en función de la altura y los elementos estructurales. Además, de estudiar el parecido de los coeficientes de arrastre de los códigos de diseño eólico, que son muy similares, salvo el reglamento japonés que es un 6% más conservador.

Las fuerzas originadas por viento se calcularon para las tres zonas comunes y de similares consideraciones para los códigos de diseño, las cuales son: terreno abierto, terreno con ciertas obstrucciones (figura 2.10b) y zona típica suburbana. Además consideraron vientos ciclónicos y no ciclónicos, propuestos por el reglamento neozelandés.

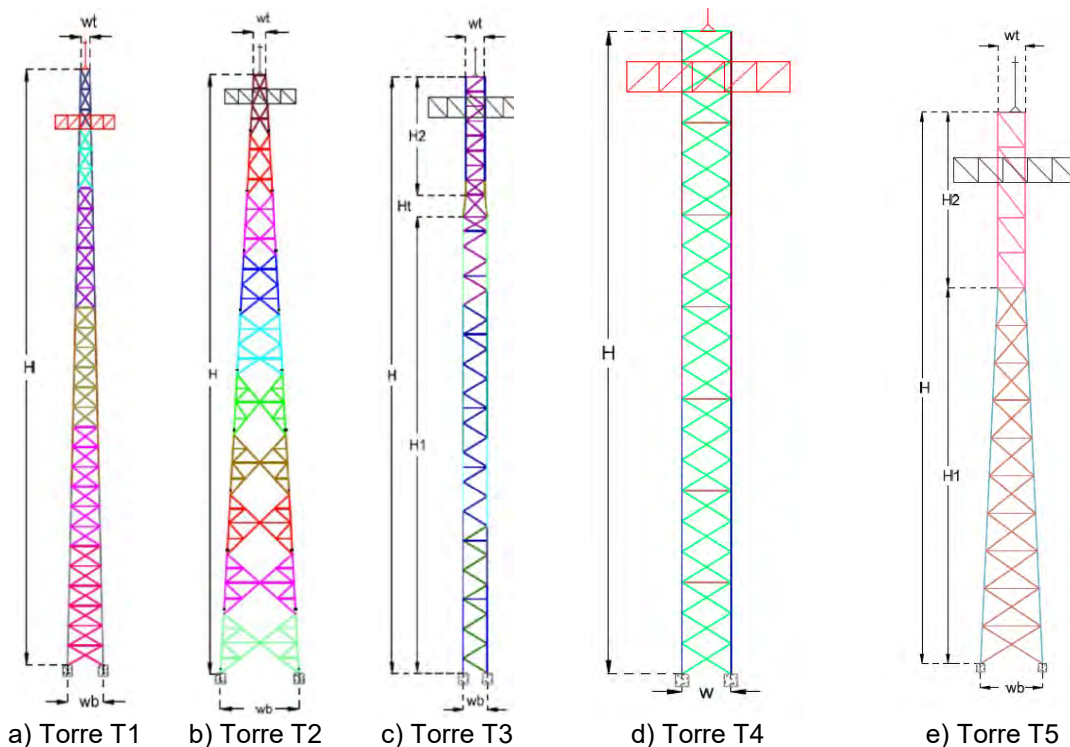
El análisis se realizó ante carga estática monótona creciente hasta alcanzar el mecanismo de colapso estructural. Los modelos de los análisis no lineales incluyen el peso propio, de accesorios y los patrones de viento calculados aplicados paulatinamente. Los resultados del análisis estructural demuestran que el diseño de la torre para deflexión de 60° resulta más resistente. El reglamento neozelandés es más conservador para zonas ciclónicas. Los reglamentos mexicanos representan una buena correspondencia de magnitudes de fuerzas con respecto al resto de códigos de diseño, con excepción del caso de las NTCV-2004 para terreno abierto. Los modelos de torre mostraron mecanismos de falla en distintas partes (figura 2.12a), aunque los autores mencionan que esta diferencia no fue debido al patrón de cargas aplicado.

2.4.2 Hernandez-Barrios *et al.* (2014)

Hernandez-Barrios *et al.* (2014) realizaron un estudio en el cual recopilaron información de 214 proyectos de torres de celosía autosoportadas para telecomunicaciones diseñadas y construidas en México con el objetivo de formular ecuaciones semi empíricas para el cálculo del periodo fundamental de vibrar, coeficiente de variación en la altura para la forma modal y masa generalizada. Las formulas propuestas predicen el comportamiento con un margen de error pequeño, por lo cual significan una buena aproximación para el cálculo. Estas fórmulas están orientadas al ingeniero de la práctica como ayuda para el diseño, debido a lo complicado que puede resultar la interpretación del manual de obras civiles de CFE para diseño por viento. Para generalizar las formulas, clasificó las torres estudiadas en tres tipos de geometría general de acuerdo a la longitud de su cuerpo piramidal, sección constante y sección transversal. Esto con el objetivo de adecuar las aproximaciones de sus fórmulas para obtener resultados con una exactitud adecuada.

Los modelos de Hernandez-Barrios *et al.* (2014), representativos de los 214 proyectos, consistieron en 4 modelos de torres de geometría, sección y alturas variadas (figura 2.13). Las torres clasificadas como tipo T1 son de sección transversal cuadrada que varía con la altura. Las piernas están formadas por perfiles circulares huecos (OC), las cuerdas horizontales y las diagonales están conformadas por ángulos de lados iguales (LI). La geometría de la celosía es en zigzag doble con elementos horizontales. Las torres de clasificación T2 son de sección cuadrada con piernas conformadas por ángulos de lados iguales (LI), la sección es de tipo piramidal, la celosía es en forma de rombo y la constituye una celosía principal y secundaria. La torre tipo T3 es de sección cuadrada piramidal en 3 secciones diferentes delimitadas por las alturas H1, H2 y H3. Los elementos que forman las piernas, celosía y cuerdas horizontales están

conformados de ángulos de lados iguales (LI). Los accesorios que presentan este tipo de torres son principalmente una plataforma de trabajo que se ubica aproximadamente a $\frac{3}{4}$ de la altura total, cama guía a lo largo de la altura, líneas de conducción y alimentación de los equipos. Las antenas varían de acuerdo al servicio que preste la estructura. Las torres con sección triangular del tipo T4 tienen una altura variable de 19 a 50 metros. Estas torres tienen sección triangular transversal constante con la altura, conformada por perfiles OC en piernas y en las cuerdas horizontales y diagonales a base de perfiles de ángulos de lados iguales (LI). La forma de la celosía es de zigzag doble y cuentan con los mismos accesorios que las torres anteriores. Para el caso de las torres clasificadas como T5 tienen alturas de 22 a 60 metros. Las piernas están formadas por elementos estructurales OC y las cuerdas horizontales y diagonales con perfiles LI.



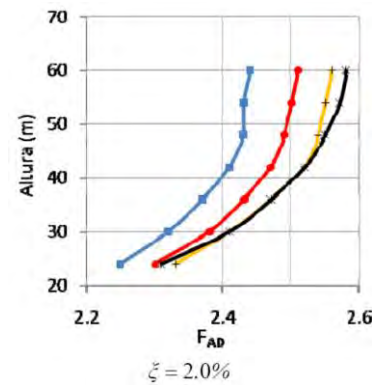
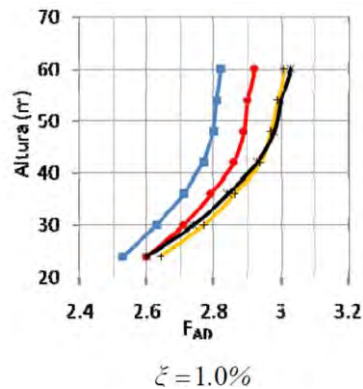
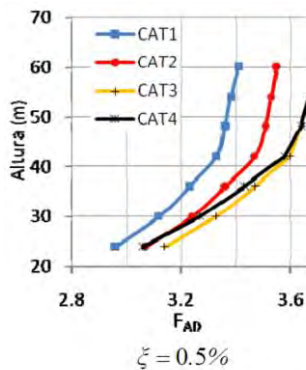
a) Torre T1 b) Torre T2 c) Torre T3 d) Torre T4 e) Torre T5

Figura 2.12 Modelos de torre de celosía para telecomunicaciones (adaptada de Hernandez-Barrios *et al.* 2014).

Hernandez-Barrios *et al.* (2014) registraron los periodos de vibrar obtenidos analíticamente por medio del programa comercial de análisis estructural *Sap2000* (CSI 2006). Para las torres de tipo T1, el periodo incrementa su magnitud en un 29% al 40%, considerando los accesorios y sin considerarlos. Para torres tipo T2 presenta un cambio de 16-26%, para las torres tipo T3 un rango del 18-26%, para el tipo de torres T4 el considerar o no los accesorios producen un cambio del orden de 33-57% y en las torres T5 de 26-46%. Las expresiones propuestas predicen con un margen de error pequeño los parámetros de coeficiente de variación de la forma modal con la altura y para la masa modal generalizada, los cuales son necesarios para la aplicación de expresiones en las metodologías requeridas por el manual de obras civiles CFE-2008 diseño por viento para el cálculo del factor de amplificación dinámico.

Debido a la contribución del amortiguamiento aerodinámico en el amortiguamiento total, este no debe despreciarse cuando se usa una metodología simplificada propuesta por los

autores. Una magnitud adecuada del amortiguamiento estructural, de acuerdo a los resultados, es del orden de entre 2.0% a 5.0%, los cuales afectan el factor de amplificación dinámica para cada modelo de torre (figura 2.14). Las expresiones propuestas permitirán tomar decisiones de estructuración más adecuada para la disminución del riesgo eólico de este tipo de estructuras en México.



a) amortiguamiento crítico 0.5% b) amortiguamiento crítico 1.0% c) amortiguamiento crítico 2.0%

2.13 Factor de amplificación dinámica (MOC-CFE-08) en función del amortiguamiento crítico (Hernandez-Barrios *et al.* 2014).

2.4.3 Tapia e Ibarra (2015)

Tapia e Ibarra (2015) determinaron los mecanismos de falla en dos modelos de torres de transmisión de torres existentes en México mediante análisis no lineales en programa computacional *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006).

Los autores trabajaron con dos modelos de torre para energía de transmisión eléctrica. El primer modelo es una torre de 43 metros de altura (43t10) y el segundo una torre de 53 metros de altura (53T10). Ambas torres diseñadas para una deflexión máxima de 10° y una separación entre estructuras de 10 metros.

Las torres de analizaron elásticamente en tres dimensiones por medio del programa *Sap2000* (CSI 2006), en el que consideraron peso propio de los accesorios, fuerzas provocadas por la tensión mecánica en los conductores causadas por la desviación de la línea de transmisión y las fuerzas de diseño por viento sobre accesorios y elementos estructurales. Los elementos de celosía se modelaron como elementos articulados en ambos extremos, mientras que los elementos pierna se modelaron como elementos continuos. La aplicación de cargas fue por medio de cargas puntuales en los nodos. La resistencia axial de los elementos estuvo limitada por el pandeo global en el eje menor de inercia en los ángulos sencillos y pandeo global lateral en secciones formadas por varios perfiles en sección transversal. La condición de carga más desfavorable fue en dirección perpendicular a los cables de la línea de transmisión.

Los modelos inelásticos se analizaron con el programa *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006). Los elementos estructurales se discretizaron en segmentos rectangulares fraccionados en fibras. La longitud del elemento se dividió para reproducir los elementos de segundo orden. Los

elementos estructurales se modelaron, de acuerdo a planos existentes, con aceros grado A50 y, en el caso de algunos elementos de perfiles de sección pequeña, grado A36.

En esta investigación se usaron los perfiles de acuerdo a los reglamentos estadounidense, japonés, australiano-neozelandés, hindú y los reglamentos mexicanos, específicamente, CFE-2008 y NTCV-2004. Las consideraciones para los cálculos de demandas por viento se supusieron con una velocidad regional de 140 km/hr para terreno plano e igualdad de factores de temperatura, presión atmosférica, densidad del aire, factor de importancia, periodo de retorno, factor de dirección del viento, factor de protección, etc.

En los análisis no lineales, los resultados evidencian los mecanismos de colapso frágil que ocurren en la estructuras, debido a la concentración del daño a mitad de la altura de la torre, aproximadamente. El mecanismo de colapso inicia en un elemento situado en el punto donde la sección transversal cambia, a la mitad de su longitud no arriostrada, lo que muestra una deficiencia en el diseño (figura 2.15). El colapso se relaciona también con una alta reserva de resistencia, ya que como se observa en la figura 2.15 la mayoría de los elementos permanecen en el intervalo elástico.

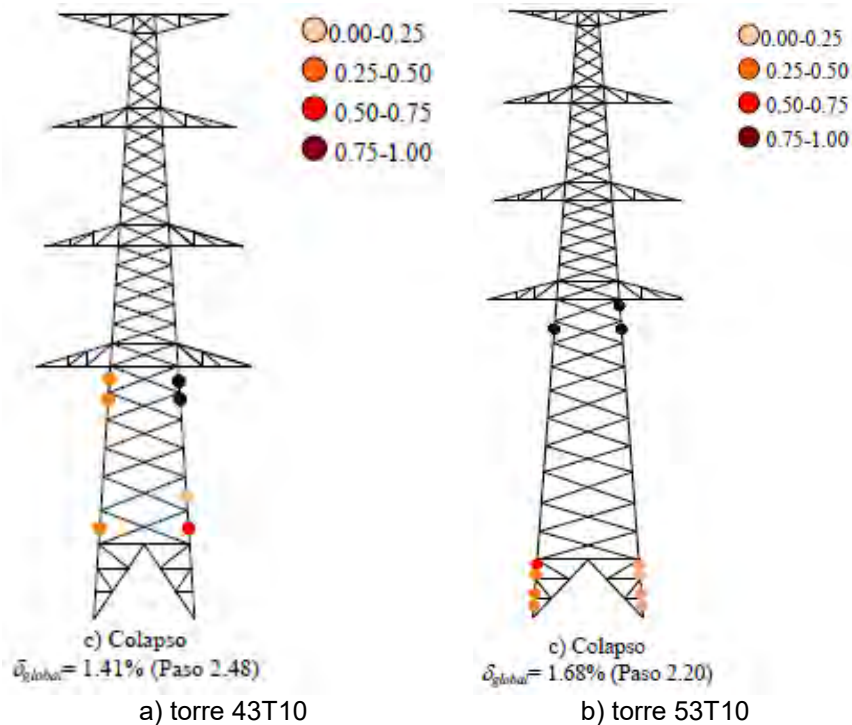


Figura 2.14 Evolución del mecanismo de colapso (adaptada de Tapia e Ibarra 2015).

2.5 Conclusiones

Existen estudios recientes que abordan temas acerca de las consideraciones técnicas que deben ser tomadas en cuenta para el diseño de torres y estructuras de celosía metálica. Para estas estructuras, la condición de carga principal es la presión del viento.

Los coeficientes de arrastre son magnitudes relacionadas a la fuerza que produce en elementos estructurales la presión del viento, de acuerdo a la relación de área sólida por panel en una estructura. Algunos autores han estudiado los efectos de estos coeficientes, además de su aproximación con base en pruebas experimentales y analíticas con el fin de corroborar las magnitudes de los coeficientes en los reglamentos de diseño eólico.

Las pruebas experimentales de autores como Carril *et al.* (2003), acerca de coeficientes de arrastre, no reportan grandes diferencias en sus resultados y las magnitudes recomendadas por los reglamentos de diseño eólico. Esto para elementos de sección transversal circular, en los cuales el número de Reynolds es fundamental en el cálculo de la magnitud de los coeficientes de arrastre (Yang *et al.*; 2014), debido al comportamiento de elementos circulares ante fluidos, como en este caso el viento.

Otros autores como Prud'homme *et al.* (2013) y Mara *et al.* (2013), estudiaron la influencia del ángulo de incidencia del viento en la obtención de demandas y magnitudes para los coeficientes de arrastre en torres de transmisión.

Otras pruebas experimentales discuten métodos para incrementar la capacidad y rigidez de estructuras de celosía metálica, en las que recomiendan el uso de sistemas conformados por arreglo de elementos estructurales en los paneles de torres existentes. Dentro de las recomendaciones de autores como Albermani *et al.* (2003) y Zhuge *et al.* (2012), recomiendan el uso de reforzamientos por medio de ángulos montados en cruz para los elementos de piernas de la estructura y diafragmas en la altura de las torres, con el fin de reducir la deformación ante cargas de viento intenso.

El mecanismo de colapso en torres de celosía es otro tópico importante en las investigaciones experimentales. Szafran (2015) realizó una comparación numérica y experimental con el fin de evaluar la predicción del mecanismo de colapso. Este autor encontró que el mecanismo es producido por esfuerzos plásticos en las piernas en compresión, así como la aparición de articulaciones plásticas debidas a fractura en perfiles de celosía. Otros autores como Prasad *et al.* (2010) analizaron modelos numéricos con el fin de representar mecanismos de colapso y compararlos con eventos en la práctica en los que torres de transmisión colapsaron debido a cargas e viento intenso. Tapia e Ibarra (2015) encontraron mecanismos de colapso de tipo frágil, en los que debido a la concentración de daño en los modelos a media altura colapsaron. El mecanismo de colapso fue identificado a mitad de la longitud no arriostrada en una pierna, debido a que en ese punto existió un cambio de sección transversal en el elemento.

CAPÍTULO 3

CRITERIOS NORMATIVOS

3.1 Introducción

Los reglamentos de diseño eólico tienen como objetivo la estimación de presiones y fuerzas equivalentes para el diseño de estructuras. La magnitud de las presiones y fuerzas está en función de la velocidad regional del viento, condiciones topográficas, forma y configuración estructural de la construcción. Existen diferentes códigos y manuales de diseño eólico de reconocimiento internacional, tales como:

- Manual de obras civiles de la comisión federal de electricidad (MOC-CFE-08, 2008), México.
- Normas técnicas complementarias para diseño por viento (NTC-04,2004), México.
- Especificaciones de diseño por viento (ASCE 7-10, 2010), Estados Unidos.
- Reglamento de diseño por viento de Australia y Nueva Zelanda (AS/NZS-11 2011).
- Reglamento del instituto de arquitectura de Japón (AIJ-06 2006).
- Especificaciones de la India (IS875-87, 2003).

La metodología de diseño eólico es similar en términos generales para los códigos enlistados. Sin embargo tienen diferencias específicas en los lineamientos de casos particulares en el diseño.

El procedimiento de análisis consiste en determinar la velocidad de diseño, la cual estará en función de la velocidad regional del viento, condiciones topográficas del terreno para la construcción y la altura de la estructura. Otro detalle particular es la obtención de los coeficientes de arrastre que son importantes en la obtención de la presión actuante en los elementos estructurales en función del ángulo de incidencia y la solidez de los elementos. Con estos parámetros en general, se obtienen las fuerzas laterales para el análisis estructural en todos los casos de los reglamentos eólicos. Las fuerzas dinámicas representan el punto de mayor complejidad en los códigos de diseño, ya que emplean factores para estimar la magnitud de ráfagas en función de procedimientos detallados y complicados para la práctica.

La velocidad de diseño nos permite calcular la presión del viento en la estructura. Esta se define de acuerdo a parámetros definidos de manera similar por los códigos de diseño. Los principales factores se muestran en la tabla 3.1.

Tabla 3.1. (Adaptada de Tapia e Ibarra 2015).

	NTCV-04	AIJ-06	AS/NZS-11	MOC-CFE-08	IS875-87	ASCE-05
Velocidad regional	<i>VR</i> se define una tabla en función del periodo de retorno	<i>U0</i> se define un mapa con un periodo de retorno de 100 años	<i>VR</i> se define en función del periodo de retorno para zonas ciclónicas o no ciclónicas	<i>VR</i> se define de mapas en función del periodo de retorno y la importancia	<i>VD</i> se define en un mapa con un periodo de retorno de 50 años	<i>V</i> se define en un mapa para distintas direcciones del viento
Efecto de la topografía	<i>FTR</i> considera la rugosidad del terreno y su topografía, a partir de tablas	<i>Eg</i> considera la inclinación del terreno y la topografía	<i>Mt</i> se determina con ecuaciones y considera la topografía del terreno	<i>FT</i> es el mismo factor propuesto en AS/NZS-02	<i>k3</i> es el mismo factor propuesto en AS/NZS-02	<i>Kzt</i> se determina con magnitudes en una figura para escarpes o montículos

Efecto de la variación en la altura	<i>F</i> depende de la altura y la ubicación en 4 tipos de terrenos	Er depende de la altura y la ubicación en 5 tipos de terrenos	<i>Mz, cat</i> depende de la altura y la ubicación en 4 tipos de terrenos	<i>Frz</i> depende de la altura y la ubicación en 4 tipos de terrenos	<i>k2</i> depende de la altura y la ubicación en 4 tipos de terrenos	..(..10)..depende de la de la altura y la ubicación en 3 tipos de terrenos
Efecto de la dirección del viento	Se define en tablas	<i>KD</i> se define de una tabla que depende de la ciudad	<i>Md</i> se define de tablas en función de la región	Se define en tablas	<i>Kd</i> define para el tipo de estructura y la ubicación	<i>Kd</i> se define de una tabla para el tipo de estructura
Factor de periodo de retorno	En función del tipo de estructura	<i>krW</i> se define en función de la vel. a 500 años	En función de la región específica	En función del tipo de estructura	<i>k1</i> se define para el tipo de estructura	En función de la región específica
Factor de protección	No necesario	No necesario	<i>Ms</i> depende de los alrededores de la estructura	No necesario	No necesario	No necesario
Factor de importancia para zonas ciclónicas	No necesario	No necesario	Implícito en las tablas de velocidad regional	No necesario	<i>k4</i> se define para la importancia de la estructura	Estimado en la velocidad regional con datos meteorológicos

3.2 Presiones y fuerzas de diseño

3.2.1 Capítulo de Viento del Manual de Obras Civiles (MOC-CFE-08), México

El MOC-CFE-08 presenta para el cálculo de presiones y fuerzas de diseño la siguiente metodología, una vez obtenida la velocidad de diseño.

La obtención de la presión P_z que ejerce el viento en la estructura está dado por (Ap. 4.4.3 Presión actuante en estructuras):

$$P_z = C_p q_z \quad (3.1)$$

Donde P_z es la presión actuante en la estructura, C_p es el coeficiente de presión adimensional (Ap. 4.3.2, MOC-CFE-08) y q_z la presión dinámica de base (Ap. 4.2.5, MOC-CFE-08)

La presión dinámica de base q_z , es la presión generada en la estructura que varía según la intensidad de la velocidad y dirección del viento.

$$q_z = 0.047 G V_D^2 \quad (3.2)$$

Donde V_D es la velocidad básica de diseño (km/hra) y G es el factor de corrección por temperatura y altura con respecto al nivel del mar, adimensional.

Para las fuerzas dinámicas, se utilizan factores que amplifican la magnitud de las fuerzas laterales, se obtienen fuerzas laterales equivalentes al efecto dinámico, de acuerdo con la siguiente expresión (Ap. 4.4.5, MOC-CFE-08):

$$F_{eq} = q_z C_{at} A_{ref} F_{AD} \quad (3.3)$$

Donde F_{eq} es la fuerza dinámica equivalente, q_z es la presión dinámica de base a la altura z (Pa) (Ap. 4.2.5, MOC-CFE-08), C_{at} es el coeficiente de arrastre en la dirección del flujo del viento, adimensional (Ap. 4.3.2.10.3 y 4.3.2.12 MOC-CFE-08), A_{ref} es el área frontal de los elementos de la estructura (m^2) y el F_{AD} que es el factor de amplificación dinámica.

El coeficiente de arrastre es una magnitud adimensional para cuantificar la resistencia de un objeto en un medio fluido, en este caso, el viento. El MOC-CFE-08 propone los coeficientes de arrastre para el caso de torres de celosía sin accesorios, en el apartado 4.3.2.10.3.

Es importante mencionar que los coeficientes de arrastre establecidos en el MOC-CFE-08, coinciden perfectamente con los códigos NTC-04 y AS-NZS-11. Los coeficientes pueden obtenerse de la interpolación lineal para magnitudes de relación de solidez intermedias.

El factor de amplificación dinámica está dado por la ecuación 3.4 (Ap. 4.4.5.1, MOC-CFE-08):

$$F_{AD} = \frac{1+2I_v(Z_s)k_p\sqrt{B^2+R^2}}{1+7I_v(Z_s)} \left(\frac{C_{RG}}{C_G}\right) F_M \quad (3.4)$$

Donde B^2 es el factor de respuesta de fondo adimensional, $I_v(Z_s)$ es el índice de turbulencia en la altura de referencia (Ap. 4.4.4, MOC-CFE-08), R^2 es el factor de respuesta en resonancia (adimensional), k_p es el factor pico (adimensional), C_{RG} y C_G son las constantes correctivas de la forma modal, F_M es el factor de corrección por masa y Z_s es la altura de referencia.

El factor de respuesta de fondo se calcula de acuerdo a la siguiente expresión, en función de del ancho b y la altura h de la estructura, así como la longitud de la escala de turbulencia $L(Z_s)$.

$$B^2 = \frac{1}{1+0.90\left(\frac{b+h}{L(Z_s)}\right)^{0.63}} \quad (3.5)$$

El índice de turbulencia representa el nivel o intensidad de esta en el flujo del viento y está definido de acuerdo al rango en la altura como:

$$I_v(Z_s) = d\left(\frac{Z_s}{10}\right)^{-\alpha'} \quad Z_{min} \leq Z_s \leq Z_{max} \quad (3.6)$$

$$I_v(Z_s) = \frac{1}{\ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)} \quad Z_s \leq Z_{min} \quad (3.7)$$

El factor de respuesta en resonancia, R^2 , está en función de la frecuencia natural de vibración de la estructura y la relación de amortiguamiento. Esta se determina de la siguiente manera:

$$R^2 = \frac{\pi}{4C_{t,x}} S_L(Z_s, n_{1,x}) R_h n_h R_b n_b \quad (3.8)$$

Para mayor detalle de estas expresiones, acudir al MOC-CFE-08 en su apartado 4.4.4.1.

3.2.2 Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento (NTC-RCDF-CV-04,2004), México

Una vez obtenida la velocidad de diseño, se obtiene la presión de diseño en función a coeficientes de presión dependientes de la forma de la estructura (Ap. 3.3, NTC-RCDF-CV-04).

$$P_z = 0.47 C_p V_D^2 \quad (3.9)$$

Donde P_z es la presión que ejerce el flujo del viento (kg/m^2), C_p es el coeficiente local de presión (Ap. 3.3, NTC-RCDF-CV-04) y V_D es la velocidad de diseño a la altura z (Ap. 3.1, NTC-RCDF-CV-04) (m/s).

Para el caso de torres de celosía, las NTC-2004 proporcionan la siguiente ecuación para determinar las fuerzas laterales (Ap. 3.3.4 caso V Antenas y torres con celosía).

$$F = 0.47 C_D V_D^2 A \quad (3.10)$$

Donde F es la fuerza horizontal resultante por tramo (N ó Kg), A representa el área expuesta (m^2), V_D es la velocidad de diseño (Ap. 3.1, NTC-RCDF-CV-04) y C_D es el coeficiente de arrastre especificado en tablas 3.10 a 3.12 (Ap. 3.3.5, NTC-RCDF-CV-04).

El coeficiente de arrastre se determina interpolando linealmente entre las magnitudes establecidas en las tablas 3.2, 3.3 y 3.4 del apartado, en función de la relación de solidez del tramo de la estructura en consideración.

Los empujes dinámicos debidos a la turbulencia del viento se consideran por medio de un factor de amplificación dinámica de acuerdo a la expresión (Ap. 5, NTC-RCDF-CV-04):

$$G = 0.43 + g \sqrt{\frac{R}{C_e} \left(B + \frac{SF}{\beta} \right)} \geq 1 \quad (3.11)$$

Donde G es el factor de amplificación dinámica, g es el factor de respuesta máxima, R es el factor de rugosidad, C_e es el factor correctivo por exposición, S es el factor correctivo por tamaño, B es el factor de excitación de fondo, β es la fracción de amortiguamiento crítico (0.01 en estructuras de acero) y F es la relación de energía en ráfaga.

El factor de excitación de fondo, está dado por la siguiente expresión:

$$B = \frac{4}{3} \int_0^{9.14/H} \left(\frac{1}{1 + \frac{xH}{457}} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{xb}{122}} \right) \left(\frac{x}{(1+x^2)^{4/3}} \right) dx \quad (3.12)$$

La relación de energía en ráfaga se calcula de la siguiente manera:

$$F = \frac{x_0^2}{(1+x_0^2)^{4/3}} \quad (3.13)$$

Las expresiones que condicionan el factor de amplificación dinámica pueden verse a detalle en el apartado 5 de las NTC-RCDF-CV-04.

3.2.3 Especificaciones de Diseño por Viento (ASCE 7-10, 2010), Estados Unidos

Presión de diseño, en función a factor de topografía k_{zt} , un factor de amplificación de la fuerza en función del ángulo de incidencia k_d , coeficiente de exposición k_z y la velocidad de diseño (Ap. 29.3 , ASCE 7-10).

$$q_z = 0.613K_zK_{zt}K_dV^2 \quad (3.14)$$

Donde K_d es el factor de incidencia del viento, K_z es el factor de exposición (Ap. 29.3.1, ASCE7-10), K_{zt} es el factor de topografía (Ap. 26.8.2, ASCE7-10) y V es la velocidad básica de diseño (Ap. 26.5, ASCE7-10).

Las fuerzas por viento están en función de la presión de diseño, efecto de ráfaga, coeficiente de aplicación de fuerza y área proyectada de la estructura en la dirección del viento (Ap. 29.5, ASCE7-10).

$$F = q_zGC_fA_f \quad (3.15)$$

Donde: q_z es la presión de la velocidad de diseño (Ap. 29.3, ASCE7-10), G es el factor de efecto de ráfaga (Ap. 26.9, ASCE7-10), C_f son los coeficientes de fuerza (Ap. 29.5-1, ASCE7-10) y A_f es el área proyectada de forma normal a la dirección del viento (m²).

El coeficiente de fuerza C_f se puede obtener con base en las siguientes ecuaciones:

Para torres de sección transversal cuadrada:

$$C_f = 4.0\phi^2 - 5.9\phi + 4.0 \quad (3.15.1)$$

Para torres de sección transversal triangular equilátera:

$$C_f = 3.4\phi^2 - 4.7\phi + 3.4 \quad (3.15.2)$$

Donde ϕ es la relación de solidez del tramo en consideración. Los coeficientes consideran cualquier dirección del viento y el que la torre se encuentre constituida por elementos planos. Para torres que contienen elementos redondos, el coeficiente se multiplica por un factor resultante de la siguiente ecuación:

$$0.51\phi^2 + 0.57 < 1.0 \quad (3.15.3)$$

Para el caso de torres de sección transversal cuadrada, puede calcularse el viento en una esquina multiplicando el coeficiente de arrastre por la magnitud de la siguiente expresión:

$$1 + 0.75\phi < 1.2 \quad (3.15.4)$$

El código estadounidense menciona un procedimiento similar para los efectos dinámicos equivalentes en fuerzas laterales. La expresión propuesta es la siguiente (Ap. 26.9.5, ASCE7-10):

$$G_f = 0.925 \left(\frac{1+1.7I_z \sqrt{g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R^2}}{1+1.7g_v I_z} \right) \quad (3.16)$$

Donde g_Q y g_v son los factores pico de respuesta de fondo y respuesta al viento, contantes con magnitud 3.4. g_R es el factor pico para respuesta en resonancia, R es el factor de respuesta en resonancia, I_z es la intensidad de turbulencia y Q es el factor de respuesta de fondo.

El factor pico para respuesta en resonancia en función de la frecuencia natural de vibración, se calcula como sigue:

$$g_R = \sqrt{2\ln(3600n_i)} + \frac{0.577}{\sqrt{2\ln(3600n_i)}} \quad (3.17)$$

La intensidad en turbulencia en función de la altura equivalente de la estructura, se define con la siguiente ecuación:

$$I_z = c\left(\frac{10}{z}\right)^{1/6} \quad (3.18)$$

El factor de respuesta de fondo en función de las dimensiones de la estructura y la longitud de desarrollo de la turbulencia, se calcula con la expresión:

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1+0.63\left(\frac{B+h}{L_z}\right)^{0.63}}} \quad (3.19)$$

Para mayor detalle sobre estas expresiones, acudir al apartado 26.9 del ASCE7-10.

3.2.4 Reglamento de Diseño por Viento de Australia y Nueva Zelanda (AS/NZS-11, 2011)

Una vez obtenida la velocidad de diseño, se pueden obtener las presiones generadas en la estructura, en función de la densidad del viento 1.2kg/m^3 , velocidad de diseño de acuerdo al ángulo de incidencia del viento, factor de comportamiento aerodinámico y factor de respuesta dinámica. La ecuación se expresa de la siguiente manera (Ap. 2.4, AS/NZS-11):

$$p = (0.5p_{air})(V_{des})^2 C_{flg} C_{dyn} \quad (3.20)$$

Donde p es la presión de diseño del viento (Pa), p_{air} es la magnitud de la densidad del aire (1.22 kg/m^3), V_{des} es la velocidad de diseño ortogonal a la construcción (Ap. 2.3, AS/NZS-11), C_{flg} es el factor de forma aerodinámica (Ap. 5, AS/NZS-11) que contiene los factores de corrección por incidencia del viento y coeficientes de arrastre. C_{dyn} es el factor de respuesta dinámica (Ap. 6, AS/NZS-11).

El coeficiente de forma aerodinámica para torres de celosía está dado por la siguiente expresión:

$$C_{flg} = k_{ar} k_i C_d \quad (3.20.1)$$

Donde k_{ar} es el factor de corrección por relación de aspecto para las fuerzas individuales en los miembros de la estructura. k_i es el factor que toma en cuenta la incidencia del viento en el miembro de manera local, en este caso, 1.0 debido a que se considera el viento normal al elemento. C_d es el coeficiente de arrastre.

Los coeficientes de arrastre para torres de celosía se muestran en las tablas.

El factor de respuesta dinámica, dependiente de la intensidad de turbulencia, factor pico, factor de respuesta de fondo y factor de reducción por tamaño, se determina con base en la siguiente ecuación (Ap. 6.2.2, AS/NZS-11):

$$C_{dyn} = \frac{1+2I_h \left(g_v^2 B_s + \frac{H_s g_v^2 S E_t}{\xi} \right)^{0.5}}{(1+2g_v I_h)} \quad (3.21)$$

Donde s es la altura considerada para los efectos del viento, h es la altura promedio de la estructura, I_h es la intensidad de turbulencia, g_v es el factor pico para la velocidad en fluctuación, B_s es el factor de Respuesta de fondo, H_s es el factor de altura para la respuesta en resonancia, g_R es el factor pico para la respuesta en resonancia, S es el factor de reducción por tamaño, E_t es el espectro de turbulencia y ξ es la relación de amortiguamiento estructural.

En este caso, la intensidad de turbulencia se determina de acuerdo a la tabla 6.1 del apartado 6.2.2 del AS/NZS-11. El factor de respuesta de fondo se calcula con la siguiente expresión:

$$B_s = \frac{1}{1 + \left(\frac{36(h-s)^2 + 64b_s h^2}{I_h} \right)^{0.5}} \quad (3.22)$$

El factor pico para la respuesta en resonancia se determina de la siguiente expresión:

$$g_R = \sqrt{2 \log(600n_c)} \quad (3.23)$$

Las expresiones anteriores pueden consultarse en el apartado 6.2.2 del AS/NZS-11. El manual de diseño de Australia y Nueva Zelanda presenta mucha similitud con el MOC-2008.

3.2.5. Reglamento del Instituto de Arquitectura de Japón (AIJ-06, 2006)

La presión de diseño del viento se obtiene de la siguiente expresión (Ap. A6.1, AIJ-06):

$$q_z = \frac{1}{2} \rho U_H^2 \quad (3.24)$$

Donde ρ es la densidad de aire, asumida en este código como 1.22 kg/m³. U_H es la velocidad de diseño del viento (m/s).

El procedimiento para estimar las fuerzas equivalentes por presión del viento en estructuras autosoportadas, está dado por las siguientes expresiones (apartado 6.6, AIJ-06).

$$W_D = q_z C_D G_D A_F \quad (3.25)$$

Donde W_D es la carga del viento (N), q_z es la presión de la velocidad del viento en la altura z (N/m²), C_D es el coeficiente de fuerza del viento, G_D es el factor de amplificación dinámica y A_F es el área proyectada por la estructura en la dirección al viento (m²).

El coeficiente de arrastre se determina interpolando linealmente en función de la relación de solidez del tramo de la estructura. Las magnitudes de la interpolación para las relaciones de

solidez mencionadas en MOC-CFE-08, NTC-04, AS-NZS-11 y ASCE7-10, se muestran mas adelante en las tablas.

El factor de amplificación dinámica se estima de acuerdo a la siguiente expresión:

$$G_D = 1 + g_d \frac{C'g}{C_g} \phi_D \sqrt{1 + R_D} \quad (3.26)$$

Donde ϕ_D es el factor de corrección por modo, $C'g$ es el coeficiente de momento de volteo, C_g es el coeficiente de volteo, R_D es el factor de respuesta en resonancia y g_D es la magnitud máxima en dirección al viento.

3.2.6. Especificaciones de la India (IS:875 – IS875-87, 2003)

La presión del viento en función de la altura, está dado por la siguiente expresión de acuerdo a las especificaciones de diseño de la India (Ap. 5.4, IS:875):

$$P_z = 0.6V_z^2 \quad (3.27)$$

Donde P_z es la presión del viento (N/m²) y V_z es la velocidad del viento de diseño.

La presión de diseño, a su vez, está dada por la ecuación:

$$P_d = K_d K_a K_c P_z \quad (3.28)$$

Donde P_d es la presión de diseño, K_d es el factor de incidencia del viento, K_a es el factor de área promedio y K_c es el factor de combinación.

Fuerzas equivalentes por la presión del viento (apartado 9, IS:875):

$$F_z = C_f A_e P_z C_{dyn} \quad (3.29)$$

Donde F_z es la fuerza estática equivalente, C_f es el coeficiente de fuerza, A_e es el área frontal efectiva, P_z es la presión del viento en la altura z y C_{dyn} es el factor de respuesta dinámica.

El coeficiente de fuerza se determina de acuerdo a tablas en función de la relación de solidez. Para relaciones de solidez intermedias es posible obtener la magnitud del coeficiente mediante interpolación lineal.

El factor de amplificación dinámica se calcula mediante la siguiente expresión:

$$C_{dyn} = \frac{1 + 2I_h (g_v^2 B_s + \frac{H_s g_R^2 S E}{\beta})^{0.5}}{(1 + 2g_v I_h)} \quad (3.30)$$

Donde: I_h es la Intensidad de turbulencia, g_v es el factor pico de la velocidad en fluctuación, B_s es el factor de respuesta de fondo, H_s es el factor de altura para la respuesta en resonancia, g_R es el factor pico para la respuesta en resonancia, S es el factor de reducción por tamaño, E espectro de turbulencia y β es la relación de amortiguamiento de la estructura.

La intensidad de turbulencia se determina mediante la tabla 31, en el apartado 9 del IS:875. El factor de respuesta de fondo se calcula con la siguiente ecuación, en función de la longitud de turbulencia:

$$B_s = \frac{1}{1 + \left(\frac{(36(h-s)^2 + 64b^2 ah)^{0.5}}{2L_h} \right)} \quad (3.31)$$

El factor de la respuesta en resonancia, en función a la frecuencia fundamental del primer modo de vibración, está dado en por la ecuación:

$$g_R = \sqrt{(2 \log(3600 f_0))} \quad (3.32)$$

Para mayor detalle, acudir al apartado 9 del IS-875.

3.2.7 Especificaciones de la Comisión Internacional Electrotécnica (IEC, 2003)

La presión dinámica de base está dada por la siguiente expresión:

$$q_0 = \frac{1}{2} \tau \mu (K_R V_{RB}) \quad (3.33)$$

Donde q_0 es la presión dinámica de referencia del viento (en N/m²), τ es el factor por corrección de densidad del aire, el cual se puede obtener de la tabla 5 en el apartado 6.2.5, o asumirlo con la magnitud de 1. μ es el peso volumétrico del aire equivalente a 1.225 kg/m³. K_R es el factor de corrección por rugosidad del terreno y V_{RB} es la velocidad de diseño.

Las fuerzas en la torre se obtienen mediante la siguiente ecuación:

$$A_t = (q_0(1 + 0.2 \sin^2 2\theta)(S_{t1} C_{xt1} \cos^2 \theta) + S_{t2} C_{xt2} \sin^2 \theta) G_t \quad (3.34)$$

Donde A_t es la fuerza actuante en la torre (N), θ es el ángulo de incidencia del viento en la dirección perpendicular a la cara de la estructura, S_{t1} es el área total proyectada por la cara de la estructura (m²), S_{t2} es el área proyectada siguiente a la cara principal de la torre, C_{xt1} y C_{xt2} son los coeficientes de arrastre de cada cara de la torre respectivamente. G_t es el factor de viento combinado.

Los coeficientes de arrastre en este código se obtienen con base en las siguientes expresiones de acuerdo al apartado A4.7 del IEC-2003:

Para elementos estructurales de lados planos:

$$C_{xt1,2} = 4.1727\phi^2 - 6.1681\phi + 4.0088 \quad (3.35)$$

Para elementos estructurales de lados circulares:

$$C_{xt1,2} = 0.2293\phi^3 + 2.7091\phi^2 - 3.1323\phi + 2.2002 \quad (3.36)$$

Donde ϕ es la relación de esbeltez del segmento de estructura considerado y $C_{xt1,2}$ es el coeficiente de arrastre para la cara proyectada de la estructura.

3.3 Coeficientes de arrastre

3.3.1 Comparación de coeficientes de arrastre de los reglamentos de diseño eólico

Los coeficientes de arrastre son considerados de manera semejante en los códigos de diseño eólico. En cada código clasifican a los coeficientes de acuerdo al tipo de superficie de los elementos estructurales y la sección transversal de la estructura. Para los códigos MOC-CFE-08 (2008), NTC-04 (2004) y AS-NZS-11 (2011), los coeficientes en todos los casos son idénticos, por lo que en las figuras, representan una única línea de referencia.

3.3.2 Coeficientes de arrastre en secciones de lados planos

Los coeficientes de arrastre de elementos planos en secciones transversales cuadradas se resumen en la figura 3.1. El código de la India representa la opción más conservadora para el caso de los coeficientes de arrastre con el viento incidente de manera normal a la estructura (0°), mientras que los manuales mexicanos y el australo-neozelandes son los códigos de diseño que presentan los coeficientes de magnitud más baja. El manual japonés representa la opción más conservadora para los coeficientes de arrastre con el ángulo de incidencia del viento en una esquina (45°), mientras que los coeficientes obtenidos del IEC-2003 presentan los coeficientes de arrastre de menor magnitud. El manual ASCE para ambos casos se mantiene en un margen promedio en comparación con el resto de códigos de diseño. También se observan los coeficientes de arrastre experimentales de los trabajos de Bayar 1983, Carril *et al* 2003 y Mara *et al* 2013, los cuales resultan estar por debajo de las magnitudes marcadas por los reglamentos de diseño, lo que reafirma lo conservadores de estos coeficientes de arrastre, con excepción del IEC-2003 (2003), donde la línea de tendencia se muestra por debajo de las magnitudes del experimento de Carril *et al.* 2003.

El experimento de Bayar (1986) es muy importante para los códigos, ya que las ecuaciones contenidas en su trabajo son adoptadas por los manuales de México y Nueva Zelanda, además de ser una referencia consistente en los demás códigos mencionados en esta tesis. La referencia Bayar (1986 - a) representa magnitudes de coeficientes de arrastre para secciones de miembros de lados planos y que la relación de solidez cambia en función de la incidencia del viento en la estructura. El inciso Bayar (1986 - b) representa magnitudes de coeficientes de arrastre en los que la relación de solidez es constante a pesar del cambio del ángulo de incidencia del viento en la estructura, que es como se realiza en la práctica para análisis estructurales de torres de celosía. Bayar (1986) planteó las ecuaciones como líneas de tendencia que representan una aproximación entre su trabajo y estudios previos relacionados. Las ecuaciones planteadas por Bayar (1986) y que representan la opción (c), son las siguientes:

$$C_D = 4.2 - 7\phi \quad \text{para} \quad 0.11 < \phi < 0.20 \quad (3.37)$$

$$C_D = 3.5 - 3.5\phi \quad \text{para} \quad 0.20 < \phi < 0.24 \quad (3.38)$$

En la tabla 3.2 se muestran las magnitudes de los coeficientes de arrastre para secciones de lados planos y ángulos de incidencia de 0 y 45° .

Tabla 3.2 Coeficientes de arrastre para elementos planos, sección transversal cuadrada.

Código	MOC-CFE-08, NTC-04, AS-NZS-11		ASCE7-10		AIJ-06		IS-875	IEC-2003
Incidencia del viento	0°	45°	0°	45°	0°	45°	0°	0°
Relación de solidez								
0.1	3.50	3.90	3.45	3.71	3.42	3.98	3.80	3.43
0.2	2.80	3.20	2.98	3.43	3.04	3.56	3.30	2.94
0.3	2.50	2.90	2.59	3.11	2.66	3.14	2.80	2.53
0.4	2.10	2.60	2.28	2.74	2.28	2.72	2.30	2.21
0.5	1.80	2.30	2.05	2.46	1.90	2.30	2.10	1.97

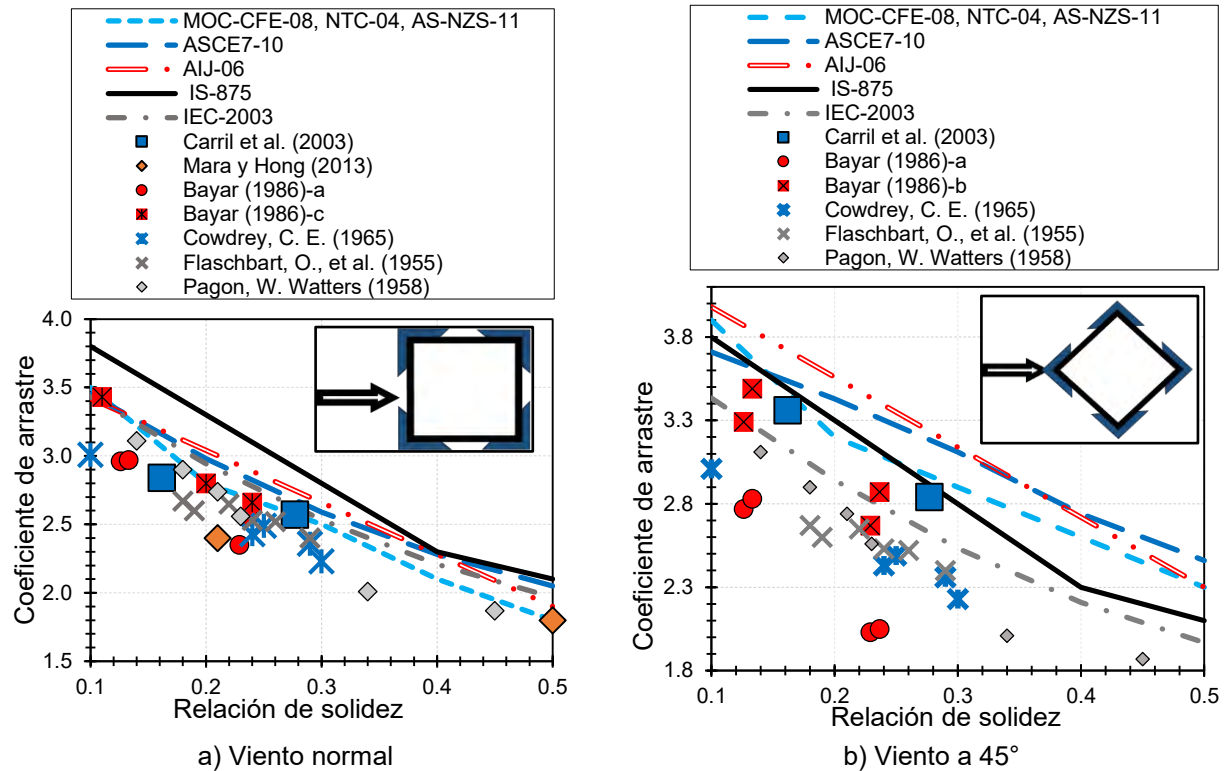


Figura 3.1 Coeficientes de presión para torre cuadrada con elementos planos.

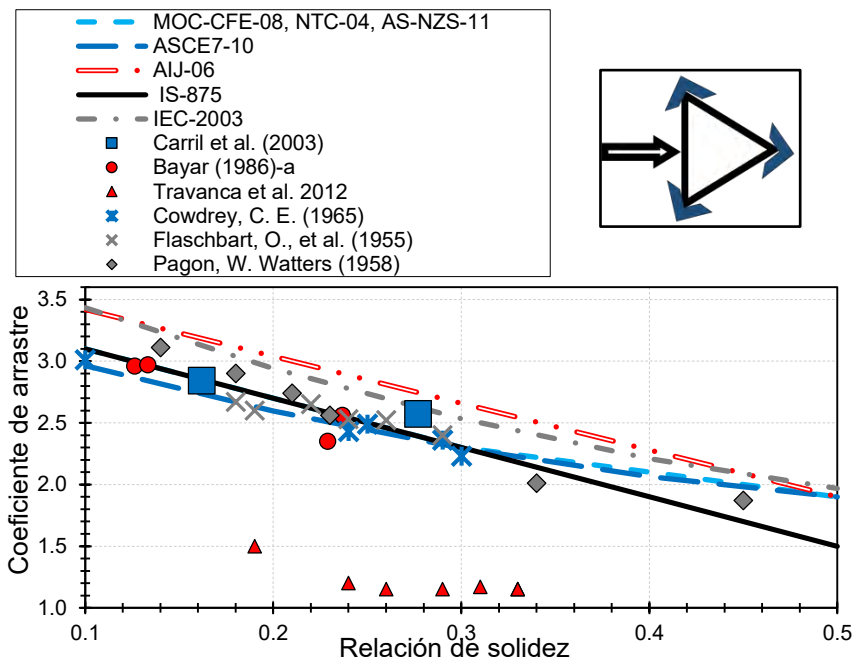
Para torres de elementos estructurales planos y sección transversal triangular, los códigos de diseño solo toman en consideración el ángulo de incidencia del viento normal a la estructura (0°), figura 3.2. Para esta consideración los resultados de los códigos del IEC-2003 y el japonés son muy cerrados y representan las opciones más conservadoras para la obtención de los coeficientes. En este aspecto el código Estadounidense en combinación con el código Hindú obtienen las magnitudes más bajas de coeficientes de arrastre.

La magnitud de los coeficientes de arrastre normativos presentan una tendencia conservadora en comparación a los trabajos experimentales de Bayar 1986, Carril *et al.* 2003 y Travanca *et al.* 2012. El caso de los coeficientes de IS-875 y el ASCE 7-10 tienen magnitudes menores a las pruebas experimentales, principalmente para relaciones de solidez mayores que 0.2.

Tabla 3.3 Coeficientes de arrastre para elementos planos, sección transversal triangular.

Código	MOC-CFE-08, NTC-04, AS-NZS-11	ASCE7-10	AIJ-06	IS-875	IEC-2003
Incidencia del viento	0°				
Relación de solidez					
0.1	3.10	2.96	3.42	3.10	3.43
0.2	2.70	2.60	3.04	2.70	2.94
0.3	2.30	2.30	2.66	2.30	2.53
0.4	2.10	2.06	2.28	1.90	2.21
0.5	1.90	1.90	1.90	1.50	1.97

Travanca *et al.* 2012, proporciona los coeficientes de arrastre para una torre de sección triangular y elementos de lados planos de acuerdo al Eurocódigo-2005.



a) Viento normal
 Figura 3.2 Coeficientes de presión para torre triangular con elementos planos.

3.3.3 Coeficientes de arrastre para secciones de lados circulares

Otra consideración importante en los coeficientes de arrastre es la forma transversal de los elementos estructurales: elementos planos o circulares. En el apartado 4.1.5 del MOC-CFE-08, mencionan dentro de las acciones del viento a considerarse, las vibraciones transversales al flujo y torsión. Estas acciones se definen en el MOC-CFE-08 como los vórtices que se alternan según diferentes números de Reynolds R_e en la estela que se forma sobre la parte posterior de cuerpos prismáticos al incidir el flujo de viento sobre estos (figura 3.3). Este fenómeno se manifiesta sobre todo en cuerpos que poseen fronteras curvas. La separación de los vórtices provoca grandes succiones en la parte posterior de cuerpos expuestos al flujo. Esta succión es mayor notoriamente para cuerpos cilíndricos y produce un arrastre adicional en la dirección del

flujo del viento. De ahí que los coeficientes de arrastre para elementos circulares se encuentren en función del flujo del viento considerado.

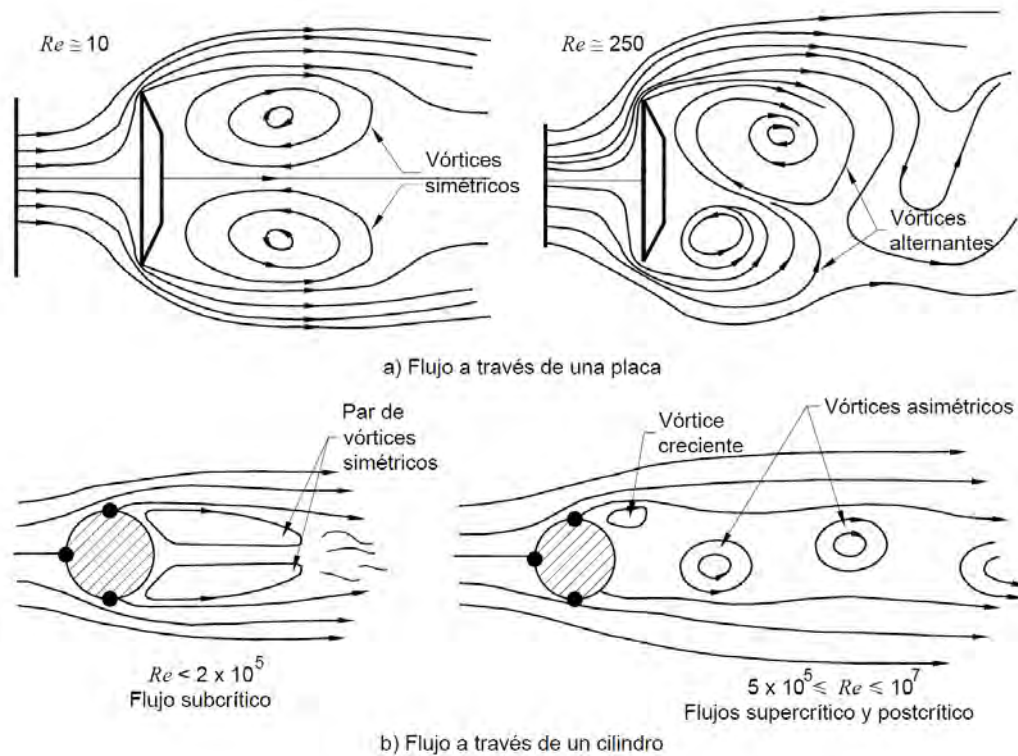


Figura 3.3 Vórtices alternantes en elementos planos (a) y circulares (b). Adaptada de MOC-CFE-08(2008).

Los códigos consideran dos flujos para determinar los coeficientes de arrastre para secciones circulares: flujo subcrítico (FS) y flujo crítico (FC). El flujo subcrítico está relacionado con magnitudes de $bV_D < 3 \text{ m}^2/\text{s}$, mientras que el flujo crítico para magnitudes de $bV_D \geq 6 \text{ m}^2/\text{s}$.

Donde bV_D es la multiplicación del diámetro de la sección circular b por la magnitud de la velocidad de diseño V_D . Para magnitudes de bV_D , los códigos permiten la interpolación lineal.

El número de Reynolds Re , es la relación de la fuerza de inercia de un fluido y la fuerza de viscosidad. Esta magnitud es ignorada generalmente por los códigos debido a que su efecto es más sobresaliente en cuerpos de superficies redondas que en superficies con aristas pronunciadamente rectas, que ocasionan que la capa límite se separe abruptamente, no así en cuerpos circulares (Holmes, 2004). El número de Reynolds se define de acuerdo a la expresión:

$$Re = \frac{\rho V D}{\mu} \quad (3.33)$$

Donde ρ es la densidad del fluido (aire, 1.22 kg/m^3), μ es la viscosidad del fluido (aire, $1.5 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$), V es la velocidad del fluido y D es el ancho perpendicular al fluido del cuerpo cilíndrico.

Los coeficientes de arrastre cuando los elementos estructurales tienen sección transversal circular se muestran en la figura 3.4 y 3.5, para ángulo de incidencia del viento de 0° y 45° , respectivamente. Únicamente el código de la India, así como los manuales Mexicanos y Australo-

Neozelandes manejan los coeficientes de arrastre para esta configuración en los rangos de flujo crítico y subcrítico. Para viento con ángulo de incidencia de 45° en flujo crítico, los manuales Mexicanos, el manual Australo-Neozelandes y el código de diseño de la India manejan exactamente los mismos coeficientes de arrastre, por ello únicamente se aprecia una línea.

Muñoz *et al.* 2008 y Yang *et al.* 2014 presentan en sus trabajos magnitudes de coeficientes de arrastre teóricos y experimentales para secciones con elementos de lados circulares. Los códigos representan magnitudes con tendencia poco conservadora en comparación con los trabajos experimentales de Yang *et al.* 2014, sin embargo, puede atribuirse a los cambios en la geometría que tienen algunas secciones de torres de celosía destinadas a línea de energía eléctrica. Muñoz *et al.* 2008 propone en su trabajo dos ecuaciones para determinar los coeficientes de arrastre de secciones con elementos de lados circulares, la cual resulta una opción poco conservadora en comparación con los códigos mencionados. La ecuación que Muñoz *et al.* 2008 propone es la siguiente:

$$C_D = (0.229\phi^3 + 2.709\phi^2 - 3.132\phi + 2.200) (1 + 0.2 \sin^2 2\theta) \quad (3.39)$$

Tabla 3.4 Coeficientes de arrastre para elementos circulares, sección transversal cuadrada.

Código	MOC-CFE-08, NTC-04, AS-NZS-11				ASCE7-10		AIJ-06		IS-875				IEC 2003
	Subcrítico		Crítico		ND		ND		Subcrítico		Crítico		ND
Flujo													
Incidencia del viento	0°	45°	0°	45°	0°	45°	0°	45°	0°	45°	0°	45°	0°
Relación de solidez													
0.1	2.00	2.30	1.40	1.30	1.98	2.13	2.12	2.34	2.20	2.30	1.20	1.30	1.91
0.2	1.80	2.10	1.40	1.60	1.76	2.02	1.94	2.18	1.90	2.10	1.30	1.60	1.68
0.3	1.60	1.90	1.40	1.60	1.60	1.91	1.76	2.02	1.70	1.90	1.40	1.60	1.51
0.4	1.50	1.90	1.40	1.60	1.49	1.78	1.58	1.86	1.60	1.90	1.40	1.60	1.40
0.5	1.40	1.90	1.40	1.60	1.43	1.72	1.40	1.70	1.40	1.90	1.40	1.60	1.34

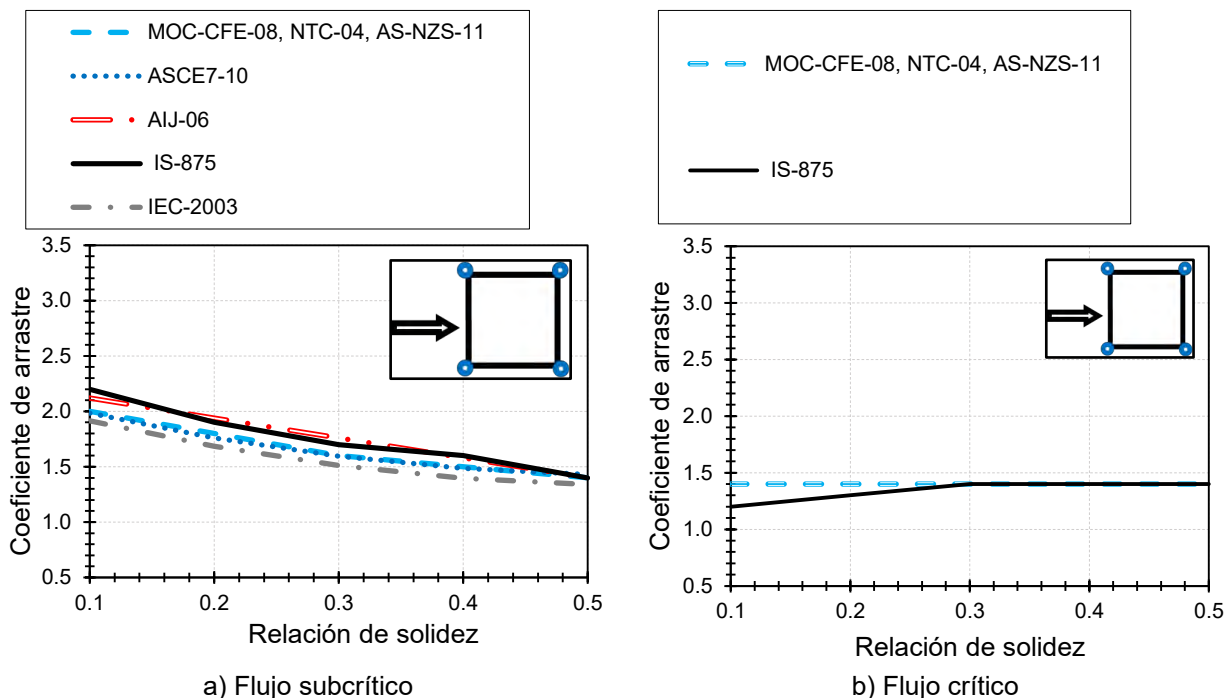


Figura 3.4 Coeficientes de presión para torre cuadrada con elementos circulares. Viento normal.

Los coeficientes de arrastre más conservadores para el flujo subcrítico son el japonés y el de la India para viento con incidencia de 0° y 45°. Para la el ángulo de incidencia de 45°, los manuales mexicanos y el australo-neozelandés presentan los mismos coeficientes que el manual de la India. El manual Estadounidense tiene las magnitudes de coeficientes más bajas que el resto de los manuales. El coeficiente de arrastre para incidencia a 45° dentro del intervalo del flujo crítico, tiende a ser prácticamente constante a partir de relaciones de esbeltez de 0.2.

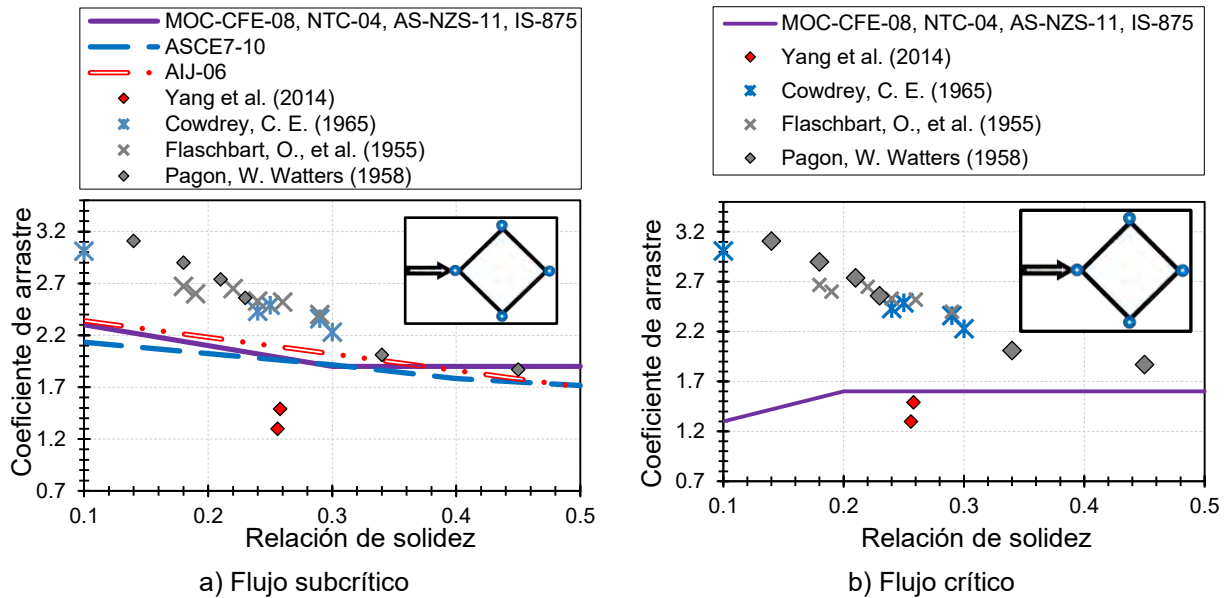
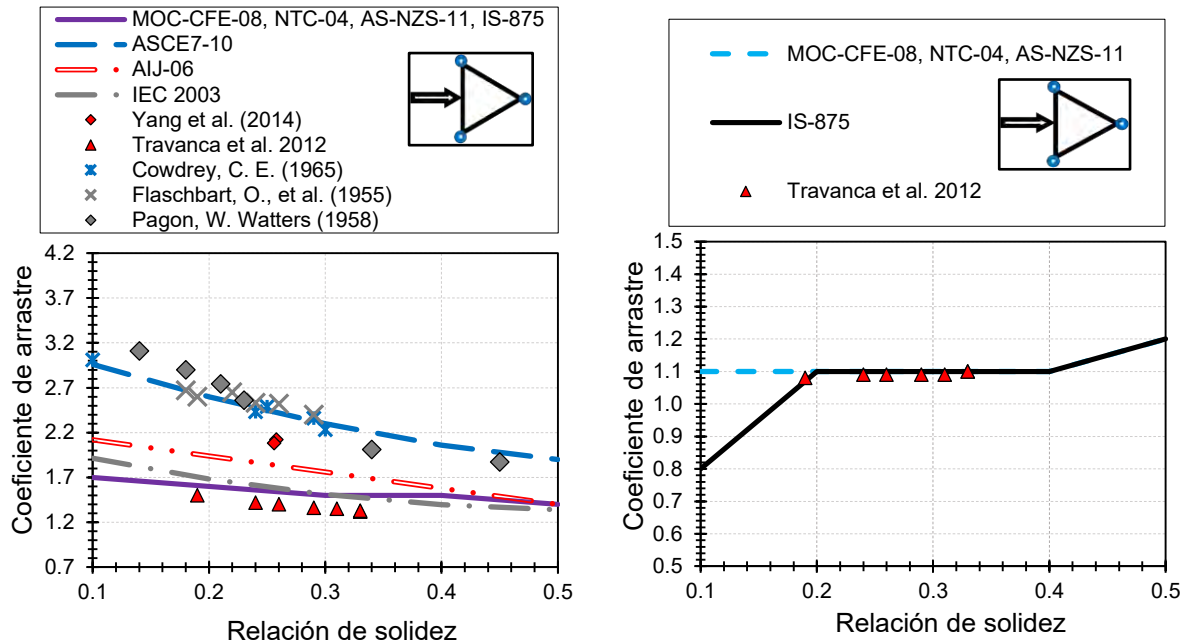


Figura 3.5 Coeficientes de presión para torre cuadrada con elementos circulares. Viento a 45°.

La figura 3.6 presenta los coeficientes de arrastre cuando la sección transversal es triangular y los elementos estructurales son circulares. En este aspecto el manual Estadounidense presenta la curva con magnitudes más conservadoras para esta configuración. Mientras que el manual de la India y el IEC-2003 presentan resultados menos conservadores. La magnitud de los coeficientes de arrastre de los manuales mexicanos y el australo-neozelandés, son iguales con la del código de la India para el intervalo de flujo subcrítico. En el intervalo de flujo crítico, poseen solo una ligera variación para relaciones de solidez menores a 0.2.

Tabla 3.5 Coeficientes de arrastre para elementos circulares, sección transversal triangular.

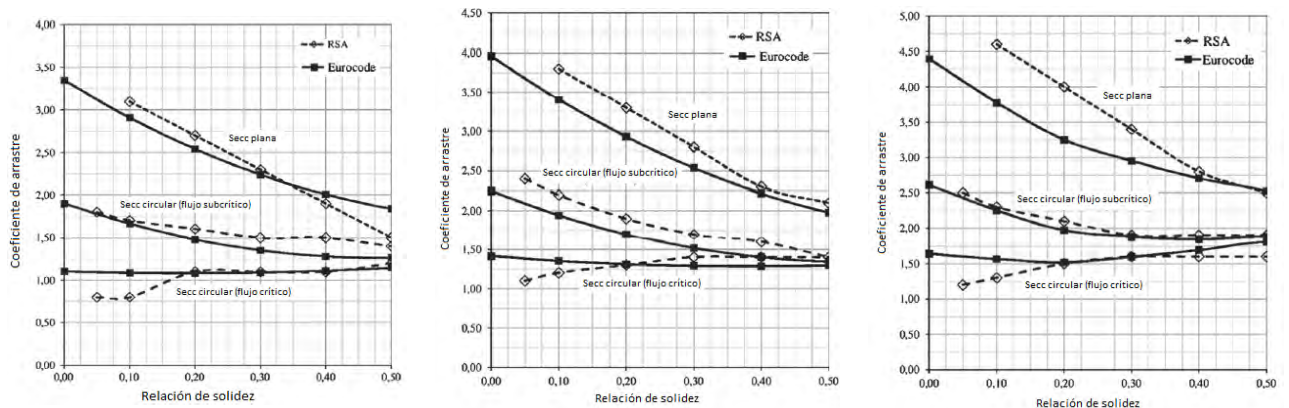
Código	MOC-CFE-08, NTC-04 AS-NZS-11		ASCE7-10	AIJ-06, IS-875	IS-875		IEC 2003
	Subcrítico	Crítico			Subcrítico	Crítico	
Flujo							
Incidencia del viento	0°						
Relación de solidez							
0.1	1.70	1.10	2.96	2.12	1.70	0.80	1.91
0.2	1.60	1.10	2.60	1.94	1.60	1.10	1.68
0.3	1.50	1.10	2.30	1.76	1.50	1.10	1.51
0.4	1.50	1.10	2.06	1.58	1.50	1.10	1.40
0.5	1.40	1.20	1.90	1.40	1.40	1.20	1.34



a) Flujo subcrítico
 b) Flujo crítico
 Figura 3.6 Coeficientes de presión para torre triangular con elementos circulares.

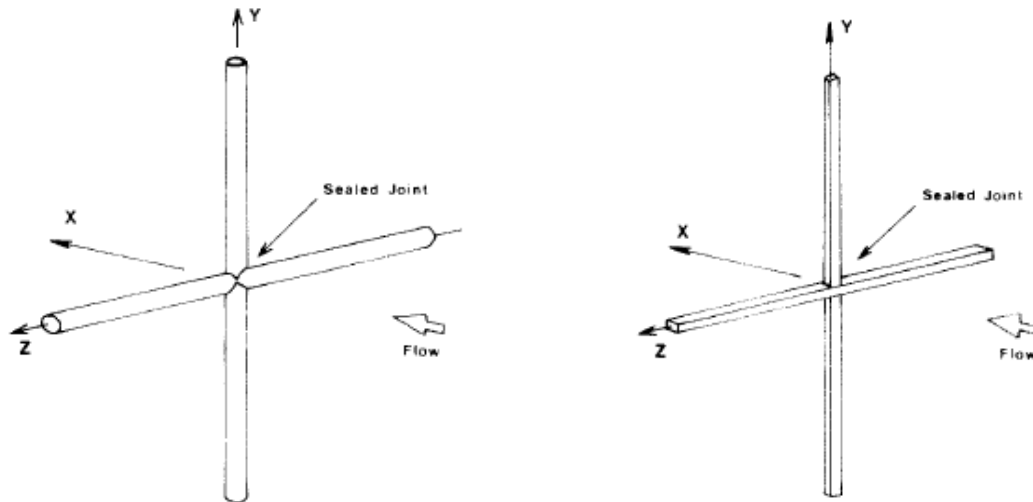
3.3.4 Investigaciones recientes de coeficientes de arrastre

Travanca *et al.* 2012, presentan en su trabajo una comparación de coeficientes de arrastre para torres de celosía autoportadas características de Portugal, en la que evalúan los coeficientes obtenidos del Eurocódigo y el reglamento de acciones para estructuras de Portugal. En la figura 3.7 se observa que el reglamento Portugués presenta una tendencia conservadora para gran mayoría de relaciones de solidez, a excepción de los casos de relaciones de solidez menores a 0.3 y configuración con elementos circulares en flujo del viento crítico.



a) Sección triangular viento a 90° b) Sección cuadrada, viento a 90° c) Sección cuadrada, viento a 45°
 Figura 3.7. Comparación de coeficientes de arrastre, adaptada de Travanca *et al.* 2012.

Existen métodos analíticos para determinar el coeficiente de arrastre, como es el caso del método que menciona Fox y Toy (1990), en el que determinan coeficientes de arrastre para juntas tipo cruz de elementos de sección transversal plana y circular (figura 3.8), de manera local en el elemento.



a) Elementos de sección transversal circular. b) Elementos de sección transversal cuadrada.
 Figura 3.8 Configuración de elementos del experimento de Fox y Toy (1990).

Fox y Toy (1990) utilizaron las siguientes expresiones para determinar los coeficientes de arrastre de manera local en los elementos:

Para elementos de sección circular, los coeficientes de arrastre están dados por:

$$C_D = \frac{\text{Fuerza de arrastre}}{D \cdot 0.5 \rho U_0^2} \quad (3.40)$$

Donde D es el diámetro del elemento expuesto de manera frontal al flujo del viento. El término ρU_0^2 corresponde a la presión del viento.

Para elementos de sección plana los coeficientes fueron obtenidos por la integración de la distribución de presiones en el elemento, por medio de la siguiente integración:

$$C_D = \frac{1}{D} \int_{-\frac{D}{2}}^{\frac{D}{2}} C_p dy - \frac{1}{D} \int_{-\frac{D}{2}}^{\frac{D}{2}} C_p dy \quad (3.41)$$

Donde D es el ancho del elemento. El primer término obtiene la distribución de presiones en la cara frontal, mientras que el segundo término de la fórmula es para la cara posterior del elemento.

Para elementos circulares, el coeficiente de arrastre se obtuvo de manera similar a los coeficientes de arrastre de sección plana, por medio de la siguiente integral:

$$C_D = \int_0^\pi C_p \cos \theta d\theta \quad (3.42)$$

Donde C_p es el coeficiente de presión y θ es el ángulo del radio de la sección.

Prud'Homme *et al* (2013) obtuvieron los coeficientes de arrastre de los elementos estructurales en su trabajo, discutido en el sub-capítulo 2.2.4 de este trabajo. Los coeficientes que obtuvieron fueron de elementos de sección plana, con la variación del ángulo de incidencia del viento. La expresión para obtener los coeficientes de arrastre de manera local coincide con la ecuación 3.34.

Tabla 3.6. Comparación de coeficientes de arrastre (adaptada de Prud'homme *et al.* 2013).

s	20		12		8	
Ángulo de incidencia	0/90	45	0/90	45	0/90	45
Prud'homme <i>et al.</i> 2003	2.83	3.09	2.74	2.89	2.71	2.8
Eurocódigo 2005	3.41	3.7	2.99	3.34	2.64	3.03
IEC 2003	3.45	4.14	3.15	3.78	2.73	3.28
CENELEC 2001	3.45	4.14	3.15	3.78	2.73	3.28
CSA 2004	3.46	3.84	3.14	3.49	2.81	3.18
ASCE 7-10 2010	3.59	3.59	3.25	3.25	2.84	2.84
NBCC 2005	3.78	2.82	3.33	2.67	2.88	2.49

De acuerdo a los modelos ensayados de Prud'homme *et al.* 2003, se muestran los resultados en la tabla 3.6. Los modelos consistieron en ángulos LI, separados a la distancia s (pulg.) del centro de gravedad de cada elemento al otro. Los resultados están normalizados de acuerdo al área frontal de la sección que forman, para poder realizar la comparación con otros reglamentos. La comparación de los coeficientes obtenidos se realizó contra códigos como el Eurocódigo-2005, IEC-2003, CENELEC 2001, CSA-2004, ASCE 7-10 2010 y el NBCC-2005 (figura x.x).

Gracias a la figura 3.9. se puede notar que los codigos presentan una tendencia conservadora en la mayoría de sus posibles configuraciones, con respecto a los resultados del experimento de Prud'homme *et al.* 2003. Las excepciones son el caso del NBCC-2005 para la separacion de s=12 y s=8 con 45° de incidencia en ambos casos, así como el Eurocódigo-2005 para separacion de s=8 y 0/90° de incidencia del viento. Los reglamentos de IEC-2003 y CENELEC-2001, muestran las tendencias mas conservadoras de la comparativa.

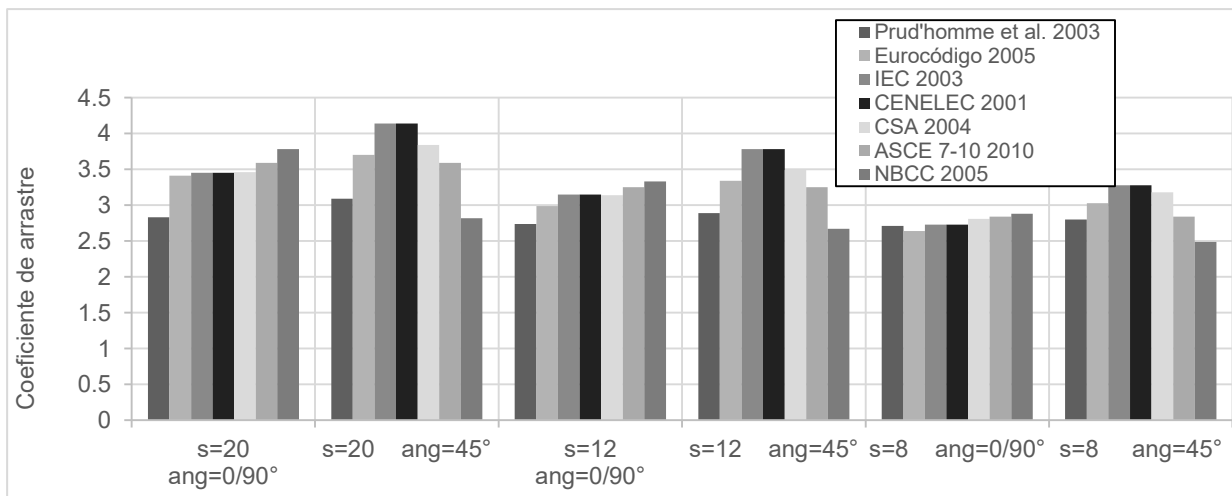


Figura 3.9. Gráfica comparativa de coeficientes de arrastre. Adaptada de Prud'homme *et al.* 2003.

El estudio del coeficiente de arrastre de manera local en el elemento adquiere importancia en torres de celosía, debido a que este varía indefinidamente en la altura de la estructura, lo que hace que el coeficiente de arrastre en función de la relación de solidez no sea suficiente para describir el arrastre de la estructura (Mara *et al.* 2014). Sin embargo de acuerdo a los resultados normalizados de Prud'homme *et al.* 2003, la estimación del arrastre que proporcionan los códigos de diseño eólico poseen una buena aproximación.

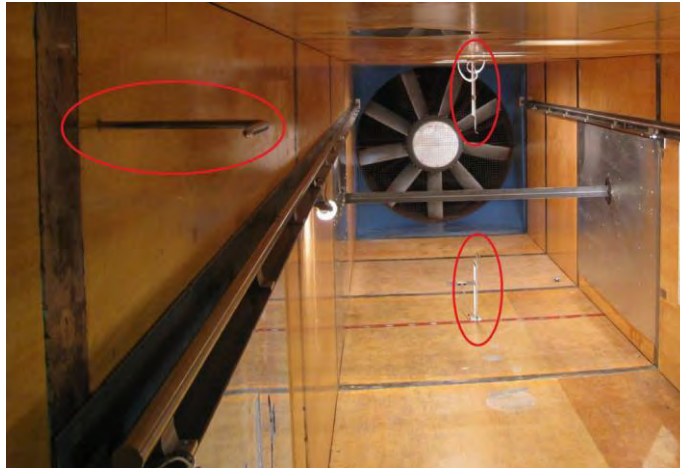


Figura 3.10. Experimento de Prud'homme *et al.* 2003.

3.4 Comparación de demandas en torre existente

Con el fin de estudiar la influencia de diversos parámetros en el cálculo de las fuerzas nodales equivalentes, se evaluaron las ecuaciones y metodología propuesta por los manuales de diseño eólico en dos torres de celosía autosoportadas: un modelo de torre comercial existente de 54 metros de altura, destinada para la ciudad de Chetumal, Q. Roo. Y un modelo de torre de 48 metros de altura, destinada para la ciudad de San Luis Potosí, S.L.P.

Estos modelos cumplen con el intervalo de características preponderantes en el estudio estadístico de este trabajo, además de ejemplificar algunas diferencias que pueden encontrarse en estructuras existentes, como es el caso de la configuración geométrica y los perfiles con los que se constituyen los elementos estructurales.

La obtención de fuerzas equivalentes, perfiles de presión y factores de amplificación dinámica, se realizaron de acuerdo a las consideraciones de los manuales de diseño para condiciones de terreno plano y pocas o nulas obstrucciones, generalmente terreno tipo II. La velocidad regional se obtuvo de las tablas con las magnitudes establecidas en el MOC-CFE-08 para cada ciudad y un periodo de retorno de 200 años. Chetumal, Q. Roo. Con una velocidad de 189 km/hra y San Luis Potosí, S. L. P. con una velocidad estipulada en 160 km/hra. La frecuencia natural de vibración se obtuvo mediante el programa computacional para análisis estructural STAAD PRO, considerando únicamente la estructura sin accesorios ni condiciones de carga adicionales.

3.4.1 Torre Chetumal, Q. Roo.

La torre está constituida por una sección piramidal de 24 metros de altura y un tramo de sección constante de 30 metros y 2.8 metros de sección transversal en la parte superior. La torre esta desplantada en una base de 6.48 metros de lado. La sección transversal de la torre es cuadrada.

La configuración estructural de este modelo está compuesta de perfiles angulares de lados planos. La sección constante superior está compuesta de piernas, celosía diagonal y celosía horizontal, la cual cambia en la parte inferior, donde la torre se compone de piernas, celosía diagonal, celosía vertical y celosía secundaria. Esta configuración es común para torres de telecomunicación autosportadas de grandes alturas existentes en la práctica.

Los perfiles de los elementos estructurales se detallan en la figura 3.11. La frecuencia natural de vibración de la estructura es de 2.8 Hz.

En la figura 3.12b se observa la distribución del área sólida en la altura de la torre y se aprecia la aportación de piernas y celosía. En la figura 3.12c se observa la distribución de la solidez en la altura de la torre. En la figura 3.12d se observa la distribución de área sólida en la altura de la torre.

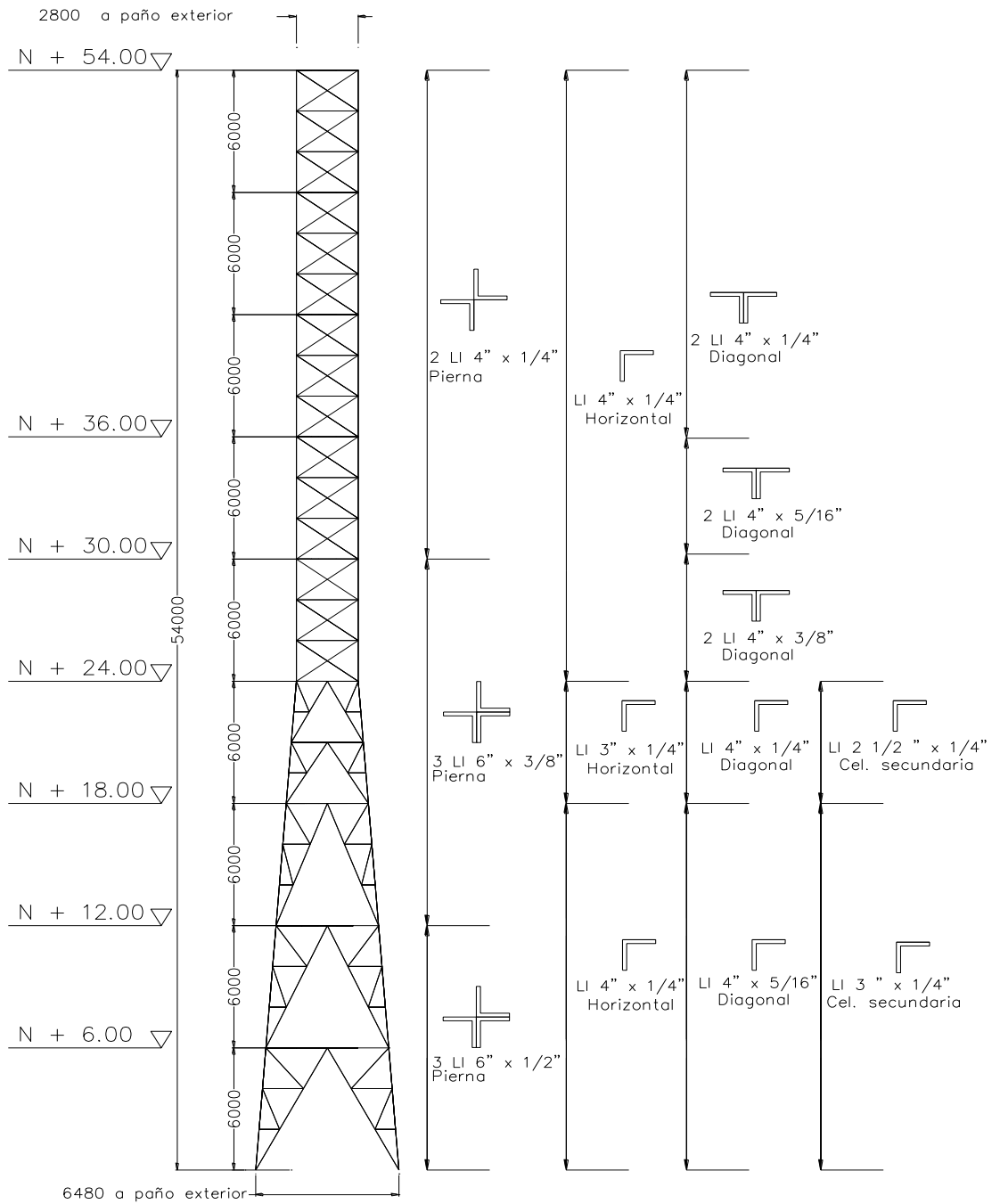


Figura 3.11. Diseño comercial de torre existente.

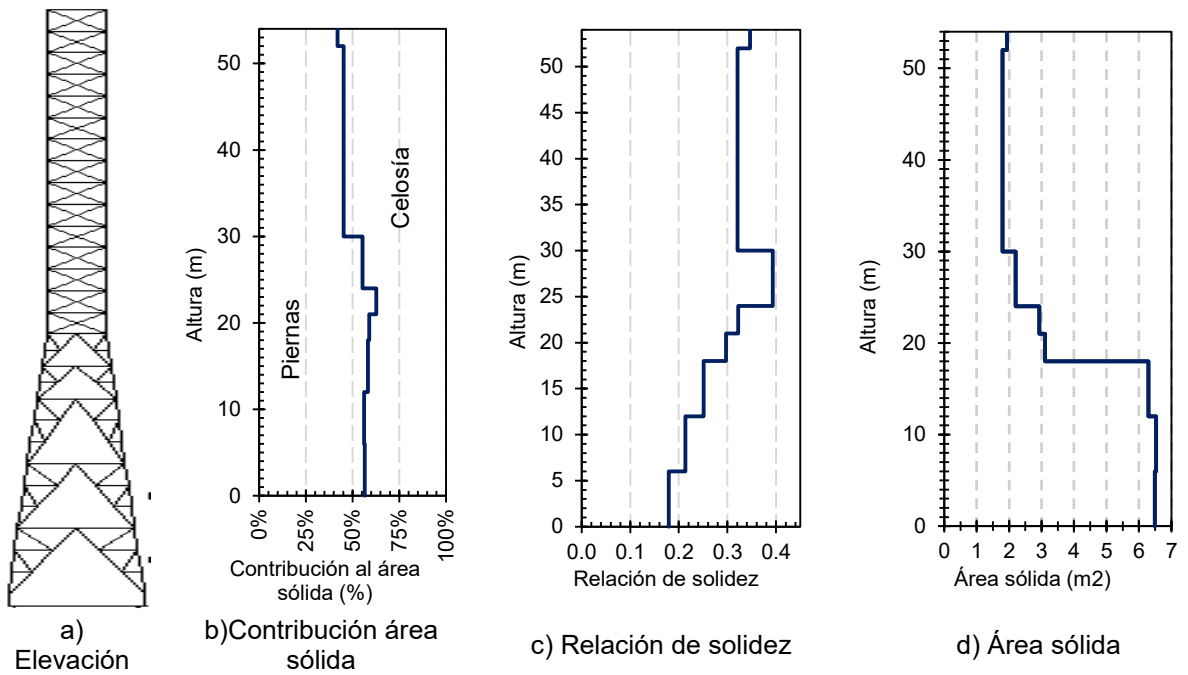


Figura 3.12 Características de la configuración geométrica.

En la figura 3.13c se observa la distribución del coeficiente de arrastre, para viento normal (0°), en función de la relación de solidez en la altura de la torre de acuerdo a los reglamentos consultados en este trabajo. En la figura 3.13d se observan los coeficientes de arrastre para viento en esquina (45°) que los reglamentos proporcionan.

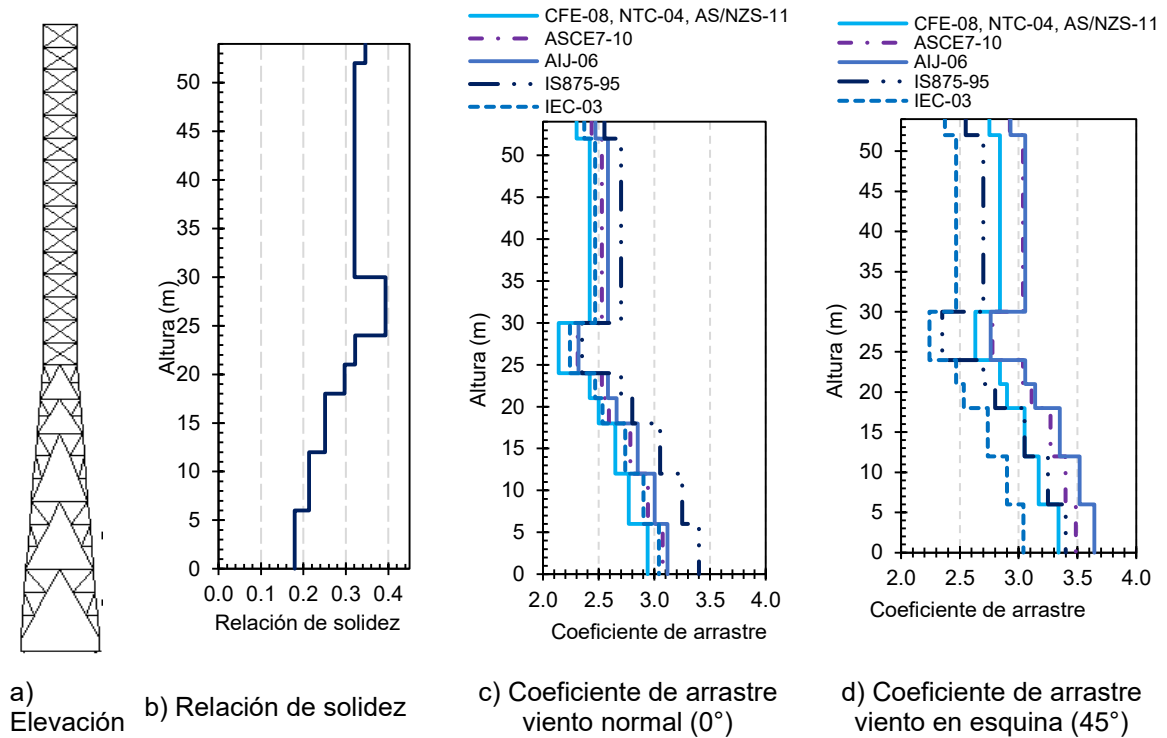


Figura 3.13 Coeficientes de arrastre normativos para las torres de lados planos.

En la figura 3.14c y 3.14d se aprecia la comparación de coeficientes de arrastre para este modelo de acuerdo a los códigos en estudio en este trabajo, normalizados con las magnitudes calculadas a partir del MOC-CFE-08. Se muestran los coeficientes de arrastre obtenidos para viento actuando de manera frontal a la estructura (0°) y con la incidencia del viento en una esquina (45°).

Los coeficientes de arrastre para viento normal a la estructura (0°) correspondientes a los manuales de diseño mexicanos y el australo-neozelandés representan la tendencia menos conservadora de la comparación, mientras que el manual IS875-95 representa la tendencia más conservadora. Además en la figura se puede notar que los coeficientes de los manuales del IEC-03 y el manual de la India IS875-95 estiman magnitudes del coeficiente de arrastre menores que los reglamentos mexicanos y el australo-neozelandés, para el caso de coeficientes de arrastre para viento en esquina (45°). La diferencia entre los manuales del IEC-03 y el IS875-95 con respecto al comportamiento de la gráfica para viento normal, puede deberse a que estos manuales presentan una magnitud para viento, independientemente de la dirección del mismo, lo que ocasiona que en viento normal la magnitud se mantenga en un intervalo intermedio entre los códigos y en el caso de viento en esquina represente el límite inferior.

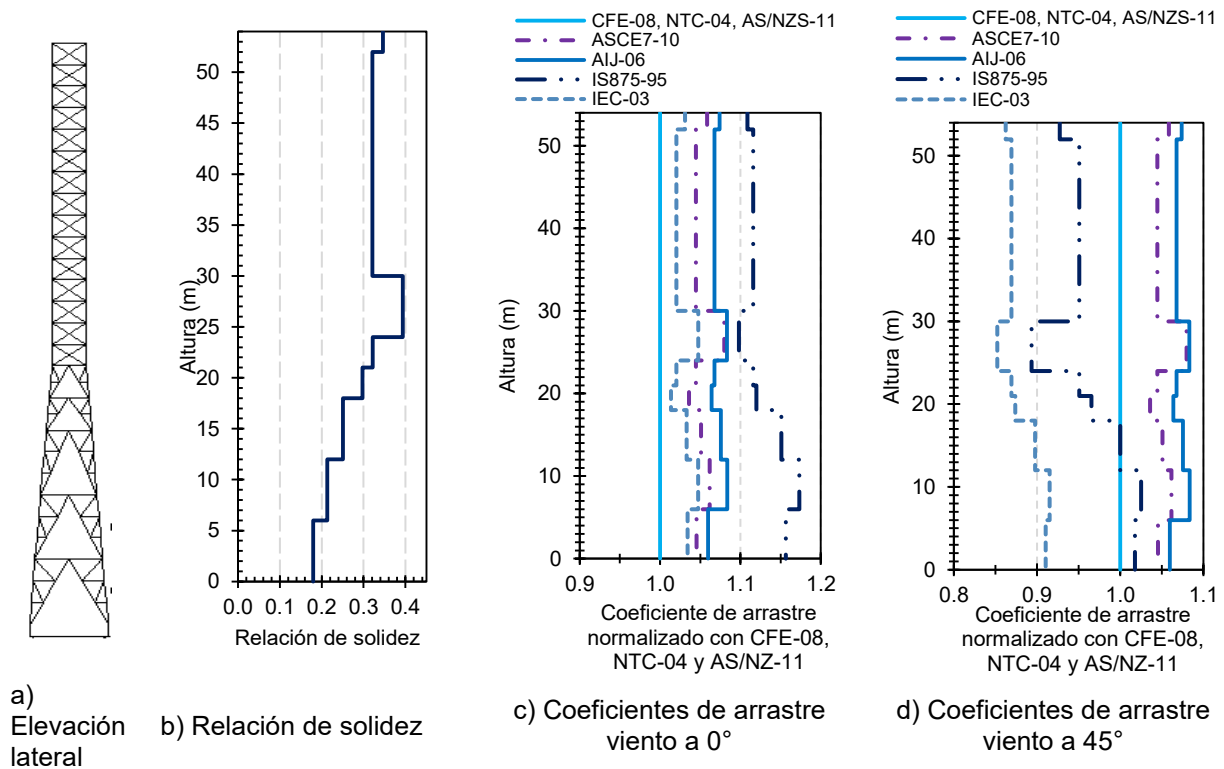


Figura 3.14 Relación de solidez y coeficientes de arrastre de la torre con lados planos.

Los manuales de diseño mexicanos y el manual australo-neozelandés representan una buena opción para determinar los coeficientes de arrastre, ya que presentan una magnitud menor, sin sacrificar seguridad para el diseño de estructuras de este tipo.

El factor de amplificación dinámica se calculó con las ecuaciones mencionadas en incisos anteriores como corresponde para cada manual de diseño. De acuerdo con los resultados graficados en la figura 3.15 podemos afirmar que el factor de amplificación dinámica tiene mayor participación en el caso del manual AIJ-08, MOC-CFE-08 y NTC-CV-04 de manera descendente. Los manuales ASCE7-10, NTC-CV-04 y el IS-875 proponen magnitudes que pueden decrecer las fuerzas equivalentes. No todos los códigos mencionan una frecuencia de vibración mínima para considerar los efectos dinámicos, únicamente el manual MOC-CFE-08 y AS/NZS-11 coinciden en que los efectos dinámicos deben considerarse para frecuencias de vibración fundamentales menores o cercanas a 1Hz. A pesar que la frecuencia de vibrar de este modelo fue de 2.8 Hz, se realizaron los cálculos correspondientes con el fin de discutir la influencia del factor de amplificación dinámica en la obtención de fuerzas equivalentes.

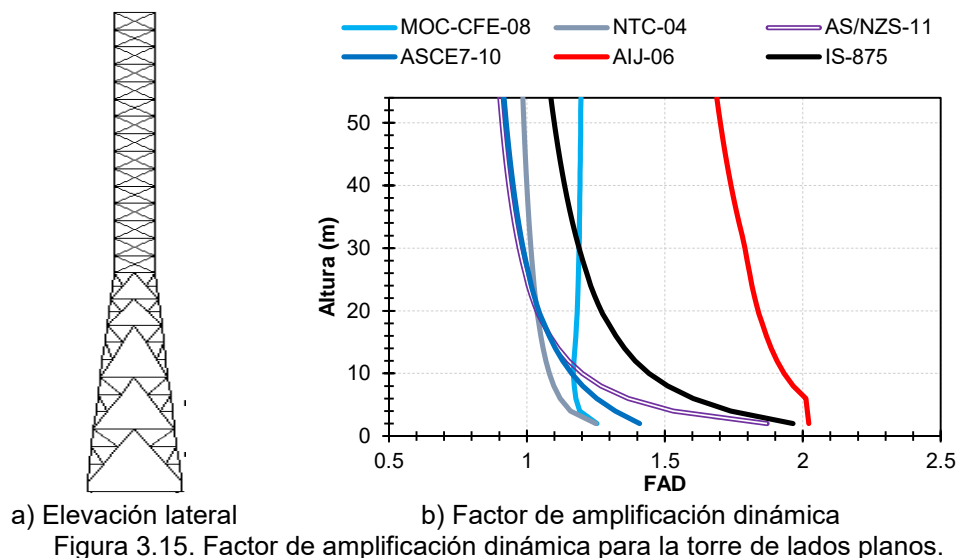


Figura 3.15. Factor de amplificación dinámica para la torre de lados planos.

Las fuerzas equivalentes se muestran en la figura 3.16b y 3.16c, en las cuales se aprecia un aumento en la magnitud de las fuerzas equivalentes para viento incidente a 45°, en un orden de 10 al 15%. De acuerdo a la figura, se puede notar que el perfil de fuerzas del MOC-CFE-08 se mantiene en un intervalo conservador en cuanto a la magnitud de fuerzas equivalentes, teniendo únicamente al manual AIJ-08 con magnitudes superiores. Los manuales ASCE7-10 y el IS-875 representan las opciones menos conservadores.

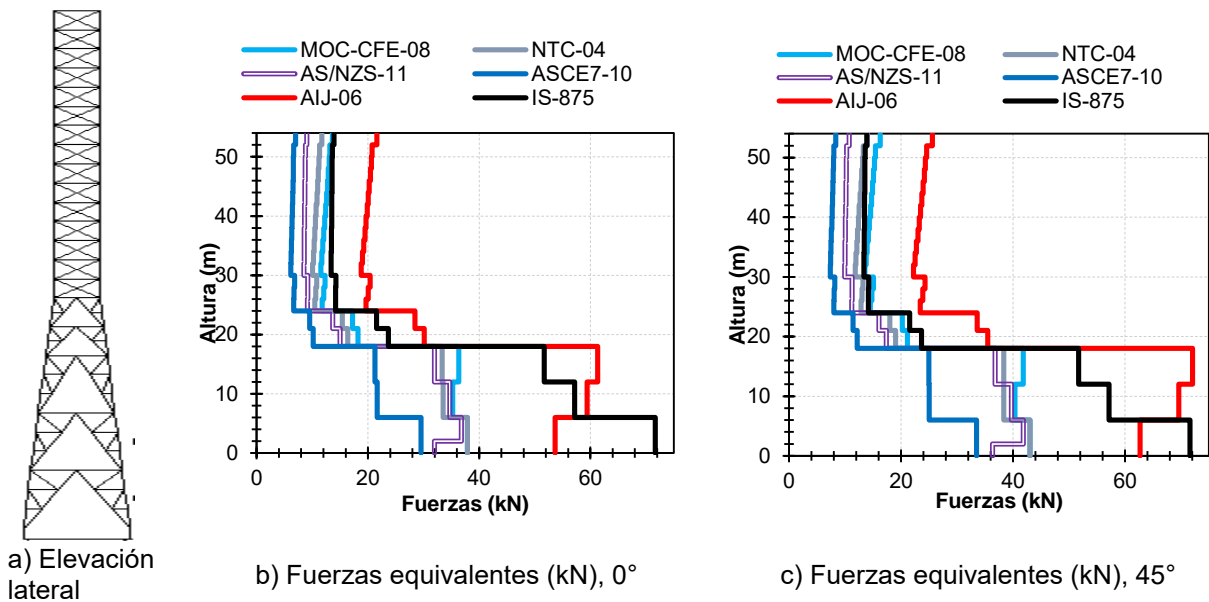


Figura 3.16 Perfil de fuerzas equivalentes de la torre con lados planos.

3.4.2 Torre San Luis Potosí, S. L. P.

La torre está constituida por una sección piramidal de 36 metros de altura y un tramo de sección constante de 12 metros y 0.75 metros de sección transversal en la parte superior. La torre está desplantada en una base de 4.50 metros de lado. La sección transversal de la torre es triangular. La configuración estructural de este modelo está compuesto de perfiles de sección transversal redonda sólida de diferentes diámetros.

La sección constante superior está compuesta de piernas, celosía diagonal y celosía horizontal. Para la sección piramidal se omite celosía horizontal y celosía secundaria, únicamente está constituida en este tramo por crucetas formadas por diagonales y las piernas. Esta configuración se puede hallar en estructuras existentes en la práctica. Los perfiles de los elementos estructurales se detallan en la figura 3.17. La frecuencia natural de vibración de la estructura es de 1.2 Hz.

En la figura 3.18b se muestra la contribución de piernas y celosía al área sólida de la estructura y como se distribuye y varía en la altura. En la figura 3.18c se puede observar la relación de solidez de la estructura y su variación en la altura debido a la geometría. En la figura 3.18d se observa el área sólida de la estructura y su distribución en la altura de la torre. En las figuras se puede apreciar que las piernas adquieren mayor participación en el área conforme la altura se incrementa. Esta tendencia se conserva en la relación de solidez, donde la magnitud aumenta debido a que la torre es en una gran parte piramidal. El área sólida disminuye con la altura debido a la misma causa y a que los perfiles de los elementos estructurales van disminuyendo su espesor y longitud conforme la altura aumenta.

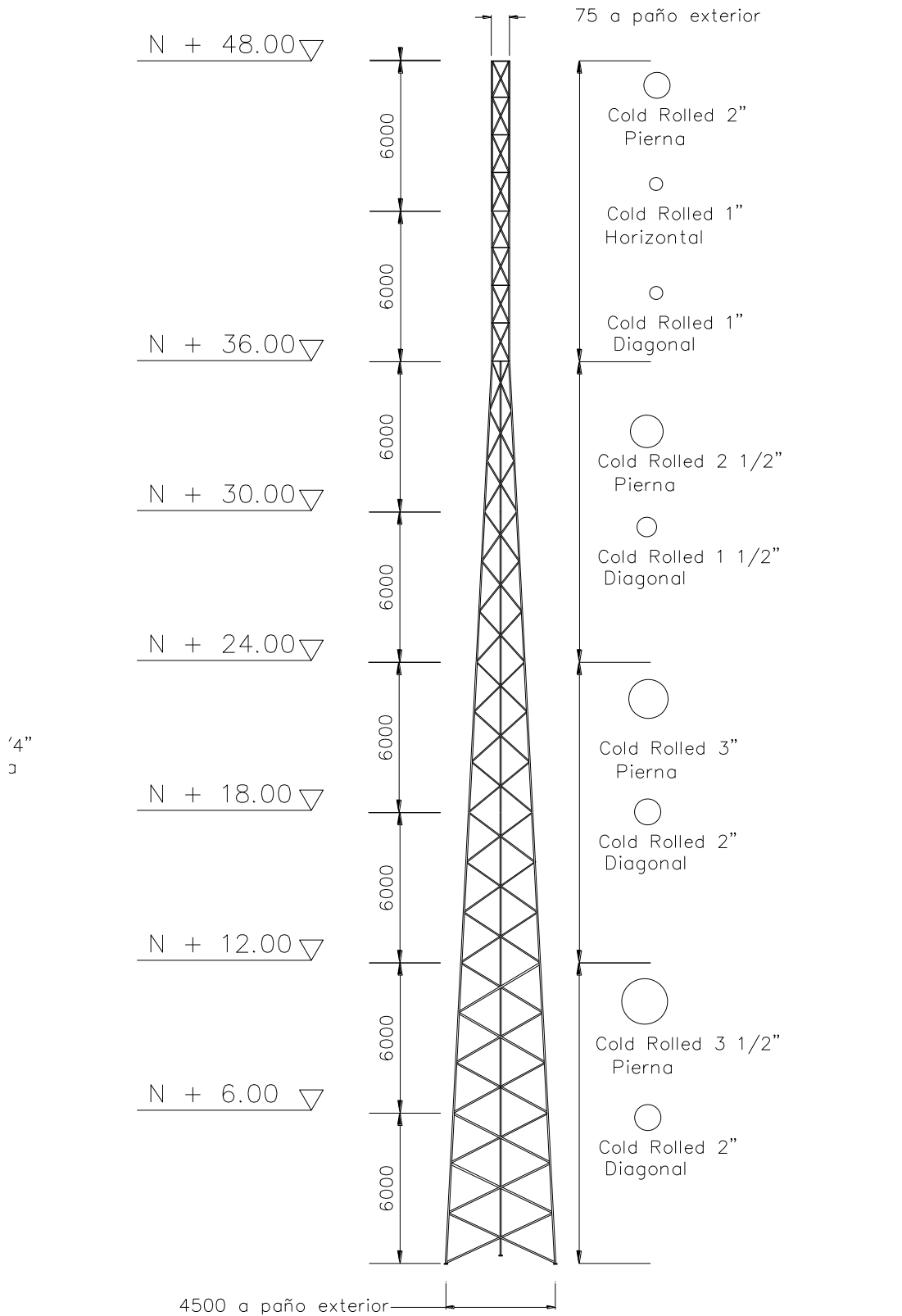


Figura 3.17. Diseño comercial de torre existente.

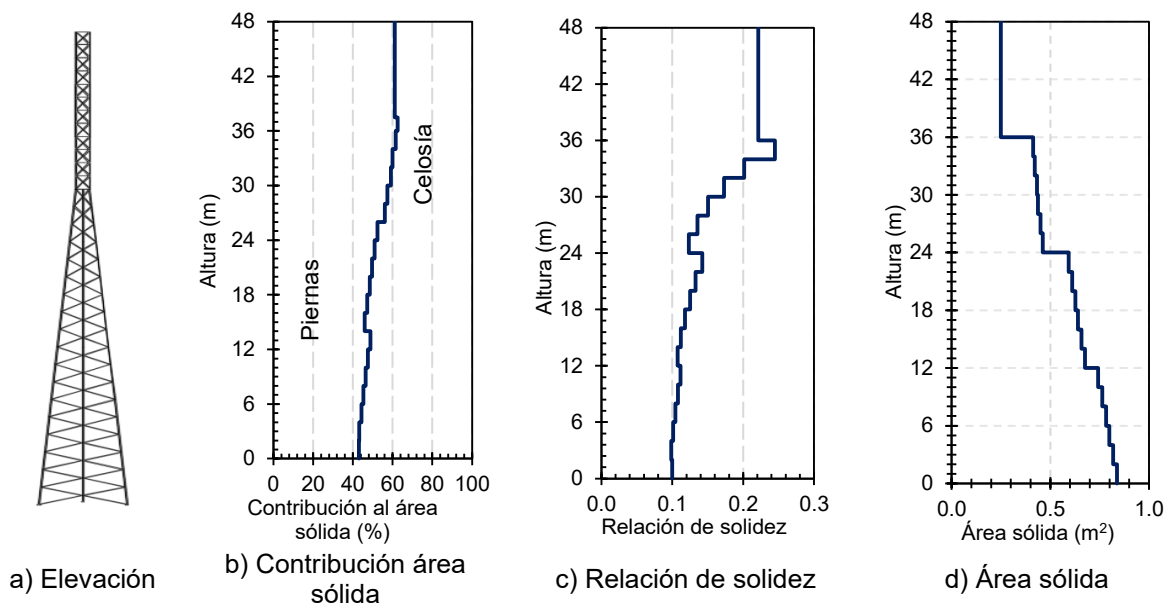


Figura 3.18 Características de la configuración geométrica.

En la figura 3.19c se encuentran graficados los coeficientes de arrastre normativos de acuerdo a lo que los reglamentos consultados en este trabajo recomiendan para sección transversal triangular y viento normal a la estructura (0°). En la figura 3.19d se puede notar la magnitud de los coeficientes de arrastre para este modelo de acuerdo a los códigos en estudio en este trabajo, normalizados con las magnitudes calculadas a partir del MOC-CFE-08. Debido a la sección transversal triangular, únicamente proporcionan los manuales magnitudes para los coeficientes de arrastre del viento normal a la estructura (0°). En la figura se puede notar que los coeficientes de arrastre se mantienen en un margen conservador con respecto a los coeficientes del MOC-CFE-08, a excepción del IEC-2003 que proporciona magnitudes menores en la parte de transición de geometría de la torre, tal como se discute en secciones anteriores.

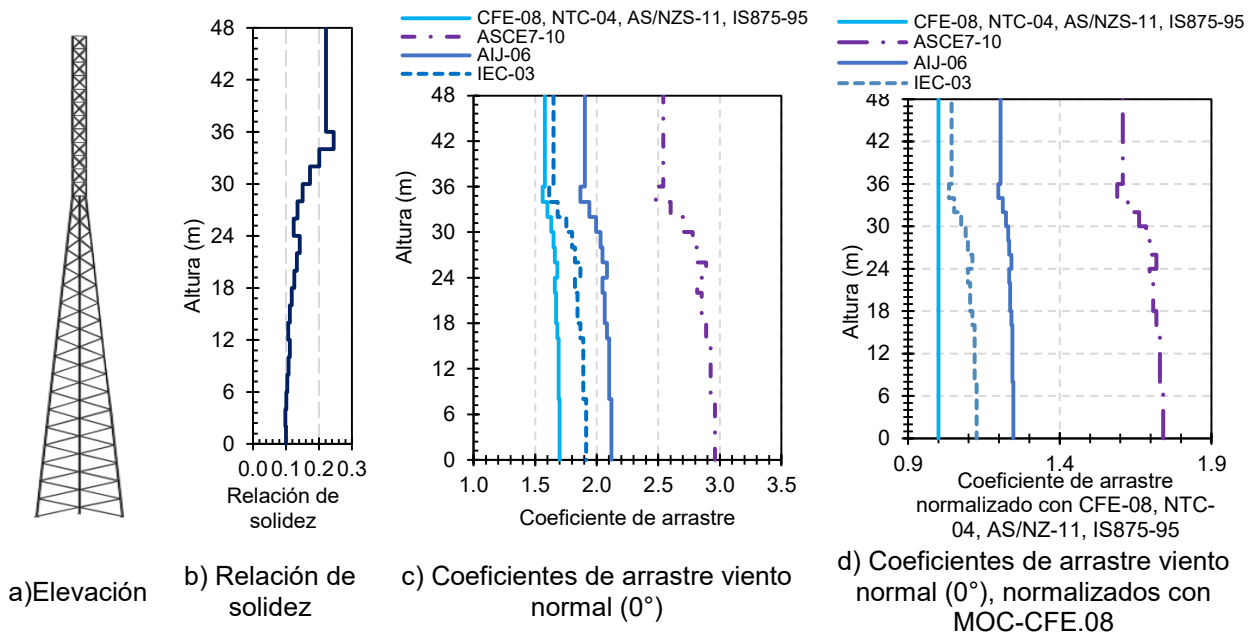
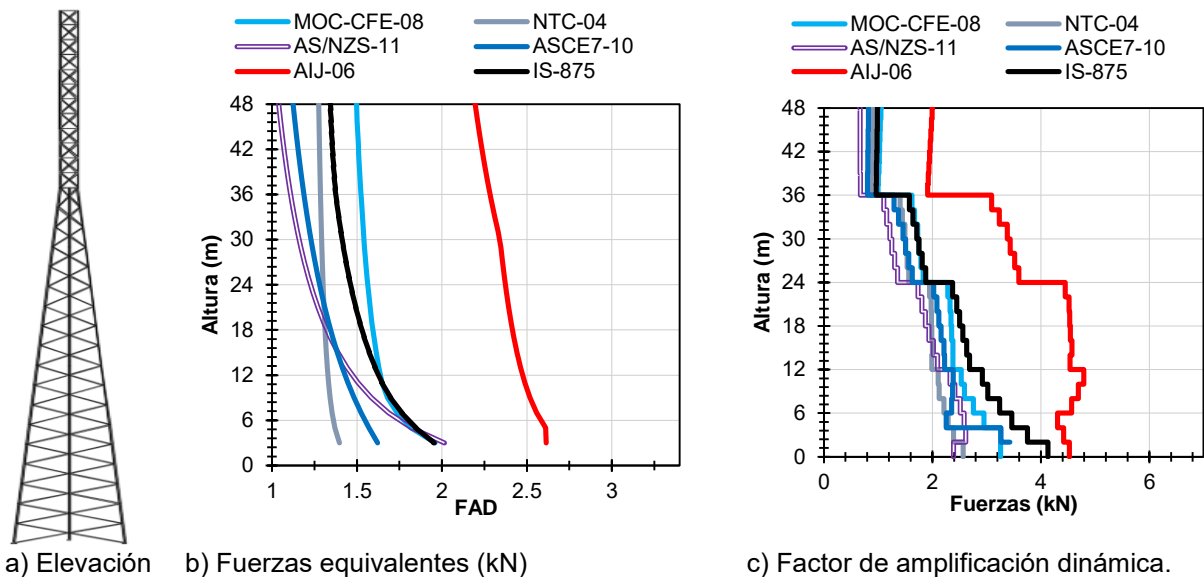


Figura 3.19 Coeficientes de arrastre normativos.

El factor de amplificación dinámica se calculó con las ecuaciones mencionadas en incisos anteriores como corresponde para cada manual de diseño. En la figura 3.20b podemos corroborar que el factor de amplificación dinámica adquiere mayor participación en la obtención de fuerzas equivalentes debido a que la frecuencia natural de vibración de este modelo es más cercana a uno. Los manuales no establecen con claridad si el factor de amplificación dinámica es una variable de magnitud constante que se calcula para la estructura en general o si esta varía con la altura. Debido a lo complicado del cálculo de estos factores debe considerarse el obtener el cálculo para toda la torre como una única sección y usar este para amplificar la magnitud de las fuerzas obtenidas por tramos.

Las fuerzas equivalentes se muestran en la figura 3.20c, en la que se puede notar que el perfil de fuerzas del MOC-CFE-08 se mantiene en un intervalo conservador en cuanto a la magnitud de fuerzas equivalentes, teniendo únicamente al manual AIJ-08 con magnitudes superiores. Los manuales NTC-CV-04, ASCE7-10 y el IS-875 representan las opciones menos conservadoras. El manual AS/NZS-11 se mantiene en un intervalo medio con respecto al resto de manuales.



a) Elevación b) Fuerzas equivalentes (kN) c) Factor de amplificación dinámica.
 Figura 3.20 Fuerzas equivalentes y factor de amplificación dinámica para torre con elementos circulares.

3.5 Conclusiones

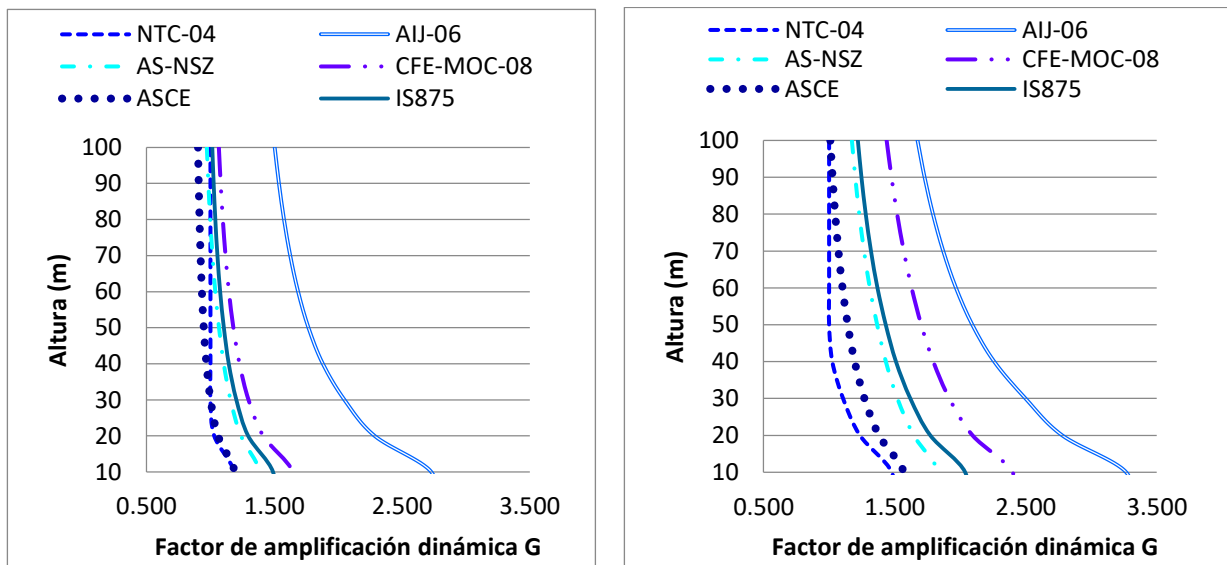
Los coeficientes de arrastre para torres de celosía representan una de las principales variables para determinar la magnitud de las fuerzas nodales para el diseño de estas estructuras. El coeficiente de arrastre es una magnitud que nos permite estimar la presión del viento que actúa en la estructura de acuerdo a su área sólida por panel o sección de la torre.

Los manuales de diseño tomados en cuenta para la comparación de la magnitud de los coeficientes de arrastre muestran una tendencia conservadora con respecto a las pruebas experimentales. Este margen de seguridad de los códigos debe atribuirse a que las condiciones experimentales en túnel de viento ignoran en ocasiones otras características que se presentan

en la estructura en sitio. Una vez que no todos los manuales presentan una clara explicación de cómo obtienen sus coeficientes de arrastre y teniendo como referencia a Bayar (1986), podemos asumir que los manuales mexicanos representan una opción altamente confiable para obtener estos coeficientes de arrastre.

De acuerdo a los principios de dinámica de fluidos y variables como el número de Reynolds, se puede demostrar que el usar elementos circulares puede representar una mejor opción, dado que la magnitud de los coeficientes es menor, sin embargo para fines de montaje y fabricación, en ocasiones se opta por perfiles de lados planos.

Los perfiles del factor de amplificación dinámica coinciden con las figuras del trabajo de Tapia e Ibarra (2015), donde obtienen los perfiles del factor de amplificación dinámica únicamente en función de las alturas de referencia. Las diferencias de las figuras 3.16b y 3.20c con el trabajo de Tapia e Ibarra (2015), figura 3.21, deben referirse a las propiedades geométricas y dinámicas de cada modelo analizado en este capítulo, además los perfiles de Tapia e Ibarra (2015) varían en función de diferentes magnitudes de periodo fundamental de la estructura.



a) Factor de amplificación dinámica, $T=1.0$ s

b) Factor de amplificación dinámica, $T=2.5$ s

Figura 3.21 Factor de amplificación dinámica, adaptada de Tapia e Ibarra (2015).

Tapia e Ibarra (2015) discuten en su trabajo la poca correlación entre variables de los códigos de diseño eólico, lo que ocasiona que los factores no tengan una equivalencia exacta entre un código y otro. La comparación se hace con el objetivo de determinar en qué nivel de seguridad se ubican los manuales mexicanos en cuestión de estimación de comportamiento dinámico.

Hernandez-Barrios *et al.* (2014) realiza en su trabajo una comparación del comportamiento del factor de amplificación dinámica, obtenido mediante las recomendaciones del manual MOC-CFE-08, variando las propiedades del amortiguamiento estructural. El MOC-CFE-08 recomienda para estructuras metálicas como torres de celosía la magnitud del 5% de amortiguamiento crítico. En la figura 3.22 se muestran los resultados de la evaluación del factor de amplificación dinámica para los modelos de torre que Hernandez-Barrios *et al.* (2014) analizaron en su estudio.

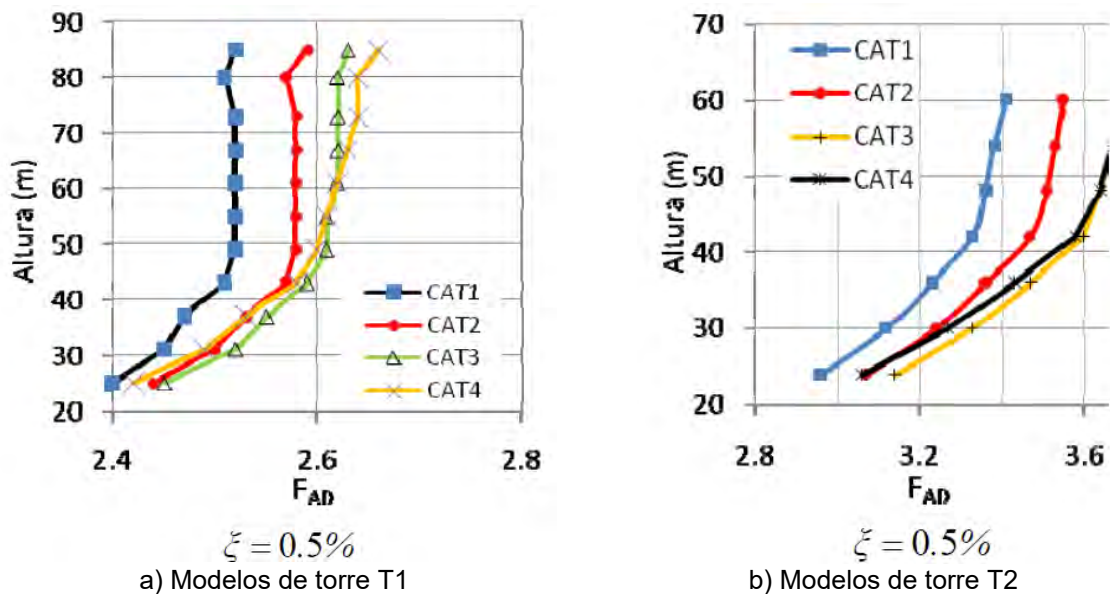


Figura 3.22 Factor de amplificación dinámica, adaptada de Hernandez-Barrios *et al.* (2014).

La diferencia en las gráficas de Hernandez-Barrios *et al.* (2014) y Tapia e Ibarra (2015) se atribuyen a las variables dependientes de cada trabajo, ya que Hernandez-Barrios *et al.* (2014) centralizaron su estudio en el amortiguamiento estructural como principal variable y el estudio comprende distintos tipos de torre, cada una con sus características geométricas y dinámicas propias.

El factor de amplificación dinámica es una variable de cálculo que algunos manuales no especifican si su variación debe ser en función de la altura, mientras que manuales como el IS875-95 de la India, mencionan que el factor de amplificación dinámica es una magnitud única que afecta a la estructura en general.

Dado que la tendencia de las curvas de factor de amplificación dinámica determinadas en este trabajo tiende a la unidad conforme la altura de la estructura incrementa, resulta conservador usar la magnitud intermedia de la altura o en proporción como lo indica el IS875-95, de $\frac{3}{4}$ de la altura total. Además dada la complejidad del cálculo y las variables consideradas, es prudente usar esta magnitud para todas las fuerzas calculadas a lo largo de la altura de la estructura.

Las fuerzas nodales obtenidas para las estructuras demuestra que el factor de amplificación dinámica y los coeficientes de arrastre proporcionan la diferencia entre la magnitud obtenida para cada manual de diseño, dado que otras variables presentan una mayor concordancia entre los manuales, como lo es la estimación de la presión dinámica de base y variables que están en función de la rugosidad del terreno y características físicas del sitio de ubicación de la estructura.

Los manuales de diseño eólico mexicanos resultan ser una opción que representa un límite de seguridad aceptable sin la necesidad de sobreestimar las fuerzas en un alto grado.

CAPÍTULO 4

DISEÑO POR CAPACIDAD

4.1 Introducción

El objetivo de este capítulo es describir la secuencia del diseño por capacidad aplicada a dos modelos de torre de celosía autoportada de características similares a las torres incluidas en el estudio estadístico.

El diseño por capacidad tiene como objetivo que la estructura sea capaz de resistir fuerzas laterales (presión viento) y tener una alta tolerancia a los desplazamientos impuestos por estas cargas, con lo que se centra en evitar el colapso de la estructura. La filosofía del diseño por capacidad consiste en definir las zonas de comportamiento inelástico para alcanzar la resistencia requerida. Para este trabajo se plantea el diseño de dos modelos de torre autoportada de 60 y 80 metros de altura. La metodología de diseño se centra en la aplicación de conceptos del diseño por capacidad.

4.2 Metodología de diseño

La metodología del diseño de torres autoportadas es iterativo, con el fin de obtener la máxima eficiencia de los perfiles usados en los elementos estructurales. El diseño de los modelos y la aplicación del diseño por capacidad en estos, seguirá el siguiente proceso de diseño (figura 4.1).

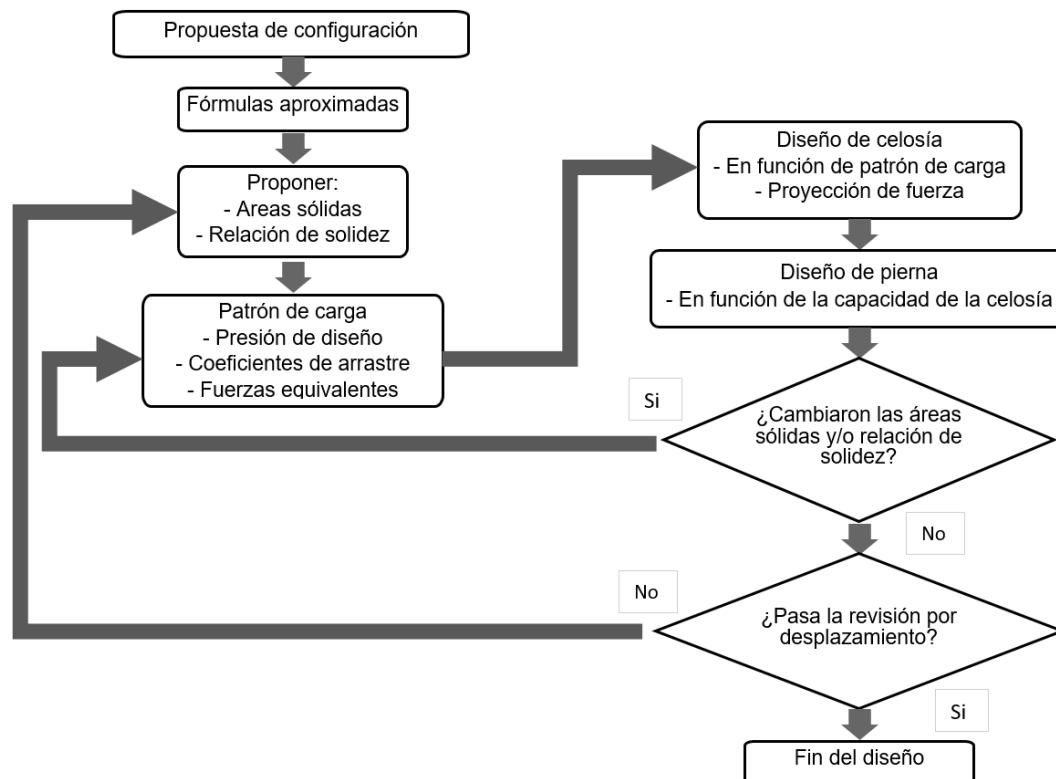


Figura 4.1 Metodología propuesta para el diseño por capacidad aplicado a torres de celosía.

4.2.1 Propuesta de configuración

Para la configuración de los modelos es importante determinar la altura requerida para las secciones de la torre, además de que la longitud de los elementos conserve una dimensión consistente con la comercialización, fabricación y montaje de estas estructuras. Para este capítulo se constituyeron dos modelos con características similares a las torres dentro del intervalo típico del estudio estadístico (figura 4.2).

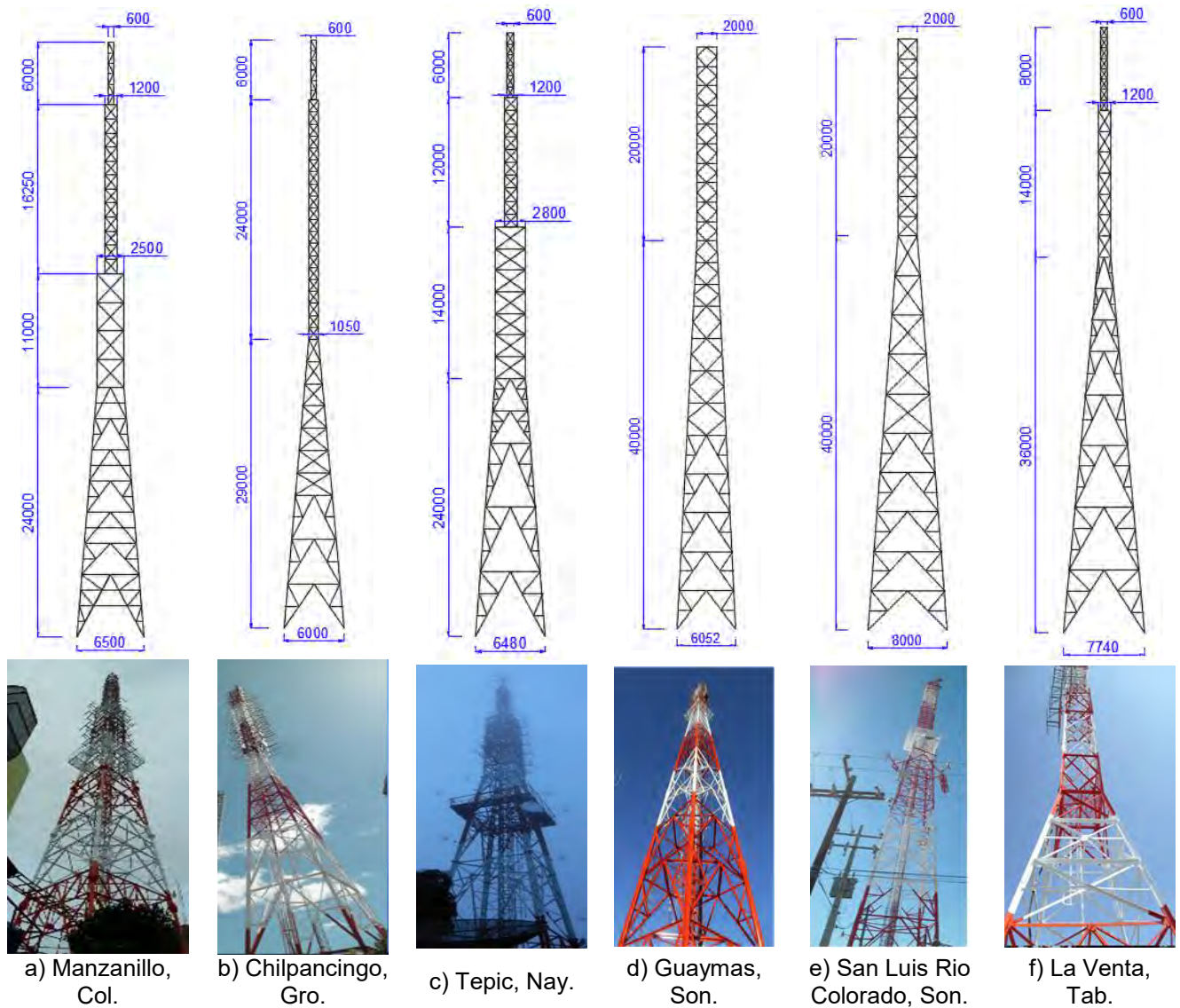


Figura 4.2 Torres existentes en el intervalo de alturas entre 50 y 60 metros.

Las torres de la figura 4.2 presentan características geométricas similares, dimensiones de base, ancho y altura de secciones transversales. Los modelos de las torres para este capítulo se nombrarán TA60 para la torre de 60 metros de altura y TA80 para la torre de 80 metros de altura.

4.2.2 Fórmulas de aproximación

Para el predimensionamiento y configuración geométrica se propusieron ecuaciones aproximadas que pretenden contribuir a la toma de decisiones en la práctica con el propósito de que el proceso de diseño sea más eficiente sin la necesidad de sobreestimar las secciones y reducir las iteraciones propias del diseño.

Para la dimensión de base, de acuerdo al estudio estadístico del capítulo 1, se desarrolló la ecuación 4.1 ajustando los resultados de una regresión lineal (figura 4.3).

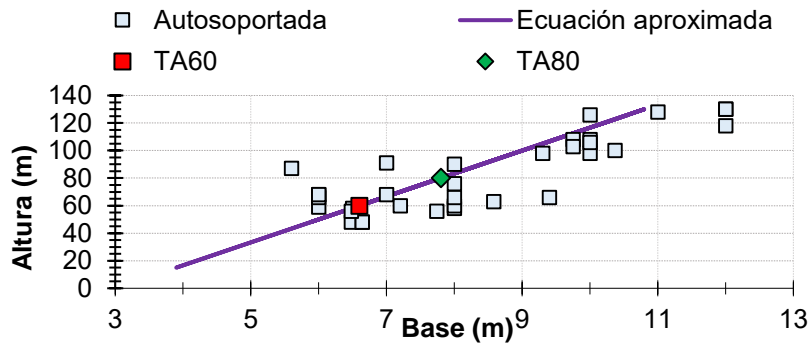


Figura 4.3 Dimensionamiento base en función a la altura de la estructura.

$$b = \frac{3}{50}h + 3 \quad (4.1)$$

Donde b es la dimensión de base de la estructura y h es la altura de la estructura, ambas en metros.

De acuerdo a la ecuación 4.1, la base de los modelos corresponderá a la magnitud de 6.60 metros para la torre TA60 y de 7.80 metros para la torre TA80. La ubicación de la dimensión en la base propuestas se incluye en la figura 3.4.

En función a los resultados de las gráficas del capítulo 3, correspondientes a relación de solidez en la altura para torres autosoportadas, se obtuvieron las ecuaciones siguientes con el fin de facilitar el predimensionamiento. Para secciones de tipo piramidal se tiene:

$$\text{Área sólida} = \left(\frac{4}{5000}H^2 - \frac{7}{500}H + 0.25 \right) * \text{área panel} \quad (4.2)$$

Donde H es la altura del elemento más alto del panel con respecto al nivel de desplante de la torre. Esta ecuación es válida para alturas de 0 a 24 metros de altura.

Para secciones de tipo constante, la ecuación es de la forma:

$$\text{Área sólida} = \left(\frac{H^2}{100000} - \frac{H}{250} + 0.5 \right) * \text{área panel} \quad (4.3)$$

Donde H es la altura únicamente del panel. Esta ecuación es válida para alturas de 24 a 54 metros de altura.

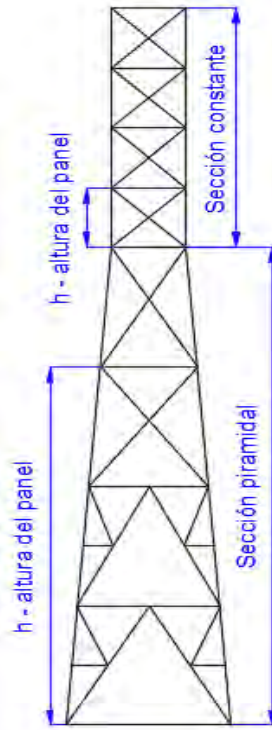


Figura 4.4 Alturas de referencia para las ecuaciones 4.2 y 4.3.

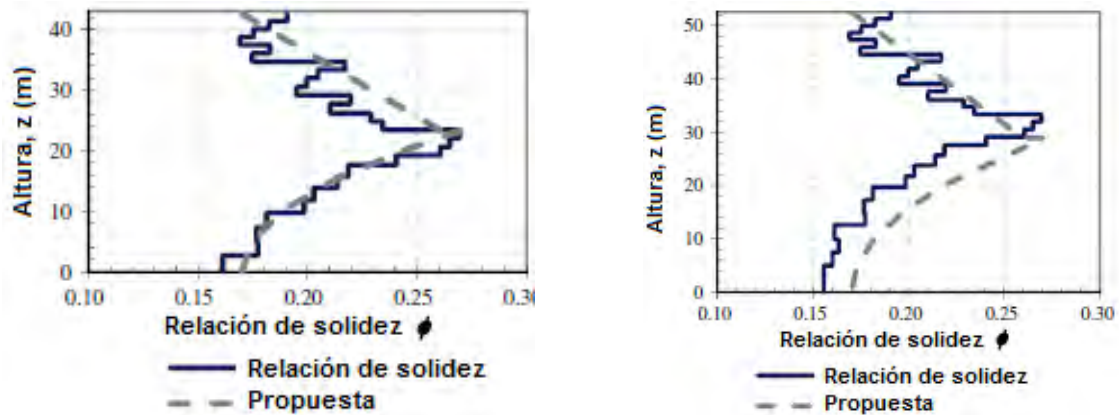
Las ecuaciones 4.2 y 4.3 están basadas en el modelo de una única torre ubicada en la ciudad de Chetumal, Q. Roo., una de las ciudades con la magnitud de velocidad regional más altas de las tabuladas por el MOC-CFE-08, lo que puede significar un sobredimensionamiento de los elementos para ciudades con velocidad regional menor.

Otra ecuación para determinar relación de solidez en función de la altura de la estructura, es la propuesta por Tapia *et al.* (2016), la cual es función de la altura total de la estructura y la altura de referencia del punto donde se desea conocer la relación de solidez (figura 4.4). La ecuación plantea dos intervalos en función del porcentaje de altura de la estructura:

$$\phi(z) = \left(\frac{z^2}{3H^2} + 0.17 \right) \quad 0.0 \leq z \leq 0.55H \quad (4.4)$$

$$\phi(z) = \left(\frac{H-z}{5H} + 0.17 \right) \quad 0.55H \leq z \leq H \quad (4.5)$$

Donde H es la altura total de la estructura, z es la altura de referencia y ϕ es la relación de solidez. Estas ecuaciones están centradas en torres autosoportadas para transmisión de energía eléctrica.



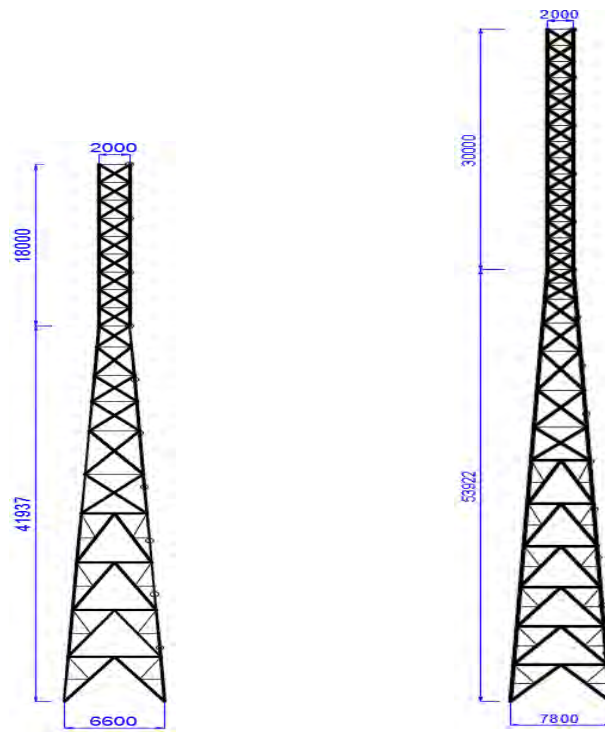
a) Relación de solidez de torre de transmisión de 42 metros de altura

b) Relación de solidez de torre de transmisión de 52 metros de altura.

Figura 4.5 Relación de solidez en torres autoportadas para transmisión de energía eléctrica (adaptada de Tapia *et al.* 2016).

Para obtener una ecuación que permita reducir el número de iteraciones durante el diseño de torres de celosía, mediante la obtención de relaciones de solidez óptimas, es necesario contar con un mayor número de características de torres de celosía, como velocidad de diseño y elementos estructurales, que permita a la ecuación ser de un orden general.

Los esquemas de los modelos TA60 y TA80 se muestran en la figura 4.6. La geometría está determinada con el fin de dar continuidad en las piernas con elementos de 6 metros de longitud y que la celosía principal no contenga elementos con longitudes mayores a 6 metros.



a) Torre TA60

b) Torre TA80

Figura 4.6 Geometría y dimensiones generales de modelos de torres.

Las características de la geometría final de los modelos de este capítulo constan de una altura de 59.937 metros y 83.922 metros, además de dimensiones de secciones piramidales de 41.937 metros y 53.922 metros para los modelos TA60 y TA80, respectivamente.

La evolución de las áreas sólidas a partir de las propuestas de acuerdo a las ecuaciones aproximadas se observan en la figura 4.7. En esta figura se aprecia el cambio de relaciones de solidez durante las 3 iteraciones necesarias para el diseño de estos modelos propuestos. Las ecuaciones aproximadas muestran sobrestimación de la magnitud de relación de solidez, sobre todo en el caso del modelo TA60, donde la primera estimación se encuentra por delante de las iteraciones de diseño 2 y 3. Para el caso del modelo TA80, se observa un comportamiento conservador hasta una altura de 45 metros, aproximadamente, y posteriormente se observa una estimación por debajo de las iteraciones 2 y 3. A pesar de que las diferencias en la estimación de relaciones de solidez mediante las ecuaciones propuestas son notables, representan una ayuda en la obtención de un primer patrón de cargas para el comienzo del diseño.

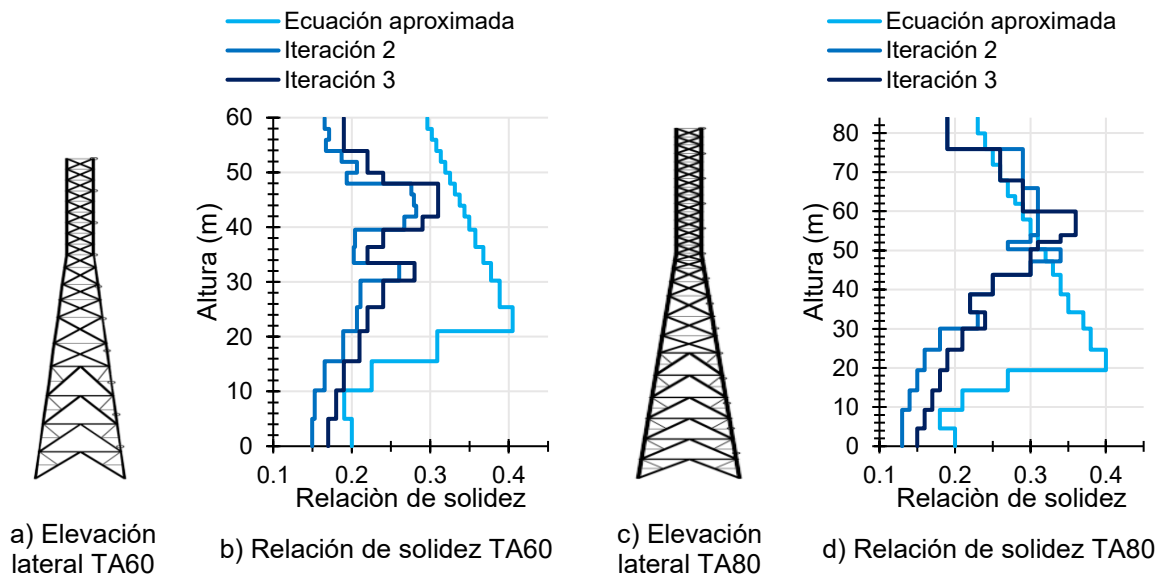


Figura 4.7 Relación de solidez entre cada iteración de diseño.

4.2.3 Patrón de cargas

Una vez que se obtienen las relaciones de solidez y áreas sólidas de los paneles de los modelos de las torres, podemos obtener el primer patrón de cargas equivalentes para comenzar el diseño de los elementos.

Para la obtención de la presión dinámica de base, se utilizaron las ecuaciones propuestas por el MOC-CFE-08. Las variables para el cálculo se determinaron con el objetivo de conservar una relación con los análisis del capítulo anterior. La velocidad regional fue de 140.4 km/hr, categoría de terreno 2 "Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones" y factor de topografía con magnitud de 1 "Sitio normal, terreno plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5%".

Los perfiles de presión dinámica de base para los modelos se muestran en la figura 4.8.

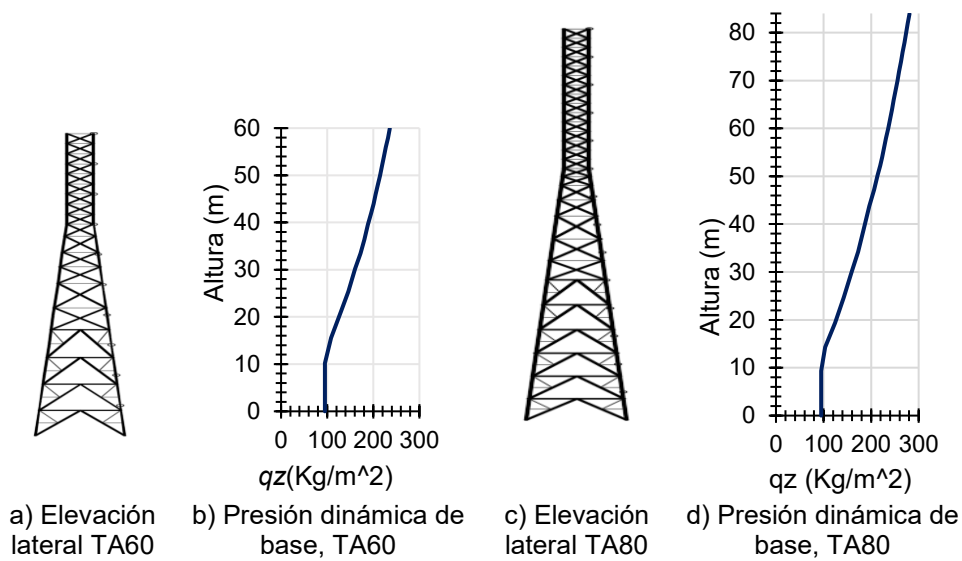
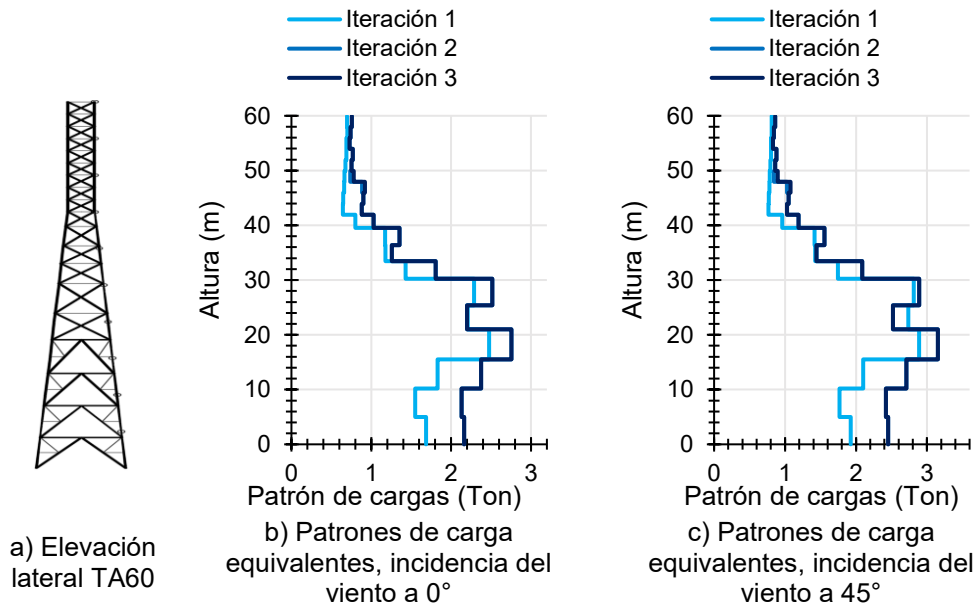


Figura 4.8 Perfil de presión dinámica de base.

El patrón de cargas equivalentes, debidas a la presión dinámica de base de la figura anterior, así como los coeficientes de arrastre debidos a las relaciones de solidez de la figura 4.7, se muestran en la figura 4.9.

La iteración de diseño 1 presenta el patrón de cargas obtenido mediante las áreas sólidas estimadas con las ecuaciones aproximadas. De acuerdo a las gráficas del modelo TA60, se observa que el uso de las ecuaciones aproximadas presenta una buena aproximación para comenzar el diseño. Las iteraciones 2 y 3 presentan una ligera variación entre sí. Para el modelo TA80, las fuerzas equivalentes presentan una notoria diferencia entre alturas de 15 a 30 metros, sin embargo en las iteraciones 2 y 3 los patrones de carga varían ligeramente entre sí.



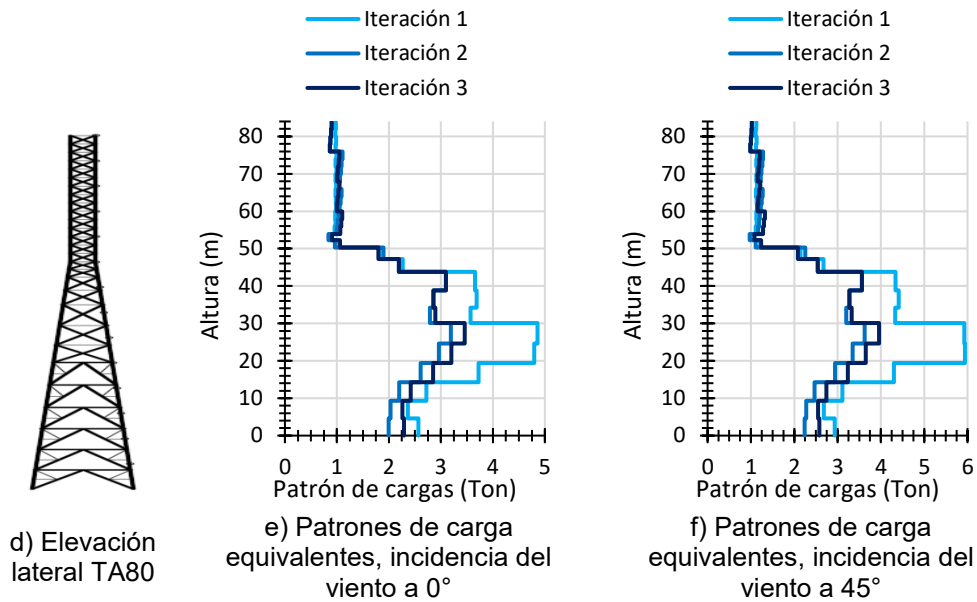


Figura 4.9 Patrones de cargas equivalentes para cada iteración de diseño.

4.2.4 Diseño de la celosía

El diseño de la celosía se realiza mediante la aplicación de los patrones de carga al modelo de torre correspondiente, con el fin de obtener las fuerzas en los elementos estructurales correspondientes a la celosía. Para ello se utilizó el programa de análisis estructural *Staad Pro*, en el cual se introdujo el modelo en 2 dimensiones con características generales para todo el modelo (figura 4.10), además de considerar todos los elementos como armadura (*Truss*).

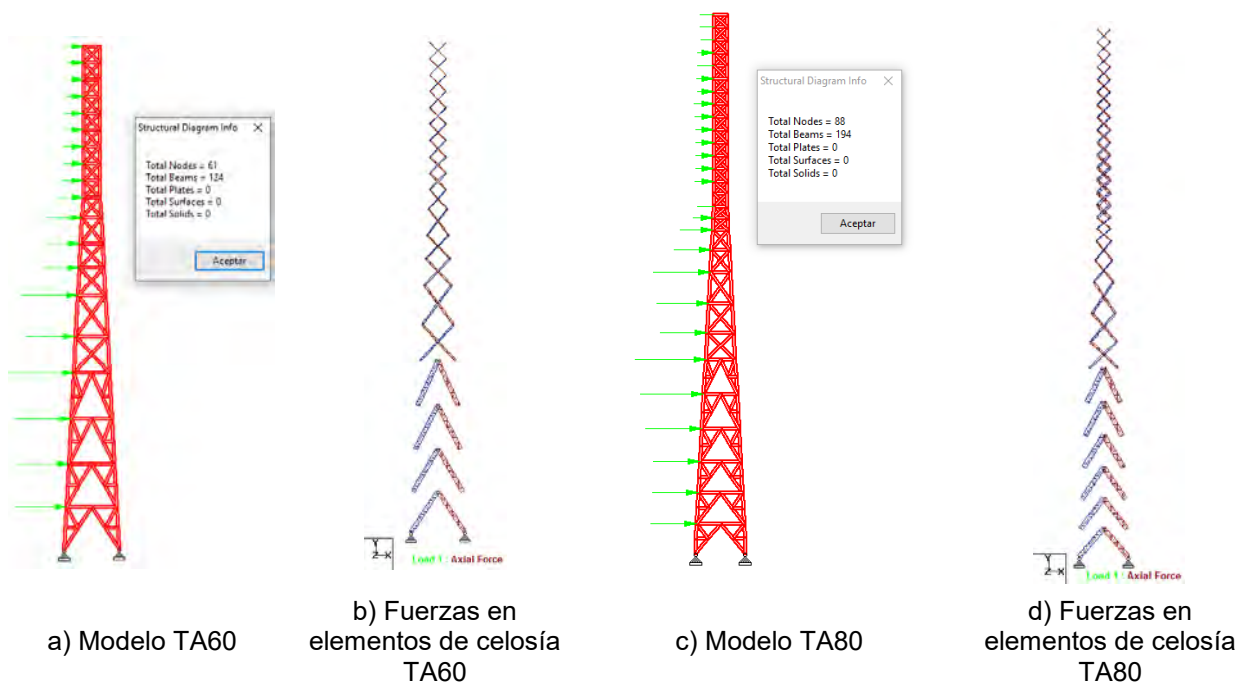


Figura 4.10 Aplicación de patrones de carga a modelos bidimensionales en *Staad Pro*.

De esta manera se capturan las fuerzas obtenidas en cada elemento de celosía y se selecciona un perfil estructural o arreglo de perfiles que satisfagan las demandas.

La revisión estructural por elemento se realiza con base en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero del 2017 (NTCA-17), considerando las condiciones de demanda capturadas del análisis del *Staad Pro*.

Las ecuaciones de las cargas resistentes de las NTCA-17 que se utilizan para revisar la resistencia de los elementos estructurales ante tensión y compresión. En los elementos sometidos a tensión se evalúa la resistencia de diseño última de flujo plástico y la resistencia de diseño última de factura, mientras que los elementos a compresión se determinan el pandeo local, pandeo lateral y pandeo torsional.

La resistencia de diseño a tensión se determinó de acuerdo a la magnitud menor del estado límite de flujo plástico y el estado límite de factura de la sección neta. Las ecuaciones correspondientes son las siguientes:

Estado límite de flujo plástico:

$$R_t = A_t F_y F_R \quad (4.6)$$

Estado límite de fractura de la sección neta:

$$R_t = A_e F_u F_R \quad (4.7)$$

Donde A_t es el área total de la sección transversal del elemento, F_y es el esfuerzo de fluencia del acero, F_R es el factor de resistencia, A_e es el área efectiva y F_u es el esfuerzo de resistencia última del acero.

La resistencia a compresión se determinó de acuerdo a la magnitud de resistencia más desfavorable de acuerdo a los siguientes casos:

Pandeo lateral:

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.152n)^{1/n}} A_t F_R \quad (4.8)$$

Donde λ es un parámetro de esbeltez que se calcula con la siguiente ecuación:

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} \quad (4.9)$$

Pandeo por torsión o flexotorsión:

Para esta condición se usa la ecuación 4.8, con la única variación del factor de esbeltez λ por el parámetro de esbeltez de una columna que falla por torsión o flexotorsión λ_e , el cual se determina mediante la ecuación siguiente:

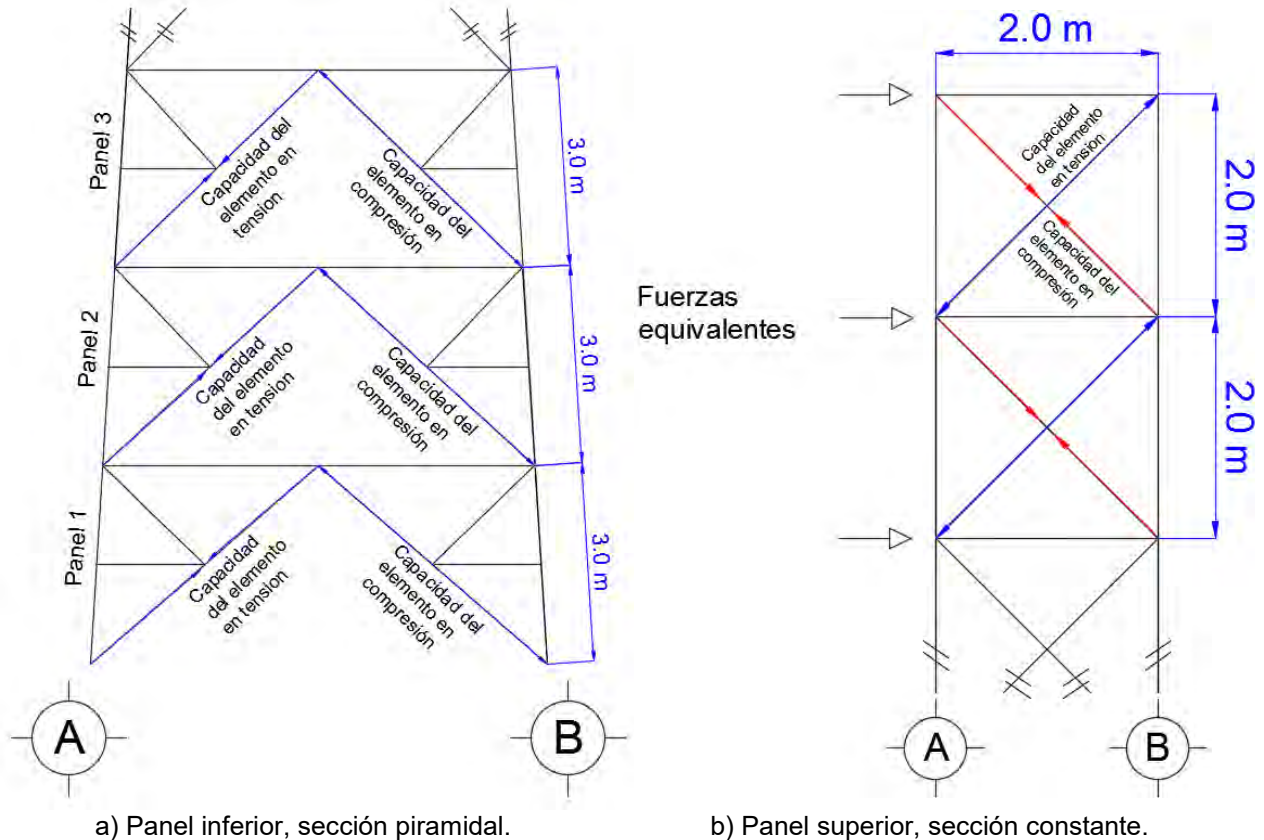
$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (4.10)$$

Donde F_e es el esfuerzo crítico de pandeo elástico por torsión o flexotorsión. R_c representa la magnitud de pandeo por torsión o flexotorsión.

Estado límite de flexión, torsión o flexotorsión y pandeo local combinados

Para esta condición se usa la ecuación 4.8, cambiando el factor de esbeltez λ por el parámetro de esbeltez de una columna que falla por torsión o flexotorsión λ_e y el área total por el área efectiva.

Una vez diseñada la celosía para resistir las demandas del patrón de cargas, se proyecta la fuerza correspondiente a la resistencia determinada en compresión o tensión para generar la fuerza que resistirá la columna (figura 4.11).



a) Panel inferior, sección piramidal. b) Panel superior, sección constante.
Figura 4.11 Metodología de diseño de columnas en función a capacidad de elementos celosía.

La proyección de la fuerza de la capacidad en tensión o compresión de los elementos de celosía a las piernas es de acuerdo al comportamiento esperado de la celosía ante patrones de carga de viento de alta intensidad, que supere a la velocidad de diseño. En este comportamiento se espera que el daño comience por el pandeo global generado por la compresión en la celosía, donde $P = R_c$ y las deformaciones inelásticas de la celosía se concentren en las piernas. Después del pandeo, la resistencia a compresión disminuye hasta una resistencia post-pandeo ($P = 0.3R_c$), donde se forma una articulación al centro del claro. Luego, se espera que los elementos de celosía fluyan debido a las cargas en tensión ($P = R_t$) (Tapia *et al.* 2016) (Figura 4.12).

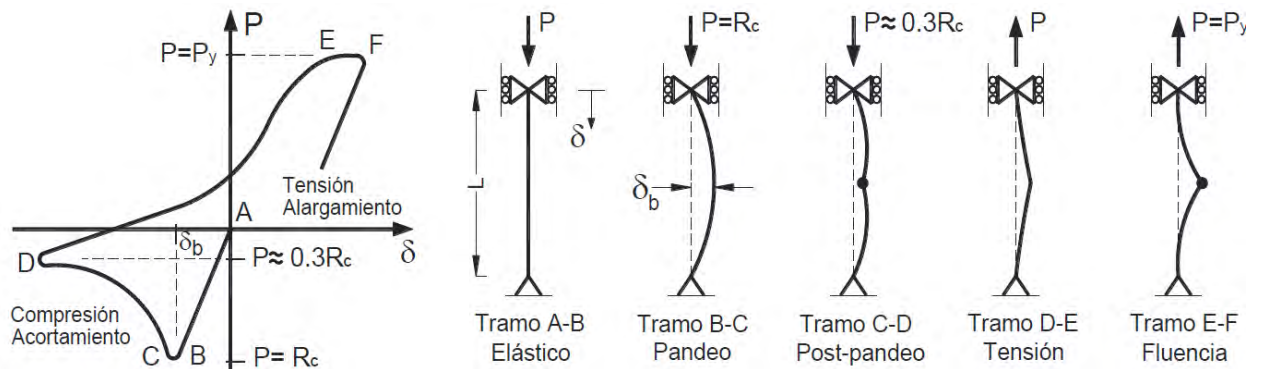


Figura 4.12 Comportamiento esperado de elementos de celosía ante patrones de carga de viento intenso, adaptada de Tapia *et al.* 2016.

Una vez determinadas las demandas que las piernas deben resistir, se elige un perfil o arreglo de perfiles que satisfagan estas cargas, mediante las ecuaciones 4.6-4.10 propuestas por las NTCA-17.

Una vez con la configuración de los elementos establecidas, se obtienen nuevamente las relaciones de solidez reales de la estructura. Debido a que el primer patrón de cargas se obtuvo mediante ecuaciones aproximadas, las relaciones de solidez sufrirán un cambio notable en las magnitudes, lo que altera los coeficientes de arrastre, áreas sólidas y cargas equivalentes, por lo tanto será forzosamente necesaria la siguiente iteración con el perfil de cargas correspondiente a la configuración real de los elementos de la estructura.

En la segunda iteración, el cambio en el patrón de cargas ocasionará que las fuerzas en los elementos cambien, por lo tanto será necesario repetir el proceso de diseño comenzando por los elementos de celosía y revisando que las secciones utilizadas para las piernas sigan siendo óptimas para el diseño. Una vez que las relaciones de solidez no cambien, se puede dar por concluido esta fase del diseño.

Para los modelos TA60 y TA80 fueron necesarias tres iteraciones de diseño para obtener la mejor eficiencia por elementos de los modelos. En la tabla 4.2, 4.4 y 4.6 se muestran el desarrollo de los cálculos requeridos para el diseño del modelo TA60. En las tablas 4.3, 4.5 y 4.7 se muestran para el modelo TA80. Para ambos casos, las tablas muestran los resultados de la tercera iteración, correspondiente al diseño definitivo.

En la tabla 4.2 y 4.3 se observan las fuerzas capturadas de la corrida del *Staad Pro* en los elementos de celosía principal, que son los elementos que rigen el diseño. También se observa la magnitud de las resistencias consideradas para el diseño. En el caso de fuerzas en compresión, la magnitud menor entre pandeo lateral y flexotorsión se tomará en cuenta para el diseño. En el caso de las fuerzas en tensión, se considera únicamente estado límite de flujo plástico al no considerar el detallado de las conexiones de los elementos. Los elementos de celosía están diseñados con acero A-36 y las piernas con acero A-50 (tabla 4.7), con el objetivo de no tener secciones muy robustas en las piernas inferiores.

Tabla 4.1 Esfuerzos F_y y F_u de aceros estructurales.

Nomenclatura		F_y		F_u	
NMX	ASTM	MPa	kg/cm ²	MPa	kg/cm ²
B-254	A36	250	2,530	400 - 500	4,080 - 5,620
B-99	A529	290	2,950	414 - 585	4,220 - 5,975
B-282	A242	290	2,950	435	4,430
		320	3,235	460	4,710
		345	3,515	485	4,920
B-282	A572	290	2,950	414	4,220
		345	3,515	450	4,570
		414	4,220	515	5,270
		450	4,570	550	5,620
	A992	345	3,515	450 - 620	4,570 - 6,330
B-177	A53	240	5,460	414	4,220
B-199	A500	320	3,235	430	4,360
B-200	A501	250	2,530	400	4,080
	A588	345	3,515	483	4,920
	A913	345 - 483	3,515 - 4,920	448 - 620	4,570 - 6,330

Tabla 4.2 Diseño de celosía ante patrón de cargas equivalente. Modelo TA60.

Panel	Nivel (m)	Fuerza en celosía debida al patrón de cargas (kg)		Perfil seleccionado	Compresión		Tensión
					Resistencia a compresión pandeo lateral	Resistencia a compresión pandeo por torsión o flexotorsión	Estado límite de flujo plástico
					R _c (kg)	R _{c'} (kg)	R _t (kg)
		Tensión	Compresión				
19	59.94	722	493	L2X1/4	3,255	13,487	13,776
18	57.94	1,306	1,105	L2X1/4	3,255	13,487	13,776
17	55.94	1,896	1,688	L2X1/4	3,255	13,487	13,776
16	53.94	2,521	2,309	L2X1/4	3,255	13,487	13,776
15	51.94	3,130	2,919	L2X1/4	3,255	13,487	13,776
14	49.94	3,778	3,538	L2-1/2X3/8	8,536	25,245	25,502
13	47.94	4,550	4,289	L2-1/2X3/8	8,536	25,245	25,502
12	45.94	5,289	5,039	L2-1/2X3/8	8,536	25,245	25,502
11	43.94	6,025	5,757	L2-1/2X3/8	8,536	25,245	25,502
10	41.94	3,804	3,498	L2-1/2X3/8	6,958	25,233	25,502
9	39.54	4,815	4,546	L2-1/2X3/8	4,728	25,214	25,502
8	36.37	4,809	4,399	L2-1/2X3/8	4,727	25,214	25,502
7	33.48	5,867	5,242	2LE3-1/2X1/4	14,505	41,794	49,639
6	30.23	8,177	7,726	2LE3-1/2X1/4	8,785	41,459	49,639
5	25.39	8,167	7,437	2LE3-1/2X1/4	8,866	41,464	49,639
4	21.01	27,462	27,462	2LE4X5/8	28,404	132,457	135,254
3	15.53	24,478	24,478	2LE4X5/8	28,408	132,457	135,254
2	10.19	26,500	26,500	2LE4X5/8	28,402	132,457	135,254
1	5.01	20,960	20,960	2LE4X5/8	28,412	132,457	135,254

Tabla 4.3 Diseño de celosía ante patrón de cargas equivalente. Modelo TA80.

Panel	Nivel (m)	Fuerza en celosía debida al patrón de cargas (kg)		Perfil seleccionado	Compresión		Tensión
					Resistencia a compresión pandeo lateral	Resistencia a compresión pandeo por torsión o flexotorsión	Estado límite de flujo plástico
					R _c (kg)	R _{c'} (kg)	R _t (kg)
		Tensión	Compresión				
28	83.92	861	587	L2X1/4	3,255	13,487	13,776
27	81.92	1,560	1,319	L2X1/4	3,255	13,487	13,776
26	79.92	2,265	2,027	L2X1/4	3,255	13,487	13,776
25	77.92	2,976	2,710	L2X1/4	3,255	13,487	13,776
24	75.92	3,843	3,550	L2-1/2X1/4	6,047	16,831	17,487
23	73.92	4,681	4,395	L2-1/2X1/4	6,047	16,831	17,487
22	71.92	5,675	5,375	L2-1/2X1/4	6,047	16,831	17,487
21	69.92	6,541	6,245	L2-1/2X3/8	8,536	25,245	25,502
20	67.92	7,390	7,107	L2-1/2X3/8	8,536	25,245	25,502
19	65.92	8,383	7,911	L2-1/2X3/8	8,536	25,245	25,502
18	63.92	10,134	9,670	2LE2-1/2X1/4	12,258	32,491	34,975
17	61.92	10,893	10,821	2LE2-1/2X1/4	12,258	32,491	34,975
16	59.92	11,749	11,446	2LE2-1/2X1/4	12,258	32,491	34,975
15	57.92	11,987	11,987	2LE2-1/2X1/4	12,258	32,491	34,975
14	55.92	11,975	11,975	2LE2-1/2X1/4	12,258	32,491	34,975
13	53.92	2,373	1,915	2LE2-1/2X1/4	13,184	32,510	34,975
12	52.22	3,066	2,371	2LE2-1/2X1/4	11,176	32,469	34,975
11	50.28	4,785	4,211	2LE3-1/2X3/8	25,072	68,671	72,864
10	47.20	6,149	5,384	2LE3-1/2X3/8	20,748	68,569	72,864
9	43.77	9,038	8,407	2LE3-1/2X3/8	12,534	68,353	72,864
8	38.80	9,304	8,566	2LE3-1/2X3/8	12,534	68,353	72,864
7	34.22	9,840	8,881	2LE3-1/2X3/8	12,534	68,353	72,864
6	30.08	19,520	19,520	2LE4X5/8	28,404	132,457	135,254
5	24.66	19,421	19,421	2LE4X5/8	28,411	132,457	135,254
4	19.38	19,055	19,055	2LE4X5/8	28,407	132,457	135,254
3	14.26	18,441	18,441	2LE4X5/8	28,409	132,457	135,254
2	9.32	17,901	17,901	2LE4X5/8	28,409	132,457	135,254
1	4.56	17,586	17,586	2LE4X5/8	28,390	132,457	135,254

En la tabla 4.4 y 4.5, se muestra la fuerza resultante de la proyección de la fuerza correspondiente a la resistencia de los elementos de celosía. Las fuerzas se proyectan de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

Para diagonales tipo cruz (figura 4.x a), la expresión es la siguiente:

$$P_{diseño} = \sum P_{diseño_{i+1}} + R_{ty_i} + 0.3R_{cy_{i+1}} \quad (4.11)$$

Donde $P_{diseño}$ es la carga axial de diseño para la pierna, R_{ty_i} es la proyección de la resistencia en tensión del elemento de celosía del nivel del panel, $P_{diseño_{i+1}}$ es la fuerza axial acumulada de los niveles superiores y $0.3R_{cy_{i+1}}$ es la proyección de la resistencia en compresión post-pandeo del elemento de celosía del nivel superior.

Las proyecciones de R_{ty} y R_{cy} se calculan de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$R_{ty} = R_t \sin \frac{h}{l} \quad (4.12)$$

$$R_{cy} = R_c \sin \frac{h}{l} \quad (4.13)$$

Donde R_{ty} es la proyección vertical de la resistencia R_t del elemento de celosía, R_{cy} es la proyección vertical de la resistencia R_c del elemento de celosía, h es la altura del panel y l es la longitud del elemento.

Tabla 4.4 Proyección de fuerzas de resistencia de la celosía. Modelo TA60.

Panel	Nivel (m)	Proyección de fuerza a la columna				
		Tensión	Compresión	Compresión (post-pandeo)	Sumatoria $P_{diseño}$ (kg)	Sumatoria $P_{diseño}$ (kg) + $0.3 R_c'$ (kg)
		R_t (kg)	R_c' (kg)	$0.3 R_c'$ (kg)		
19	59.94	11,722	2,769	831	11,722	11,722
18	57.94	11,722	2,769	831	23,444	24,275
17	55.94	11,722	2,769	831	35,166	35,997
16	53.94	11,722	2,769	831	46,888	47,719
15	51.94	11,722	2,769	831	58,610	59,440
14	49.94	21,700	7,264	2,179	80,310	81,141
13	47.94	21,700	7,264	2,179	102,010	104,189
12	45.94	21,700	7,264	2,179	123,710	125,889
11	43.94	21,700	7,264	2,179	145,410	147,589
10	41.94	24,052	6,562	1,969	169,462	171,641
9	39.54	20,600	3,819	1,146	190,062	192,031
8	36.37	20,453	3,791	1,137	210,516	211,661
7	33.48	34,703	10,141	3,042	245,218	246,356
6	30.23	15,492	2,742	823	260,710	263,752
5	25.39	4,243	758	227	264,953	265,775
4	21.01	7,451	1,565	469	264,953	265,180
3	15.53	2,221	466	140	265,180	265,650
2	10.19	4,534	952	286	265,650	265,790
1	5.01	10,691	2,246	674	265,790	266,075

Tabla 4.5 Proyección de fuerzas de resistencia de la celosía. Modelo TA80.

Panel	Nivel (m)	Proyección de fuerza a la columna				
		Tensión	Compresión	Compresión (post-pandeo)	Sumatoria $P_{diseño}$ (kg)	Sumatoria $P_{diseño}$ (kg) + $0.3 R_c'$ (kg)
		R_t (kg)	R_c (kg)	$0.3 R_c'$ (kg)		
28	83.92	11,722	2,769	831	11,722	11,722
27	81.92	11,722	2,769	831	23,444	24,275
26	79.92	11,722	2,769	831	35,166	35,997
25	77.92	11,722	2,769	831	46,888	47,719
24	75.92	14,880	5,145	1,544	61,768	62,599
23	73.92	14,880	5,145	1,544	76,648	78,191
22	71.92	14,880	5,145	1,544	91,528	93,071
21	69.92	21,700	7,264	2,179	113,228	114,772
20	67.92	21,700	7,264	2,179	134,928	137,107
19	65.92	21,700	7,264	2,179	156,628	158,807
18	63.92	29,760	10,430	3,129	186,388	188,567
17	61.92	29,760	10,430	3,129	216,148	219,277
16	59.92	29,760	10,430	3,129	245,908	249,038
15	57.92	29,760	10,430	3,129	275,669	278,798
14	55.92	29,760	10,430	3,129	305,429	308,558
13	53.92	34,590	13,039	3,912	340,018	343,148

12	52.22	17,484	5,587	1,676	357,502	361,414
11	50.28	19,118	6,578	1,973	376,620	378,296
10	47.20	35,551	10,123	3,037	412,170	414,144
9	43.77	41,126	7,074	2,122	453,297	456,334
8	38.80	33,234	5,717	1,715	486,531	488,653
7	34.22	24,878	4,280	1,284	511,409	513,124
6	30.08	132,710	27,870	8,361	511,409	512,693
5	24.66	129,494	27,201	8,160	512,693	521,054
4	19.38	124,384	26,124	7,837	521,054	529,214
3	14.26	117,676	24,717	7,415	529,214	537,051
2	9.32	108,838	22,861	6,858	537,051	544,466
1	4.56	96,290	20,211	6,063	544,466	551,324

En la figura 4.13 se muestra esquematizadamente las fuerzas que se acumulan por nivel en la estructura para el diseño de las piernas. Para los niveles superiores de sección constante, la sumatoria por nivel acumula la tensión del elemento de celosía en el nivel de diseño, la carga de compresión post-pandeo del elemento de celosía del nivel superior y la carga axial de diseño ($P_{diseño}$) acumulada en el nivel superior. En el caso de secciones con celosía tipo V invertida, en el nivel de diseño actúan la acumulación de la carga axial de diseño ($P_{diseño}$) hasta el nivel superior más la carga de compresión post-pandeo del elemento de celosía del nivel superior.

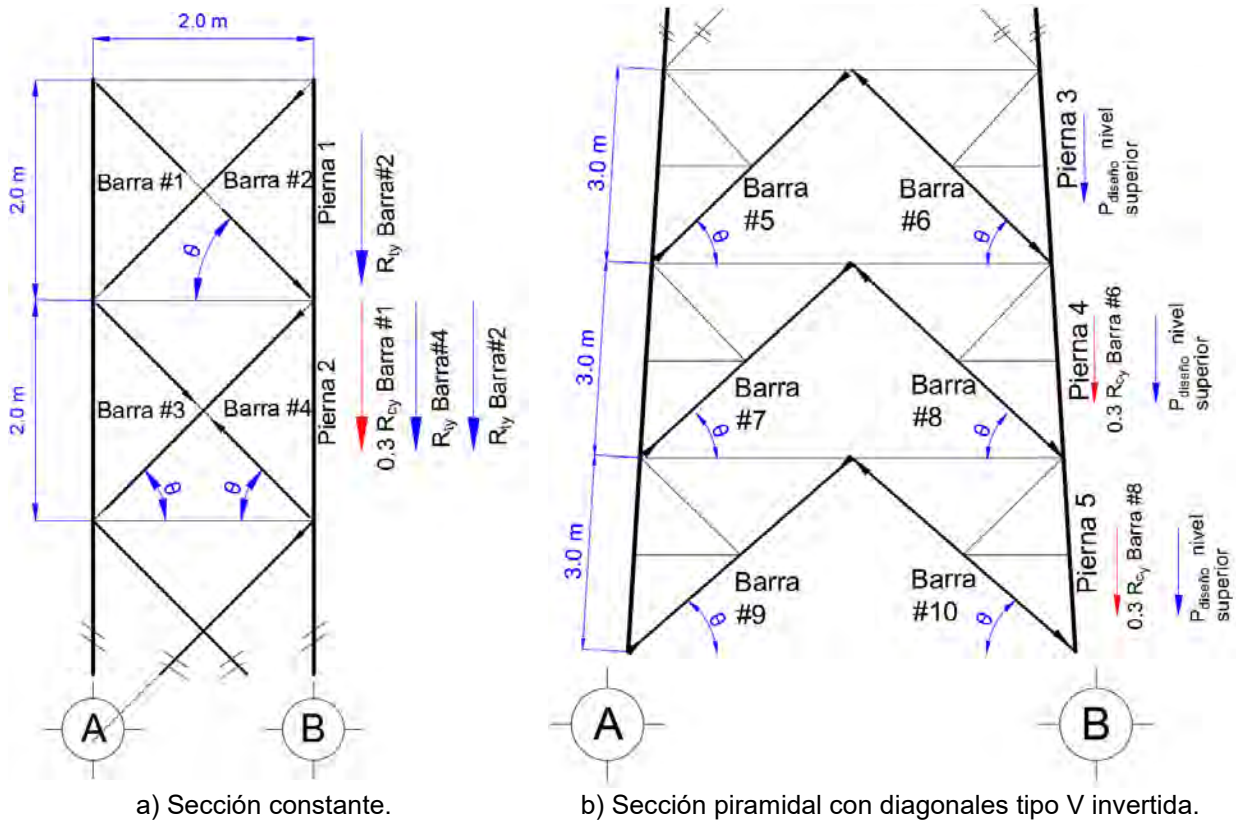


Figura 4.13 Proyección de las fuerzas resistentes de celosía a las piernas.

En las tablas 4.6 y 4.7 se muestran las magnitudes de resistencia de los perfiles que satisfacen las proyecciones de las fuerzas resistentes de la celosía, en función de las ecuaciones de las NTCM-04. También se observa la eficiencia de las piernas en compresión.

Tabla 4.6 Diseño de piernas. Modelo TA60.

Panel	Nivel (m)	Perfil seleccionado	Compresión		Tensión	Eficiencia (Compresión)
			Resistencia a compresión pandeo lateral	Resistencia a compresión pandeo por torsión o flexotorsión	Estado límite de flujo plástico	
			R _c (kg)	R _{c'} (kg)	R _t (kg)	%
19	59.94	L4X1/2	55,613	75,333	76,557	21.1%
18	57.94	L4X1/2	55,613	75,333	76,557	43.6%
17	55.94	L4X1/2	55,613	75,333	76,557	64.7%
16	53.94	4L2-1/2X1/2	100,488	129,791	132,066	47.5%
15	51.94	4L2-1/2X1/2	123,461	178,181	183,483	48.1%
14	49.94	4L2-1/2X1/2	123,461	178,181	183,483	65.7%
13	47.94	4L4X1/2	266,734	280,720	306,227	39.1%
12	45.94	4L4X1/2	266,734	280,720	306,227	47.2%
11	43.94	4L4X1/2	266,734	280,720	306,227	55.3%
10	41.94	4L4X1/2	245,992	279,592	306,227	69.8%
9	39.54	4L4X3/4	298,870	429,560	444,155	64.3%
8	36.37	4L4X3/4	322,053	429,827	444,155	65.7%
7	33.48	4L6X5/8	488,861	513,364	582,084	50.4%
6	30.23	4L6X5/8	375,332	505,610	582,084	70.3%
5	25.39	4L6X5/8	408,496	507,388	582,084	65.1%
4	21.01	4L6X5/8	330,990	503,528	582,084	80.1%
3	15.53	4L6X5/8	340,435	503,950	582,084	78.0%
2	10.19	4L6X5/8	351,034	504,437	582,084	75.7%
1	5.01	4L6X5/8	363,036	505,005	582,084	73.3%

Tabla 4.7 Diseño de piernas. Modelo TA80.

Panel	Nivel (m)	Perfil seleccionado	Compresión		Tensión	Eficiencia (Compresión)
			Resistencia a compresión pandeo lateral	Resistencia a compresión pandeo por torsión o flexotorsión	Estado límite de flujo plástico	
			R _c (kg)	R _{c'} (kg)	R _t (kg)	%
28	83.92	L4X3/4	79,292	110,729	111,039	14.8%
27	81.92	L4X3/4	79,292	110,729	111,039	30.6%
26	79.92	L4X3/4	79,292	110,729	111,039	45.4%
25	77.92	L4X3/4	79,292	110,729	111,039	60.2%
24	75.92	4L3X3/8	129,880	156,173	172,094	48.2%
23	73.92	4L3X3/8	129,880	156,173	172,094	60.2%
22	71.92	4L3X3/8	129,880	156,173	172,094	71.7%
21	69.92	4L3X3/8	129,880	156,173	172,094	88.4%
20	67.92	4L3-1/2X1/2	219,622	248,991	265,734	62.4%
19	65.92	4L3-1/2X1/2	219,622	248,991	265,734	72.3%
18	63.92	4L3-1/2X1/2	219,622	248,991	265,734	85.9%
17	61.92	4L3-1/2X1/2	219,622	248,991	265,734	99.8%
16	59.92	4L5X5/8	443,461	443,831	478,321	56.2%
15	57.92	4L5X5/8	443,461	443,831	478,321	62.9%
14	55.92	4L5X5/8	443,461	443,831	478,321	69.6%
13	53.92	4L5X5/8	455,901	445,925	478,321	77.0%

12	52.22	4L5X5/8	446,029	444,194	478,321	81.4%
11	50.28	4L5X5/8	378,816	438,887	478,321	99.9%
10	47.20	4L6X1	744,202	864,781	898,434	55.6%
9	43.77	4L6X1	577,135	860,881	898,434	79.1%
8	38.80	4L6X1	619,669	861,674	898,434	78.9%
7	34.22	4L6X1	668,629	862,714	898,434	76.7%
6	30.08	4L6X1	529,808	860,080	898,434	96.8%
5	24.66	4L6X1	544,829	860,327	898,434	95.6%
4	19.38	4L6X1	561,493	860,608	898,434	94.3%
3	14.26	4L6X1	580,050	860,932	898,434	92.6%
2	9.32	4L6X1	600,300	861,302	898,434	90.7%
1	4.56	4L6X1	621,880	861,717	898,434	88.7%

La configuración final de los modelos se puede observar en las figuras 4.14 y 4.15, correspondientes a los modelos TA60 y TA80, respectivamente.

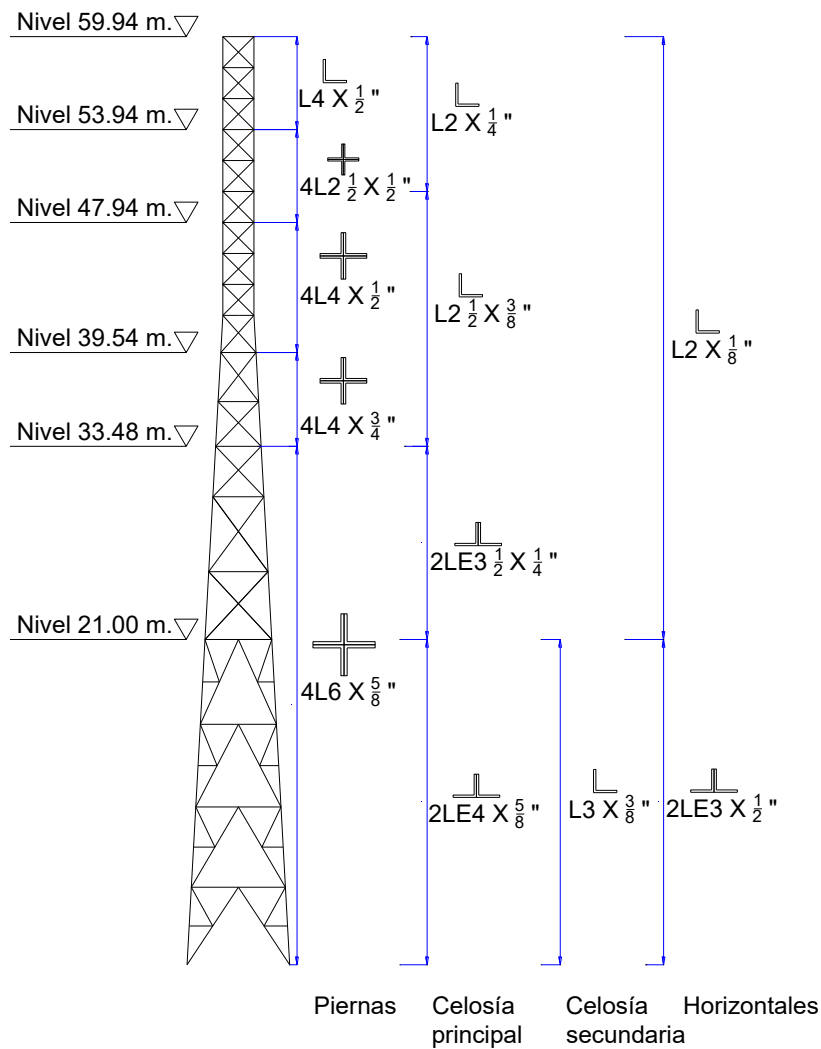
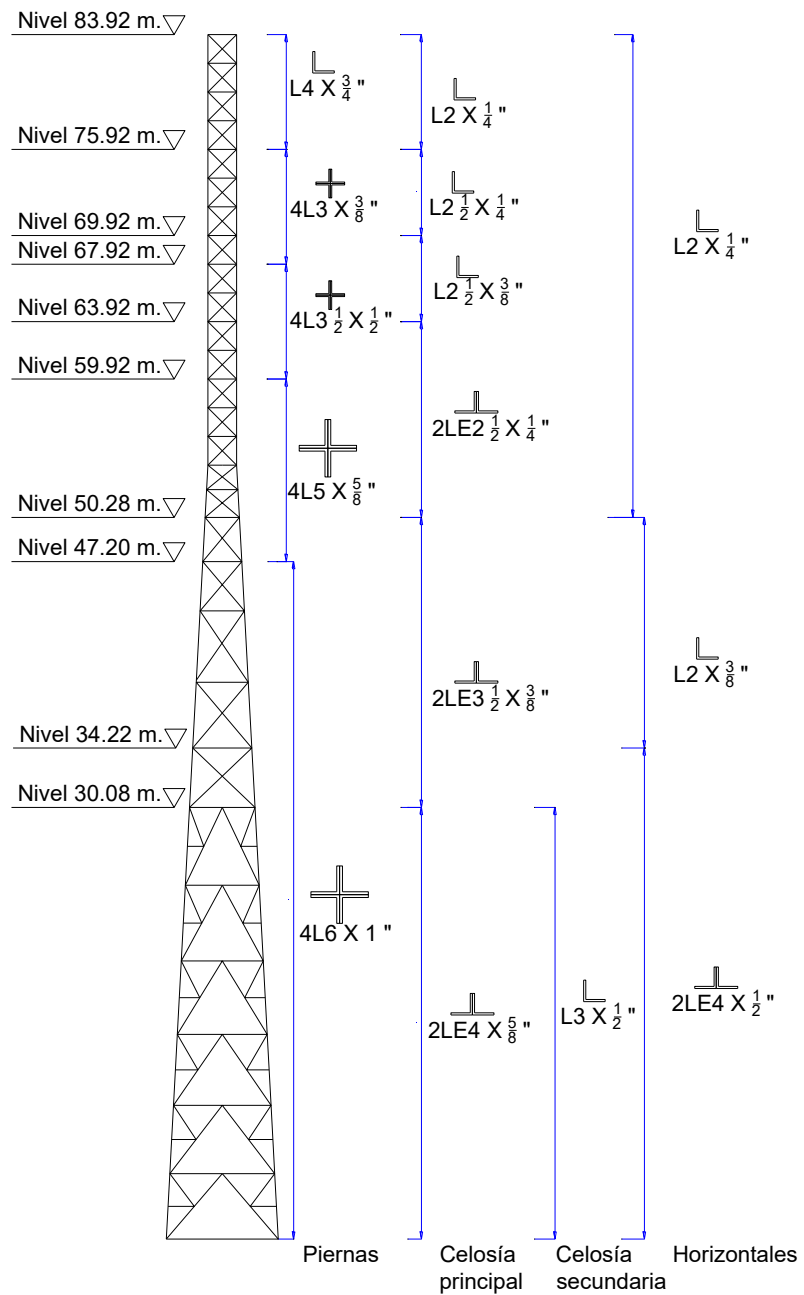


Figura 4.14. Configuración modelo TA60.



4.15. Configuración del modelo TA80.

4.3 Conclusiones

En este capítulo se muestran los resultados del diseño por capacidad de dos torres autosoportadas de sección cuadrada de 59.94 y 83.92 metros de altura, nombradas como TA60 y TA80, respectivamente.

La metodología propuesta para el diseño se centra en la aplicación de la filosofía de diseño por capacidad a los modelos de torres de celosía. El proceso de diseño planteado proporciona una eficiencia aceptable de los perfiles de los elementos estructurales empleados en la configuración de la torre.

Las ecuaciones aproximadas para determinar áreas sólidas y relación de solidez proporcionan una aproximación muy conservadora, debido a que la ecuación esta propuesta en función de las características de la torre de Chetumal, Q. Roo. Analizada en el capítulo 4, la cual representa una torre situada en una de las ciudades del país con la velocidad regional más alta considerada por el MOC-CFE-08. Sin embargo, es una buena opción para comenzar el diseño, dado que proporciona un patrón de cargas inicial muy útil para comenzar, dado que en las siguientes iteraciones los patrones de carga se estabilizan debido al diseño de los elementos en la búsqueda de la más alta eficiencia.

El comportamiento estructural esperado, de acuerdo al diseño, prevé que la celosía resista las fuerzas equivalentes de acuerdo al patrón de cargas establecido en base con el MOC-CFE-08. Se buscó que en la selección de los perfiles para los elementos, se obtuviera la máxima eficiencia, sin olvidar la practicidad requerida para la fabricación y montaje en campo, la que requiere que los niveles de la estructura o paneles sean constituidos por perfiles del mismo ancho y espesor, en medida de lo posible. Una vez seleccionados los perfiles para la celosía resistente, las piernas resisten la proyección de la resistencia de la celosía (compresión y tensión), situación que se espera que impida el colapso ante cargas de viento intensas que superen la velocidad de diseño.

La celosía fue diseñada con un acero estructural de menor resistencia que el considerado para los elementos pierna, con el objetivo de no obtener piernas muy robustas, lo cual resultó apropiado de acuerdo con la configuración final de los modelos, los cuales se encuentran cercanos a los que podemos encontrar en la práctica.

El proceso iterativo puede resultar un tanto tedioso, sin embargo es altamente eficiente si se toma en cuenta alguna de los puntos adicionales siguientes:

- Diseñar los elementos estructurales con perfiles de espesores intermedios y vigilando que la eficiencia se encuentre entre el 75% y 85% de la condición más desfavorable, esto con el objetivo de prever un aumento en las cargas para la siguiente iteración, en la que los perfiles puedan seguir satisfaciendo las demandas.
- No utilizar perfiles en la celosía que se encuentren con una baja eficiencia, ya que acumulan efectos que pueden sobredimensionar las piernas.
- Para cada iteración vigilar que la capacidad de los elementos este controlada en mayor medida por el espesor de los perfiles en vez del ancho de los elementos.

CAPÍTULO 5

ASPECTOS DE MODELADO
INELÁSTICO

5.1 Introducción

Los modelados en los programas de análisis estructural, dependen de la eficacia con la que se reproduzcan las condiciones y características de la estructura en campo. La evaluación correcta de la capacidad de los elementos estructurales es fundamental, debido a que la aparición del comportamiento inelástico influye en manera importante en la predicción del mecanismo de colapso y la capacidad de toda la estructura.

Para el caso de torres de celosía la predicción de la capacidad de los elementos de celosía trasciende a la estimación adecuada de la capacidad de deformación de los entrepisos y, en consecuencia, en la evaluación de la magnitud de la rigidez lateral del sistema que conforma la estructura.

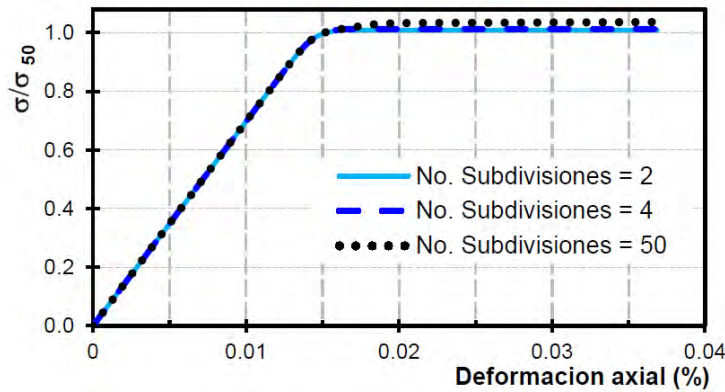
Como se discutió en el capítulo anterior, en el comportamiento de la estructura se espera que el daño comience por el pandeo generado por la compresión en la celosía y las deformaciones inelásticas de la celosía se concentren en las piernas. Después del pandeo, la resistencia a compresión disminuye hasta una resistencia post-pandeo, donde se forma una articulación al centro del claro. Luego, se espera que los elementos de celosía fluyan debido a las cargas en tensión ($P = R_t$) (Tapia *et al.* 2016).

OpenSees (Mazzoni *et al.* 2006) es un programa orientado a objetos con código abierto para la simulación de la respuesta de estructuras y sistemas geotécnicos ante diversas demandas. La estructura de programación permite la selección de una variedad de elementos estructurales y su transformación geométrica, además de múltiples selecciones de comportamiento en función al tipo de material con sus respectivas características propuestas y desarrolladas por varios autores. La respuesta de los modelos puede ser evaluada a través de análisis inelásticos ante carga monótonamente creciente y análisis dinámicos no lineales. En los análisis estáticos, la capacidad de los elementos se estudia como elemento aislado mediante la aplicación de una carga en compresión que se incrementa monótonamente. En los análisis dinámicos, la sección transversal de los elementos se discretiza por medio de fibras para incluir la plastificación progresiva de las secciones de los elementos estructurales.

Los efectos de segundo orden se incluyen comúnmente mediante una subdivisión del elemento en subelemento, lo que pretende estimar la capacidad de pandeo e incluir la variación de la deformación a lo largo del elemento (Tapia y Tena, 2013). Una cantidad de subelementos pequeña puede estar asociado a una imprecisión de la respuesta del elemento, mientras que una cantidad grande de subelementos requerirá de una gran e innecesaria capacidad computacional. Además el tiempo de cómputo será directamente proporcional al número de subdivisiones de los elementos estructurales.

Para la evaluación del número de divisiones podemos observar la figura 5.1, en la cual se muestran las curvas de capacidad de análisis no lineales ante carga en compresión monótonamente creciente de un contraviento biarticulado con una relación de esbeltez $kL/r=52$. En la tabla de la figura 5.1 se puede observar la asociación del error en función con el número de divisiones del elemento, donde la condición menos favorable para los análisis es el caso de 2 divisiones con un error del 2.68%, mientras que a partir de 8 divisiones, la respuesta se considera acertada con un error mínimo. A pesar de ello es común encontrar estudios de elementos

similares con 10 y 20 divisiones o subelementos con fundamento en el cálculo de las transformaciones geométricas de los desplazamientos.

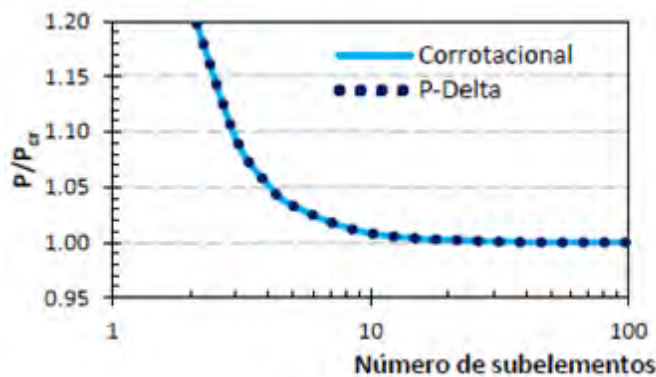


Número de divisiones	Esfuerzo (MPa), $\sigma_{max}=P_{max}/A$	Porcentaje de error, P_{max}/R_c
2	319.88	1.0268
4	321.09	1.0232
8	328.70	1.0000
10	328.70	1.0000
20	328.70	1.0000
50	328.70	1.0000

Figura 5.1 Estudio de la influencia del número de subdivisiones (adaptada de Tapia *et al.* 2016).

En programas como el *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006), los desplazamientos en ejes globales se calculan a través de una transformación geométrica de las condiciones locales que usualmente puede ser de forma lineal, con efectos $P-\Delta$ y corrotacional (como el caso del estudio de la figura 5.1). La transformación $P-\Delta$ actualiza en cada paso los desplazamientos de los grados de libertad del nodo extremo del elemento; mientras que la transformación corrotacional, además actualiza en cada paso la orientación del eje local del elemento ante la aplicación de la carga.

Denavit y Hajjar (2013) desarrollaron un estudio comparativo de la determinación de los desplazamientos en ejes globales a partir de análisis no lineales con carga estática monótona creciente para el caso de contravientos sometidos a carga axial usando tres tipos de transformaciones geométricas en un elemento biarticulado de 152 cm de longitud (figura 5.2). De forma similar al caso anterior, el caso de los modelos divididos entre 1 y 5 elementos, presenta un porcentaje de error de entre 21.59 % y 0.83% respectivamente, para el caso de transformación corrotacional. Para el caso de transformación $P-\Delta$, los resultados son muy similares.



Número de elementos	P/R_σ	
	Corrotacional	P-Delta
1	1.2159	1.2158
2	1.0943	1.0943
3	1.0524	1.0524
4	1.0333	1.0333
5	1.0083	1.0082
10	1.0009	1.0009
30	1.0001	1.0001
100	1.0000	1.0000

Figura 5.2 Resultados de análisis en función del número de elementos y la transformación geométrica (adaptada de Tapia *et al.* 2016).

Los resultados de la influencia de la cantidad de subelementos en el comportamiento de los ciclos histeréticos demuestran con base en los resultados de un estudio, que la cantidad de

elementos adquiere importancia en ciclos subsecuentes al primero, sobre todo en el caso de elementos con pocas divisiones en el que las diferencias en la deformación son significativas. El elemento del estudio corresponde a una sección cajón cuadrada de perfil OR 15.2 cm x 1.27 cm con una longitud no arriostrada de 453 cm y una relación kL/r igual a 128.4 con apoyos articulados y cinco puntos de integración. Salawdech y Goggins (2013) proponen el uso de por lo menos ocho subelementos para describir satisfactoriamente el comportamiento no lineal del contraviento en ciclos posteriores al pandeo, a su vez, el incremento en el número de puntos de integración facilita el proceso de modelado y disminuye el esfuerzo computacional. Por lo tanto la cantidad de subelementos necesarios dependerán del objetivo del análisis: ocho elementos son suficientes para modelar correctamente la respuesta inelástica en ciclos histeréticos.

La transformación $P-\Delta$ y la transformación corrotacional son similares cuando se pretende estudiar los primeros ciclos inelásticos. Para los ciclos subsecuentes, los resultados con modelos con desplazamientos pequeños ($P-\Delta$) podrían estar relacionados con un colapso en el que el programa es capaz de armar la matriz de rigidez pero los resultados no tienen apego con un fenómeno físicamente posible.

Los perfiles de acero estructural no son perfectamente rectos debido al proceso de fabricación, transporte, almacenaje y montaje. La deformación máxima permisible al centro de la longitud no arriostrada L en los manuales especializados es de $0.001L$ (AISC-303-10, 2010, IMCA 2014) y se modelan con una configuración deformada en forma parabólica. Cuando los modelos no consideran una deformación inicial, la carga máxima resistente del elemento tiende a la fuerza axial que ocasiona la plastificación del contraviento. Esto implica que los programas de análisis no lineal no son capaces de identificar el pandeo elástico por compresión, tal que debe ser incluido en el modelo a través de una deformación inicial que propicie la inestabilidad. En análisis de estudios de contravientos se observa que la deformación inicial tiene poca influencia sobre la magnitud de la deformación inicial en los primeros ciclos histeréticos, sin embargo, algunos autores señalan que en análisis dinámicos la imperfección inicial modelada afecta el mecanismo de colapso y tiene un impacto en los parámetros de respuesta de la estructura ante cargas laterales.

La discretización de la sección transversal permite modelar la plastificación progresiva de la sección transversal a lo largo de los análisis inelásticos. Sin embargo, una mayor cantidad de fibras está relacionada con un mayor tiempo y trabajo de cómputo. En la figura 5.3 se muestran las curvas esfuerzo deformación unitaria, con la carga axial normalizada con la capacidad teórica en compresión de un elemento contraviento de sección transversal cajón OR 254 mm x 12.7 mm, con una longitud no arriostrada de 360 cm. Aunque los resultados muestran escasa diferencia entre las discretizaciones, el mayor error está asociado a la discretización con 4 elementos, correspondiente al 0.5%. Los resultados convergen a partir del modelado con 16 fibras. Estas condiciones corroboran los resultados de algunas investigaciones similares recientes. Izvernari (2007) demuestra en su trabajo que una discretización, para miembros de contraviento típicos, con base en ocho subelementos por elemento y 16 fibras en la sección transversal. Izvernari (2007) concluye en el que el uso del modelo constitutivo de Giuffré-Menegotto-Pinto es adecuado para obtener una respuesta más realista del comportamiento histerético del sistema estructural. Además Izvernari (2007) afirma que la discretización de fibras no afecta la respuesta global de estructuras, por lo que no amerita usar el tiempo de cómputo en un detallado complejo de la sección transversal. Estos resultados coinciden con la discusión en investigaciones recientes (Rozon *et al.* 2008, Tapia y Tena 2011, Chen y Tirca 2013, Garcia y Tapia 2015).

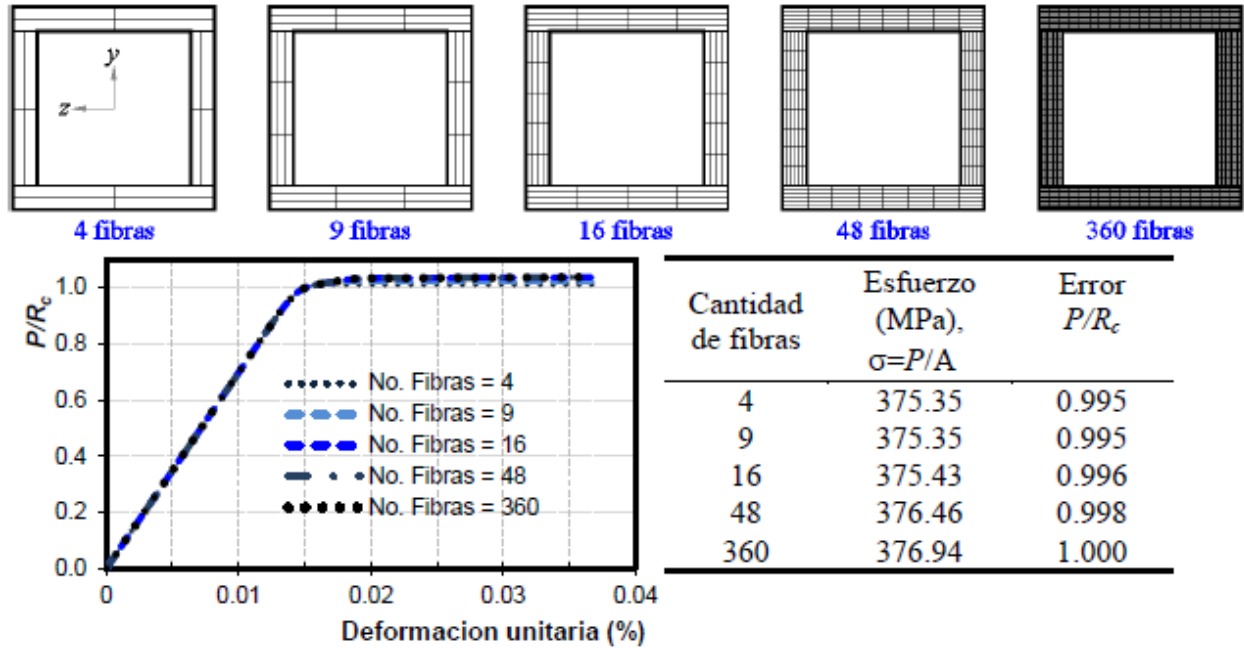
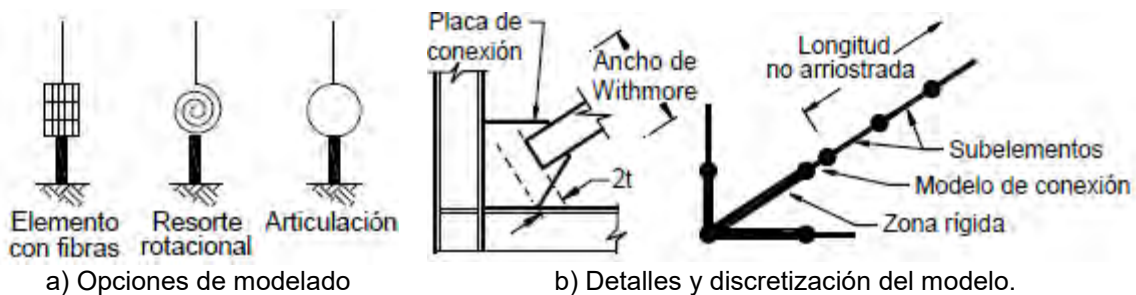


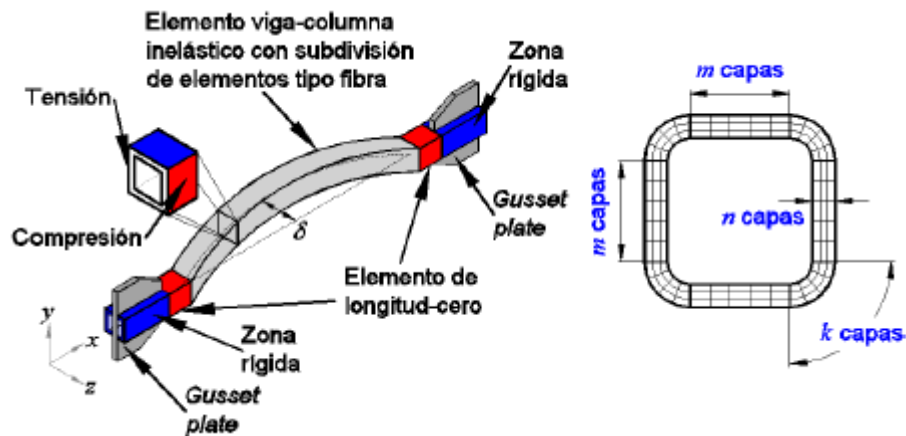
Figura 5.3 Influencia del número de fibras por placa en un perfil OR (adaptada de Tapia *et al.* 2016).

En los programas de análisis no lineal, el modelado de las placas de conexión puede realizarse en tres formas:

- Mediante resortes rotacionales como una representación de la rigidez de la placa.
- Con elementos de longitud finita con una sección transversal modelada con fibras.
- Usando una articulación en los extremos.

De acuerdo a investigaciones recientes, se recomienda el uso de elementos con una longitud de dos veces el espesor de la placa, con el propósito de tomar en cuenta la posibilidad de que la articulación plástica se desarrolle en la placa de conexión. Terzic (2013) demuestra que el modelo de conexiones con elementos fibra y resortes rotacionales determinan con mucha exactitud la capacidad de elementos estructurales como contravientos, además menciona que los elementos fibra tienen la ventaja de ser más fáciles de modelar. Los modelos de los elementos fibra y resortes pueden conectarse por medio de un elemento de longitud cero (*Zero Length*), el cual debe contener las características mecánicas de la placa de conexión.





c) Modelado con elementos de longitud cero y zona rígida.

Figura 5.4 Modelado y discretización con elementos fibra y resortes rotacionales (adaptada de Tapia *et al.* 2016).

En general, la respuesta y cantidad de ciclos histeréticos no se ve influenciada por el tipo de conexión modelada, sin embargo, el uso de elementos fibra desarrolla ciclos más estables con una magnitud de distorsión menor. Este resultado es relevante cuando los modelos se usan en análisis que pretenden establecer la capacidad ante cargas laterales de estructuras, puesto que los modelos con articulaciones y resortes podrían relacionarse con demandas laterales que la estructura no desarrollaría en realidad. La conexión articulada representa la condición más crítica físicamente posible.

En el programa de análisis no lineal *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006), el modelo del material considera los efectos de ciclos de fatiga por medio de la acumulación del daño en el elemento a partir de la amplitud de las deformaciones unitarias. Una vez que el modelo del material del sistema estructural con fatiga alcanza un nivel de daño igual a 1.0, la fuerza (o esfuerzo) del material fuente tiende a cero. La acumulación de la deformación en cada ciclo utiliza un modelo lineal usando relaciones que describen la falla por fatiga, lo que no afecta la relación esfuerzo-deformación del material.

De acuerdo a investigaciones recientes, los ciclos histeréticos de los elementos, en su mayoría, son significativamente similares sin contar el tipo de conexión modelada. Los modelos con fatiga en el material son incapaces de desarrollar ciclos adicionales estables y están relacionados con deformaciones por acortamiento mucho más grandes que los elementos sin modelos de fatiga del material. La inclusión de modelos de fatiga en el material tiene muy poca influencia en los elementos diagonales que tienen conexiones modeladas mediante un elemento con fibras. Por otro lado, el uso de elementos diagonales (contraventeos o elementos de celosía) modelados bi-articularmente desarrollan deformaciones laterales mayores que los modelados con elementos con fibras.

En programas de análisis, la definición de la curva esfuerzo – deformación del material, la pendiente que establece el incremento de resistencia debido al endurecimiento por deformación, se define mediante el producto del módulo elástico E por una variable b ($E_{sh} = bE$). Con base en los resultados de un experimento con 38 probetas, reportado en el FEMA355A (2000), la magnitud promedio b_{prom} recomendada es igual a 0.0131, con límites inferior y superior de 0.0075 y 0.0165, respectivamente. El endurecimiento por deformación tiene influencia proporcional a la

magnitud de la variable b , especialmente en los últimos ciclos en tensión cuando se estudia la respuesta del elemento de manera aislada y cuando se evalúa la rigidez lateral de la estructura. Cuando se utiliza una magnitud de b menor, el modelo desarrolla la mayor deformación axial, puesto que tiene una menor capacidad en los últimos ciclos, lo que ocasiona que la estructura en su conjunto desarrolle un mayor desplazamiento lateral. Cuando se utiliza una magnitud de b mayor, el modelo tendrá ciclos más estables, pero representa un escenario poco conservador de la respuesta del material. Tapia *et al.* 2016 proponen considerar la sobrerresistencia por endurecimiento por deformación en el intervalo de entre 0.001 y 0.01. Además de la propuesta de un factor que estima la sobrerresistencia del material en un intervalo de entre 1.01 y hasta 1.33, en función del tipo de acero y el perfil estructural, esto con base en los resultados de un estudio estadístico de certificados de calidad de laboratorio de varios tipos de acero.

En los programas de análisis estructural es necesario definir un número de puntos de integración a través del elemento, con el objetivo de determinar las fuerzas internas. Los puntos de integración establecen la integración numérica para representar la distribución de la plasticidad en la longitud considerada del elemento. Uriz (2005) establece que el uso de tres puntos de integración es suficiente para simular adecuadamente la respuesta inelástica, ya que la cantidad de puntos tiene poca influencia en el comportamiento histerético. D’Aniello *et al.* (2015) sugiere el uso del método de integración de Gauss-Lobatto, en el que el primer y último punto de integración siempre coinciden con el extremo de las secciones, lo que es muy conveniente para el caso de elementos brazo o celosía, debido a que las máximas fuerzas internas se desarrollan al final del elemento. En la figura 5.5 se muestra esquemáticamente la distribución de los puntos de integración considerados por D’Aniello *et al.*(2015) en su estudio.

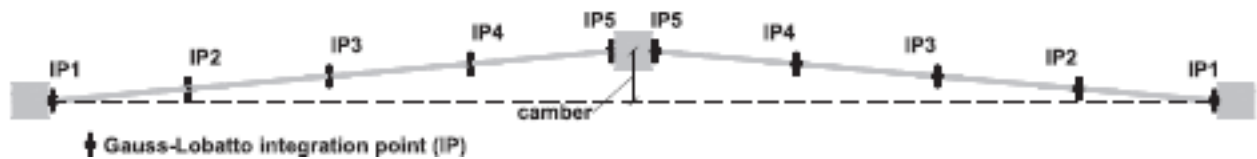


Figura 5.5 Modelo de brazo implementado en el estudio, adaptada de D’ Aniello *et al.* (2015).

Otros estudios recientes confirman que existe una similitud en el efecto que ocasiona la cantidad de puntos de integración y los subelementos que conforman el elemento en la estimación de la carga resistente en compresión. Los elementos que están modelados con una limitada cantidad de puntos de integración y subelementos pueden estar asociados a incongruencias físicas que alteran los resultados de los análisis de forma errónea. Además, con base en investigaciones recientes, se requiere una deformación inicial mucho mayor a la permisible para estimar correctamente la capacidad en compresión, lo que es físicamente poco convencional, sin embargo denota la necesidad de mejorar el modelo mediante el incremento en la cantidad de puntos de integración y subelementos que conformaran al elemento.

El material puede aportar una sobrerresistencia adicional por el efecto de la diferencia que hay entre el esfuerzo teórico y el esfuerzo que realmente alcanza el acero. En las recomendaciones del AISC 341-10 (2010), los esfuerzos se modifican a través de los factores R_y y R_t , los cuales están basados con base en ensayos a perfiles laminados y placas de diferentes tipos y grados de acero, que sin embargo, no precisamente serian equivalentes al mercado nacional de estructuras metálicas, por lo que la aplicación indiscriminada de estos factores podría desencadenar en resultados poco acertados. Tapia *et al.* (2016) realizaron un estudio estadístico

sobre los esfuerzos de fluencia y último de perfiles laminados (secciones I, ángulo, placas y canal) de 1756 certificados de calidad de laboratorios de fabricantes de acero nacionales (Gerdau, Altos hornos de México, etc.) y extranjeros con el propósito de obtener una estimación conservadora de la sobrerresistencia del material en México. En la tabla 5.1 se observan los resultados del estudio estadístico para la determinación del factor de sobrerresistencia del material para diversos tipos de acero estructural, con la característica estadística del 2% de error muestral.

Tabla 5.1 Determinación de la propuesta de estimación con error muestral del 2% adaptada de Tapia *et al.* (2016).

Aplicación	Esfuerzo de fluencia			Esfuerzo último		
	μ_y	σ_y	$R_y = \mu_y - \sigma_y$	μ_u	σ_u	$R_u = \mu_u - \sigma_u$
Perfiles laminados en caliente						
ASTM A36	1,454	0.125	1.329	1.259	0.087	1.173
ASTM A529 Gr. 50	1,139	0.049	1.091	1.210	0.044	1.166
ASTM A500 Gr. B	1,223	0.099	1.125	1.224	0.133	1.112
ASTM A572 Gr. 50	1,197	0.074	1.123	1.167	0.044	1.123
Placas de acero						
ASTM A36	1,217	0.111	1.107	1.178	0.041	1.137
ASTM A572 Gr. 50	1,160	0.077	1.082	1.170	0.054	1.116

La sobrerresistencia del material no es la única fuente de sobrerresistencia en estructuras de acero, por lo que en el análisis de modelos complejos es útil incluir otras fuentes de sobrerresistencia.

5.2 Modelado en *OpenSees*

En el siguiente apartado se discuten los parámetros y comandos utilizados en *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006) para los análisis inelásticos de los modelos tridimensionales de los modelos de las torres TA60 y TA80 del capítulo 4. La metodología de modelado en este programa es la siguiente:

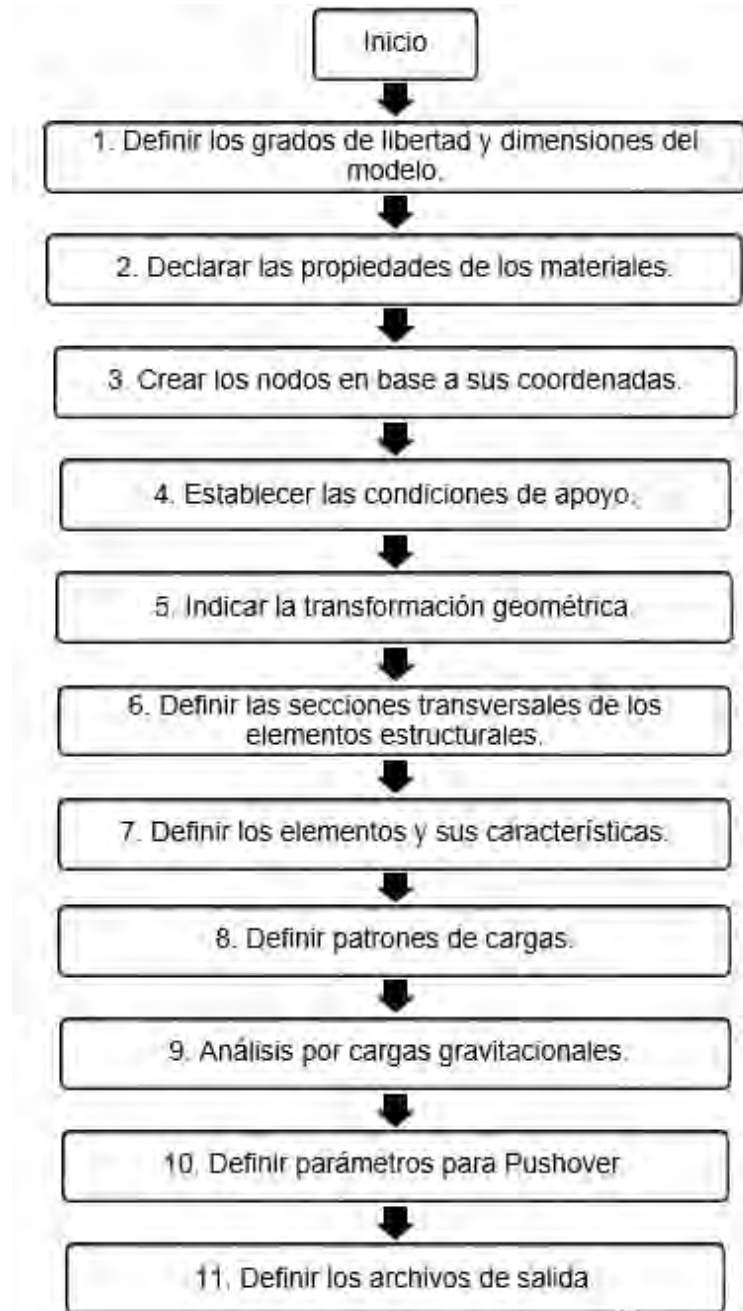


Figura 5.6 Diagrama de flujo de modelado en *OpenSees*.

5.2.1 Definir grados de libertad y dimensiones del problema

Consiste en construir los objetos de la estructura, mediante el siguiente comando:

```
model BasicBuilder -ndm $ndm <-ndf $ndf>
```

Donde $\$ndm$ son las dimensiones del problema (1,2 o 3) y $\$ndf$ es el número de grados de libertad por nodo de la estructura (1,3 o 6). Para los modelos se utilizó $ndm = 3$ y $ndf = 6$, por tratarse de modelos en tres dimensiones.

5.2.2 Declaración de las propiedades de los materiales

Consiste en definir el tipo de material para la estructura. El objeto en esta instrucción representa la relación esfuerzo-deformación. Todos los materiales en la librería del programa están respaldados por resultados de distintas investigaciones. Para los modelos de este trabajo se utilizó el siguiente comando:

```
UniaxialMaterial Steel02 $matTag $Fy $E $b $R0 $cR1 $cR2
```

Donde $\$MatTag$ es la etiqueta de número entero que identifica el material, $\$Fy$ es la magnitud del esfuerzo de fluencia, $\$E0$ es la tangente elástica inicial, $\$B$ coeficiente de endurecimiento por deformación y $\$R0$, $\$CR1$ y $\$CR2$ son los parámetros para controlar la transición del intervalo elástico a plástico, los valores recomendados son $\$R0 =$ entre 10 y 20, $\$cR1 = 0.925$, $\$cR2 = 0.15$.

Steel02 es un material que se usa para construir un objeto con acero de acuerdo a la investigación de *Giuffre-Menegotto-Pinto*, de comportamiento uniaxial con endurecimiento por deformación isotrópico.

En la figura 5.7 se observa la curva esfuerzo deformación del acero, se puede apreciar que el usuario puede definir la deformación de fluencia variando los parámetros R , por lo tanto los resultados pueden ser un poco más conservadores.

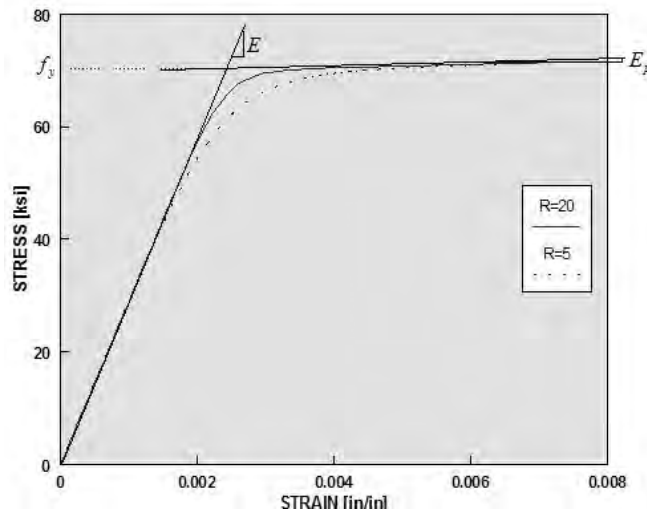


Figura 5.7 Curva esfuerzo-deformación de material *Steel02* (tomada de Mazzoni *et al.* 2006).

Para los modelos, se determinaron dos tipos de acero con la diferencia en la magnitud del esfuerzo de fluencia acero A-36 ($F_y = 2.530 \text{ ton/cm}^2$) y acero A-50 ($F_y = 3.515 \text{ ton/cm}^2$), así como un módulo elástico de $E = 2038.9 \text{ ton/cm}^2$. Por lo tanto, los materiales fueron constituidos de la siguiente forma:

```
uniaxialMaterial Steel02 3000 2.530 $Ee 0.000000001 20 0.925 0.15 0.0001 0.0001 0.0001 0.0001
```

```
uniaxialMaterial Steel02 5000 3.515 $Ee 0.000000001 20 0.925 0.15 0.0001 0.0001 0.0001 0.0001
```

5.2.3 Crear nodos y coordenadas

Consiste en definir los nodos de los elementos con base en las coordenadas que tengan, tomando en consideración el origen de los ejes al centro de la base del modelo. Para ello se usa el siguiente comando:

Node \$ nodeTag (ndm \$ coords)

Donde *\$ NodeTag* es la etiqueta del nodo con un número entero y *\$ Coords* son las coordenadas nodales de acuerdo a la consideración de ejes (en este trabajo, el orden de los ejes se utilizó *x*, *y* y *z*).

5.2.4 Establecer las condiciones de apoyo

Este comando sirve para establecer en que nodos está restringido el movimiento referente a su grado de libertad del nodo. El comando es el siguiente:

Fix \$ nodeTag (ndf \$ constrValues)

Donde *\$ NodeTag* es la etiqueta de número entero que identifica el nodo a restringir y *\$ ConstrValues* son los valores de restricción (0 o 1) correspondientes a los grados de libertad del nodo (0 desplazamiento/giro libre, 1 desplazamiento/giro restringido).

Los apoyos en los modelos siguen la representación de apoyos articulados.

5.2.5 Transformaciones geométricas

Este comando se utiliza para definir la transformación lineal de coordenadas. El comando realiza una transformación de rigidez y resistencia del sistema local a un sistema global de coordenadas. En el catálogo de opciones del programa existen tres tipos de transformación (Lineal, P-Delta y corrotacional). El comando utilizado en los modelos de este trabajo es del tipo lineal y se describe como a continuación:

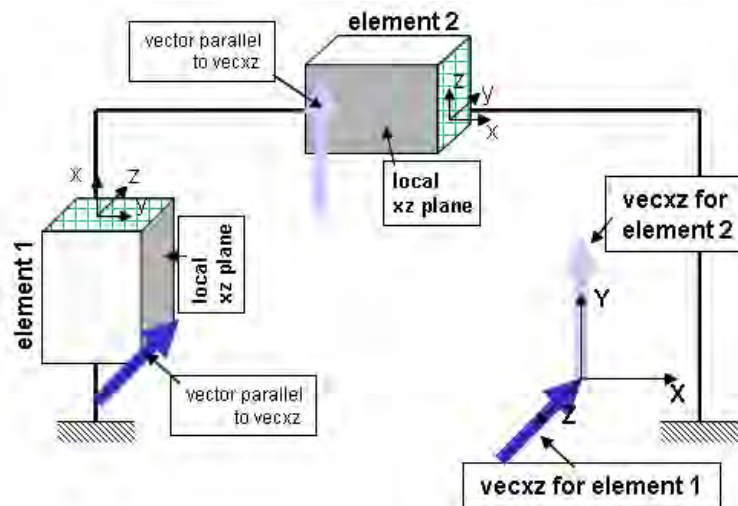


Figura 5.8 Vectores de transformación para elementos en función al plano xz (tomada de Mazzoni *et al.* 2006).

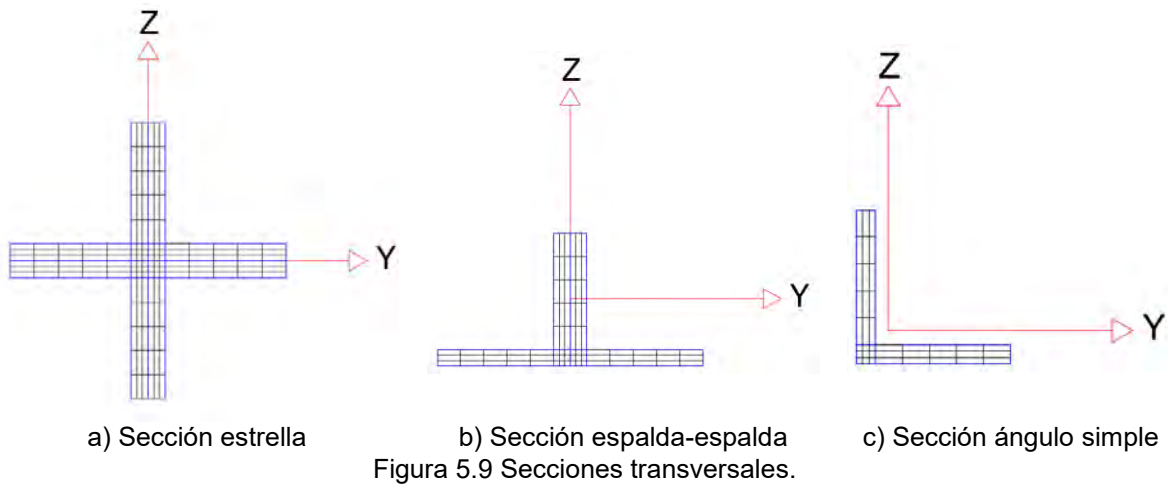
$GeomTransf\ Linear\ \$\ transfTag\ \$\ vecxzX\ \$\ vecxzY\ \$\ vecxzZ$

Donde $\$ transfTag$ etiqueta de número entero que identifica la transformación y $\$ VecxzX$, $\$ vecxzY$ y $\$ vecxzZ$ son los componentes x, y y z de $vecxz$ que es el vector usado para definir el plano x-z local del sistema de coordenadas locales (el eje Y local se define tomando el producto cruzado del vector $vecxz$ y el eje x).

5.2.6 Definición de secciones transversales de los elementos

Las secciones utilizadas para el modelado de las estructuras en este trabajo se realizó con base en fibras. Una sección fibra posee una configuración geométrica general formada por subregiones, de formas regulares. El programa contiene tres opciones de geometría para constituir las fibras denominadas *patches* (cuadriláteros, círculos o triángulos). Este comando *patch* es usado para discretizar la sección en fibras. Durante la generación de las fibras, se asocian con propiedades de los materiales y las secciones creadas mediante el comando *uniaxialMaterial*, las cuales cumplen con la teoría de vigas de Bernoulli.

En esta parte del modelado, se definen las secciones transversales de los elementos estructurales. Para los modelos en este trabajo tenemos cuatro tipos de secciones diferentes: estrella (4 ángulos LI conectados en su vértice), espalda-espalda (2 ángulos LI conectados ala con ala) y ángulo sencillo (figura 5.9).



El comando para construir secciones transversales con fibras es el siguiente:

`Patch quad $ matTag $ numSubdivIJ $ numSubdivJK $ yI $ zI $ yJ $ zJ $ yK $ zK $ yL $ zL`

Donde Tag $matTag$ etiqueta correspondiente al material previamente definido (etiqueta *UniaxialMaterial* de tipo *FiberSection*), $NumSubdivIJ$ es el número de subdivisiones (fibras) en la dirección IJ , $NumSubdivJK$ número de subdivisiones (fibras) en la dirección JK . Las variables yI y zI , son las coordenadas del vértice I (sistema de coordenadas local). Mismo caso para las variables yJ y zJ del vértice J, yK y zK del vértice K y yL y zL del vértice L (figura 5.10).

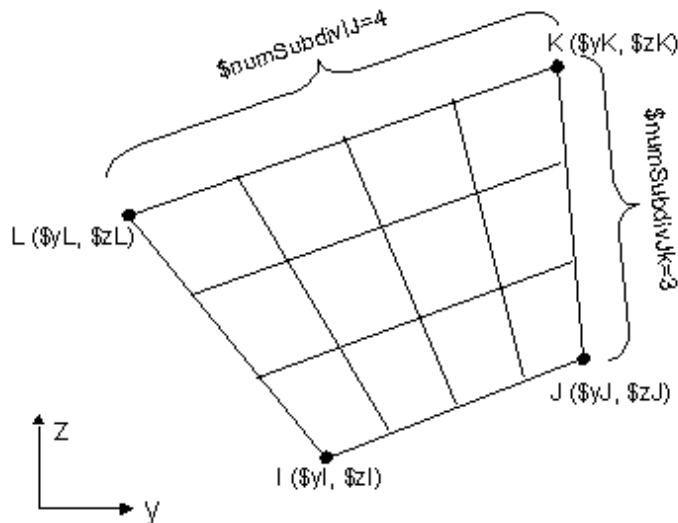


Figura 5.10 Descripción de coordenadas de comando *Patch* (tomada de Mazzoni *et al.* 2006).

Una vez que las fibras de la sección están determinadas, se agrupan para agregar características previas de elementos a una sola sección transversal del modelo. El comando *Section Agregator* puede agregar secciones definidas previamente. La estructura del comando es la siguiente:

section Aggregator \$secTag \$matTag1 \$dof1 \$matTag2 \$dof2

Donde *\$secTag* etiqueta a la sección creada, *\$matTag1* y *\$matTag2* etiquetan a los materiales definidos previamente para asignar sus propiedades mecánicas, *\$dof1* y *\$dof2* son las magnitudes para ser modeladas en la sección del elemento (*P* es la fuerza-deformación axial, *M_z* es el momento curvatura sobre el eje local z, *V_y* es el cortante-deformación a lo largo de eje local y, *M_y* es la momento curvatura sobre el eje local y, *V_z* es la cortante-deformación a lo largo del eje local z y *T* es la torsión-deformación. Para este trabajo se consideró la opción de *T* - torsión-deformación.

5.2.7 Definición de elementos y sus características

El programa *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006) cuenta con una amplia variedad de tipos de elementos para modelar los elementos estructurales que constituyen los modelos. En el caso de los modelos de este trabajo, se utilizaron elementos relacionados con la respuesta no lineal de la estructura.

Los elementos no lineales que el programa proporciona se dividen en elementos basados en fuerzas y desplazamientos. Para el caso de desplazamientos, el comando *dispBeamColumn* representa un elemento con plasticidad distribuida con distribución lineal de curvatura. En el caso de elementos basados en fuerzas existen dos opciones: elementos con plasticidad distribuida (*nonlinearBeamColumn*) y concentrada (*beamWithHinges*). En los modelos de este trabajo se consideran elementos con plasticidad distribuida.

El comando *NonlinearBeamColumn* es utilizado para elementos basados en formulaciones no iterativas y considera la propagación de plasticidad a lo largo del elemento. El comando se estructura de la siguiente forma:

element nonlinearBeamColumn \$eleTag \$iNode \$jNode \$numIntgrPts \$secTag \$transfTag

Donde *\$eleTag* es la etiqueta que identifica al elemento viga-columna no lineal, *\$iNode* *\$jNode* son los nodos inicial y final que conectan al elemento, *\$numIntgrPts* es el número de puntos de integración a lo largo del elemento, *\$secTag* es la etiqueta asociada a la definición previa del tipo de sección del elemento con el comando *Section*, *\$transfTag* es la etiqueta para definir la transformación de coordenadas con la instrucción *CrdTransf*.

Los elementos considerados en esta investigación poseen las propiedades de 5 puntos de integración, magnitud de masa despreciable, 500 iteraciones y tolerancia de 0.00001.

5.2.8 Definición de patrones de carga

En el proceso de análisis, el programa cuenta con una amplia gama de comandos para definir las cargas y ejecutar el proceso de análisis con el objetivo de obtener desplazamientos, fuerzas internas, esfuerzos y elementos mecánicos en los elementos estructurales.

El comando *Pattern Plain* es usado para determinar el patrón de cargas en el dominio. La estructura del comando es la siguiente:

```

pattern Plain $patternTag (TimeSeriesType arguments) {
load (load-command arguments)
sp (sp-command arguments)
eleLoad (eleLoad-command arguments)
}

```

Donde *\$patternTag* es la etiqueta que identifica al patrón de cargas, *TimeSeriesType arguments* es la lista en la que analiza el historial de tiempo (*TimeSeries*) asociado al patrón de cargas, *load* es la lista de comandos para crear las cargas nodales, *sp* es la lista de comandos para crear la restricción de un solo punto, *eleLoad* es la lista de comandos para crear cargas en los elementos. Los patrones de carga utilizados en este trabajo se determinaron en el capítulo 3 y 4, donde se compararon los criterios de reglamentos especializados. Con base en los resultados se eligió un patrón de cargas determinado en función a los requerimientos del MOC-CFE-CV-08.

Las cargas nodales se añaden individualmente a la definición del patrón de cargas, colocadas siempre entre los corchetes. La estructura para definir una carga nodal es la siguiente:

```
load $nodeTag (ndf $LoadValues)
```

Donde *\$nodeTag* es la etiqueta del nodo en el cual actúa la carga, *\$LoadValues* magnitudes de carga que serán aplicadas en el nodo. Las cargas aplicadas dependerán de las dimensiones del problema, grados de libertad y los ejes definidos.

5.2.9 Análisis ante cargas gravitacionales

El objeto *Analysis* es utilizado para definir qué tipo de análisis será realizado. Los análisis disponibles en el programa son: análisis estático (*Static Analysis*), transitorio (*Transient Analysis*) y transitorio variable (*Variable Transient Analysis*). Los análisis en este trabajo fueron ejecutados bajo la instrucción de análisis estático (*Static Analysis*), el cual resuelve las ecuaciones $KU=P$, sin incluir la masa o matrices de amortiguamiento.

El comando *Static Analysis* se estructura de la siguiente manera:

```
analysis Static
```

El comando no contiene en si variables que el usuario deba introducir para su ejecución, sin embargo, si el análisis requiere que los objetos por omisión reciban una modificación, los comandos se enlistan en la siguiente tabla:

Tabla 5.2 Comandos de análisis estáticos adaptada de Ibarra (2015).

Comando	Magnitud por omisión
SolutionAlgorithm, StaticIntegrator (Displacement Control, Integrator command, Load Control, Minimum Unbalanced Displacement Norm)	NewtonRaphson EquiSolnAlgo con CTestNormUnbalancewith con una tolerancia de 1e-6 y un máximo de iteraciones de 25
ConstrainHandler	PlainHandler ConstraintHandler
DOF:Numberer	RCM DOF_Numberer

LinearSOE, LinearSolver	profiled symmetric positive definite LinearSOE and Linear Solver
Integrator	LoadControl StaticIntegrator con incremento constante igual a 1.0

5.2.10 Análisis *Pushover* (no lineal estático ante cargas monótonas crecientes)

El análisis no lineal estático ante cargas monótonas crecientes *Pushover*, es un método de análisis estructural para determinar los mecanismos de colapso ante cargas crecientes. Este mecanismo de colapso puede ser determinado al detectar la formación de articulaciones plásticas, aplastamiento, pandeo o algún otro tipo de falla en elementos secundarios antes que se concentren en elementos principales como las columnas.

Para realizar un análisis de este tipo es fundamental incorporar a los modelos las propiedades inelásticas en el comportamiento del material. El análisis puede ser con base en el incremento constante del desplazamiento en cada paso del análisis, o en el aumento de la magnitud directamente de las cargas, como fue el caso de los análisis para esta investigación.

La sintaxis del análisis considerado en este trabajo mediante incremento de cargas o desplazamientos (durante la calibración) se muestra en la siguiente figura:

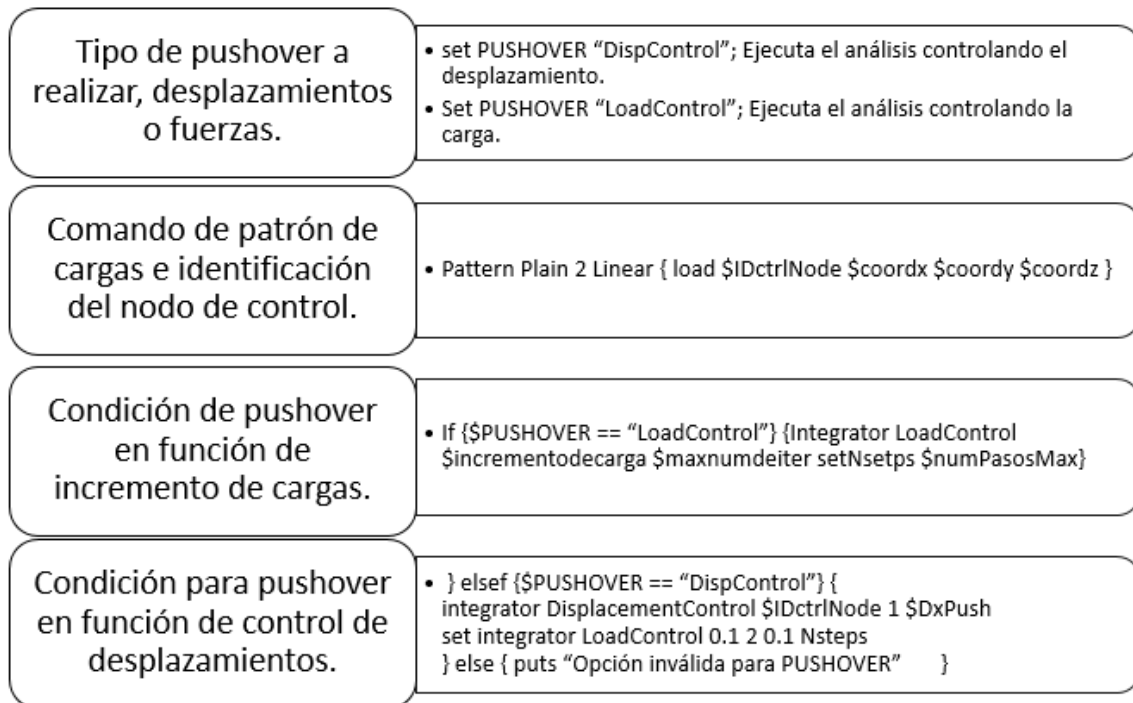


Figura 5.11 Instrucciones para análisis *pushover* (adaptada de Ibarra 2011).

5.2.11 Archivos de salida

Para obtener los resultados y el monitoreo de lo que sucede en elementos y nodos durante el análisis, el comando *Recorder* genera archivos de datos numéricos con las magnitudes de desplazamientos, fuerzas locales, esfuerzos, deformaciones, etc. En los nodos o elementos seleccionados.

La estructura del comando *Recorder* tiene la siguiente estructura:

```
recorder recorderType? arg1? ...
```

Donde *recorderType* puede referirse a *Node*, *Element*/*Section*/*Fiber* o *Graphics*.

5.3 Descripción de los modelos TA60 y TA80

Para los modelos analizados en *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006) se tomaron en consideración los puntos discutidos en la sección de introducción de este capítulo.

Una de las características del programa es la de ignorar el pandeo en elementos, situación que puede alterar la aproximación de los resultados, sin embargo, tiene una solución técnicamente sencilla que consiste en propiciar la inestabilidad mediante deformaciones iniciales que no excedan las permisibles acotadas en reglamentos y normas de diseño y construcción. Para los modelos TA60 y TA80, se propició la inestabilidad en elementos para la estimación del pandeo por compresión mediante la deformación o imperfección inicial considerada de $0.005 L$, aproximadamente de 5 milímetros por metro, para nodos en la longitud no arriostrada del elemento (figura 5.11).

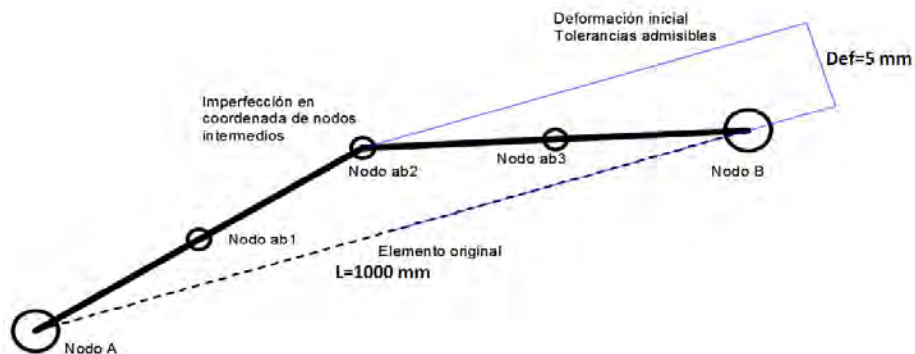


Figura 5.12 Deformación inicial.

Los modelos están diferenciados por dos secciones. En la primera sección los elementos de piernas y celosía principal de los modelos están subdivididos en 6 subelementos, mientras que en la siguiente parte los modelos se encuentran con elementos sin subdivisiones (figura 5.12).

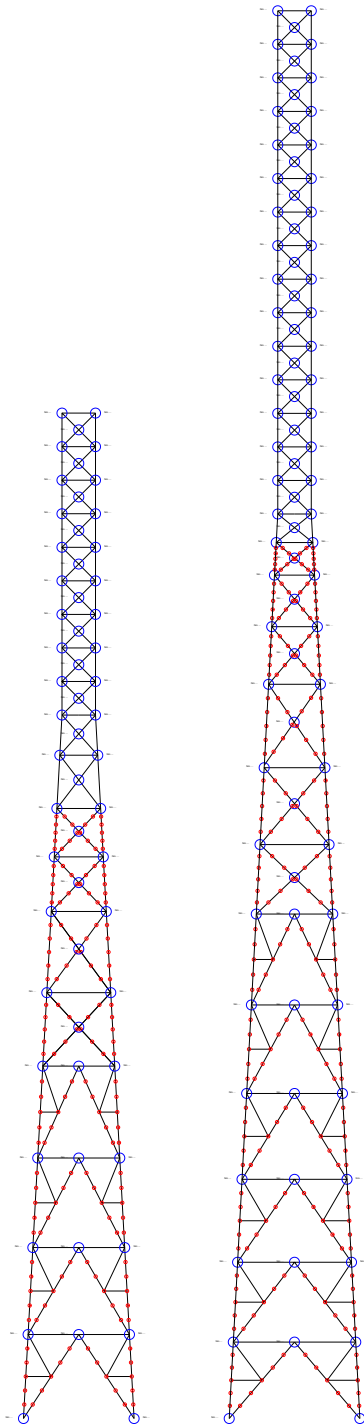


Figura 5.13 Discretización de elementos.

Los patrones de carga para el análisis *pushover* corresponden a los calculados para el diseño por capacidad de ambos modelos en el capítulo 4. Los patrones de carga siguen la siguiente descripción en función al ángulo de incidencia (figura 5.13). Los patrones de carga obtenidos, son resultado del uso de los coeficientes de arrastre sugeridos por el MOC-CFE-08,

discutidos en el capítulo 3 de esta investigación, para el caso de sección transversal cuadrada con miembros de lados planos y un ángulo de incidencia de 0° (figura 5.13a).

Para la inclusión de los otros tres casos de incidencia del ángulo de ataque de la presión del viento sobre los modelos, se utiliza el coeficiente de arrastre antes mencionado en la ecuación 5.1. Esta ecuación es una recomendación que se encuentra en *ASCE-Guidelines-90*:

$$F = q_z(C_{dn1}A_{n1}\cos^2\theta + C_{dn2}A_{n2}\sin^2\theta) \quad (5.1)$$

Donde F es la fuerza equivalente, q_z es la presión dinámica de base, C_{dn1} y C_{dn2} son los coeficientes de arrastre del viento normal a la estructura en función de la relación de solidez, A_{n1} y A_{n2} son las áreas sólidas de las caras en las que se distribuye la presión del viento con el ángulo de incidencia mayor a 0° y θ es el ángulo de incidencia del viento en la estructura.

Esta ecuación está determinada a partir de la ecuación básica de fuerza de arrastre en torres de sección cuadrada o rectangular (Holmes 2004):

$$D = C_D A_z q_z \quad (5.2)$$

Donde D es la fuerza de arrastre, C_D es el coeficiente de arrastre, A_z es el área sólida proyectada en la dirección perpendicular a la fuerza y q_z es la presión dinámica de base.

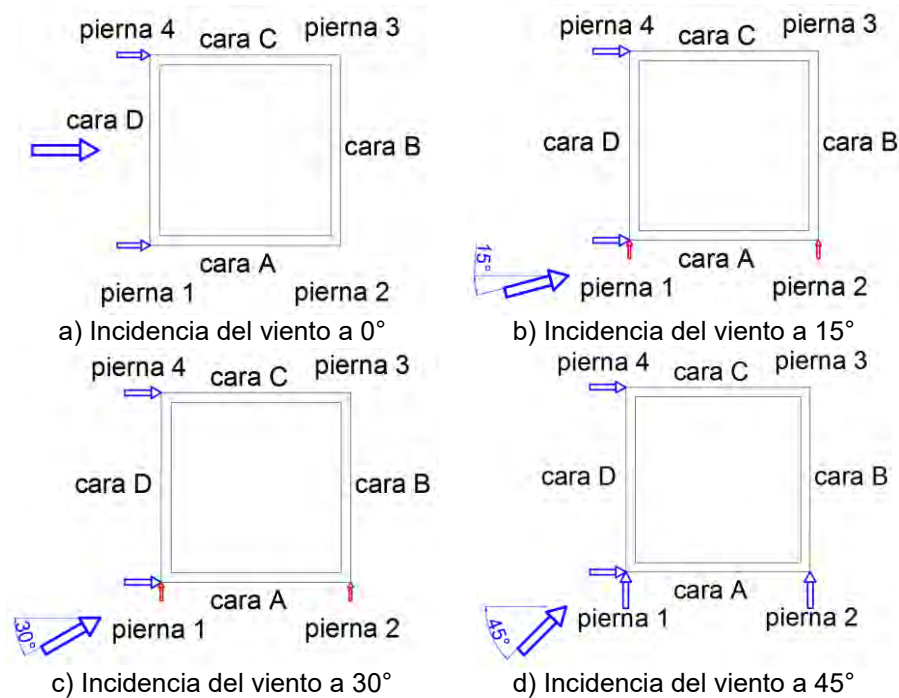


Figura 5.14 Dirección del viento para patrones de carga.

Para la aplicación de las cargas en los modelos en *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006), la ecuación 5.1 se modificó de la siguiente manera:

Para determinar las fuerzas equivalentes ortogonales a los ejes de los modelos y obtener las fuerzas aplicables a la cara D de los modelos (figura 5.13), la ecuación es:

$$F_D = q_z(C_{dn1}A_{n1}\cos^2\theta) \quad (5.3)$$

Mientras que las fuerzas equivalentes aplicables a la cara *A*, queda como se muestra a continuación:

$$F_A = q_z(C_{dn2}A_{n2}\text{sen}^2\theta) \quad (5.4)$$

De modo que en función a esta ecuación encontramos que las caras *C* y *B* resisten los patrones de cargas, siendo la cara *C* la que contiene los elementos de celosía que resistirán en mayor magnitud las cargas para los casos de carga de incidencia del viento a 0°, 15° y 30°. Para el caso de cargas del viento con incidencia a 45°, las caras *C* y *B* resisten cargas equivalentes. El elemento estructural principal donde se concentran los esfuerzos de los cuatro casos de carga es la pierna 3 y los elementos de celosía de las caras *C* y *B*, las cuales fueron monitoreadas para obtener los elementos críticos, mecanismos de colapso, desplazamientos, etc., reportados en el siguiente capítulo.

5.4 Conclusiones

El modelado en *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006), requiere de una familiarización con los comandos del programa y su estructuración, mismos que se pueden consultar en la dirección electrónica: http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Main_Page .

Para obtener resultados con una aproximación certera, es importante revisar las investigaciones recientes y estudios paramétricos con el objetivo de tomar decisiones en el diseño y modelado que se encuentren sustentados y aproximen los modelos al comportamiento real de estructuras, además de reducir el tiempo y esfuerzo computacional.

Los mecanismos de colapso en estructuras como lo son las torres de celosía autosoportadas se espera que estén guiados por el pandeo debido a compresión en elementos de celosía y piernas (concentración de daño debido a la falla de celosía), posteriormente, que algunos elementos sometidos en tensión alcancen el esfuerzo de fluencia.

Los efectos de segundo orden pueden agregarse a los elementos por medio de la subdivisión de elementos. En este trabajo, la subdivisión de elementos se realizó en seis elementos equidistantes los elementos estructurales de los 8 primeros paneles de la estructura (Piernas y celosía principal).

La transformación de ejes es importante para obtener los desplazamientos globales de la estructura. Para este trabajo fue considerada una transformación geométrica lineal.

Para incluir los efectos de pandeo en los elementos estructurales en el modelado, es importante introducir una deformación permisible en base con códigos de diseño de estructuras, con el fin de propiciar una inestabilidad que aumenta con el incremento en los patrones de carga hasta llegar al colapso. En este trabajo se consideró una deformación inicial del elemento de $0.002L$, donde L es la longitud del elemento no arriostrado.

La discretización de secciones transversales mediante el uso de fibras en el programa, permite modelar la plastificación progresiva de la sección transversal durante los análisis inelásticos. Debido a que una gran cantidad de fibras está relacionada con un mayor tiempo y trabajo de cómputo, los modelos de secciones con fibras funcionan de manera correcta y con aproximación aceptable a partir del uso de 16 fibras por sección. Para este trabajo ambos

modelos poseen tres tipos de sección transversal, de las cuales en todos los casos superan las 16 fibras.

Los puntos de integración indican al programa la integración numérica para representar la distribución de la plasticidad en la longitud del elemento, con el objetivo de determinar las fuerzas internas. Investigaciones recientes comprueban que el uso de al menos 3 puntos de integración por elemento es suficiente para representar de manera correcta la respuesta de cada elemento estructural. En este trabajo se consideraron 5 puntos de integración para todos los elementos en ambos modelos.

El material *Steel02* resume los resultados de los trabajos de investigación de *Giuffre-Menegotto-Pinto* y sugiere la mejor aproximación al comportamiento no lineal de un acero con propiedades uniaxiales y endurecimiento por deformación. La librería de materiales en el programa *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006) están sustentadas por estudios e investigaciones experimentales.

Los patrones de carga fueron adaptados con el fin de aproximar de mejor manera la aplicación de las cargas en los modelos de este trabajo. Sin embargo estas modificaciones siguen los lineamientos del MOC-CFE-08 y el ASCE7-10, por lo que no se sacrifica en seguridad.

CAPÍTULO 6

EVOLUCIÓN DEL DAÑO

6.1 Introducción

En este capítulo se discutirán los resultados de los análisis inelásticos con el programa *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006) de los modelos TA60 y TA80 que se discutieron en los capítulos anteriores. En el capítulo se centra la atención en las curvas de esfuerzo deformación de los elementos críticos, con el fin de determinar el mecanismo de colapso que se origina en los modelos tras la aplicación de las cargas laterales en el análisis estático ante cargas monótonas crecientes en cuatro casos de incidencia del viento: viento a 0.0° (perpendicular a la cara), viento a 15° , viento a 30° y viento a 45° (viento en esquina). En la figura 6.1 se muestran los ángulos de incidencia que se consideraron en este estudio y la nomenclatura de los apoyos y las caras de la torre.

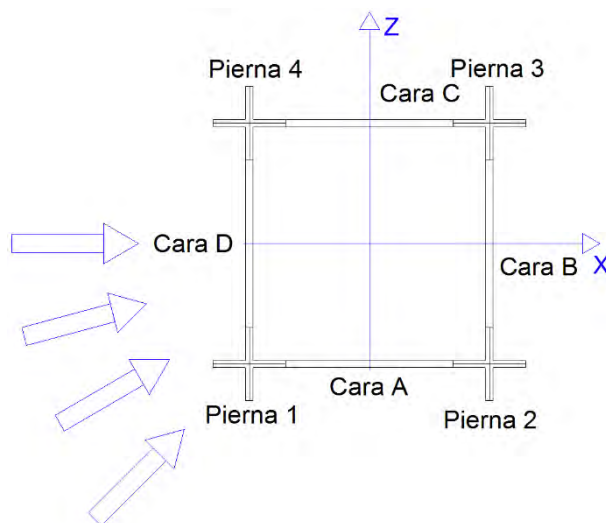


Figura 6.1 Incidencia del viento en la estructura.

Así, una vez que se aplicaron las demandas, siguiendo el procedimiento del capítulo 5, se calcularon las curvas esfuerzo contra deformación unitaria de los principales elementos que conforman los modelos estudiados.

En el capítulo se centra la atención en los resultados de la torre de 60 metros de altura (modelo TA60), puesto que son equivalentes a los que se obtuvieron de los análisis del modelo TA80.

6.2 Curvas esfuerzo-deformación

El esfuerzo en los elementos críticos se evaluó en función de las fuerzas axiales locales en los elementos divididos entre el área transversal, que están detalladas en el capítulo 4 de este trabajo. La deformación unitaria se obtuvo de los archivos de salida del programa de análisis no lineal utilizado. Además, el esfuerzo mostrado en las gráficas está normalizado con el esfuerzo de fluencia de la sección transversal. Con base en la discusión del capítulo 4, el esfuerzo de fluencia de las piernas corresponde al acero A572 Gr. 50 ($F_y=3,515 \text{ kg/cm}^2$), mientras que el esfuerzo de la celosía es el acero A36 ($F_y=2,530 \text{ kg/cm}^2$). En ese sentido, los elementos en tensión alcanzan una normalización que es cercano a uno ($F/F_y= 1.0$) y los elementos en

compresión alcanzan una magnitud menor a uno ($F/F_y < 1.0$) puesto que son gobernados por el estado límite de pandeo lateral.

Los elementos estudiados se seleccionaron por nivel con el propósito de identificar los casos donde podrían existir concentraciones de daño, a partir de la revisión de la pierna crítica y los elementos conectados de celosía. En la figura 6.2 se muestran los elementos seleccionados a distintas alturas en la cara B y en la cara C de la torre de 60 m.

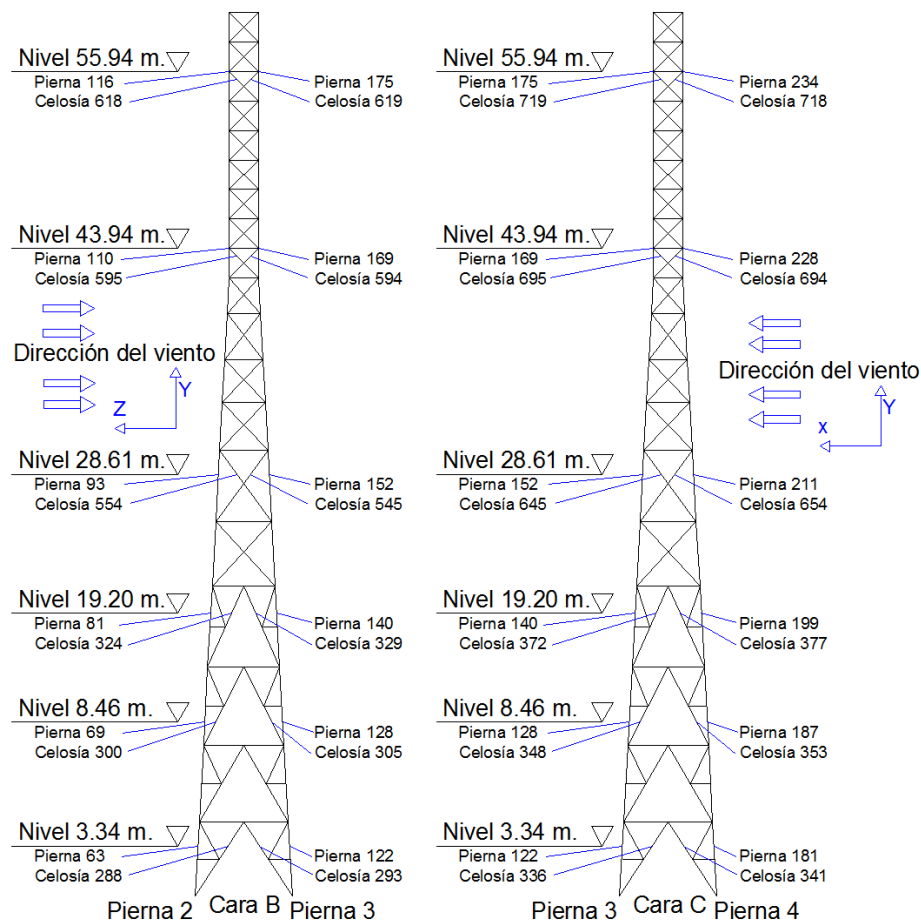


Figura 6.2 Elevación de elementos seleccionados.

6.3 Ángulo de incidencia a 0° (viento perpendicular a la cara)

El primer caso estudiado es la aplicación del patrón de carga perpendicular a la cara con un ángulo de inclinación de 0° . En este caso, de acuerdo a la figura 6.1, las caras A y C son las caras críticas puesto que el viento se aplica de izquierda a derecha. Así, las piernas 1 y 4 estarían en tensión y las piernas 2 y 3 estarían en compresión, por lo que serían los elementos de apoyo críticos. Dada la simetría del modelo, en este capítulo se muestran únicamente los resultados de la cara C, ya que esta se encuentra relacionada con la pierna crítica 3. En la figura 6.3 se muestran las curvas esfuerzo - deformación de los elementos de la cara C a distintas alturas.

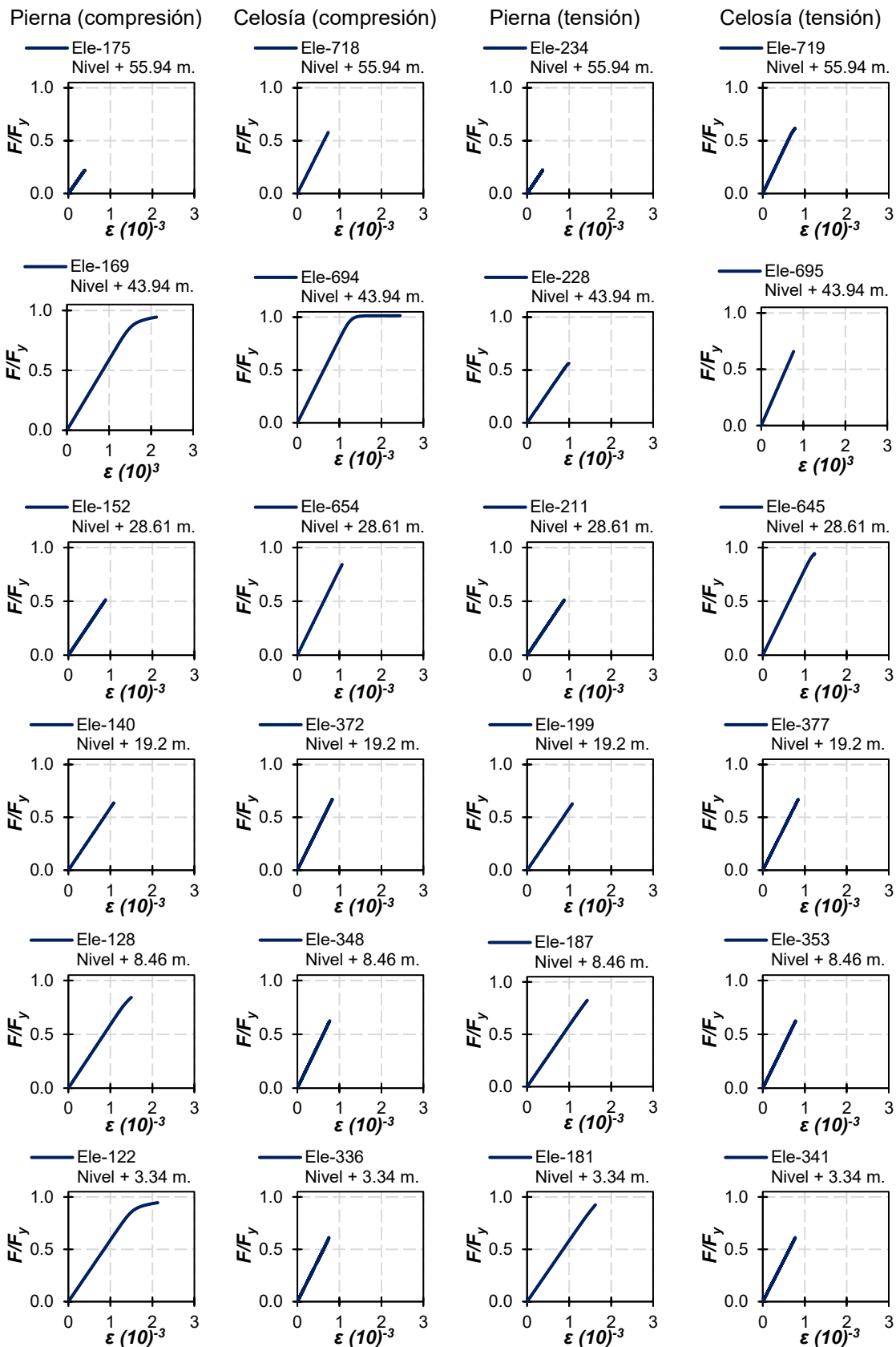


Figura 6.3 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de la cara C con el viento a 0°.

En la figura 6.3 se nota que la mayoría de los elementos tienen una respuesta elástica, pese a que en el diseño se siguió estrictamente un diseño por capacidad. En la pierna 3 que está en compresión, sólo los elementos 122 y 169 tienen incursiones en el intervalo inelástico. En cambio, los elementos que conforman la pierna 4, que está en tensión, permanecen elásticos hasta la formación del mecanismo de colapso.

Por otra parte, los elementos de la celosía reportan igualmente concentraciones de daño, pese al procedimiento de diseño. Con base en los resultados, únicamente el elemento 694 reporta pandeo por compresión a una altura de 43.94 m. Así, el modelo reporta una respuesta inelástica en el panel 1 (entre los niveles 0.0 y 5.0 m de altura) y daño localizado entre los paneles 10, 11 y 12 (entre los niveles 39.54 m y 43.94 m de altura). Con el propósito de profundizar en los resultados obtenidos, a continuación se discuten los resultados de estos paneles.

6.3.1 Concentración de daño

En la figura 6.4 se muestran la identificación de los elementos en la cara B y en la C, con base en las subdivisiones de los elementos que se discutió en los capítulos anteriores.

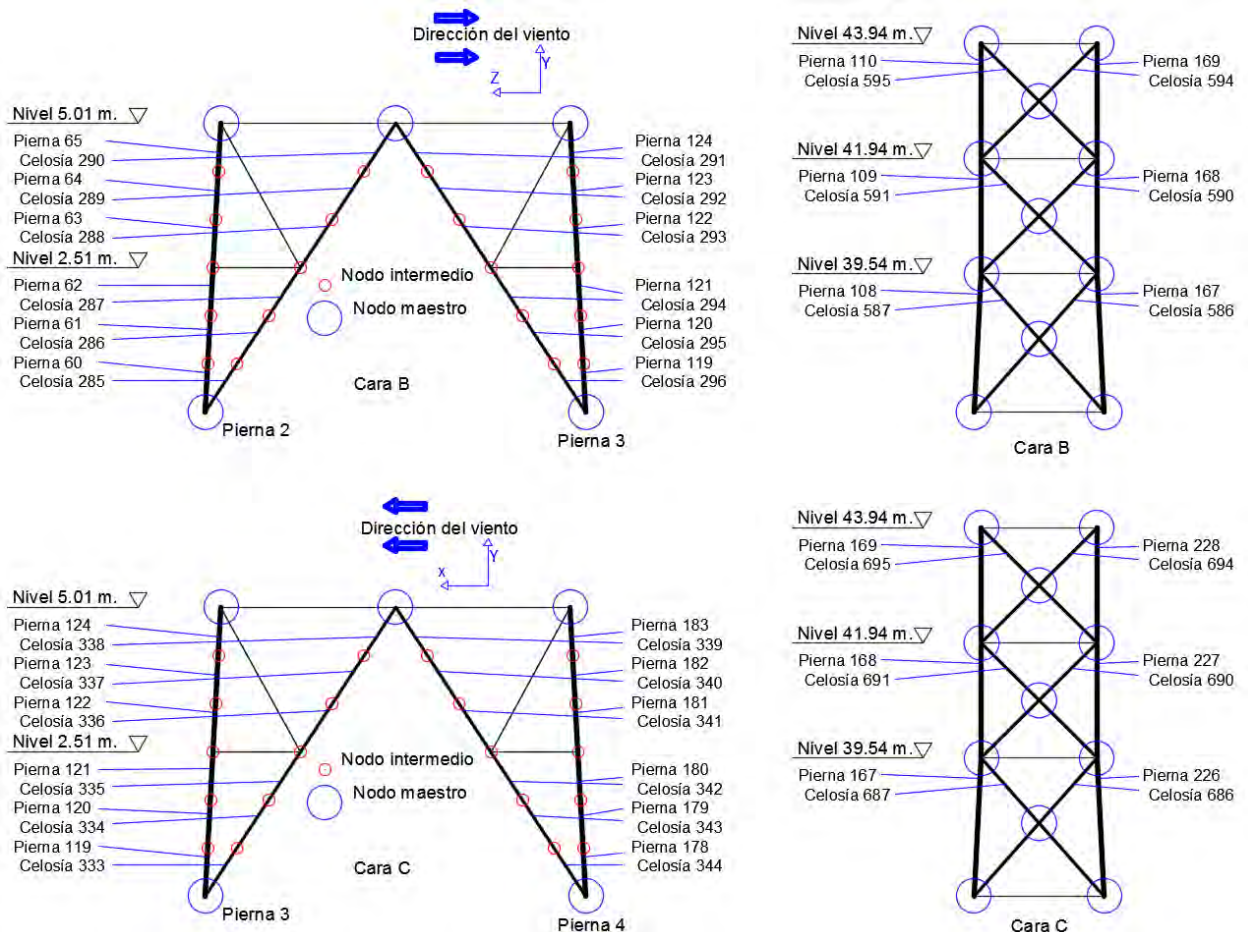


Figura 6.4 Identificación de elementos en el panel 1 y panel 10, 11 y 12 de las cara B y C.

Así, en la figura 6.5 se muestra el comportamiento de los elementos que están relacionados con la concentración de daño de los elementos del panel 1 en la cara C ante cargas de viento con incidencia de 0° (perpendicular a la superficie).

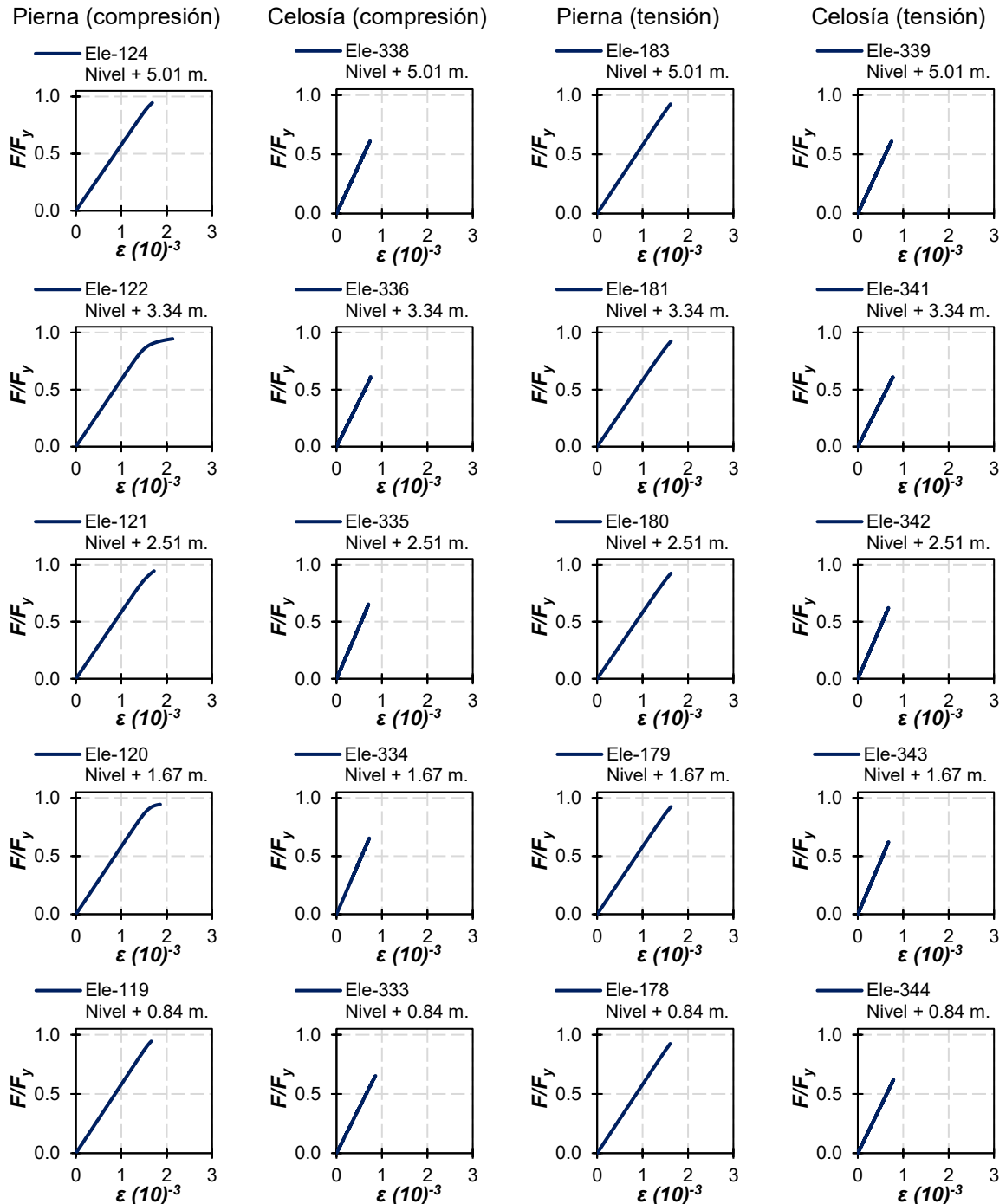


Figura 6.5. Curvas de comportamiento de los elementos del panel 1 en la cara C con el viento a 0° .

En las gráficas se nota que los elementos de la celosía y los elementos de la pierna 4 en tensión permanecen elásticos. De manera que los elementos 120 y 122 de la pierna 3 incursionan en el intervalo inelástico por pandeo lateral en compresión.

Además, en la figura 6.6 se muestra la concentración de daño en los elementos de los paneles 10, 11 y 12 de la cara C con cargas de viento con incidencia de 0° .

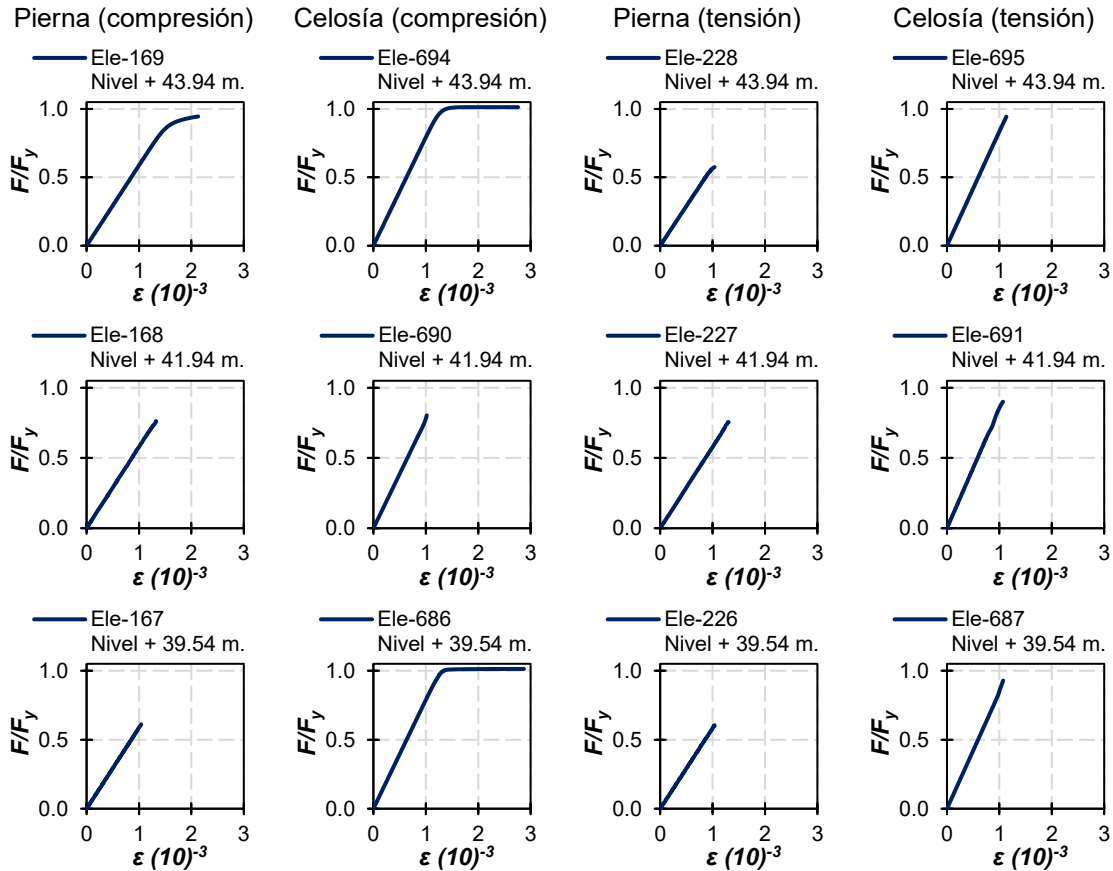


Figura 6.6 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de los paneles 10, 11 y 12 de la cara C con el viento a 0° .

En la figura 6.6 se nota poco o nulo daño en los elementos de la celosía y de la pierna 4 en tensión. De hecho, los miembros en celosía sometidos a esfuerzos en tensión quedaron muy próximos a alcanzar el esfuerzo de fluencia. En cambio, los elementos de celosía 694 y 686 en compresión reportan pandeo lateral por compresión. Igualmente, la pierna 3 en el elemento 169 reporta un comportamiento inelástico con una fluencia en esfuerzos menores a la fluencia asociados con el pandeo lateral.

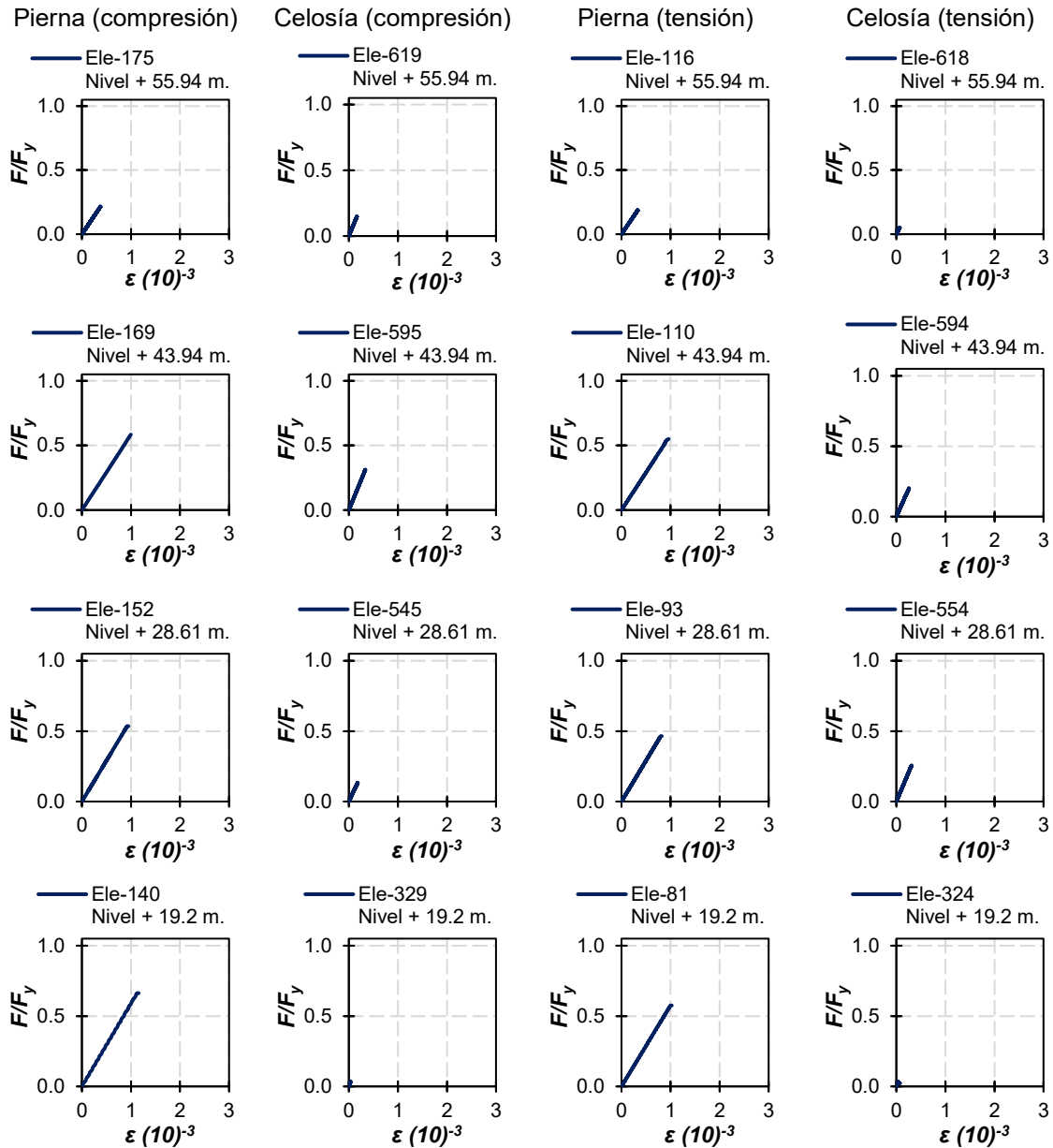
6.4 Ángulo de incidencia a 15°

El segundo patrón de carga que se estudió en esta investigación está relacionado con un viento actuando a 15° sobre la pierna 1. Este escenario genera cargas aplicadas por viento en las caras D y A, en los nodos maestros de las piernas 1, 2 y 4. Considerando esta condición, las

caras B y C son las caras que contienen los elementos estructurales críticos en celosía, la pierna 3 continúa siendo la pierna crítica al recibir las fuerzas de los elementos en las caras C y B.

6.4.1 Resultados de la cara B

En la figura 6.7, se muestran las curvas esfuerzo contra deformación de los elementos seleccionados de la torre ante cargas de viento con incidencia de 15° en la cara B, con el propósito de identificar la posible concentración de daño.



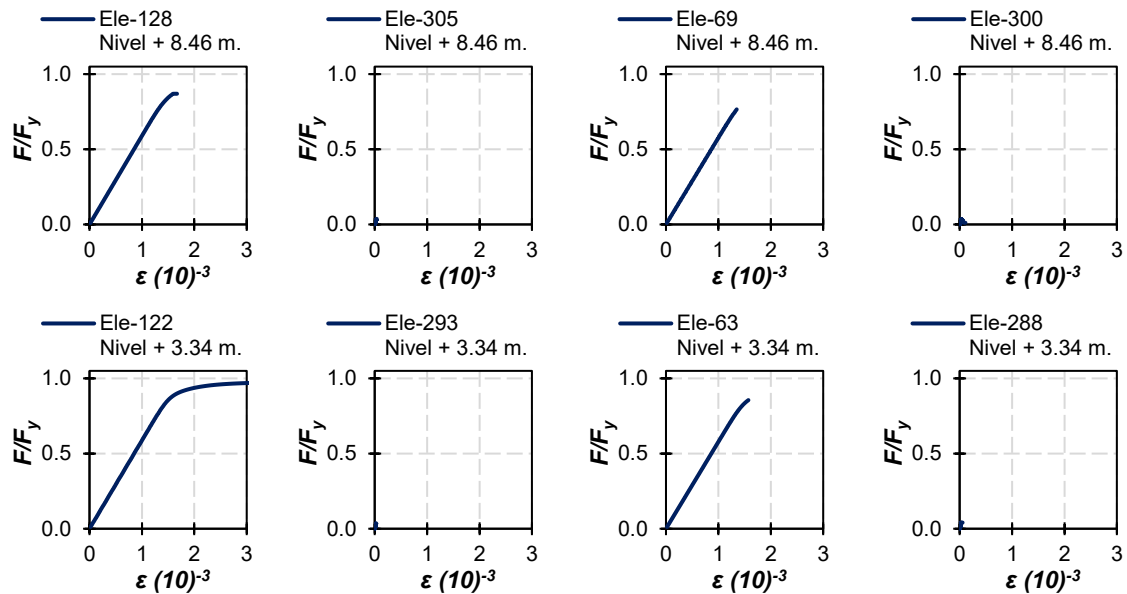


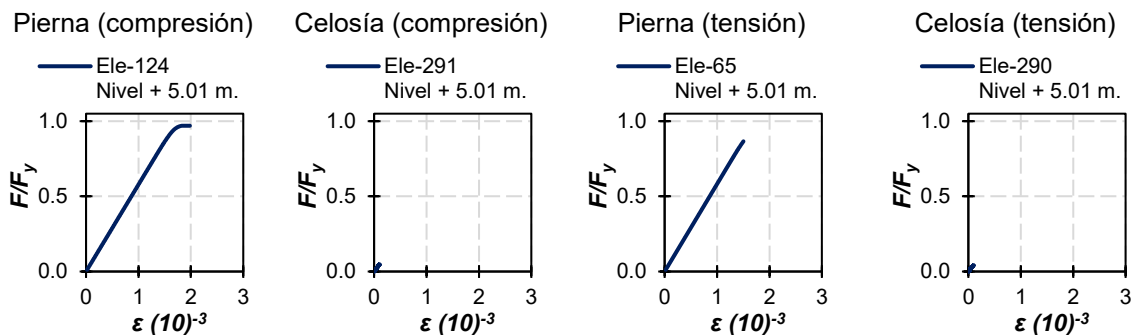
Figura 6.7 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de la cara B con el viento a 15°.

Con base en los resultados, la mayoría de los elementos tienen una respuesta elástica, pese a que se siguió estrictamente un proceso de diseño por capacidad. En la figura 6.7, el comportamiento inelástico se concentra en los elementos de la pierna 3 en compresión, puntualmente 122 (3.34 m) y 128 (8.46 m).

La celosía en la cara B tiene poca o nula participación en la resistencia de cargas, lo que es congruente si tomamos en cuenta que los ejes longitudinales de la celosía en cara B toman la minoría de la carga en comparación con los elementos de la celosía en la cara C. Esto puede corroborarse al observar el comportamiento de los elementos en los paneles donde se concentra el daño.

6.4.1.1 Concentración de daño en la cara B

En las figura 6.8 y 6.9 se muestra el comportamiento de los elementos de apoyo y diagonales en compresión y tensión que están asociados con la concentración de daño identificada previamente (figura 6.4).



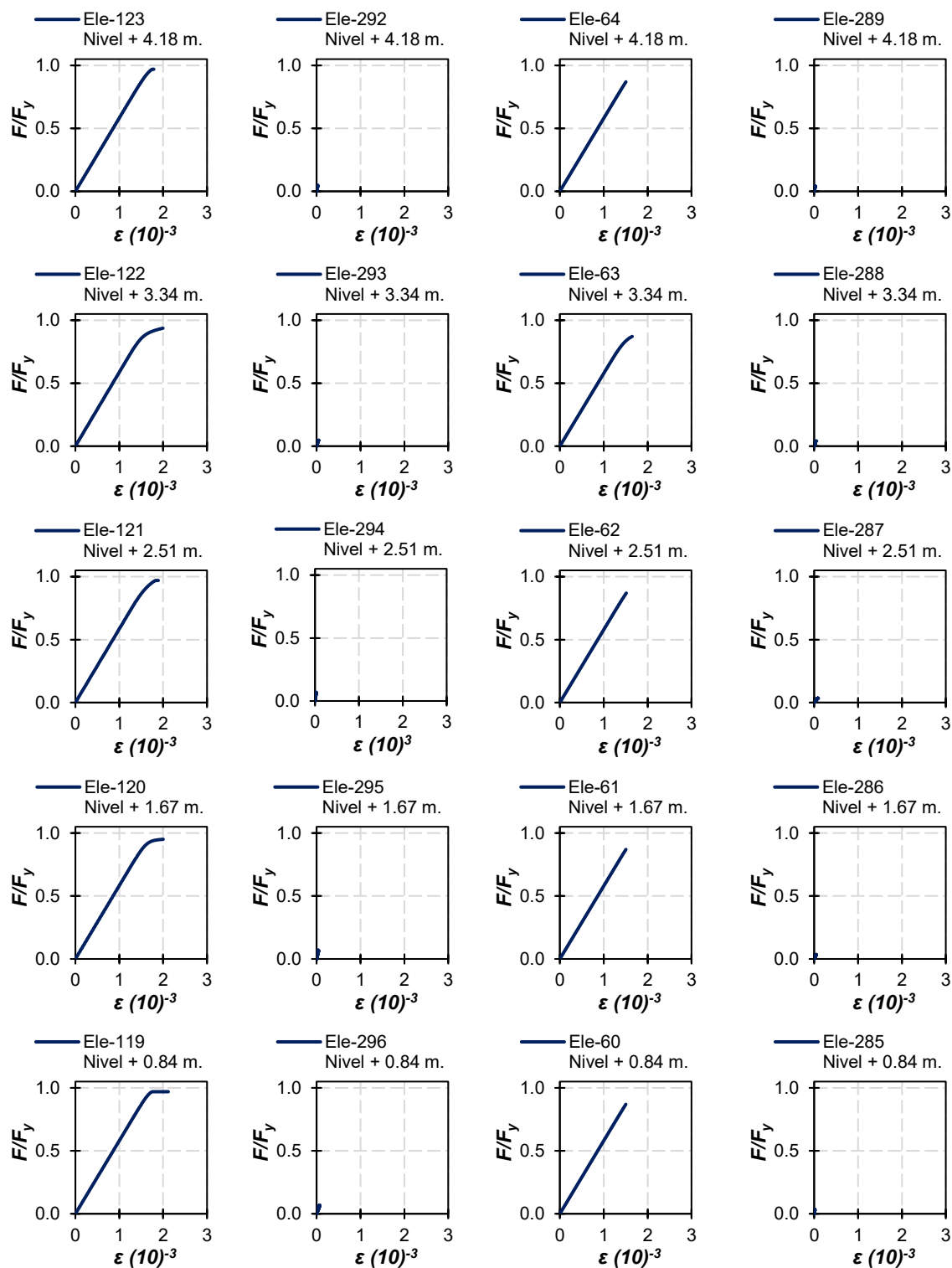


Figura 6.8 Curvas de comportamiento de los elementos del panel 1 en la cara B con el viento a 15°.

En la figura 6.9 se muestra la respuesta de los elementos que están relacionados con la concentración de daño en los paneles 10, 11 y 12 y que se explican en la figura 6.4. Los elementos en compresión están relacionados con la pierna 3, mientras que los elementos en tensión están relacionados con la pierna 2.

Con base en los resultados, los elementos de la celosía y la pierna 2 en tensión permanecen elásticos. El mecanismo de colapso es guiado por el pandeo lateral en compresión de la pierna 3 (elemento 110 a un nivel de 43.94 m).

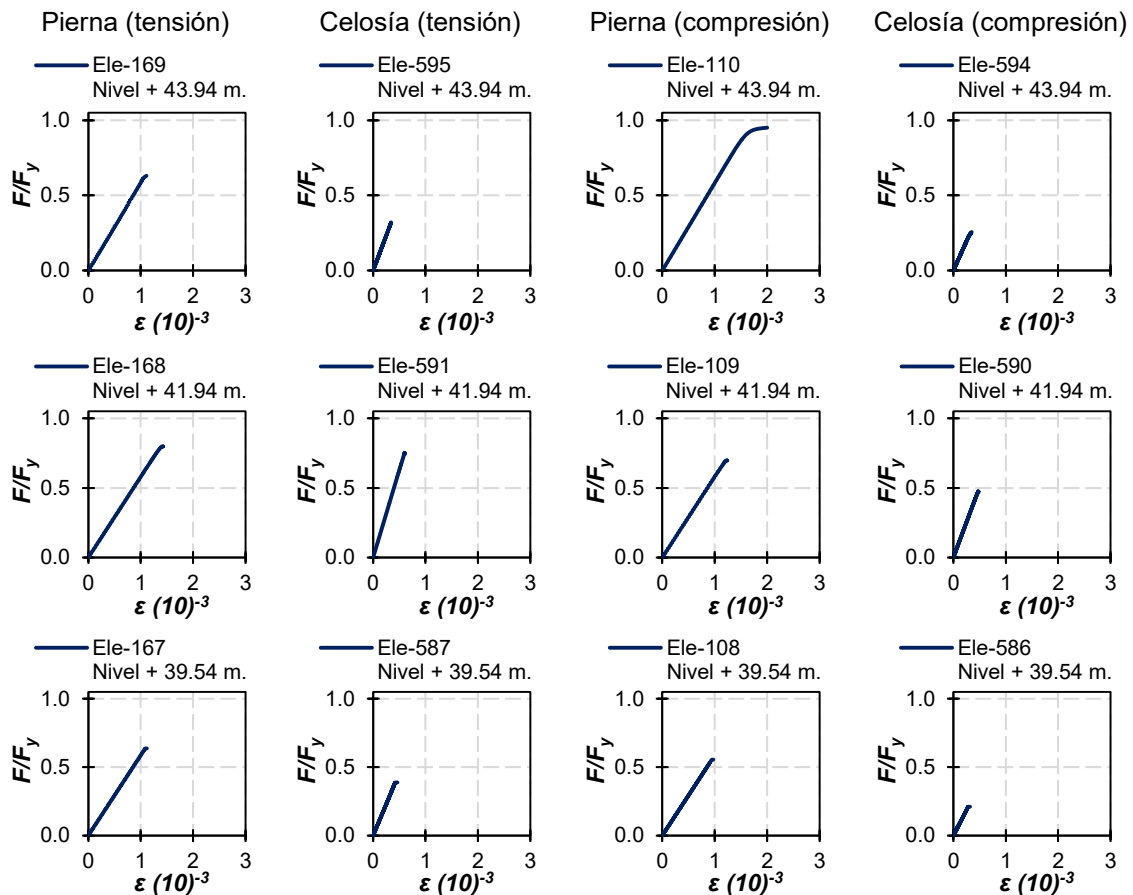


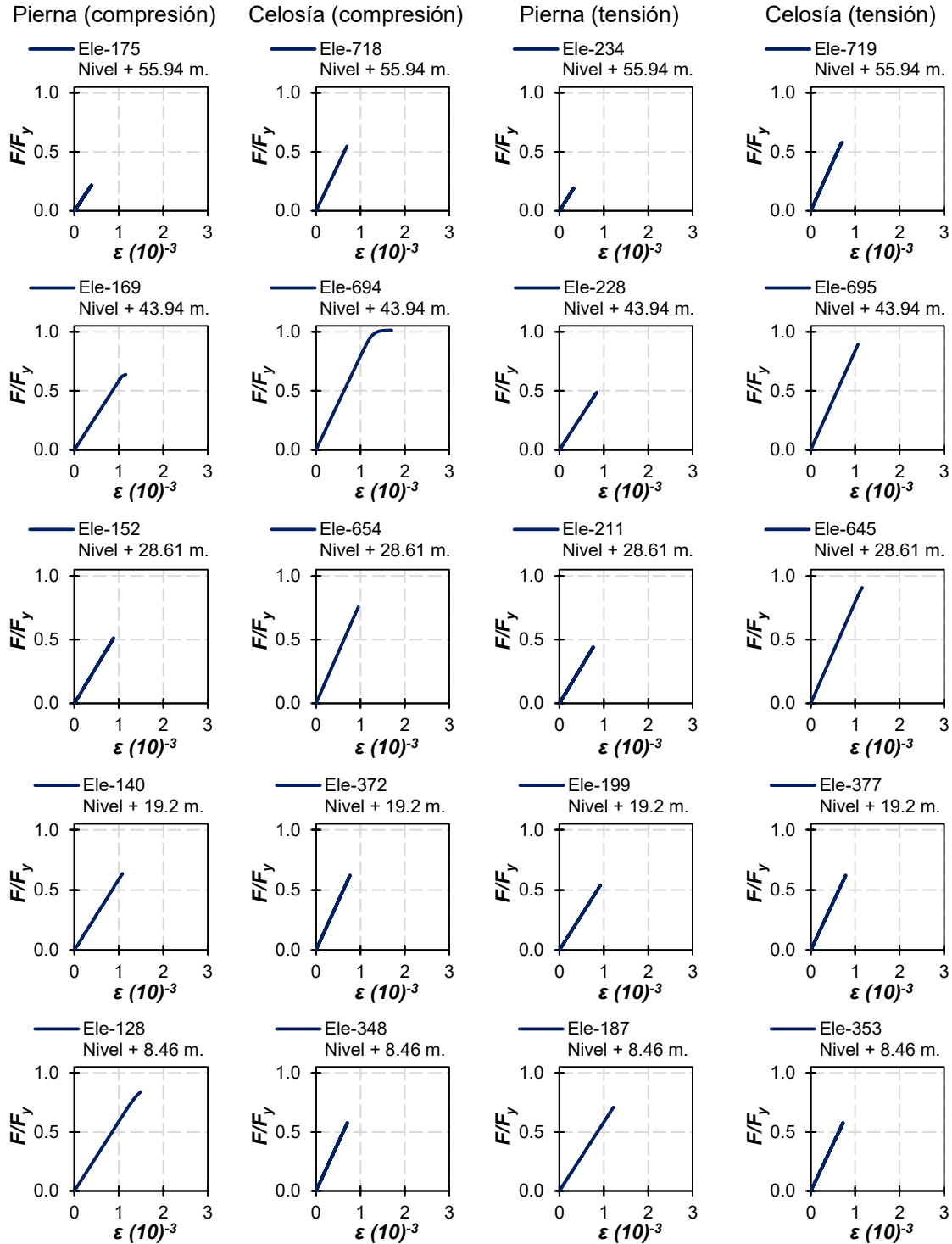
Figura 6.9 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de los paneles 10, 11 y 12 de la cara B con el viento a 15°.

6.4.2 Resultados de la cara C

A continuación, se discuten los resultados de las curvas esfuerzo contra deformación unitaria de los elementos de la cara C ante las cargas de viento con incidencia de 15°. La identificación de los elementos y su posición en el modelo se mostraron en la figura 6.2.

En la figura 6.10 se muestran los resultados a distintas alturas que pretenden identificar una posible concentración de daño cuando el viento se aplica sobre las caras D y A. En este escenario, la pierna 3 sigue siendo la más crítica en compresión.

Con base en los resultados, la mayoría de los elementos tienen una respuesta predominantemente elástica con una concentración de daño en los elementos de la celosía a media altura y en la pierna en compresión en el apoyo. Por lo anterior, las piernas y los elementos de celosía en tensión tienen una respuesta predominantemente elástica.



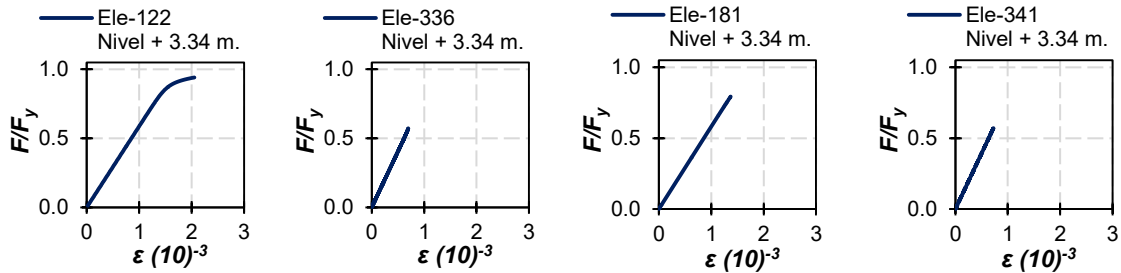
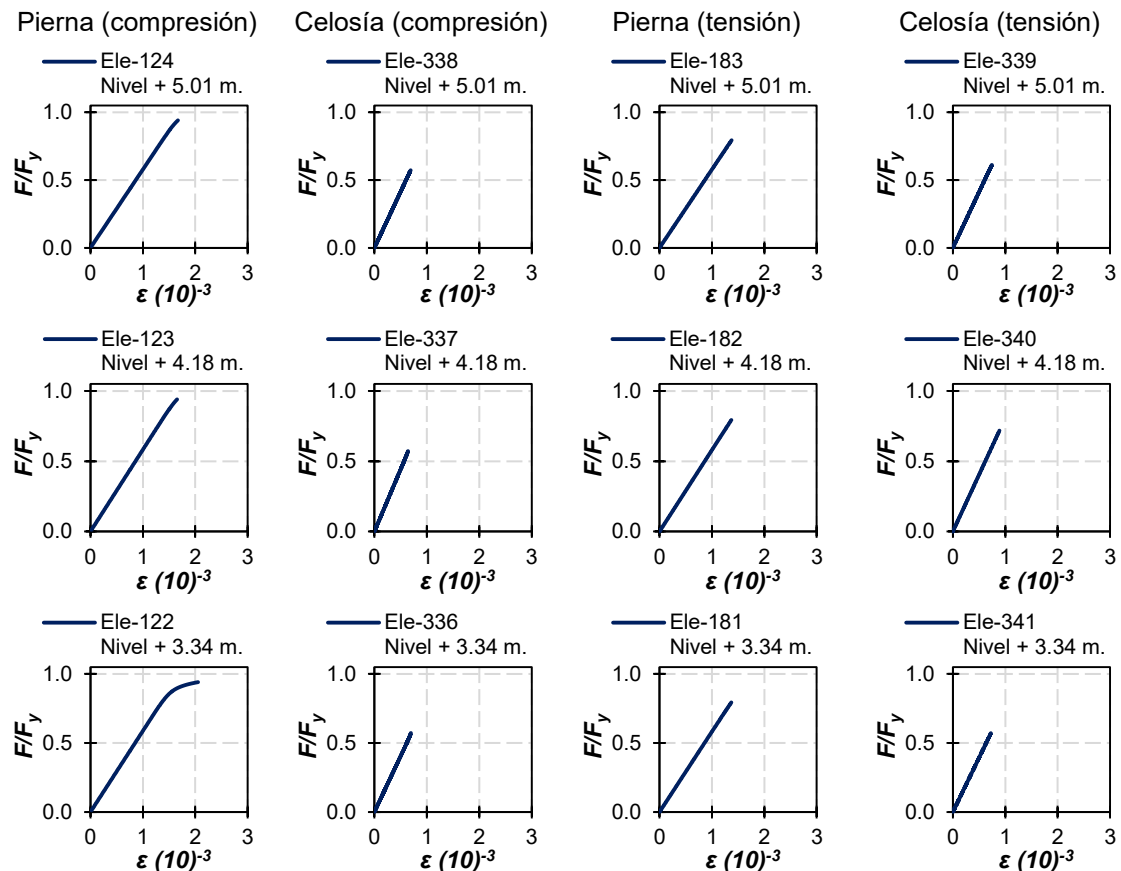


Figura 6.10 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de la cara C con el viento a 15°.

En la figura 6.10 se nota que el colapso es liderado por el pandeo lateral de la pierna 3. Específicamente, el elemento 122 (N+ 3.34 m) ocasiona el colapso. 6.3.2.1 Concentración de daño en la cara C.

Como se comentó anteriormente, con base en las curvas de capacidad se notó una concentración del daño en la base de la estructura (en la pierna 3) y a media altura en los paneles 10, 11 y 12. En la figura 6.4 se define la numeración de los elementos críticos que se estudian a continuación.

En la figura 6.11 se muestran las curvas esfuerzo contra deformación unitaria de los elementos de la base hasta los 5.00 m de altura (panel 1). La pierna en tensión y las celosías en compresión y tensión tienen un comportamiento elástico; de manera que el colapso es gobernado por la parte central del elemento en compresión únicamente (elemento 120 y 122).



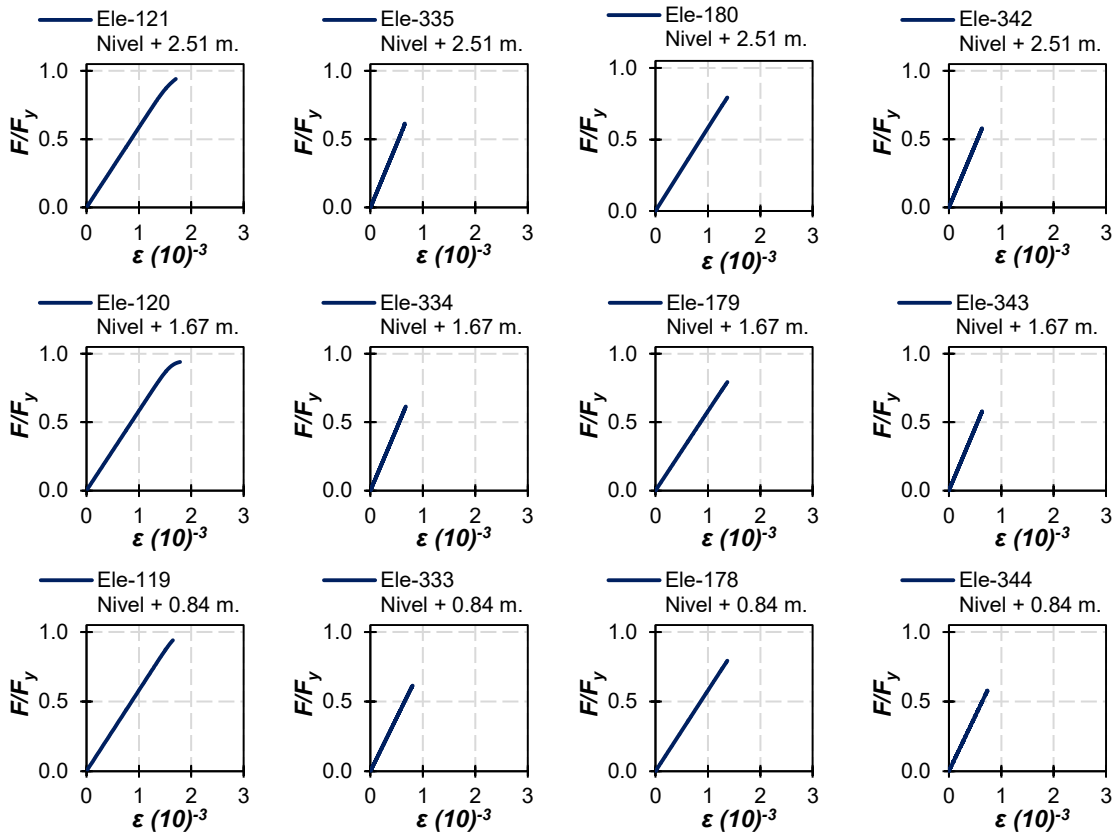
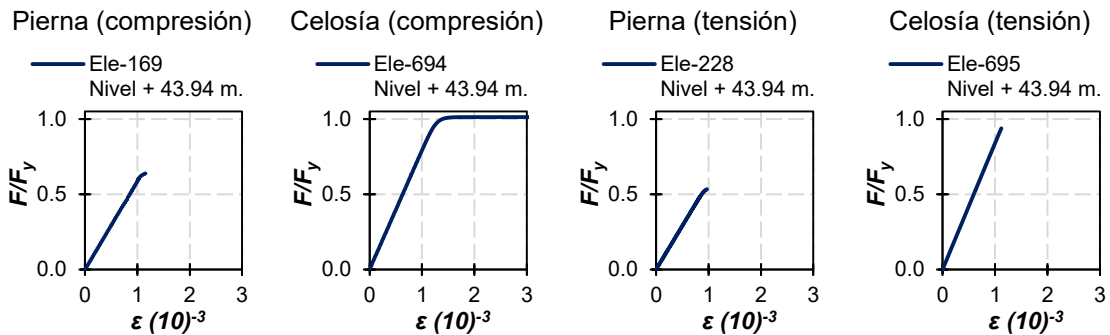


Figura 6.11 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de la cara C con el viento a 15°.

Dada la incidencia del viento, los elementos que conforman la cara C de la torre están relacionados con una mayor demanda en comparación con la carga que soportan los elementos de la cara B.

Por otra parte, en la figura 6.12, se muestra el desarrollo de la respuesta de los elementos que conforman los paneles 10, 11 y 12 de la cara C. Con base en los resultados, se notan varios elementos que tienen una respuesta predominantemente elástica. El daño se concentra en los elementos 686 y 694 que forman parte de los elementos en celosía en compresión.



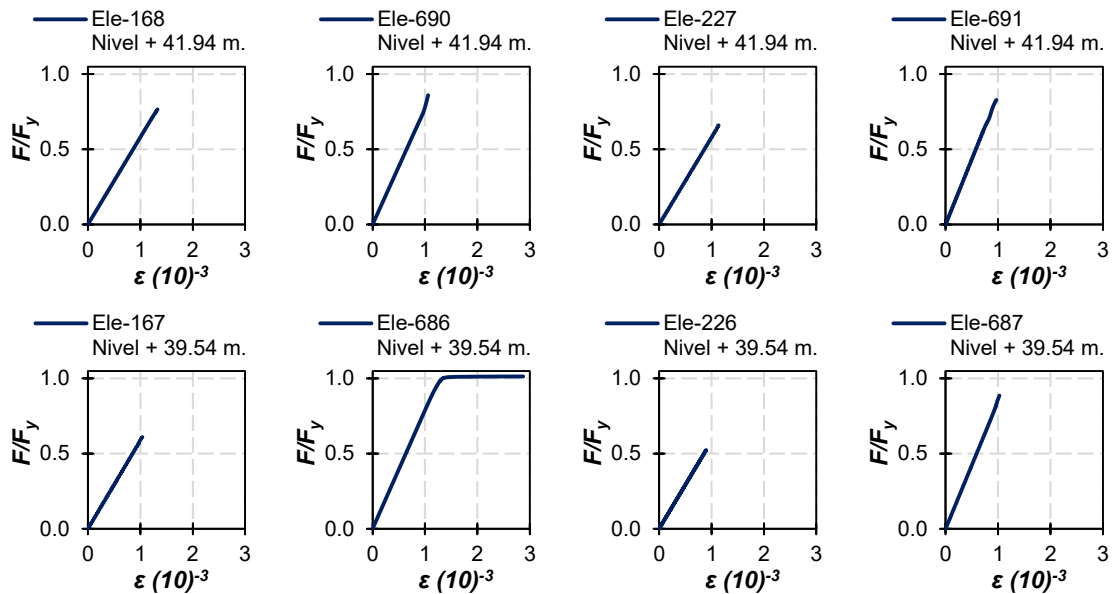


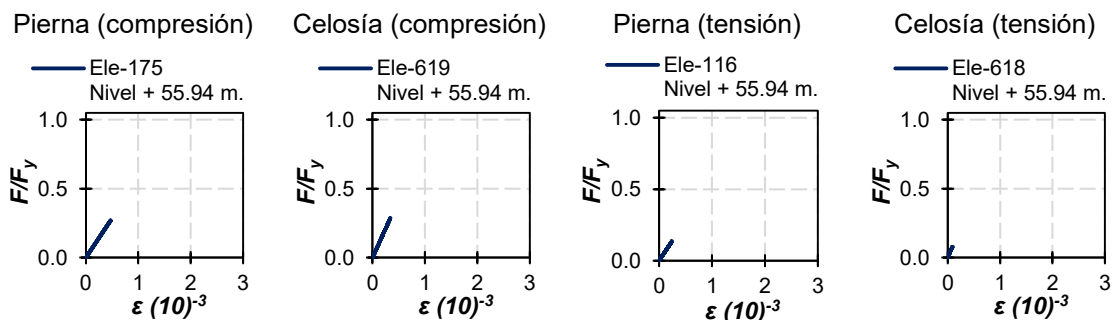
Figura 6.12 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de los paneles 10, 11 y 12 de la cara C con el viento 15°.

6.5 Ángulo de incidencia a 30°

El tercer caso de carga considera que la presión del viento tiene un ángulo de incidencia de 30° con respecto a la torre. En este escenario, la aplicación ocurre en las caras D y A, lo que origina que las caras B y C estén asociadas con las demandas que originan el colapso del sistema.

6.5.1 Resultados de la cara B

En la figura 6.13 se muestran las curvas esfuerzo contra deformación unitaria de los elementos que conforman la cara B con el propósito de identificar posibles concentraciones de daño en la altura. Bajo esta condición de carga, la pierna 2 y el sistema de celosías permanece elástica. En contraste, la pierna 3 en compresión reporta una concentración del daño en la base de la estructura alrededor de los N+3.34 m.



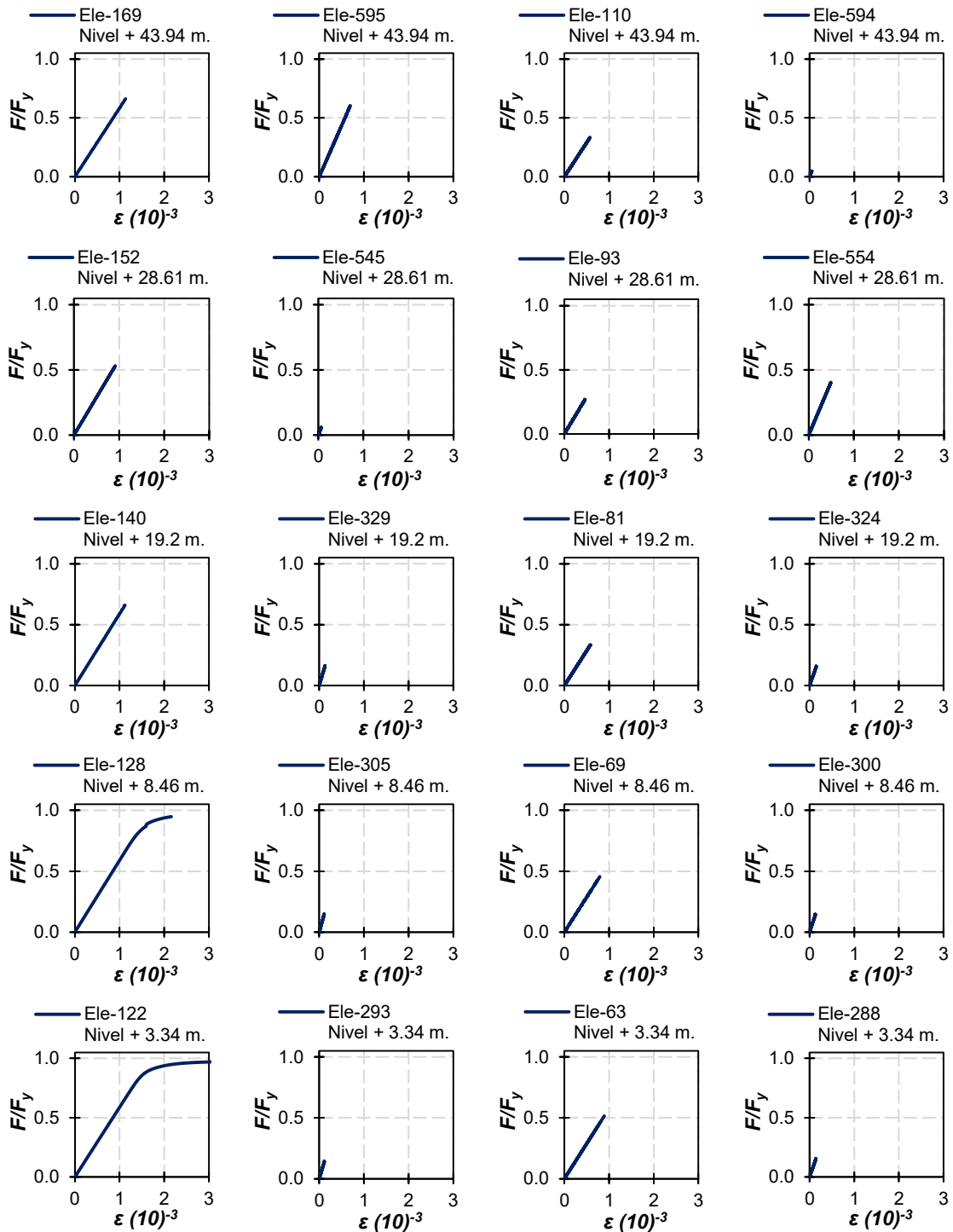
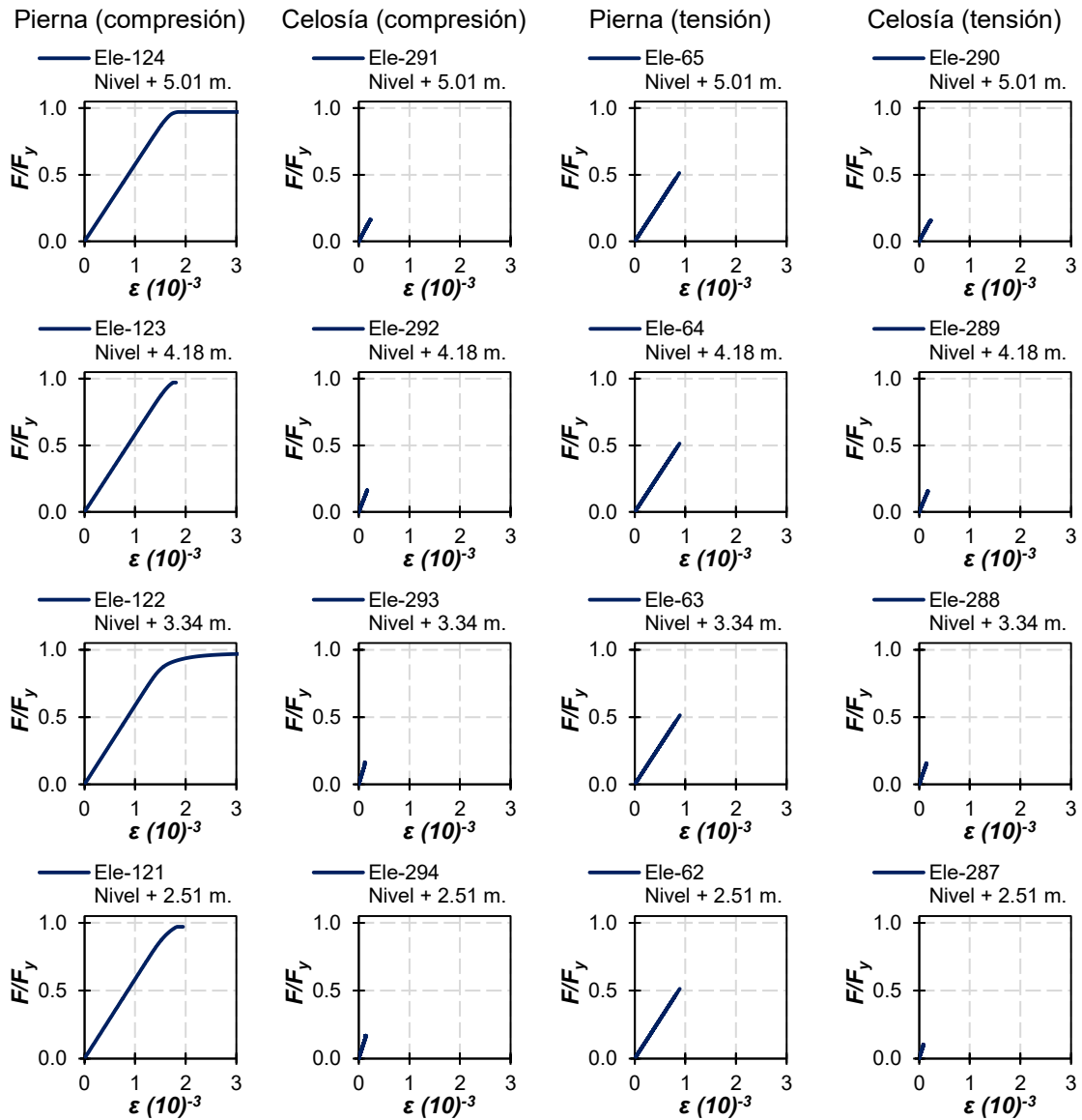


Figura 6.13 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de la cara B con el viento a 30°.

6.5.1.1 Concentración de daño en la cara B

Con el propósito de estudiar la evolución del daño concentrado, en la figura 6.14 se muestran las curvas esfuerzo contra deformación unitaria de los elementos de apoyo y celosías hasta los 5.0 metros de altura (panel 1). Se nota que la mayoría de los elementos tienen una respuesta elástica y que los elementos 119, 120, 122 y 124 de la pierna en compresión están relacionados con pandeo lateral.



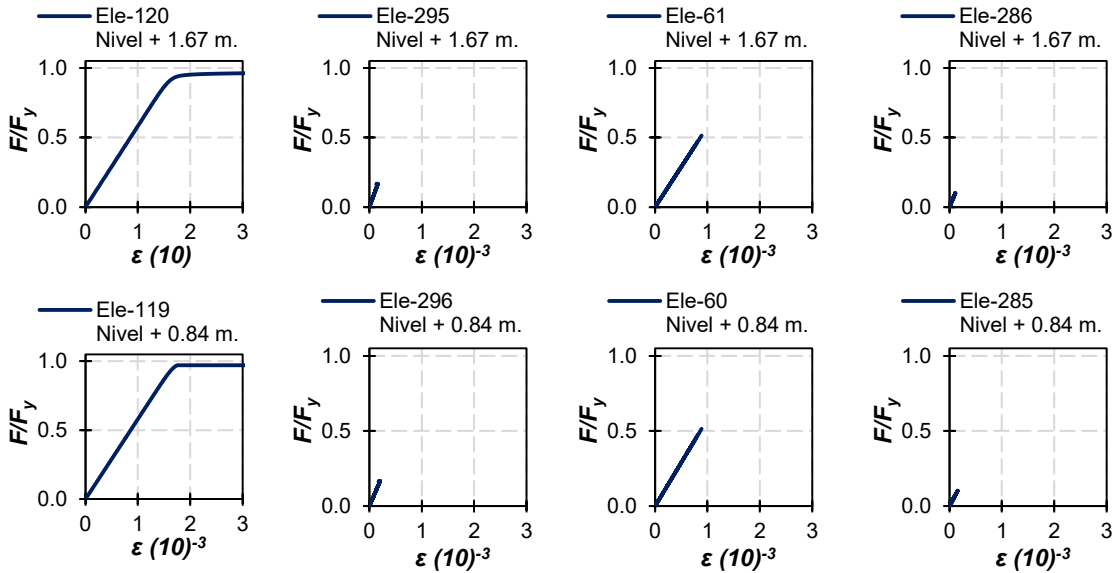


Figura 6.14 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de la cara B con el viento a 30°.

Siguiendo el proceso comparativo de los análisis discutidos anteriormente, en la figura 6.15 se muestra la respuesta de los elementos de los paneles 10, 11 y 12 en la cara B de la torre.

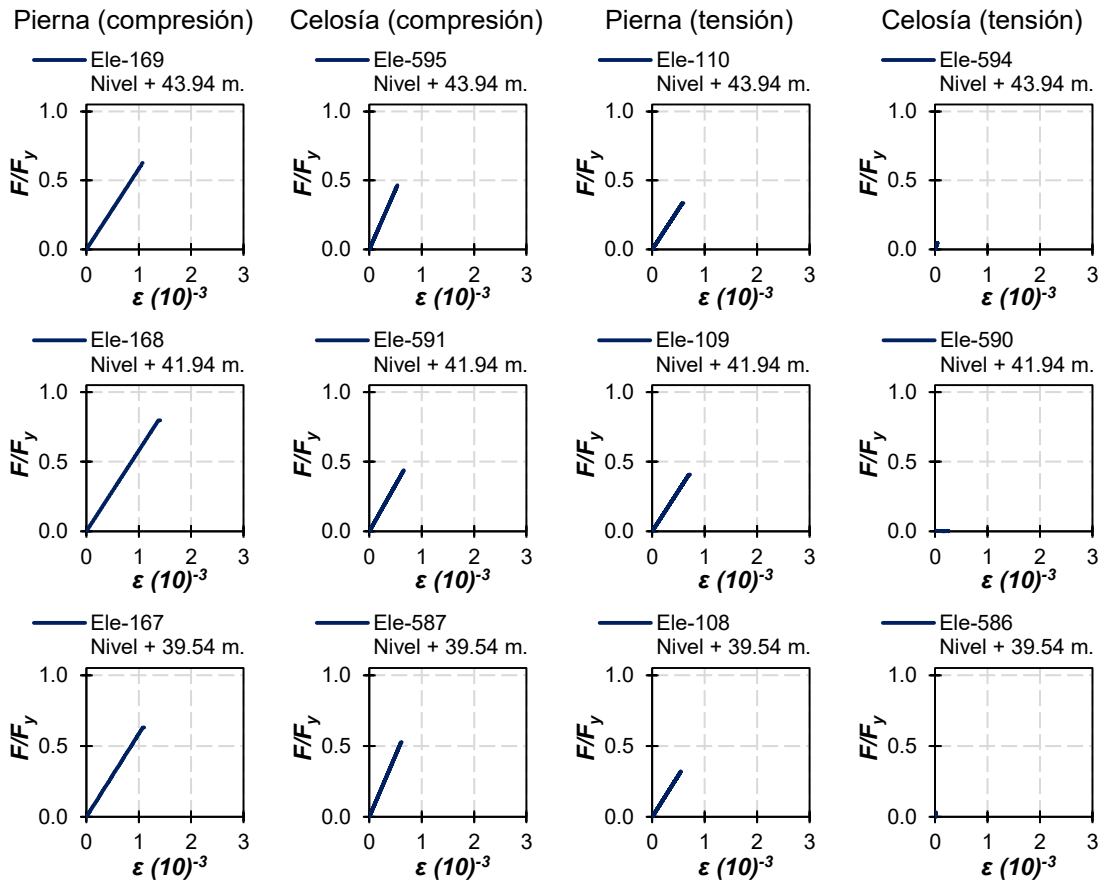
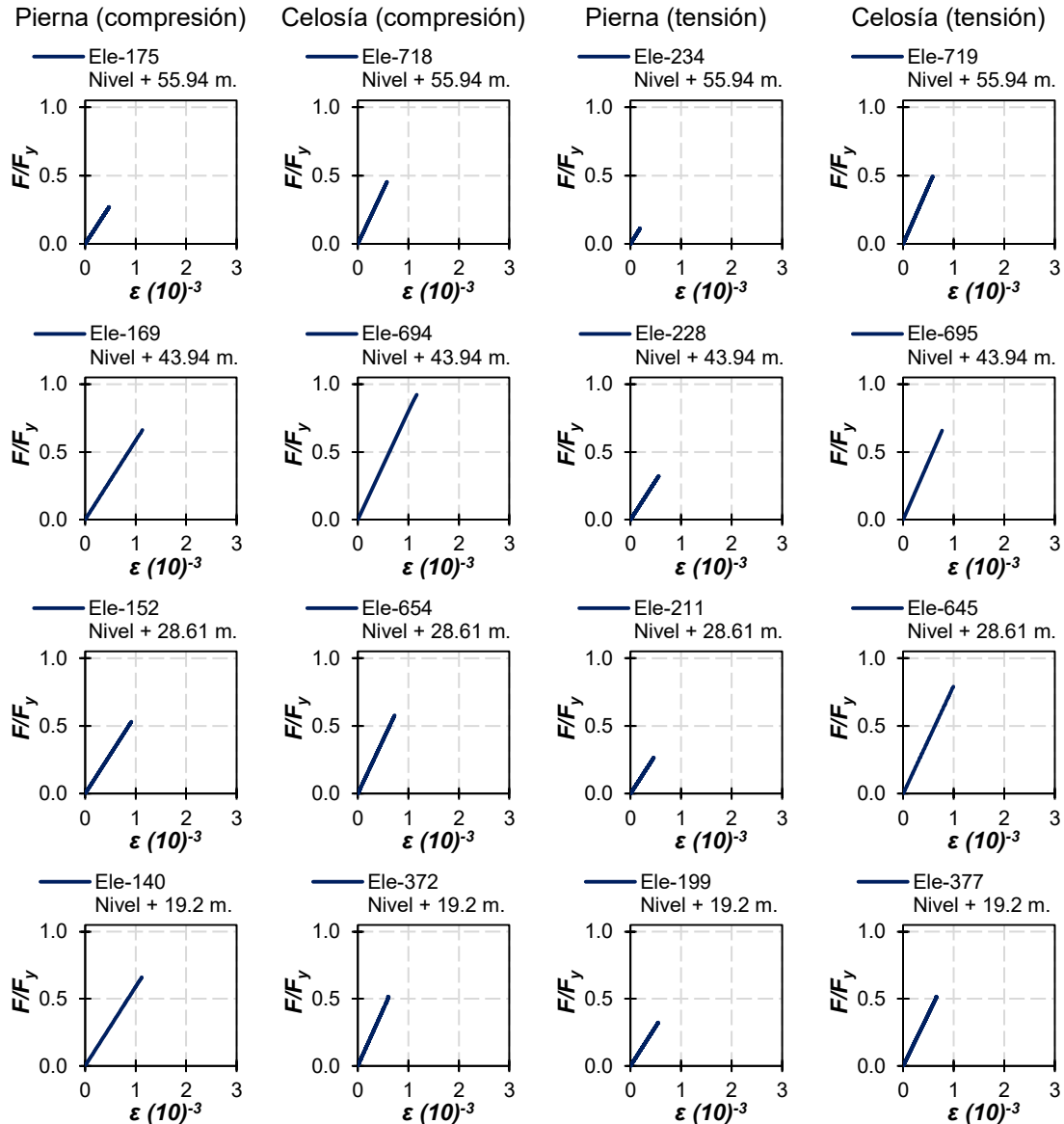


Figura 6.15 Curvas de comportamiento de los elementos críticos del panel 10, 11 y 12 de la cara B con el viento a 30°.

6.5.2 Resultados de la cara C

El comportamiento de los elementos estructurales en la cara C a lo largo de la torre se muestra en la figura 6.16 cuando el ángulo de incidencia del viento es de 30 grados. Con base en los resultados, únicamente los elementos 122 y 128 que forman parte de la pierna en compresión tienen incursión en el intervalo inelástico por pandeo lateral. El resto de los elementos permanece en el intervalo elástico, lo que indica una concentración del daño en la base de la torre que guía al colapso.



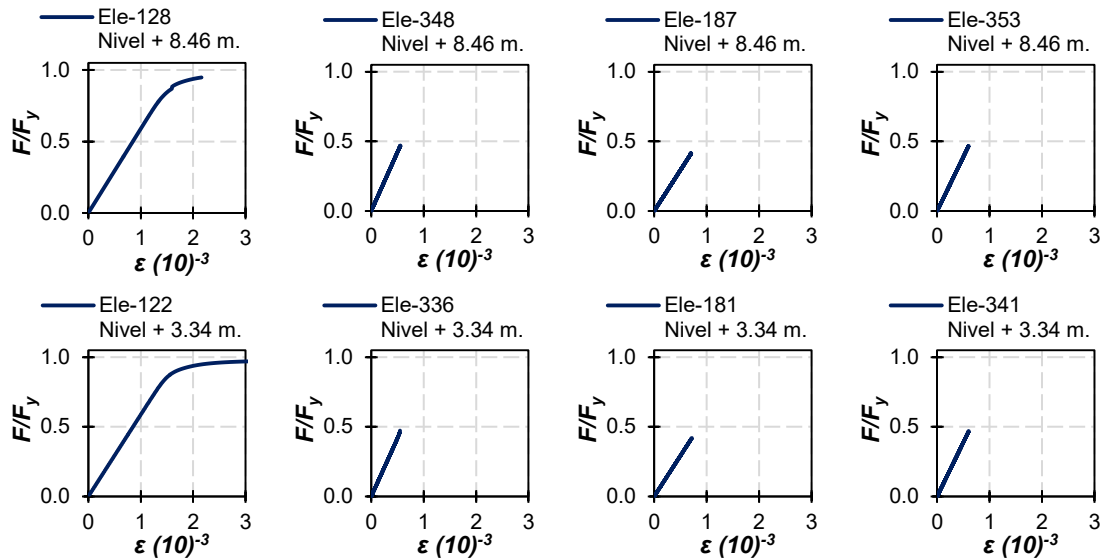
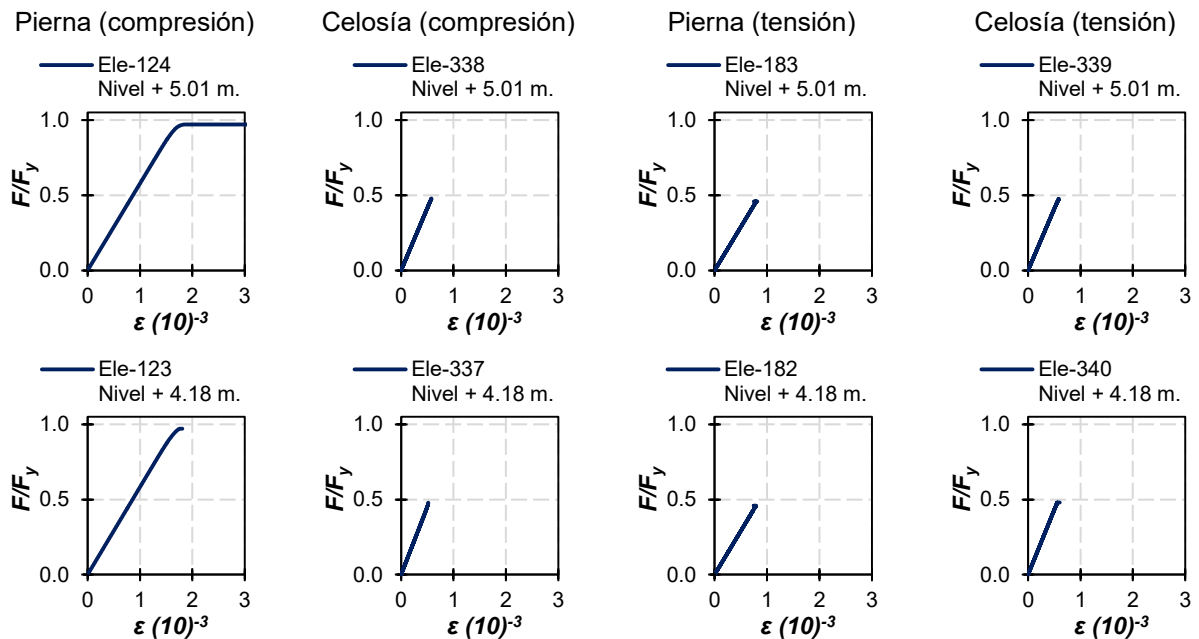


Figura 6.16 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de la cara C con el viento a 30° .

6.5.2.1 Concentración de daño en la cara B

En la figura 6.17 se muestra el comportamiento de los elementos relacionados con la concentración del daño hasta 5.0 metros de altura (panel 1). Con base en los resultados, la respuesta de los elementos es predominantemente en el intervalo elástico. Únicamente, los elementos 119, 120, 121, 122 y 124, que forman parte de la pierna en compresión reportan la falla por pandeo lateral.



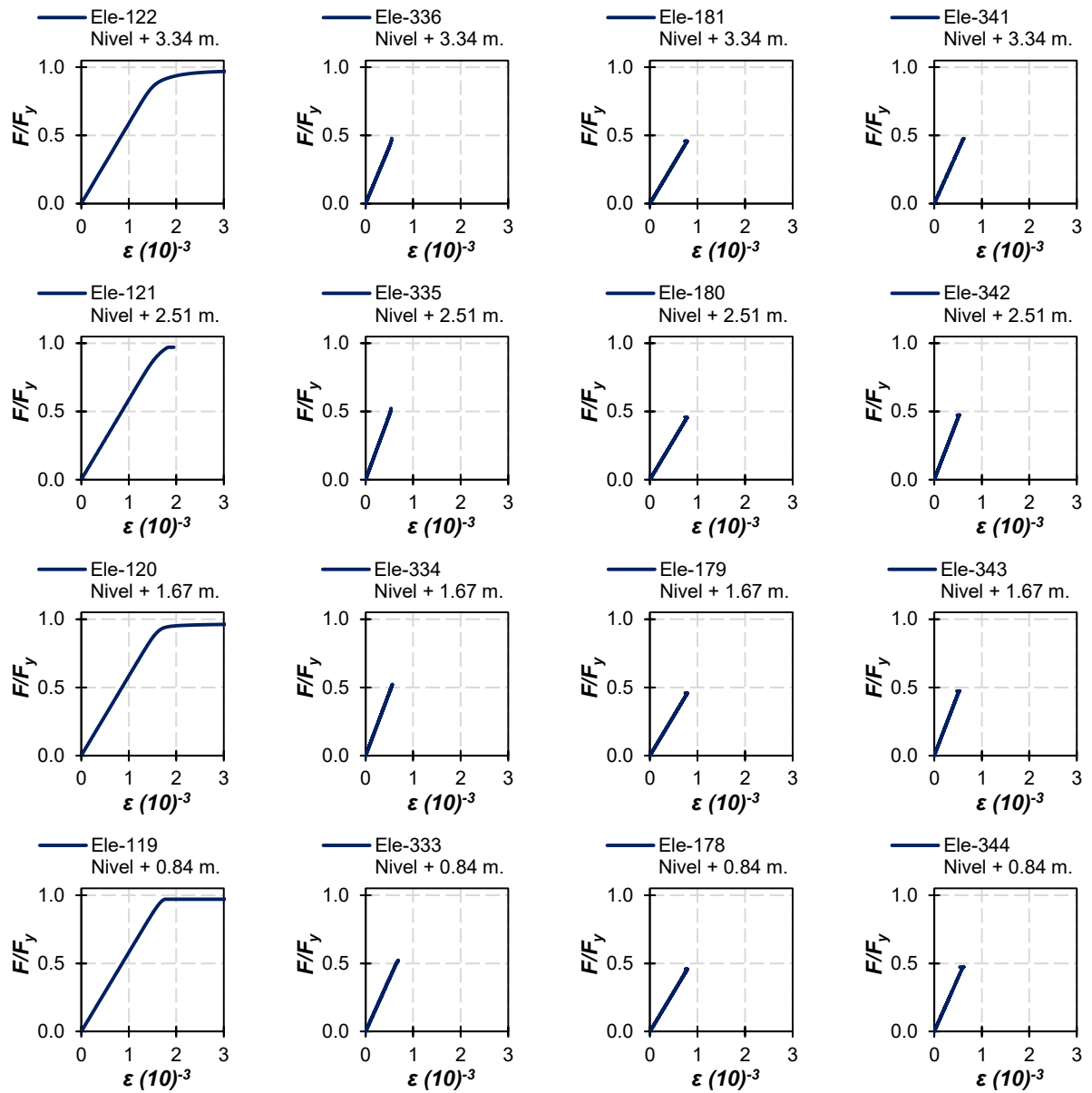


Figura 6.17 Curvas de comportamiento de los elementos críticos del panel 1 en la cara C con el viento a 30°.

Por otra parte, en la figura 6.18 se muestra el comportamiento de los elementos a media altura en los paneles 10, 11 y 12. Con base en los resultados de los análisis, el daño se concentra en las celosías en compresión y tensión.

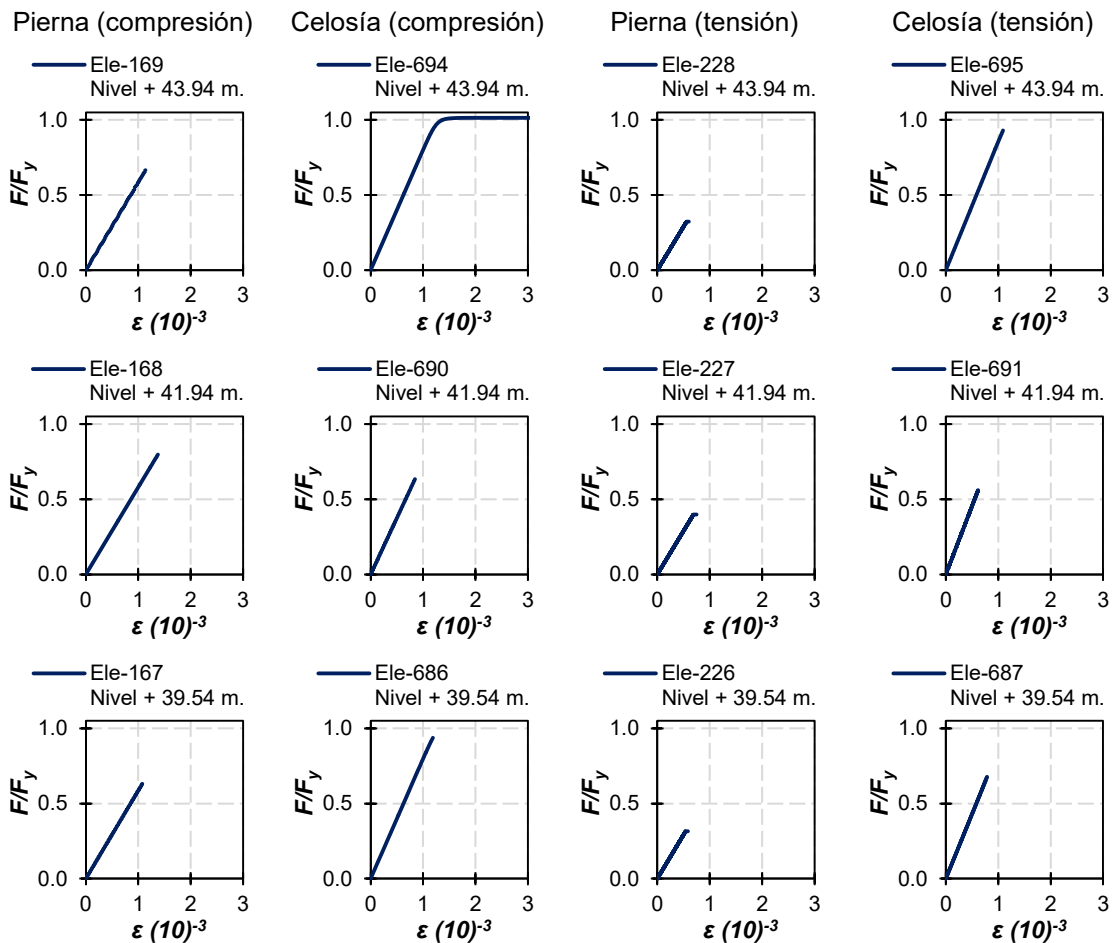


Figura 6.18 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de los paneles 10, 11 y 12 de la cara C con el viento a 30°.

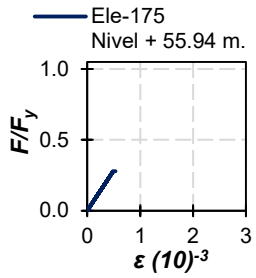
6.6 Ángulo de incidencia a 45° (viento en esquina)

El cuarto caso de carga considera que la presión del viento genera cargas con una incidencia de 45° con referencia a la torre (viento en esquina). En este escenario existen simetría entre la demanda en las caras D y A, ya que tienen una demanda por cargas equivalentes. Por lo anterior, en esta sección se mostrarán únicamente las demandas sobre los elementos que conforman la cara B.

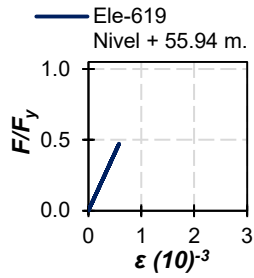
6.6.1 Resultados de la cara B

Con base en los resultados, en la figura 6.19 se muestran las curvas esfuerzo contra deformación unitaria de los elementos estructurales que conforman la cara B de la torre con el propósito de identificar las posibles concentraciones de daño.

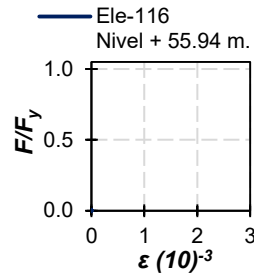
Pierna (compresión)



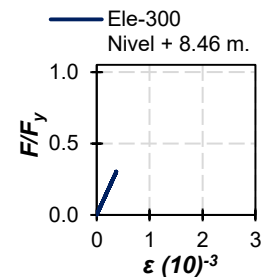
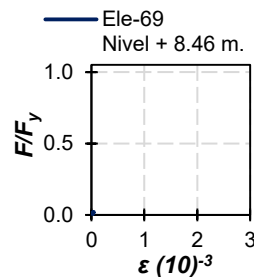
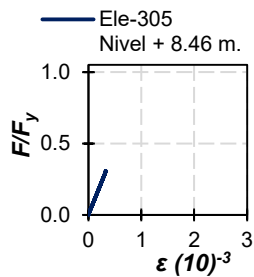
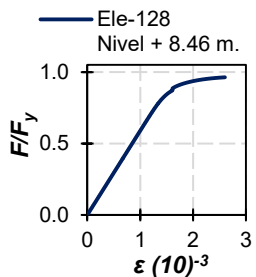
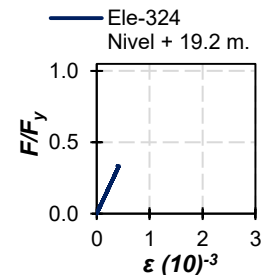
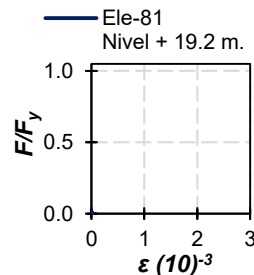
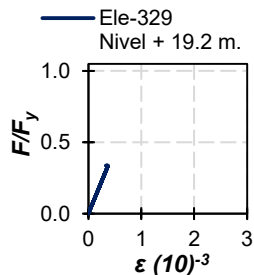
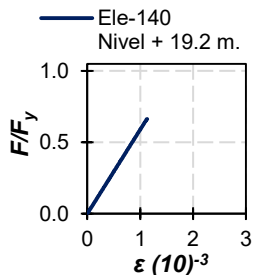
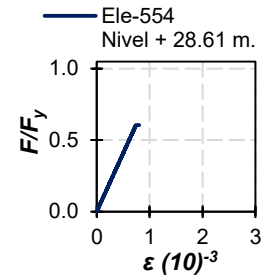
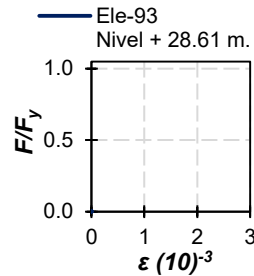
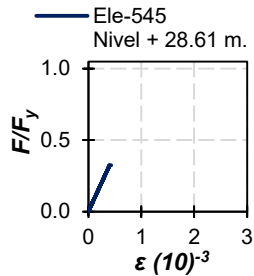
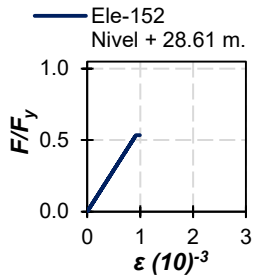
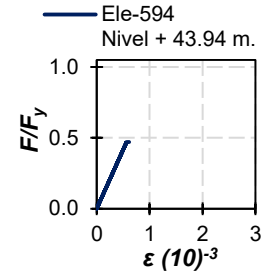
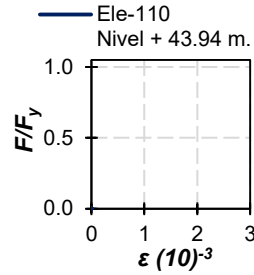
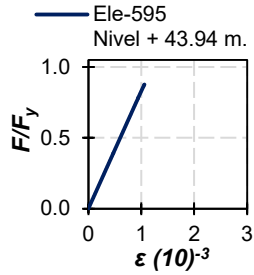
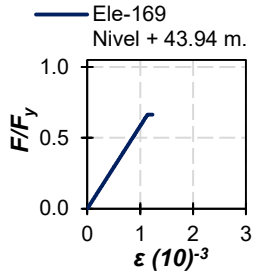
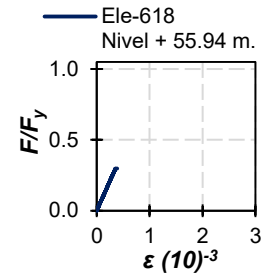
Celosía (compresión)



Pierna (tensión)



Celosía (tensión)



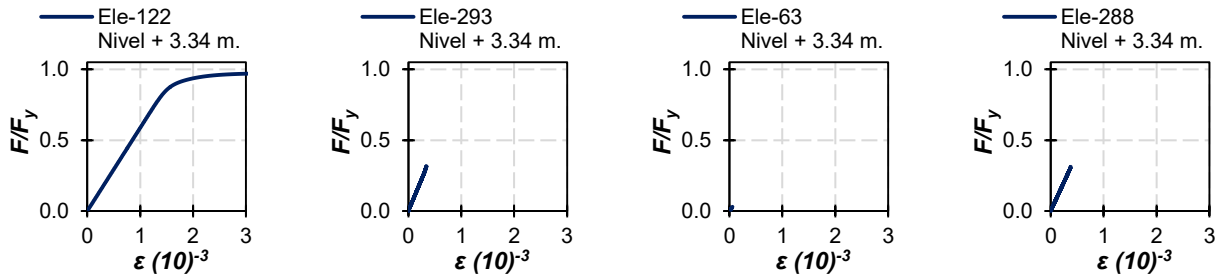


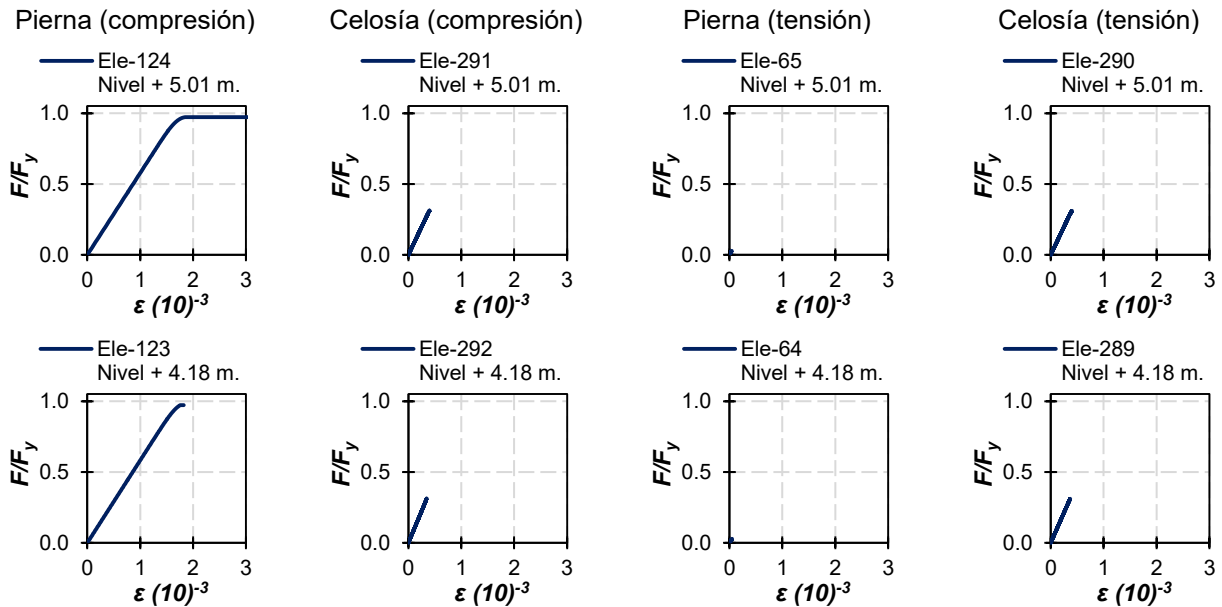
Figura 6.18 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de la cara B con el viento a 45°.

Se nota en la figura anterior, que la pierna 3 reporta una concentración del daño provocado por las demandas de carga axial en compresión. Además, se nota que la pierna 2 en tensión tiene una respuesta elástica con magnitudes de demanda significativamente bajas. Igualmente, los elementos de celosía en compresión y tensión permanecen en el intervalo elástico.

Se hace notar que, a diferencia de los análisis ante los ángulos de incidencia a 0°, 15° y 30°, los resultados no reportan una concentración de daño a media altura, sino que la respuesta inelástica se concentra únicamente en la base de la estructura.

6.6.1.1 Concentración de daño en la cara B

Las curvas esfuerzo contra deformación unitaria de los elementos que conforman el panel 1 hasta una altura de 5.0 metros se muestran en la figura 6.20. Con base en los resultados, elementos 119, 120, 121, 122 y 124, que corresponden a la pierna 3 en compresión, presentan falla por pandeo lateral. Por otra parte, en la pierna 2 no se aprecian esfuerzos relevantes, lo que debe implicar que la mayor demanda en compresión se centra en la pierna 3 y en tensión en la pierna 1. Además, se nota que la celosía permanece elástica en compresión y tensión.



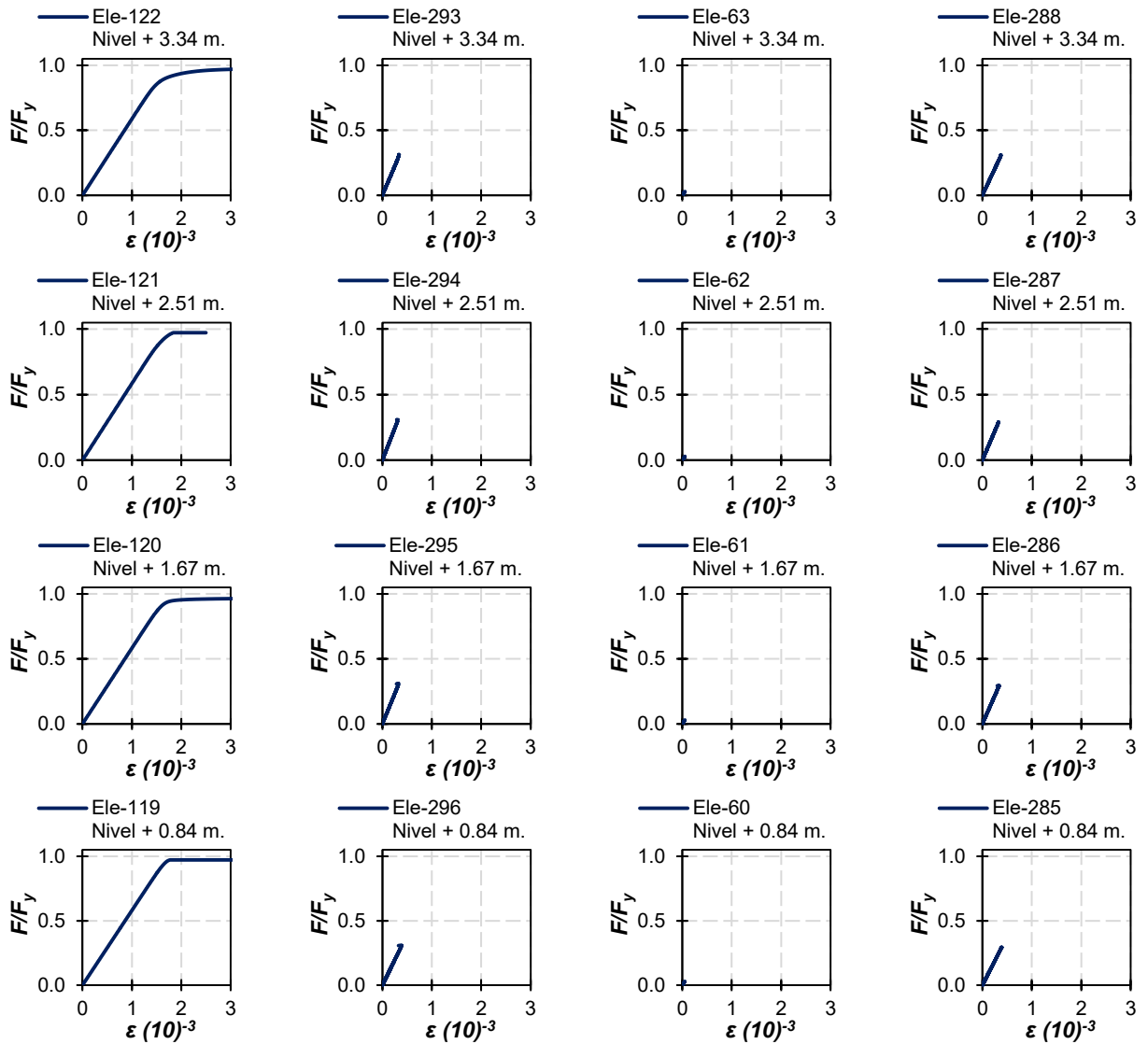


Figura 6.20 Curvas de comportamiento de los elementos críticos del panel 1 de la cara B con el viento a 45°.

Pese a que la figura 6.19 no reporta concentraciones de daño en la altura media de la torre, en la figura 6.21 se muestra el comportamiento de los elementos estructurales que conforman los paneles 10, 11 y 12. En las curvas, se nota que los elementos permanecen elásticos sin importar el tipo de demanda (en compresión o en tensión) y que las demandas en la pierna de tensión son muy bajas.

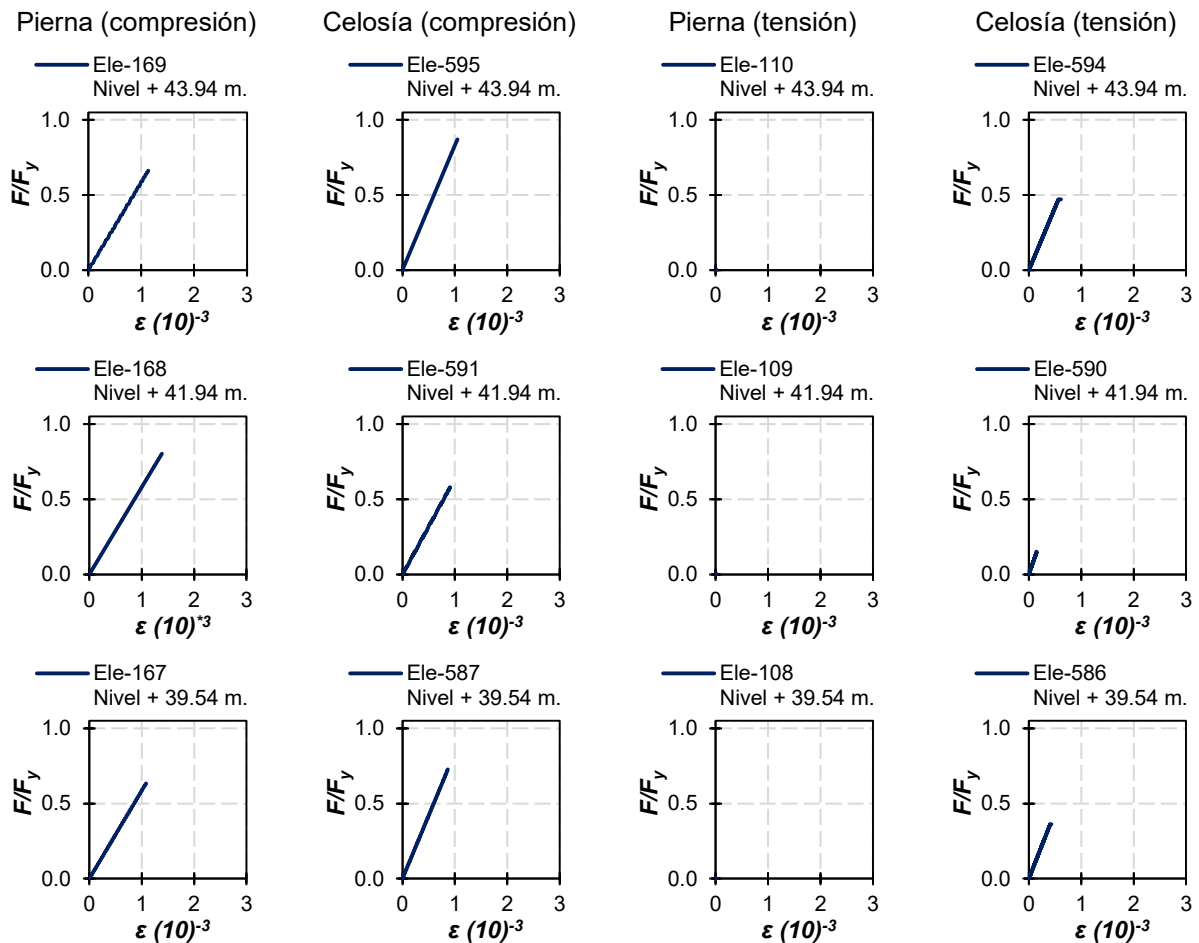


Figura 6.21 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de los paneles 10, 11 y 12 de la cara B con el viento a 45°.

6.7 Conclusiones

En este capítulo se discuten los resultados de someter a la estructura ante cuatro condiciones diferentes de carga, con base en el ángulo de incidencia en que se aplica la presión del viento.

Los patrones de carga de viento, fueron calculados con base en las previsiones del reglamento MOC-CFE-08. La obtención de las fuerzas en función del ángulo de incidencia a 0° (viento perpendicular a la cara), 15°, 30° y 45° (viento en esquina) se explica detalladamente en el capítulo anterior de esta investigación. Estas fuerzas equivalentes se determinaron mediante el criterio que propone el ASCE7-10, que incorpora un factor que toma en cuenta el ángulo de incidencia de la presión del viento.

En el caso de la incidencia del viento a 0°, la estructura presenta esfuerzos considerables en la celosía con eje longitudinal normal a la acción del viento, por lo que representa el caso más desfavorable de cargas para los elementos de celosía.

En general, pese a que en esta investigación se siguió estrictamente un diseño por capacidad con base en la reglamentación vigente, la respuesta de la estructura está asociada a

una concentración del daño en la base y a media altura. Además, se notó una distribución no uniforme de la respuesta inelástica asociada a altas reservas de capacidad.

Además, se notó una dependencia entre la concentración del daño y el ángulo de incidencia del viento. Los ángulos de incidencia a 15° y 30° provocaron que el colapso estuviera liderado predominantemente por los elementos a media altura. Mientras que las demandas cuando el ángulo de incidencia era de 45° concentraba el daño en la base de la torre. Las demandas del viento a 0° (viento perpendicular a la cara) representan el caso intermedio.

Los esfuerzos en las piernas de las torres se concentran en mayor magnitud cuando el ángulo de incidencia de la presión del viento es igual a 45° , donde la pierna crítica recibe la magnitud más alta de fuerzas equivalentes. Este efecto provoca que el colapso ocurra varios pasos antes en comparación con el resto de casos.

CAPÍTULO 7

ANÁLISIS DE SOLICITACIONES

7.1 Introducción

En este capítulo se discuten los resultados de análisis no lineales ante carga estática monótona creciente realizados a dos torres de telecomunicaciones en *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006) mediante detallados modelos que se presentaron en los capítulos previos de esta investigación.

Los resultados se discuten centrando la atención en la definición del mecanismo de colapso, a partir de las curvas de capacidad de los elementos (esfuerzo contra deformación unitaria) presentadas en el capítulo anterior. Las fuerzas equivalentes fueron aplicadas en los nodos maestros que constituyen a cada panel en la altura de los modelos. Los elementos de la discusión se seleccionaron con base en los resultados obtenidos que demostraron concentraciones de daño en la base de las torres y a media altura.

7.2 Desplazamientos

Los desplazamientos en los modelos se registraron con base en los registros del nodo de cumbrera, que es el nodo del apoyo crítico (pierna 3). En este capítulo se centra la atención en la cara C de la torre, que constituye la opción crítica, como se discute en el capítulo 6. La cara C de las torres constituye la celosía comprendida entre las piernas 3 y 4 de los modelos. En la figura 7.1 se muestran las trayectorias de los nodos en los ejes X y Z para el modelo TA60 para las incidencias del viento consideradas en este estudio.

Cuando la torre es sometida a vientos con un ángulo de incidencia de 0° , 15° , 30° y 45° , el nodo estudiado recorre una trayectoria en dirección al ángulo de incidencia, lo que origina que los desplazamientos sean en sentido de la aplicación de la carga. Esto se debe a que los modelos son completamente simétricos en los ejes X-Z, X-Y y Z-Y.

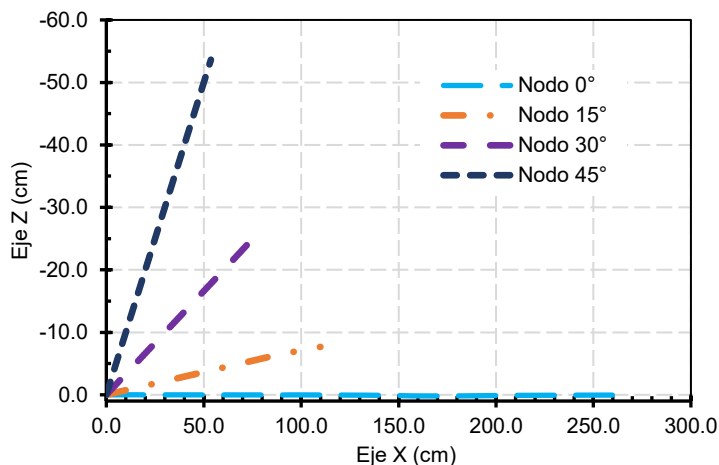


Figura 7.1 Desplazamiento de la torre en función del ángulo de incidencia del viento.

La magnitud del desplazamiento máximo ocurre cuando el ángulo de incidencia del viento es de 0° , en tanto que el desplazamiento menor ocurre para el ángulo de incidencia de 45° . Esto implica que el colapso es incipiente cuando el viento se aplica en una esquina de la torre.

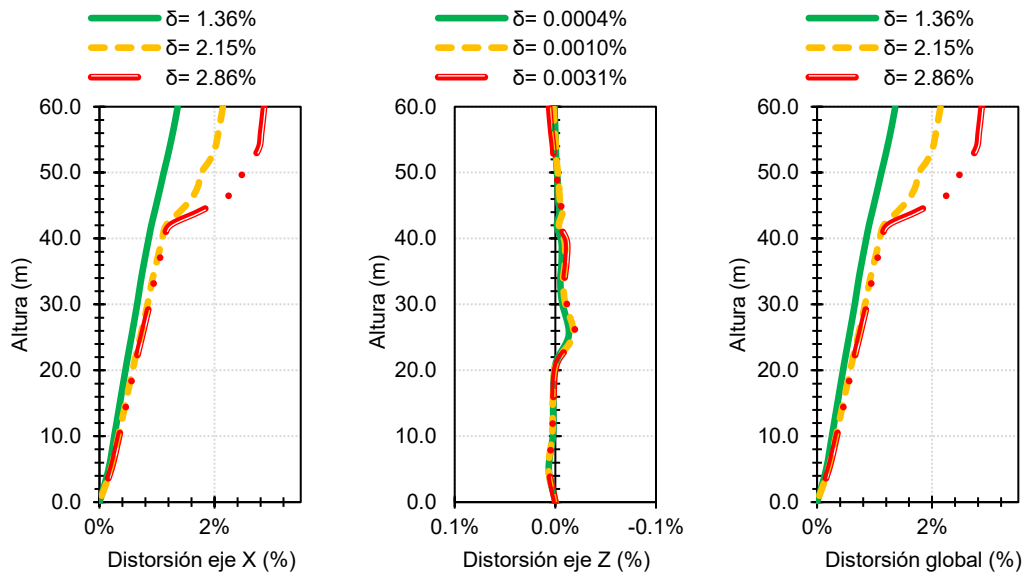
Es valioso hacer notar que la magnitud del desplazamiento del nodo cuando el empuje del viento se aplica con un ángulo de incidencia de 0° , podría estar asociado a una imprecisión numérica en el programa de análisis empleado; de manera que no necesariamente es una condición que puede desarrollar la estructura en la práctica.

7.3 Distorsión y desarrollo del colapso

Con base en los análisis y las gráficas esfuerzo – deformación del capítulo 6, se determinaron los pasos del análisis en los que uno o varios elementos comienzan a presentar el inicio o desarrollo de comportamiento no lineal con el propósito de definir la distorsión de fluencia. Las distorsiones de la estructura fueron determinadas en función al desplazamiento máximo en la cumbre dividido entre la altura de la torre y en todos los casos se expresó en porcentaje. El análisis de la distorsión se realizó en el apoyo crítico (pierna 3) en el eje X y Z, así como la combinación de ambos, mediante la obtención del radical de la suma de los cuadrados.

7.3.1 Viento con un ángulo de incidencia de 0° (perpendicular a la cara)

En la figura 7.2 se muestran las magnitudes de distorsión de la torre TA60 sometida a cargas de viento frontal a la estructura (ángulo de incidencia de 0°). Se observa que la distorsión máxima en la que la estructura llegó al colapso es de 2.86% en el eje X (figura 7.2a) y de 0.003% en el eje Z (figura 7.2b). De acuerdo a estas magnitudes, la distorsión en el eje Z, perpendicular a la aplicación de las fuerzas equivalentes del viento, tiene nula influencia en la demanda de deformación (figura 7.2c) que genera el patrón de cargas en la estructura.

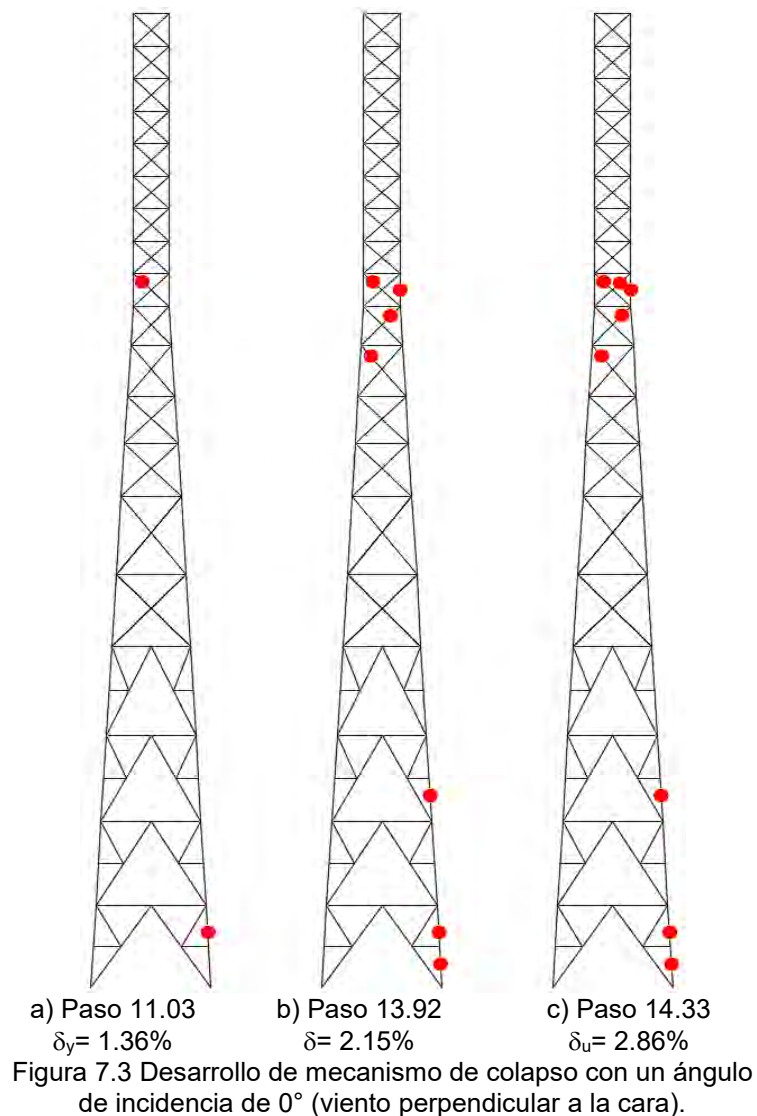


a) Distorsión en el eje x b) Distorsión en el eje z c) Distorsión global
 Figura 7.2 Distorsión cuando el viento está aplicado con un ángulo de incidencia de 0° (perpendicular a la cara).

En la figura 7.3 se muestran los mecanismos de colapso asociados a la aplicación del viento perpendicular a la superficie (0.0 grados). El inicio de la fluencia que ocurre en el paso 11.03 de incremento de carga con una distorsión global de 1.36%, está liderado por una concentración de daño en la base de la torre y a media altura. En la figura 7.3a se muestra una falla en compresión en la pierna de apoyo en compresión y en la celosía en compresión.

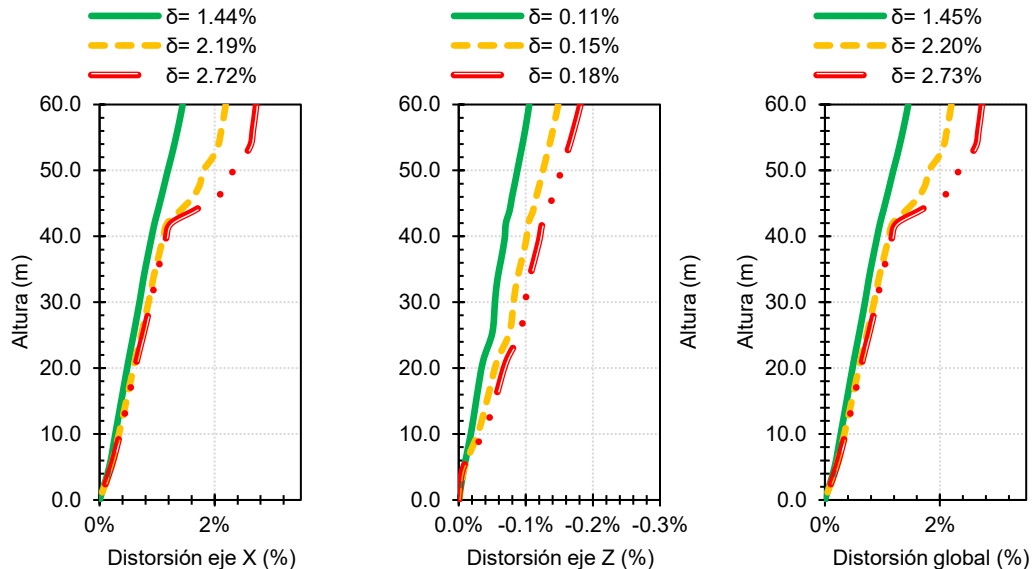
Posteriormente, en la figura 7.3b se muestra una instantánea de fluencia a una distorsión global de 2.15%. El daño se propaga a otros elementos de apoyo y de celosía en compresión y una celosía en tensión.

Finalmente, en la figura 7.3c se muestra el mecanismo de colapso obtenido en los análisis no lineales ante carga estática monótona creciente que está relacionado con una concentración del daño y con poca o nula distribución en la altura de la respuesta inelástica. Se nota una inesperada reserva de resistencia relacionada por la respuesta inelástica de la mayoría de los elementos que conforman la torre. Los elementos que rigen el colapso corresponden a la pierna crítica en compresión, así como celosía en el cambio de sección.



7.3.2 Viento con un ángulo de incidencia de 15°

En la figura 7.4 se muestran las magnitudes de distorsión de la torre TA60 sometida a cargas de viento con un ángulo de incidencia de 15°. Con base en los resultados, la distorsión global de colapso es 2.72% en el eje X (figura 7.4a) y de 0.18% en el eje Z (figura 7.4b). De acuerdo a estas magnitudes, se nota que la distorsión en el eje Z, perpendicular a la aplicación de las fuerzas equivalentes de mayor magnitud, tiene poca o nula influencia en la magnitud total de la distorsión global (figura 7.4c).

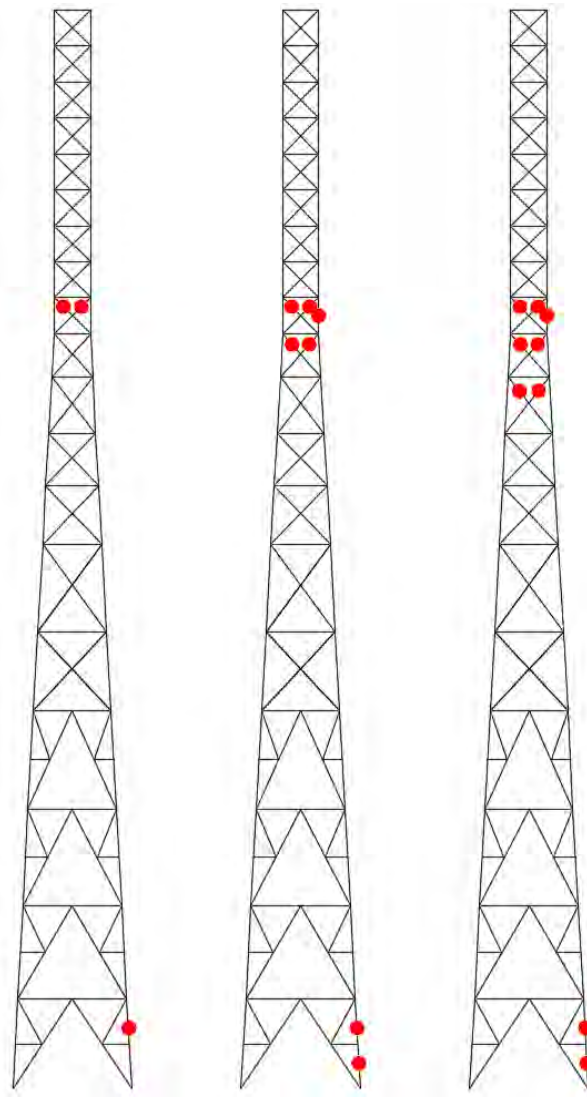


a) Distorsión en el eje x b) Distorsión en el eje z c) Distorsión global
Figura 7.4 Distorsión cuando el viento está aplicado con un ángulo de incidencia de 15°.

Con base en la información anterior, en la figura 7.5 se muestran los mecanismos de colapso a partir de los elementos que presentan daño en cada paso del análisis no lineal. En esta condición de carga, la fluencia inicia con el pandeo en compresión y la fluencia de la celosía a media altura en el panel 11 y el pandeo en compresión de la pierna de apoyo en una distorsión global de 1.45%.

Posteriormente, ante un incremento de la carga lateral cuando la distorsión global es 2.20%, el daño se propaga al panel 10 y la pierna en compresión del panel 11. Igualmente, se reporta daño en la base de la torre en los elementos en compresión.

Finalmente, el mecanismo de colapso se forma cuando la celosía en tensión y compresión del panel 10 también fluye. Así, el colapso es liderado por el daño concentrado de los paneles a media altura. La distorsión global máxima cuando se formó el mecanismo ocurre a una distorsión de 2.73%.



a) Paso 12.51
 $\delta_y = 1.45\%$

b) Paso 14.94
 $\delta = 2.20\%$

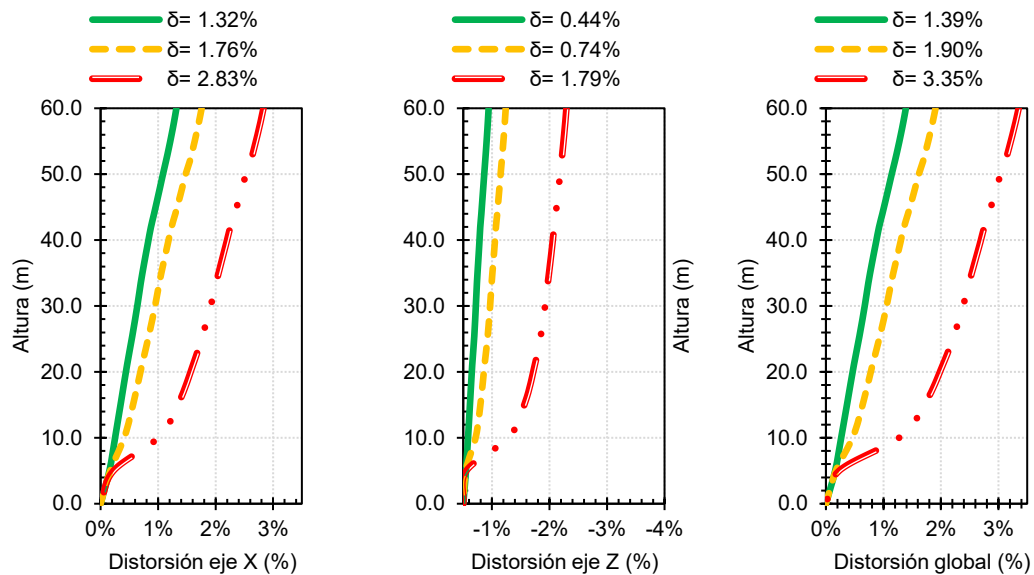
c) Paso 15.32
 $\delta_u = 2.73\%$

Figura 7.5 Evolución del mecanismo de colapso cuando el ángulo de incidencia es 15° .

7.3.3 Viento con un ángulo de incidencia de 30°

En la figura 7.6 se muestran las magnitudes de distorsión de la torre TA60 sometida a cargas de viento con un ángulo de incidencia de 30° . El inicio de la fluencia ocurre en una distorsión global igual a 1.39%, mientras que la distorsión global que está relacionada con el mecanismo de colapso resultó ser igual a 3.35% (figura 7.6c).

De acuerdo con los resultados, se nota que la distorsión global en el eje Z, perpendicular a la aplicación de las fuerzas equivalentes de mayor magnitud, representa el 60% de la distorsión en el eje X. Esta tendencia difiere de los resultados obtenidos en análisis cuando el ángulo de incidencia es 0° y 15° , donde la aportación del eje Z tiene poca influencia en la distorsión global.



a) Distorsión en el eje x b) Distorsión en el eje z c) Distorsión global
 Figura 7.6 Distorsión cuando el viento está aplicado con un ángulo de incidencia de 30°.

En la figura 7.7 se muestra la evolución del mecanismo de colapso de la torre cuando el ángulo de incidencia del viento es 30°. Con base en los resultados, la fluencia de la torre inicia con el pandeo en compresión de la pierna 3 en el panel 1 y la fluencia en tensión de la celosía en el panel 11 con una distorsión global de 1.39%.

A continuación, cuando la distorsión global es 1.90%, se presenta pandeo lateral en la celosía en compresión del panel 11 y en la pierna 3 del panel 2 como una propagación del daño. Con base en los resultados, el mecanismo de colapso en esta cara no tiene más elementos que incurrieren en el intervalo inelástico. Esto se explica en que el ángulo de incidencia del viento provoca daño en las otras caras que conforman la estructura como se concluye en las curvas esfuerzo contra deformación unitaria discutidas en el capítulo anterior. El mecanismo de colapso ocurre en el paso 16.40 de incremento de carga con una distorsión global de 3.35%.

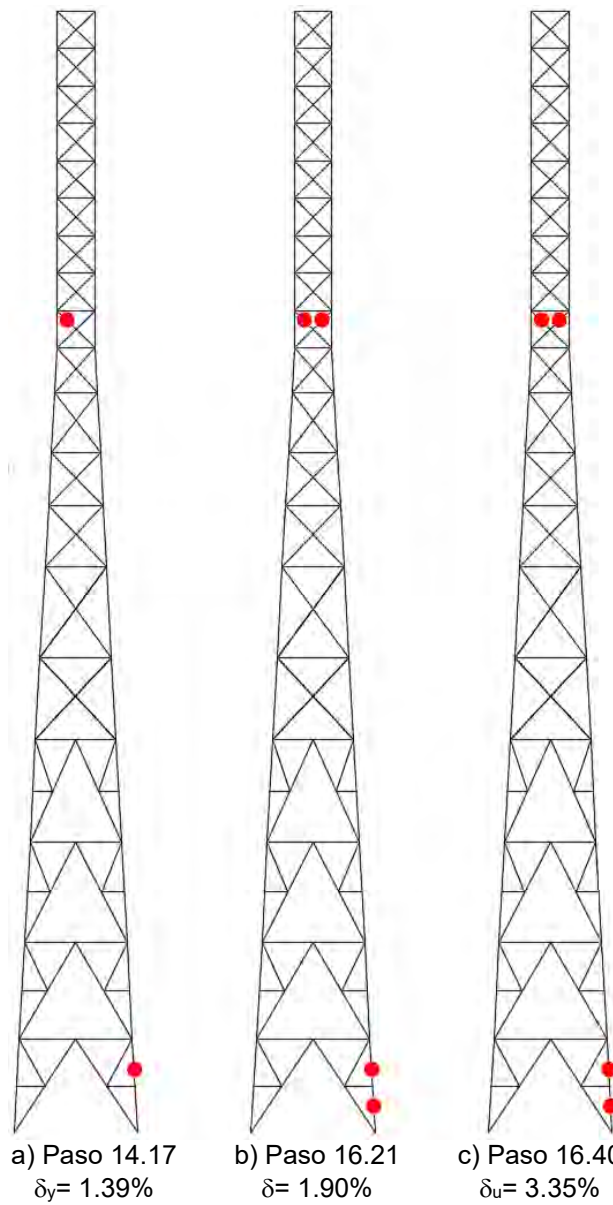
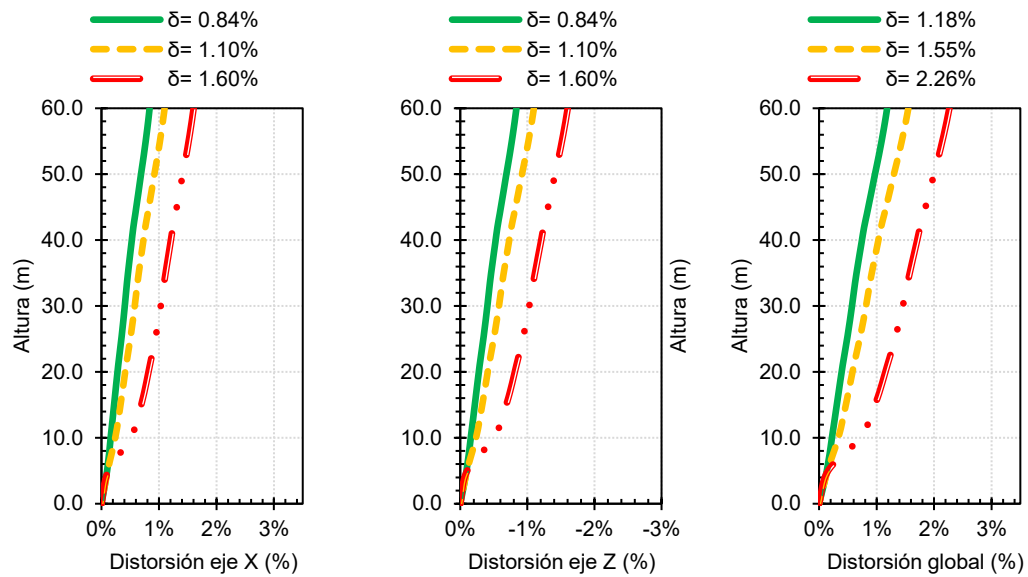


Figura 7.7 Desarrollo de mecanismo de colapso (30°).

7.3.4 Viento con un ángulo de incidencia de 45° (viento en esquina)

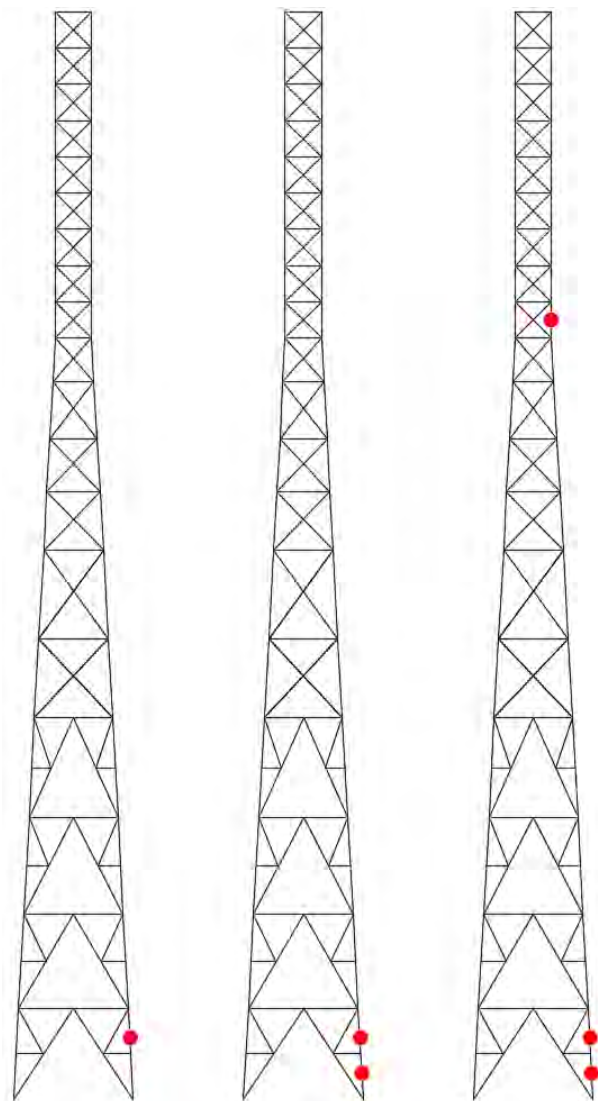
La figura 7.8 muestra la evolución de la distorsión global de la torre ante un viento con un ángulo de incidencia de 45° (viento en esquina). Para este caso de carga, la distorsión máxima ocurre simétricamente en los ejes Z y X, debido a la simetría del modelo y de la aplicación de las fuerzas equivalentes en los nodos. Esta observación confirma la veracidad del modelo para representar adecuadamente los efectos del viento sobre la estructura.

La magnitud de la distorsión en ambos ejes es de 1.60% cuando se forma el mecanismo de colapso, con una distorsión global 2.26% en el paso 16.32 de incremento de carga. La fluencia de los elementos ocurre en el paso 13.50 con una distorsión de 0.8% para cada eje, de manera que la distorsión global siguiendo la trayectoria de la torre es igual a 1.1%.



Por otra parte, en la figura 7.9 se muestra la evolución del mecanismo de colapso de la torre de 60 metros de altura. La fluencia de la torre está asociada con el pandeo lateral de la pierna 3 en compresión en el panel 1. La concentración del daño está localizada únicamente en la base de la estructura, a diferencia de los resultados de otros análisis efectuados en esta investigación. La distorsión global de fluencia es 1.18% que ocurrió en el paso 13.50.

Cuando la distorsión global es igual a 1.55%, el daño se propaga al panel 2 en la pierna a compresión mediante pandeo lateral en el paso 16.08. Finalmente, el mecanismo de colapso se forma en la base por el pandeo incipiente en una distorsión de 2.26%. Nótese que aunque se presenta un pandeo lateral de la pierna en compresión en el panel 11 a media altura, el mecanismo de colapso se encuentra regido por los elementos de la base.



a) Paso 13.50 $\delta_y = 1.18\%$ b) Paso 16.08 $\delta = 1.55\%$ c) Paso 16.32 $\delta_u = 2.26\%$
 Figura 7.9 Desarrollo de mecanismo de colapso (45°).

7.4 Estudio de las demandas de carga axial

Como se discutió ampliamente en los capítulos previos de esta investigación, los modelos se diseñaron siguiendo estrictamente un diseño por capacidad. Esta filosofía pretende contrarlar el daño en los elementos y propiciar la formación de líneas de defensa. Sin embargo, de acuerdo con los resultados de los análisis, este método de diseño no garantiza una correcta estimación de las demandas en los elementos estructurales.

7.4.1 Ángulo de incidencia a 0° (perpendicular a la cara)

En la figura 7.10 se presentan las curvas de esfuerzo contra deformación unitaria de los elementos críticos en las piernas de la cara C, cuando el patrón de cargas del viento tiene un

ángulo de incidencia de 0° (viento perpendicular a la cara). En las curvas se incluyó la carga axial de diseño obtenida mediante la aplicación de la filosofía de diseño por capacidad. En los resultados presentados, la aplicación del viento ocurre de derecha a izquierda. En la figura se nota que en los elementos que tienen una respuesta inelástica, la carga del diseño por capacidad está señalada antes de la fluencia, lo que indica que en el proceso de diseño la sección transversal se seleccionó conservadoramente. Sin embargo, en los casos donde no ocurre fluencia, la carga del diseño por capacidad es muy superior a la demanda que efectivamente tuvo que desarrollar el sistema.

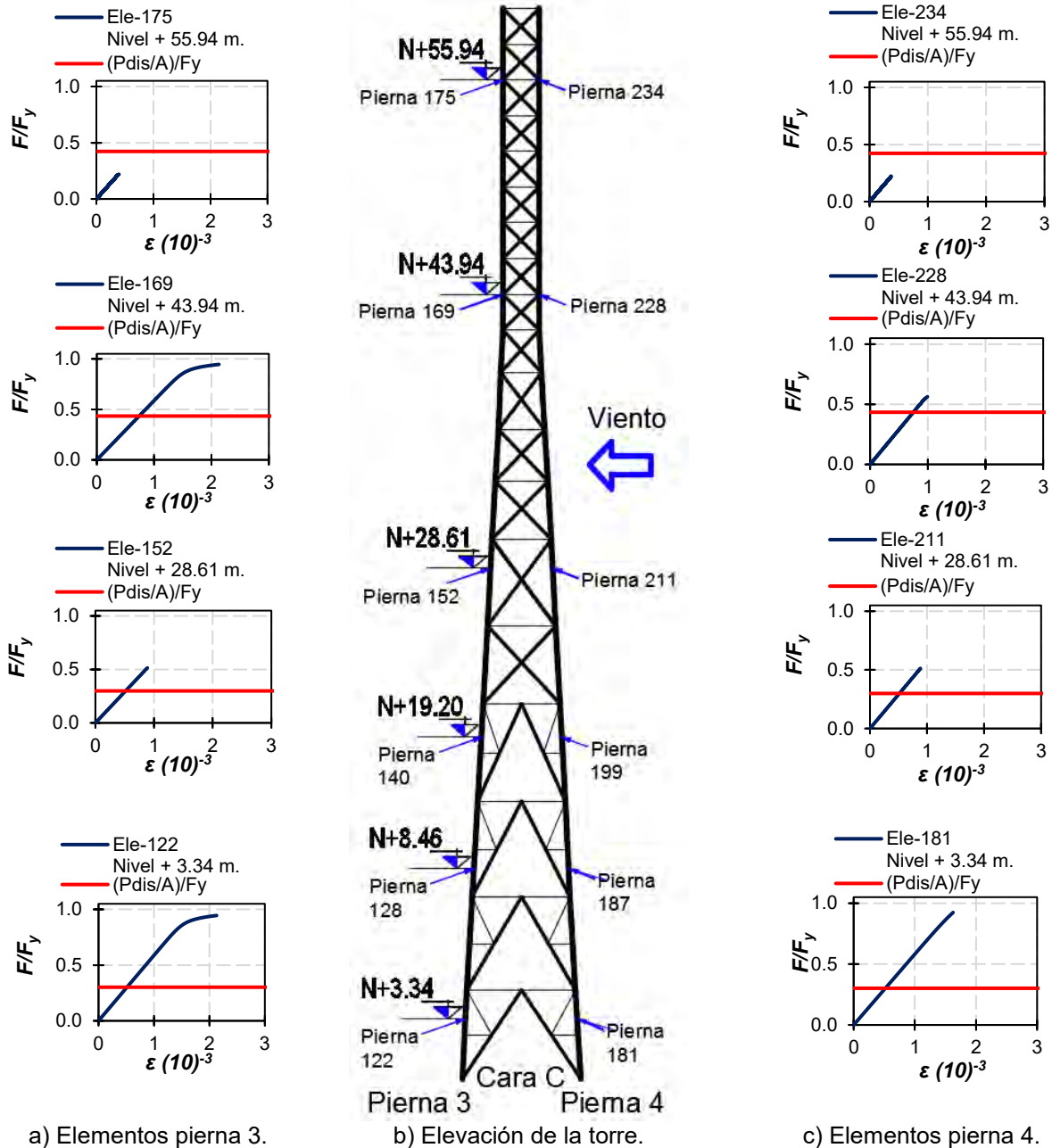
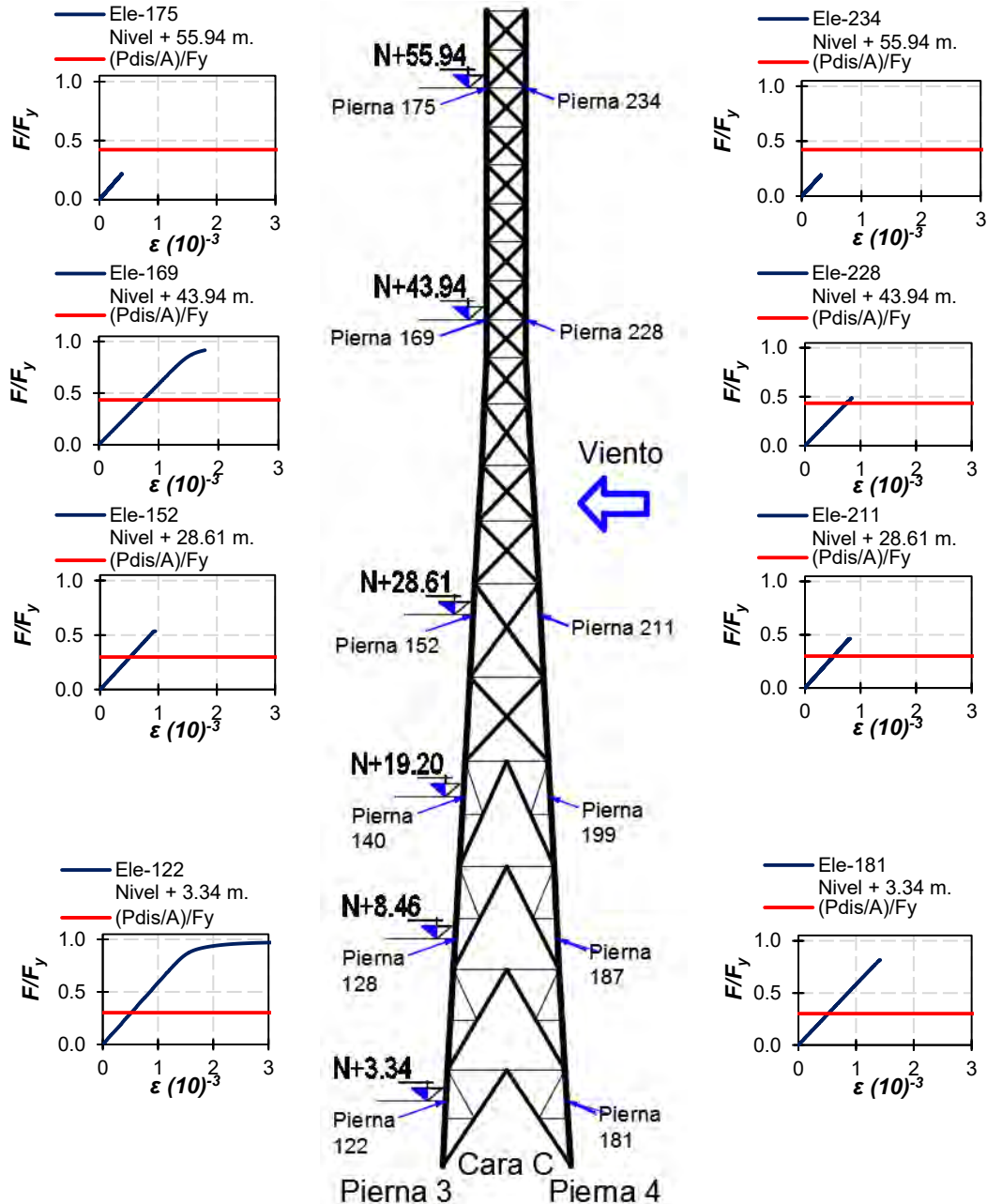


Figura 7.10. Demandas con un ángulo de incidencia de 0° .

7.4.2 Ángulo de incidencia a 15°

La figura 7.11 presenta las curvas esfuerzo contra deformación unitaria de los elementos de la torre cuando el patrón de cargas del viento tiene ángulo de incidencia de 15°. En este caso de carga la demanda de la estructura en el análisis no lineal ante cargas estáticas monótonas crecientes se aproxima a la demanda que se estimó en el diseño por capacidad en los paneles 9, 10, 11 y 12. Sin embargo, el resto de elementos hacia la cumbre presenta una magnitud menor de demanda del método de diseño por capacidad dado que tiene una respuesta elástica.



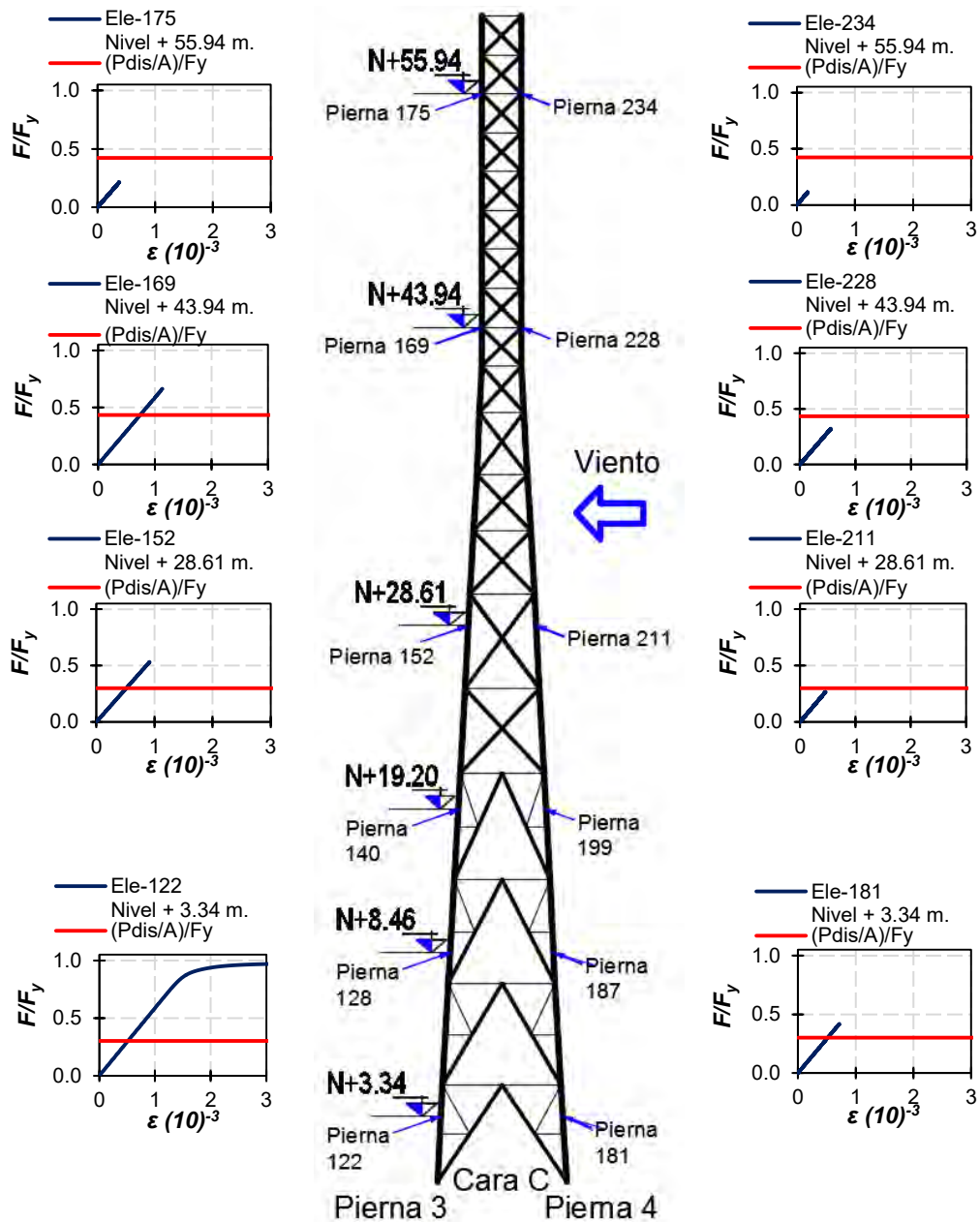
a) Elementos pierna 3. b) Elevación de la torre. c) Elementos pierna 4.

Figura 7.11. Demandas con un ángulo de incidencia de 15°.

En elementos de la cumbre se observa que la demanda del diseño por capacidad no representa una buena representación de las demandas que regirán el diseño de la torre debido a la concentración de daño que gobernó el colapso.

7.4.3 Ángulo de incidencia a 30°

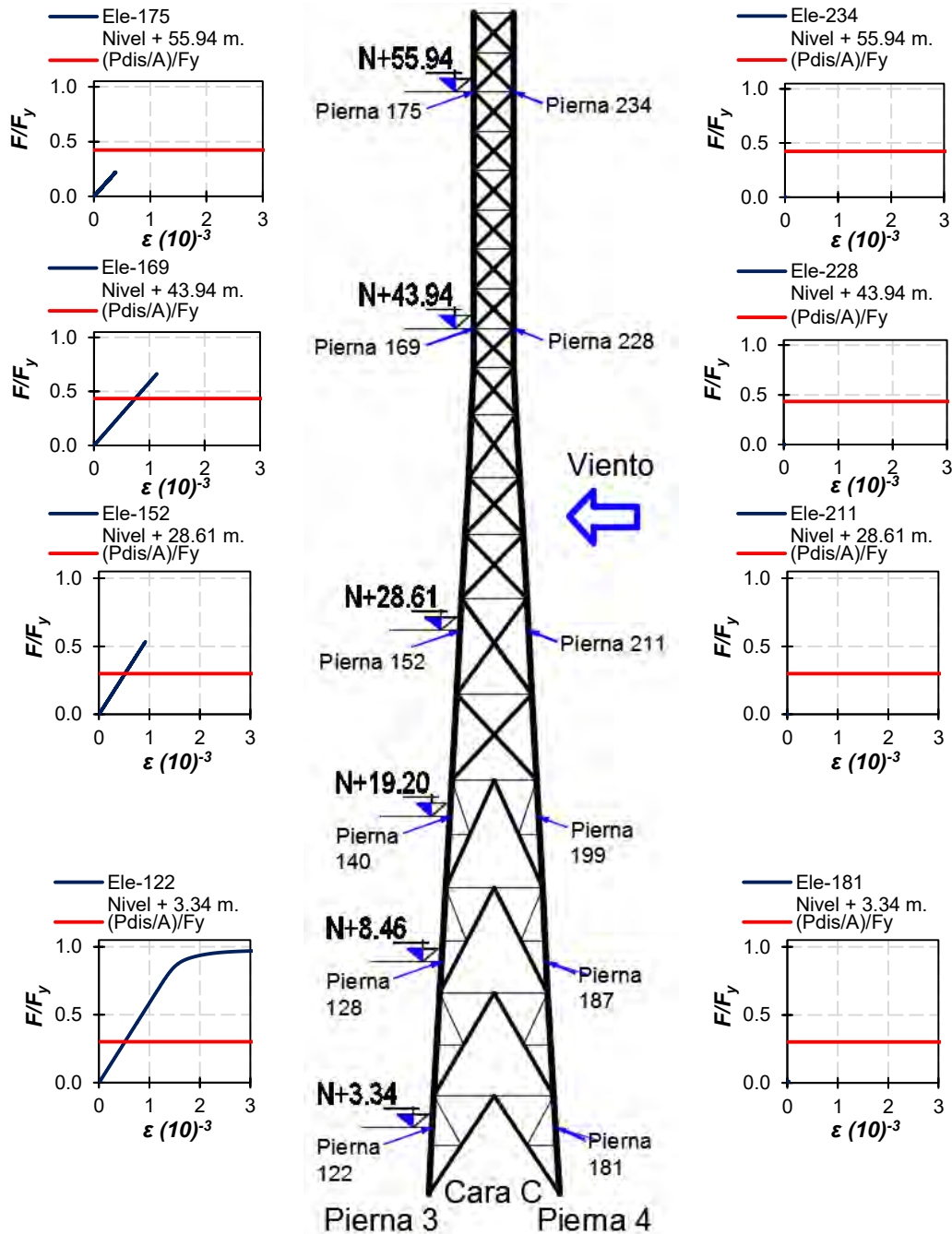
En la figura 7.12 se muestran las curvas esfuerzo contra deformación unitaria de los elementos de la torre TA60 ante el patrón de cargas de viento con ángulo de incidencia de 30°.



a) Elementos pierna 3. b) Elevación de la torre. c) Elementos pierna 4.
Figura 7.12. Demandas con un ángulo de incidencia de 30°.

En este caso la predicción de las demandas del diseño por capacidad se acerca a las del análisis en los paneles intermedios; sin embargo, los elementos en la cumbrera que tienen una respuesta predominantemente elástica están relacionados con una diferencia importante entre la demanda de los análisis inelásticos y la que se estima con el diseño por capacidad.

7.4.4 Ángulo de incidencia a 45°



a) Elementos pierna 3. b) Elevación de la torre. c) Elementos pierna 4.
 Figura 7.13. Demandas con un ángulo de incidencia de 45°(viento en esquina).

Finalmente, en la figura 7.13 se muestran las curvas esfuerzo contra deformación unitaria de los elementos críticos cuando son sometidos al patrón de cargas del viento con ángulo de incidencia de 45° (viento en esquina). Se observa, que en la mayoría de los elementos estudiados, la magnitud de la carga del diseño por capacidad no es una buena representación de las demandas que soportan los elementos en los análisis inelásticos. De hecho, dado que los elementos que conforman la pierna 2 no están demandados, la magnitud de la carga del diseño por capacidad es varias veces la carga que soportan los elementos en el colapso.

7.4 Conclusiones.

En este capítulo se analiza la evolución de los desplazamientos a lo largo de los análisis no lineales efectuados a las torres estudiadas en el programa *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006).

En general se identificó que la trayectoria de los nodos de la cumbrera de las torres coincide con el ángulo de incidencia del viento. Los desplazamientos hacia el final del análisis, sobre todo en el caso del viento frontal a la estructura (0°), podrían estar relacionados con una imprecisión matemática del programa, donde es posible formar una matriz de rigidez en la estructura, aunque la estructura no necesariamente sería capaz de resistir esa demanda de deformación.

En general, la demanda con un ángulo de incidencia de 0° (viento perpendicular a la superficie) está relacionada con una mayor magnitud de desplazamiento, mientras que el colapso ocurre con poca deformación si el ángulo de incidencia es de 45° (viento en la esquina).

La distorsión en el modelo está regida por la magnitud de la deformación que se desarrolla en eje X, en comparación con la que se obtiene en el eje Z debido a que está estrechamente relacionado con el ángulo de incidencia. La distorsión en el eje Z, en el que la magnitud de las fuerzas equivalentes siempre es menor, tiene poca participación en los casos de ángulo de incidencia del viento a 0° y 15° , mientras que en el caso de 30° y 45° , representa el 60% y 100% de la distorsión en el eje X del modelo.

La distorsión global de la estructura corresponde a la acumulación del desplazamiento en el eje X y Z, con el fin de evaluar la distorsión del modelo en planta con referencia a la altura en cada panel de la torre. El modelo TA60 presenta la mayor distorsión global cuando la presión del viento empuja a la estructura con un ángulo de incidencia de 30° , la cual alcanza una magnitud de 3.4%. La magnitud menor de distorsión global corresponde al empuje del viento con un ángulo de incidencia de 45° .

Con base en los resultados, se notó que el mecanismo de colapso tiene una alta dependencia con el ángulo de incidencia. Cuando el ángulo es igual a 0° , 15° y 30° el mecanismo es gobernado por el pandeo de la pierna en compresión en el panel 1 y por el pandeo lateral en el panel 10, 11 y 12.

Cuando el viento tiene una incidencia de 45° , la pierna crítica rige el colapso, ya que los esfuerzos no se concentran en la celosía, sino que trasladan el empuje de las fuerzas a la pierna crítica en compresión. Además, existe una compensación de las fuerzas por la simetría de la estructura y la aplicación de cargas. Las fuerzas equivalentes en este caso son idénticas en magnitud para el eje X y Z. En todos los casos, se nota una respuesta predominantemente

elástica con altas reservas de capacidad. Así, el mecanismo de colapso no tiene dependencia del patrón lateral de fuerzas equivalentes, sino que tiene dependencia del ángulo de incidencia del mismo.

Otro punto en común para los casos de carga, es la concentración de daño en el cambio de sección transversal del modelo. En este tramo se concentró daño en las columnas y celosía, por lo que corresponde un punto de especial atención durante el diseño

Con base en los resultados, el método de diseño por capacidad no evita que existan concentraciones de daño en los elementos estructurales. La estructura presenta una respuesta elástica en la mayoría de los elementos estructurales, con una distribución no uniforme de la respuesta inelástica, la cual ocurre en elementos críticos únicamente.

CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES

8.0 Conclusiones

En esta investigación se estudia la respuesta de modelos de torres de telecomunicaciones de celosía, con el fin de determinar la influencia del ángulo de incidencia del patrón de cargas de viento intenso en el mecanismo de colapso.

Las torres de celosía son estructuras metálicas que se clasifican de acuerdo al método de estabilización y geometría en autosoportadas y arriostradas por medio de cables de retenidas. Además, las torres de transmisión se clasifican con base en su sección transversal, la cual puede ser cuadrada o triangular y el tipo de sección transversal que conforma los elementos estructurales (elementos con lados planos y elementos con sección circular).

Los accesorios de las torres de telecomunicaciones están caracterizados principalmente por antenas de tipo panel y tablero. Los elementos estructurales que conforman las torres de telecomunicaciones se diseñan y se identifican según su posición y geometría en la estructura. Estos elementos son conectados por medio de tornillos. Existe diversidad de configuraciones geométricas de elementos estructurales que constituyen este tipo de estructuras.

Este documento discute algunos de los criterios para la obtención de patrones de carga por viento en torres de celosía. En especial, se incluye una discusión sobre el coeficiente de fricción en torres de telecomunicaciones con sección transversal cuadrada y triangular y con elementos con lados planos y elementos circulares. Con este propósito se analizó el criterio normativo de cinco países (Estados Unidos, Nueva Zelanda – Australia, India, México y Japón).

Los criterios se aplicaron para condiciones equivalentes a dos torres que se seleccionaron de un muestreo de torres en México. El muestreo considera las características de un conjunto de 54 torres construidas entre 1981 y el 2015. En los cálculos se identificó la contribución al área sólida en función del tipo de elemento (pierna y celosía) y se calculó la tendencia en la altura del área sólida. A partir de los perfiles laterales se calculó la influencia del coeficiente de arrastre en el patrón lateral de carga y se identificó la influencia en el diseño de los criterios de cada metodología.

Con base en la comparación entre los criterios de los reglamentos, se identificaron inconsistencias entre las propuestas normativas y los resultados de pruebas experimentales en túnel de viento de torres de celosía. De hecho, con base en la discusión, los criterios de los reglamentos vigentes son muy conservadores y, en algunos casos, no son una buena representación de la distribución de demandas obtenidas en pruebas experimentales. Una posible explicación es que los experimentos en túnel de viento han sido efectuados en estructuras piramidales, mientras que los criterios normativos establecen los efectos en estructuras rectangulares.

Además, se demostró que los patrones normativos en función del coeficiente de fricción son completamente diferentes, a pesar de que se calculen para condiciones de factores, condiciones y parámetros equivalentes. Esto implica que las secciones transversales de la torre serían diferentes en función de la localización de la torre alrededor del mundo, sin importar que tengan la misma condición de temperatura, presión atmosférica, densidad del aire, factor de importancia, periodo de retorno, factor de dirección del viento, coeficiente de protección, factor de topografía, etc. Así que la complejidad de los criterios normativos vigentes en torres de

telecomunicaciones podría no ser justificada dada las incertidumbres inherentes al coeficiente de fricción y otros parámetros. En este sentido, la ilusión generalizada de que se obtienen diseños más precisos, a través de formulaciones complejas que dependen de factores sofisticados, podría no ser adecuada. Esto hace notar que la necesidad de realizar esfuerzos para promover el sentido común en la aplicación de las demandas, a través de una simplificación en el proceso para la determinación de las demandas.

Los resultados anteriores hacen notar que dada las configuraciones de las torres y las configuraciones establecidas en los códigos, las torres de transmisión deberían ser consideradas como casos particulares. De manera que se deberían efectuar más comúnmente pruebas de túnel de viento para mejorar la normativa vigente no sólo para mejorar la predicción del colapso, sino también para simplificar los criterios de diseño vigentes.

Se demostró que a falta de pruebas experimentales en el túnel de viento, la ecuación propuesta por Bayar en 1986 y que ha sido integrada a algunos reglamentos especializados puede guiar a criterios de diseño conservadores sin sacrificar la seguridad.

Por otra parte, los perfiles del factor de amplificación dinámica calculados en esta investigación con base en las características de torres existentes concuerdan con otros estudios recientes. En esta investigación se establece que la magnitud del factor de amplificación dinámica propuesto entre los reglamentos de diseño eólico internacionales no tiene correlación y no son comparables, debido a que utilizan diferentes variables que dependen de características diferentes tanto en la filosofía para establecer el patrón de carga como en las condiciones locales. El factor de amplificación dinámica propuesto en los reglamentos vigentes no forma parte de un análisis dinámico, sino que se proporciona una magnitud que afecta el patrón lateral de cargas, de modo que el análisis sigue siendo estático. Adicionalmente, algunos estudios recientes han demostrado que el mecanismo de colapso de las torres de celosía no depende del patrón lateral de cargas, sino del ángulo de incidencia del empuje del viento. Por esta razón, es importante establecer con cierta certidumbre la magnitud del coeficiente de arrastre para definir la magnitud de la demanda.

Por lo anterior, se realizaron análisis no lineales ante carga estática monótona creciente a dos modelos detallados de torres de telecomunicaciones. Los modelos inelásticos de las torres se analizaron con el programa *OpenSees*. Las secciones de los elementos estructurales de las torres de celosía se discretizaron para que desarrollaran la plasticidad en toda la sección transversal. Así, la sección transversal de los elementos se subdividió en segmentos rectangulares fraccionados en fibras. En el modelo inelástico se incluyó una restricción torsional con el propósito de evitar que las fibras se desacoplaran por torsión; de manera que la inestabilidad se presentara por pandeo global fuera del plano. Adicionalmente, la longitud del elemento se dividió para reproducir los efectos de segundo orden. En la idealización de los elementos se consideraron los resultados de investigaciones recientes de estudios paramétricos que pretenden mejorar la aproximación de la estimación de la capacidad inelástica de la estructura.

Los patrones de carga laterales se calcularon con base en las previsiones del MOC-CFE-08 y el ASCE7-10; mientras que el diseño se efectuó siguiendo la filosofía de diseño por capacidad siguiendo los criterios de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Acero del 2017.

Además, se consideraron cuatro casos de patrón de cargas, en función de las fuerzas equivalentes variando el ángulo de incidencia del empuje provocado por el viento. Los ángulos establecidos fueron de 0° , 15° , 30° y 45° , considerando la simetría en los modelos propuestos.

Con base en los resultados, el ángulo de incidencia de 0° representa la condición más desfavorable en la obtención de las demandas para los elementos de celosía de las caras paralelas a la acción del patrón de cargas. Mientras que, el ángulo de incidencia de 45° representa la condición más desfavorable para la pierna crítica, ya que se concentran las fuerzas equivalentes de ambas caras en los elementos estructurales, sometidos a compresión hasta la falla por pandeo global. Este efecto provoca que el colapso ocurra en un desplazamiento lateral menor en comparación con el resto de casos.

Los ángulos de incidencia a 15° y 30° provocaron que el colapso estuviera liderado predominantemente por los elementos a media altura. En contraste, las demandas relacionadas con el ángulo de incidencia del viento en esquina (45°) concentra el daño en la base de la torre. Finalmente, las demandas del viento a 0° (viento perpendicular a la cara) representan el caso intermedio con concentraciones de daño en varias alturas.

Entonces, las curvas de capacidad de los elementos críticos de la estructura evidencian una notable concentración del daño reportada en la base de las torres y a media altura. De hecho, esta inesperada redistribución del daño ocurre pese a que en el diseño se siguió estrictamente una filosofía de diseño por capacidad. Esa redistribución es difícil de preverse desde la etapa de diseño siguiendo la metodología vigente y está asociado a grandes reservas de capacidad y una no uniforme distribución en la altura de la respuesta inelástica de los elementos que conforman la estructura.

Los resultados de esta investigación concuerdan con otros estudios desarrollados en México (por ejemplo, Tapia *et al.* 2016), donde el mecanismo de colapso está gobernado por una concentración de daño en el cambio de sección de los elementos de pierna a media altura de los modelos. Además, el mecanismo reportado en investigaciones experimentales (Prasad *et al.* 2010) y Szafran 2015) concuerda con el observado en esta investigación, donde el pandeo de elementos de pierna sometida a esfuerzos en compresión lideran el colapso en mecanismos frágiles con poca o nula ductilidad. Por otra parte, las distorsiones en la altura concuerda con los resultados reportados por Szafran (2015) y Prasad *et al.* (2010).

Con el propósito de establecer la posible influencia de la sobrerresistencia en la elección de la sección transversal y la evolución del mecanismo de colapso en las curvas de capacidad se incluyó la carga axial obtenida en el proceso de diseño por capacidad. Con base en los resultados, la elección conservadora de los perfiles transversales ocasiona que las estructuras sean capaces de soportar un patrón de carga varias veces más grandes que la demanda normativa. Sin embargo, el procedimiento no evita que se desarrollen desfavorables concentraciones de daño.

Aunado a lo anterior, las curvas de capacidad denotan que los ángulos de incidencia de 0° (viento frontal) y 45° (viento en esquina) están relacionados con magnitudes de deformación de colapso menores. Esto evidenciaría una notable pérdida de capacidad y ductilidad, debido a la concentración de daño en elementos críticos.

En los análisis efectuados, la evolución de la distorsión está regida por la dirección de la aplicación de la carga. La distorsión en el eje Z, en el que la magnitud de las fuerzas

equivalentes siempre es menor, tiene poca participación en los casos de ángulo de incidencia del viento a 0° y 15° ; en cambio, en el caso del ángulo de incidencia aplicado en 30° y 45° , representa el 60% y 100% de la distorsión en el eje X del modelo.

En los modelos la mayor distorsión global se desarrolla cuando la presión del viento empuja a la estructura con un ángulo de incidencia de 30° , la cual supera una magnitud de distorsión de 3.0%. La magnitud menor de distorsión global corresponde al empuje del viento con un ángulo de incidencia de 45° . Teniendo este resultado en consideración parecería útil que la normativa incluyera los coeficientes de arrastre para calcular las demandas de ángulos de incidencia del viento para esas condiciones de carga.

Se recomienda como investigaciones futuras que se realice un estudio de vulnerabilidad de las torres que incluya como parámetros la variabilidad en la sobrerresistencia del material y la variabilidad del patrón lateral de carga considerado. Esto tendría el propósito de asegurar que ante esas variaciones, los modelos de las torres tengan una alta probabilidad de acumular daño en los paneles que se han identificado en este trabajo.

CAPÍTULO 9

REFERENCIAS

9.0 Referencias

- [1] AHMSA (2013). "Manual de diseño para la construcción con acero", Altos Hornos de México, S.A. de C.V. México.
- [2] AIJ-06 (2006). "Recommendations for Loads on Building. Chapter 6: Wind Loads", AIJ Architectural Institute of Japan. Japón.
- [3] AISC 341-10 (2010), *Seismic provisions for structural steel buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Estados Unidos.
- [4] Albermani, F., Mahendran, M. y Kitipornchai, S. (2003). "Upgrading of transmission towers using a diaphragm bracing system". *Engineering Structures*, 26(2004), 735-744.
- [5] ANSI/TIA (2006). "Structural Standard for Antenna Supporting Structures and Antennas". Telecommunications Industry Association, Virginia, E.U.A, pp. 146 págs.
- [6] AS/NZS-11 (2011). "AS/NZS 1170.2 Structural Design Actions. Part 2: Wind Actions", Australian/ New Zeland Standard. Septiembre.
- [7] ASCE 7-10 (2010), "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI7-05", American Society of Civil Engineers, ASCE Press, Nueva York, E.U.A.
- [8] ASTM A307-07b (2007). "Especificación Normalizada para Tornillos y Pernos de Acero al Carbono, con 60 000 PSI de Resistencia a la Tracción". ASTM International, Pensilvania, E.U.A., 6 págs.
- [9] ASTM A325M-14 (2014). "Standard Specification for Structural Bolts, Steel, Heat Treated 830 MPa Minimum Tensile Strength (Metric)". ASTM International, Pensilvania, U.S.A., 8 págs.
- [10] ASTM A449-14 (2014). "Standard Specification for Hex Cap Screws, Bolts and Studs, Steel, Heat Treated, 120/105/90 ksi Minimum Tensile Strength, General Use". ASTM International, Pensilvania, E.U.A., 7 págs.
- [11] ASTM A490-14a (2014). "Standard Specification for Structural Bolts, Alloy Steel, Heat Treated, 150 ksi Minimum Tensile Strength". ASTM International, Pensilvania, U.S.A., 8 págs.
- [12] ASTM A6 A6M-14 (2014). "Standard Specification for General Requirements for Rolled Structural Steel Bars, Plates, Shapes, and Sheet Piling". American Society Testing Materials International, Pensilvania, E.U.A, pp. 63.
- [13] AWS A5.1 (2012). "Specification for Carbon Steel Electrodes for Shielded Metal Arc Welding". American Welding Society, Florida, U.S.A.
- [14] AWS A5.5 (2012). "Specification for Low-Alloy Steel Electrodes for Shielded Metal Arc Welding". American Welding Society, Florida, U.S.A.
- [15] Bayar, D., (1986) "Drag coefficients of latticed towers" *Journal of Structural Engineering*, 112(1986), 417-430.
- [16] Calvo, C. (2013). "Calculo y diseño de cimentaciones semi-profundas". Ingenoa Servicios avanzados, España.
- [17] Carril, F., Isyumov, N. y Reyolando M. L. R. F. Brasil. (2003). "Experimental study of the wind forces on rectangular latticed communication towers with antennas" *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 91(2003), 1007-1022.

- [18] Chay, M., Albermani, F. y Wilson, R. (2005). "Numerical and analytical simulation of downburst wind loads". *Engineering Structures*, 28(2006), 240-254.
- [19] Chen, L y L Tirca (2013), "Simulating the seismic response of concentrically braced frames using physical theory brace models", *Open Journal of Civil Engineering*, Scientific Research, Vol. 3, pp. 69-81, DOI: 10.4236/ojce.2013.32A008.
- [20] CSA-2010 (2010). "Design Criteria of Overhead Transmission Lines", Canadian Standards Association, Toronto, Canada.
- [21] D'Aniello, M, G La Manna Ambrosino, F Portili y R Landolfo (2015), "The influence of out-of-straightness imperfection in physical theory models of bracing members on seismic performance assessment of concentric braced structures", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 24, No. 3, pp. 176-197. DOI: 10.1002/tal.1160.
- [22] Da-Silva, J.G.S., Vellasco, P.C.G., Andrade, S.A.L. y Oliveira, M.I.R. (2005). "Structural Assessment of current Steel design models for transmission and telecommunication towers". *Journal of Constructional Steel Research*, 61(2005), 1108-1134.
- [23] Denavit, D M y F J Hajjar (2013), "Description of geometric nonlinearity for beam-column analysis in OpenSees", *Report No. NEU-CEE-2013-02*. Department of Civil and Environmental Engineering, Northeastern University, Boston, Massachusetts.
- [24] FEMA 355A (2000), "State of the art report on base metals and fracture", *Program to Reduce the Earthquake hazards of Steel Moment-Frames Structures*, Federal Emergency Management Agency, septiembre.
- [25] Fox, T. y Toy, N. (1990). "Winds effects on structural intersections". *Journal of Wind and Industrial Aerodynamics*, 34(1990), 27-44.
- [26] García, S y E Tapia (2015), "Respuesta inelástica de marcos dúctiles con contraventeo excéntrico", *Memorias del XX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Id. VI-45. Acapulco, Guerrero. Noviembre.
- [27] Holmes J. D. (2004). "Wind loading of structures". Spon Press, Nueva York, 350 págs.
- [28] Hernandez-Barrios *et al.* (2014). "Respuesta dinámica de torres de telecomunicación ante cargas eólicas en México", *XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, México (2010).
- [29] Ibarra, S. (2014). "Comportamiento de torres de transmisión ante patrones de carga eólica reglamentaria", Tesis de Maestría, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana - Azcapotzalco, México.
- [30] IEC-2003 (2003), "Design Criteria of Overhead Transmission Lines" International Electrotechnical Commission.
- [31] IMCA (2012). "Manual de construcción en acero". Instituto Mexicano de la Construcción en Acero 4a. edición. Editorial Limusa, México.
- [32] IS.875 (2003). "IS875 (Part 3): Wind Loads on Buildings and Structures", Indian Standard, India.
- [33] Izvernari, C (2007), "The seismic behavior of steel braces with large sections", *Tesis de maestría*, Departamento de Ingeniería Civil, Geología y Minería, École Polytechnique de Montréal, Canadá.
- [34] Mara T.G., (2013), Capacity Assessment of a Transmission Tower under Wind Loading, University of Western Ontario – *Electronic Thesis and Dissertation Repository*. Paper 1527.

- [35] Mara, T.G. y Hong, H. P. (2013). "Effect of wind direction on the response and capacity surface of a transmission tower". *Engineering Structures*, 57(2013), 493-501.
- [36] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H. y Fenves, G.L. (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, California.
- [37] MOC-CFE-08 (2008). "Manual de Diseño de Obras Civiles. Capítulo de Diseño por Viento", Instituto de Investigaciones Eléctricas, Comisión Federal de Electricidad, México.
- [38] NTCA-17 (2017). "Normas Técnicas para diseño y construcción de estructuras de acero", en prensa, Gaceta Oficial del Distrito Federal.
- [39] NTC-CV-04 (2004). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento", Gaceta Oficial del Distrito Federal, décimo cuarta época, tomo I, octubre.
- [40] Prasad, R., Knight, S., Mohan, J. y Lakshmanan, N. (2010). "Studies on failure of transmission line towers in testing". *Engineering Structures*, 35(2012), 55-70.
- [41] Prud'homme, S., Legeron, F., Laneville, A. y Khue, M. (2013). "Wind forces on single and shielded angle members in lattice structures". *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 124(2014), 20-28.
- [42] Rozon, J, S Kovoebic y R Tremblay (2008), "Study of global behavior of eccentrically braced frames in response to seismic loads", *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China. Octubre.
- [43] Ryma rf (2010), "Broadcast catalogue", 13va edición, Ryma radiación y microondas S. A., España.
- [44] SAP2000 (2009), "SAP 2000 Analysis Software", Computers and Structures, Berkeley, California, E.U.A.
- [45] Salawdeh, S y J Goggins (2013). "Numerical simulation for steel brace members incorporating a fatigue model". *Engineering Structures*, Vol. 46, pp. 332-349. DOI: 10.1016/j.engstruct.2012.07.036.
- [46] Shanmugasundaram, J., Harikrishna, P., Gomathinayagam, S., y Lakshmanan, N. (1997). "Wind, terrain and structural damping characteristics under tropical cyclone conditions". *Engineering Structures*, 21(1999), 1006-1014.
- [47] Shanmugasundaram, J., Arunachalam, S., Gomathinayagam, S., Lakshmanan, N. y Harikrishna, P. (2000). "Cyclone damage to buildings and structures". *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 84(2000), 369-380.
- [48] Stamatopoulos, G. (2013) "Assesment of Strength and Measures to Upgrade a Telecommunication Steel Tower". *International Journal of Steel Structures*, 13(2), 331-340.
- [49] Stathopoulos, T. (2015). "Wind tunnel experimentation in the research of wind effects on buildings and their environment". Simposio Internacional: El túnel del viento: Una herramienta para la confiabilidad del diseño estructural. Alianza Fidem, México.
- [50] Szafran, J. (2015). "An experimental Investigation into failure mechanism of a full scale 40 m high steel telecommunication tower". *Engineering Failure Analysis*, 54(2015), 131-145.
- [51] Tailon, J., Legeron, F. y Prud'homme, S. (2012). "Variation of damping and stiffness of lattice towers with load level". *Journal of Construction Steel Research*, 71(2012), 111-118.
- [52] Tapia, E y A Tena (2011), "Factores de ductilidad y sobrerresistencia en marcos de acero con contraventeo chevrón", *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 84, pp. 47-68. ISSN 0185-092X.

- [53] Tapia, E y A Tena (2013), "Diseño sísmico de marcos de acero contraventeados. Parte 2: Evaluación de la metodología", *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 88, pp. 69-90. ISSN 0185-092X.
- [54] Tapia, E. y Sordo, E. (2012). "Patrones de carga reglamentarios para torres de transmisión de alta tensión sujetas a viento intenso". *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 12(2).
- [55] Tapia, E. e Ibarra, S. (2015). "Comportamiento de torres de transmisión ante patrones de carga eólica reglamentaria". *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 14(1-2) 165-180.
- [56] Tapia, E., Ibarra-Gonzalez, S. y De-León-Escobedo, D. (2016). "Collapse mechanisms of power towers under wind loading". *Structure and Infrastructure Engineering*. Vol. 13, Issue 6, pp. 766-782.
- [57] Tapia-Hernández E. y Cervantes-Castillo J.A., (2017). Influence of the drag coefficient on communication towers, *International Journal of Civil Engineering*, doi:10.1007/s40999-017-0157-z.
- [58] Tena, A. (2007). "Análisis de estructuras con métodos matriciales", Editorial Limusa S.A., México.
- [59] Terzic V. (2013), "Modeling SCB frames using beam-column elements", *Seminar OpenSees*. Abril. <http://opensees.berkeley.edu/>
- [60] Travanca, R. *et al.* (2012). "The past 20 years of telecommunication structures in Portugal". *Engineering Structures*, 48(2013), 472-485.
- [61] Uriz, P (2005), "Towards earthquake resistant design of concentrically braced steel structures", *Tesis de doctorado*, Structural Engineering, Mechanics, and Materials, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, December.
- [62] Vila, M. (2015). "El huracán Odile y sus efectos en la infraestructura del sur de la península de Baja California". Instituto de Ingeniería UNAM, México.
- [63] Yang, F., Yang, J., Niu, H., y Zhang, H. (2014). "Design wind loads for tubular-angle Steel cross-arms of transmission towers under skewed wind loading". *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 140(2015), 10-18.
- [64] Zhuge Y., Mills J. y Ma X. (2012). "Modelling of steel lattice tower angle legs reinforced for increased load capacity". *Engineering Structures*, 43(2012), 160-168.

APÉNDICE A

RESULTADOS MODELO TA80

A.0 Introducción

En este apartado se discuten los resultados de los análisis inelásticos con el programa *OpenSees* (Mazzoni *et al.* 2006) del modelo TA80, como continuación al capítulo 6 de este trabajo. En este apartado se centra la atención en las curvas esfuerzo-deformación de los elementos identificados como críticos, con el fin de determinar el mecanismo de colapso que se forma en los modelos tras la aplicación de las cargas laterales en el análisis estático ante cargas monótonas crecientes en los cuatro casos de incidencia del viento.

Así, una vez que se aplicaron las demandas se siguió el procedimiento del capítulo 5, mediante el que se calcularon las curvas de esfuerzo contra deformación unitaria de los principales elementos que conforman al modelo en estudio.

A.1 Curvas esfuerzo-deformación

El esfuerzo en los elementos críticos fue evaluado de acuerdo con las fuerzas axiales locales en los elementos dividido entre el área transversal de cada uno de ellos. Las áreas transversales están detalladas en el capítulo 4 de este trabajo. El esfuerzo de fluencia de las piernas corresponde al acero A572 Gr. 50 ($F_y=3,515 \text{ kg/cm}^2$), mientras que el esfuerzo de la celosía es el acero A36 ($F_y=2,530 \text{ kg/cm}^2$).

Los elementos estudiados se seleccionaron por nivel con el propósito de identificar los casos donde podrían existir concentraciones de daño, a partir de la revisión de la pierna crítica y los elementos conectados de celosía. En la figura A.1 se muestran los elementos seleccionados a distintas alturas en la cara B y en la cara C de la torre de 80 m.

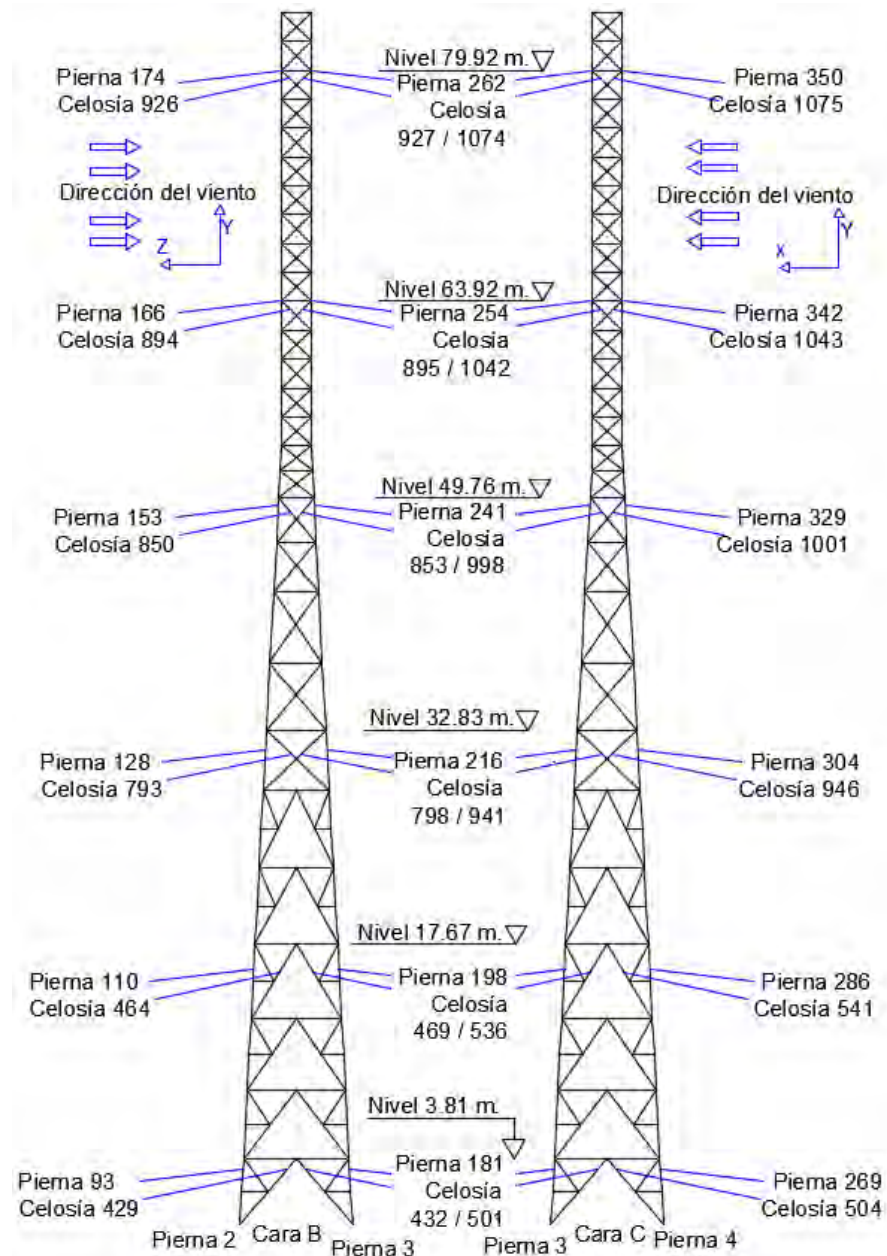
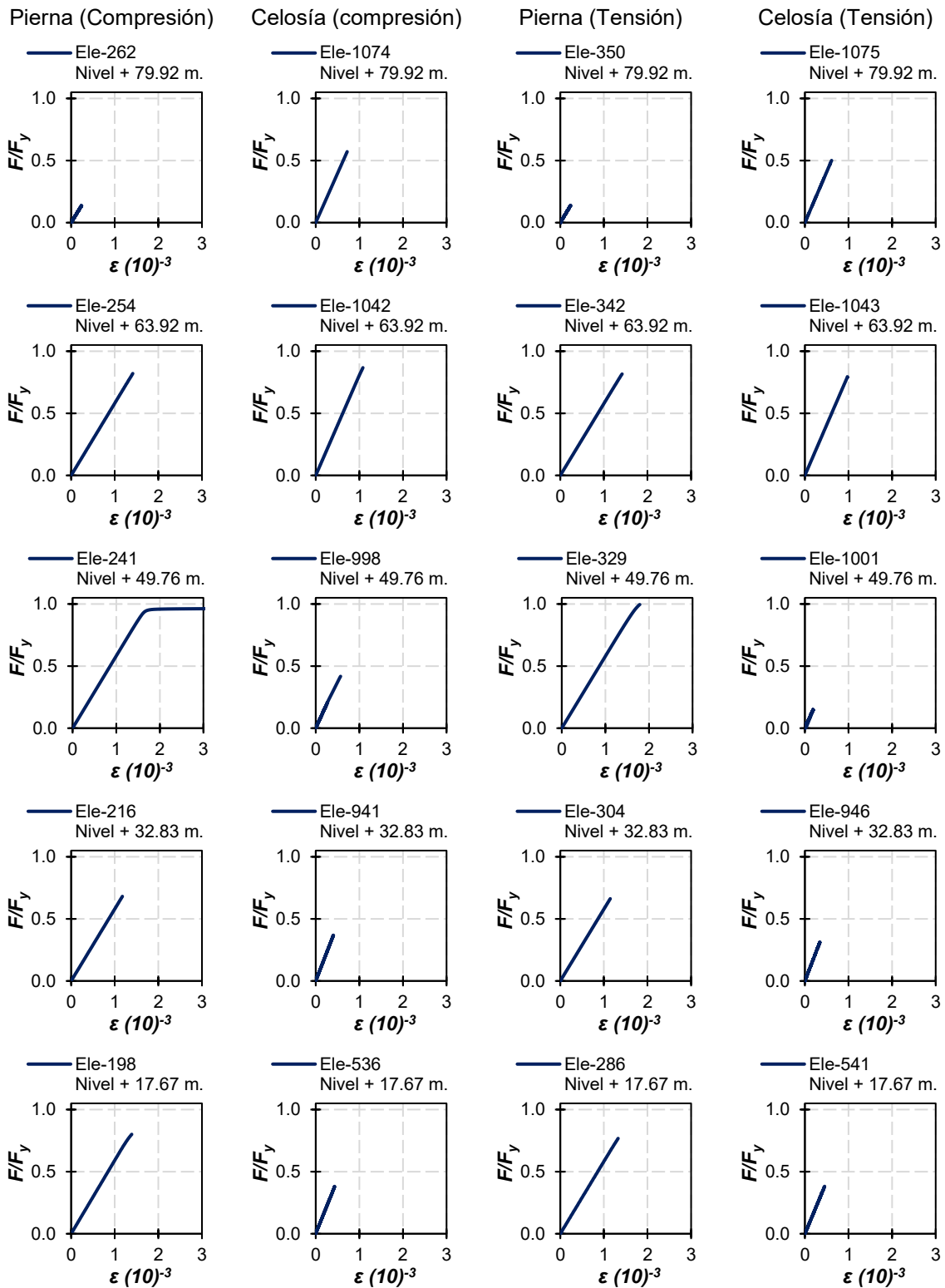


Figura A.1 Elevación de elementos estudiados en el modelo TA80.

A.2 Ángulo de incidencia a 0° (viento perpendicular a la cara)

El primer caso estudiado es la aplicación del patrón de carga perpendicular a la cara con un ángulo de inclinación de 0° . Las caras A y C son las caras críticas puesto que el viento se aplica de izquierda a derecha, al igual que el caso del modelo TA60. Así, las piernas 1 y 4 estarían en tensión y las piernas 2 y 3 estarían en compresión, por lo que serían los elementos de apoyo críticos (ver figura 6.1). Dada la simetría del modelo, en este capítulo se muestran únicamente los resultados de la cara C, ya que ésta se encuentra relacionada con la pierna crítica 3. En la

figura A.2 se muestran las gráficas esfuerzo - deformación de los elementos de la cara C a distintas alturas.



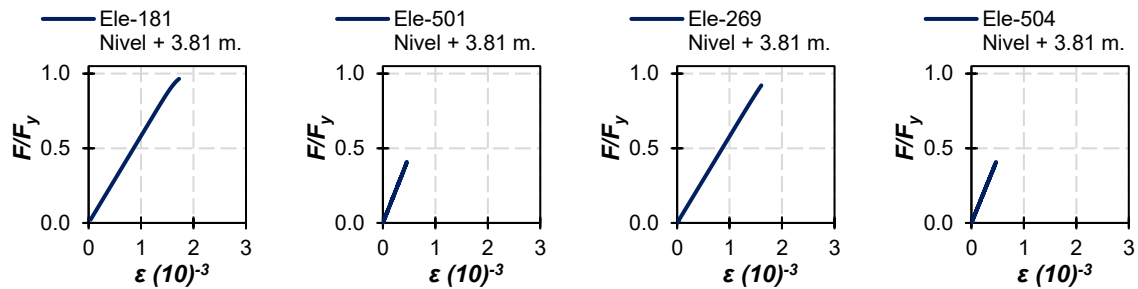


Figura A.2 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de la cara C con el viento a 0° .

En la figura A.2 se nota que la mayoría de los elementos tienen una respuesta elástica, pese a que en el diseño se siguió estrictamente un diseño por capacidad. En la pierna 3 que está en compresión, sólo los elementos 181 y 241 tienen incursiones en el intervalo inelástico. En cambio, los elementos que conforman la pierna 4, que está en tensión, permanecen elásticos hasta la formación del mecanismo de colapso. Por otra parte, los elementos de la celosía reportan en todos los casos un comportamiento elástico.

Así, el modelo reporta una respuesta inelástica en el panel 1 (entre los niveles 0.0 y 5.0 m de altura) y el panel 11 (entre los niveles 47.72 m y 50.27 m de altura). Con el propósito de profundizar en los resultados obtenidos, a continuación se discuten los resultados de estos paneles.

A.2.1 Concentración de daño

En la figura A.3 se muestra la identificación de los elementos en la cara B y en la C, con base en las subdivisiones de los elementos discutida en capítulos anteriores. Esta figura pretende facilitar la evolución de los paneles que reportan la concentración del daño.

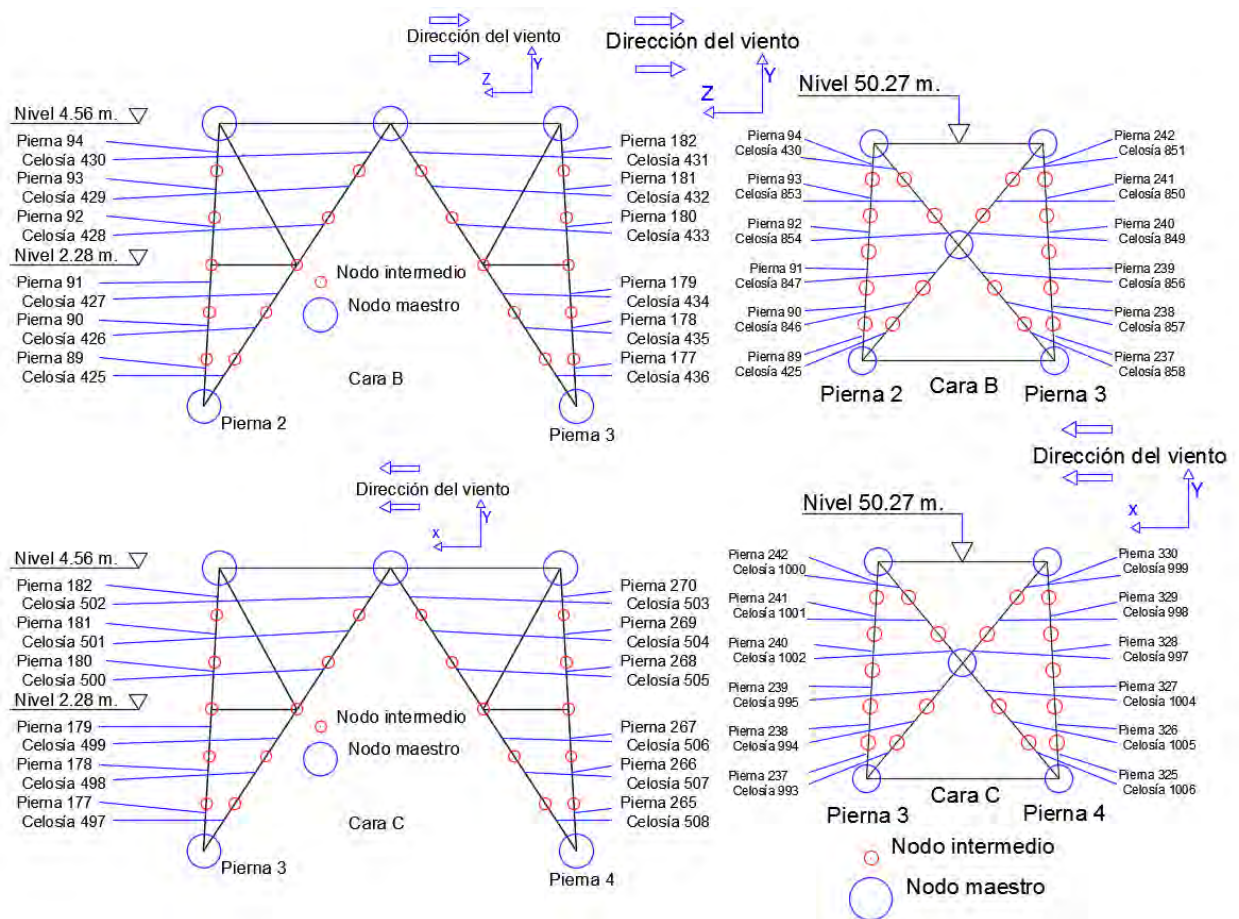
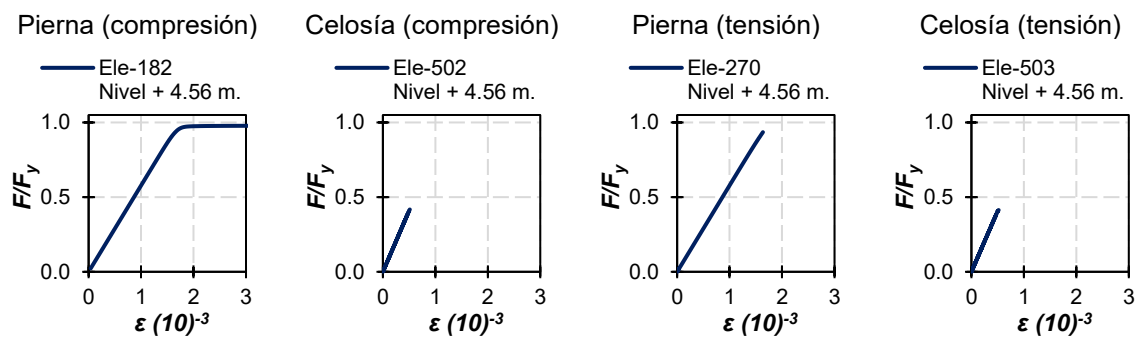


Figura A.3 Identificación de los elementos del panel 1 y 11 de las caras B y C.

Así en la figura A.4 se muestra el comportamiento de los elementos que están relacionados con la concentración de daño de los elementos del panel 1 en la cara C ante cargas de viento con incidencia de 0° (perpendicular a la superficie).



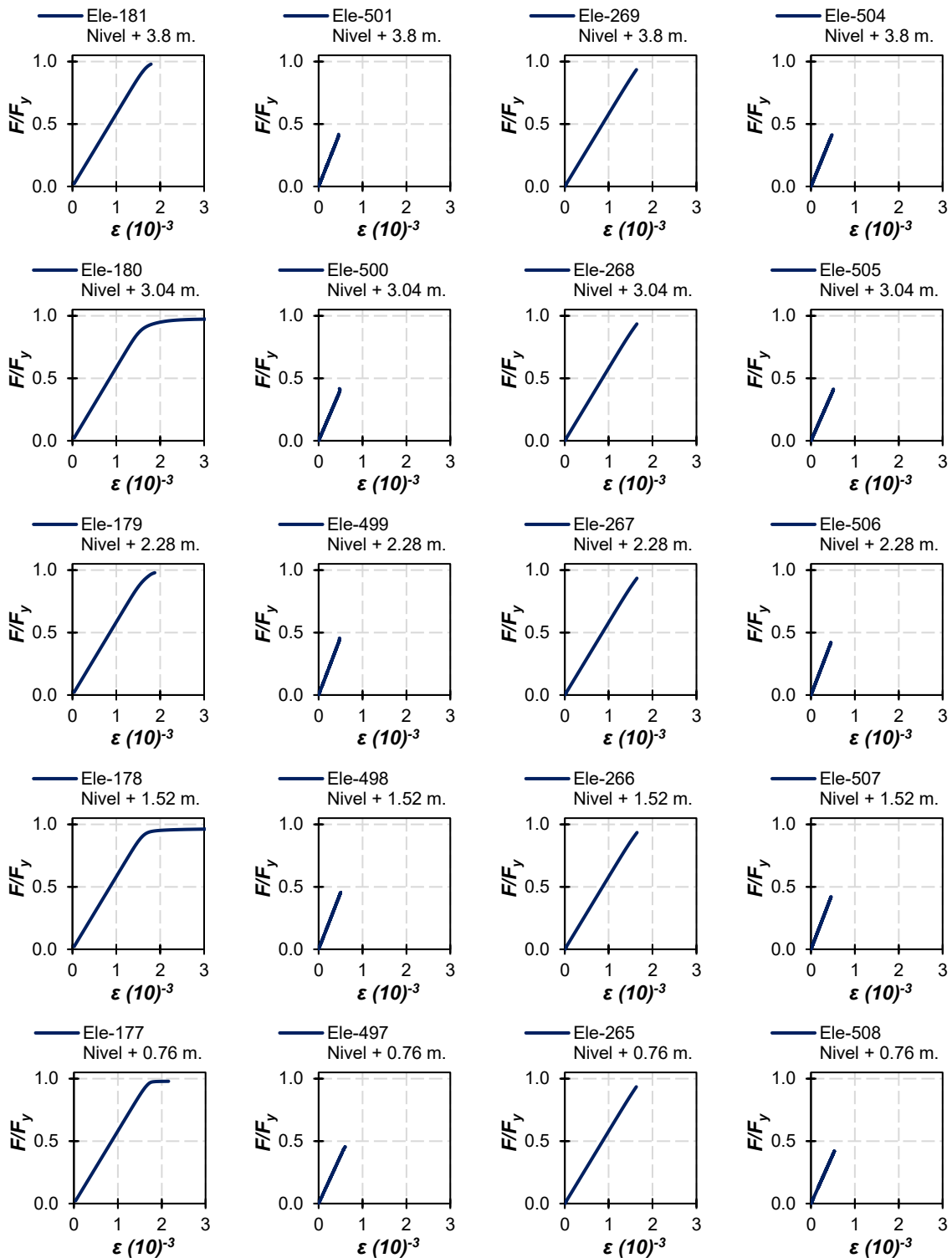
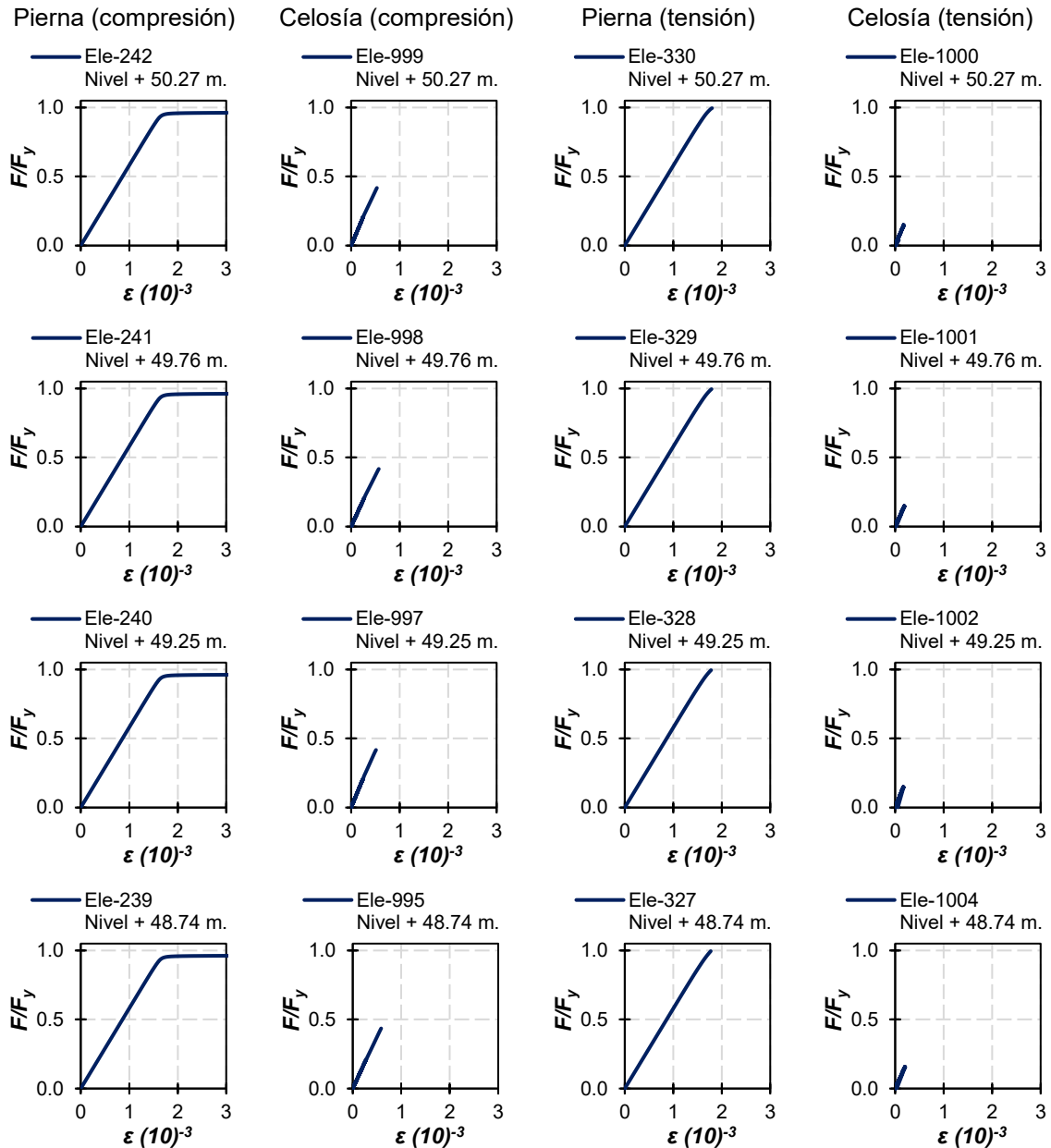


Figura A.4 Curvas de comportamiento de los elementos del panel 1 en la cara C con el viento a 0° .

En las gráficas se puede notar que los elementos de la celosía y los elementos de pierna en tensión permanecen elásticos. De manera que los elementos de la pierna 3 en compresión,

en su totalidad, incursionan en el rango inelástico por pandeo en compresión. Cabe destacar que fue evaluado el panel 2 con el fin de analizar si los elementos incursionaban en el intervalo inelástico; sin embargo todos los elementos permanecen en el intervalo elástico del comportamiento.

En la gráfica A.5 se muestra la concentración de daño en los elementos del panel 11 de la torre de 80 metros de altura.



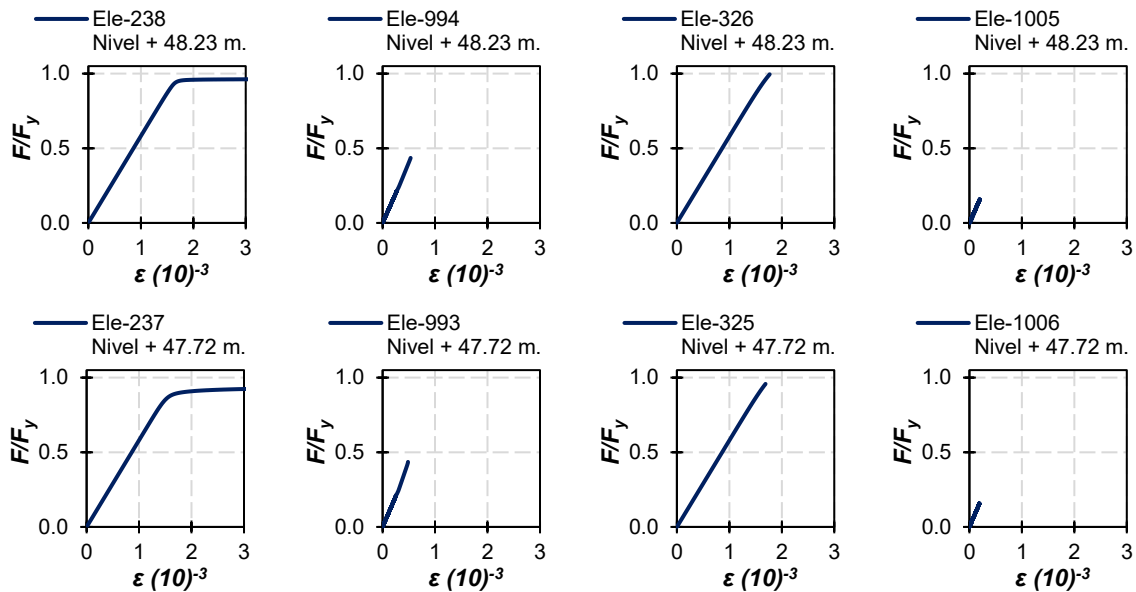


Figura A.5 Curvas de comportamiento de los elementos críticos del panel 11 de la cara C con el viento a 0°.

Se nota en la figura A.5 que los elementos de la pierna 3 sometidos a compresión incursionan en el intervalo inelástico en su totalidad. En contraste, los elementos de celosía permanecen en el intervalo elástico hasta el colapso del sistema estructural. Igualmente, los elementos de la pierna en tensión permanecen en el intervalo elástico al igual que los elementos de celosía en tensión.

Vale la pena recordar que estos resultados están basados en la máxima capacidad que pueden desarrollar los elementos y no en el paso que matemáticamente puede desarrollar el programa. Evidentemente, esto obligó a recortar el último paso considerado puesto que se trataría de un estado de carga en la estructura cuya estabilidad no está asociada con un fenómeno que la estructura pueda desarrollar físicamente.

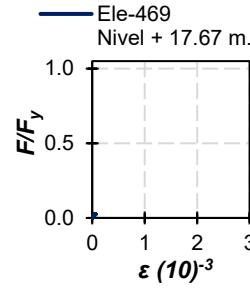
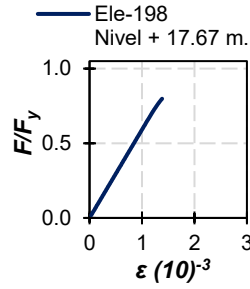
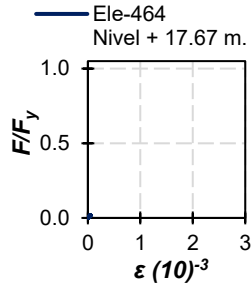
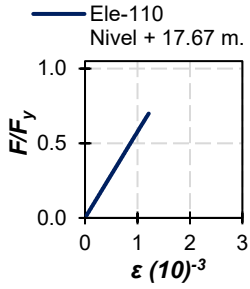
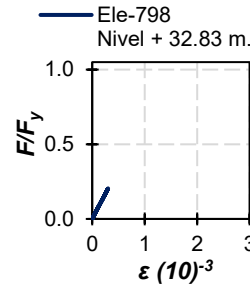
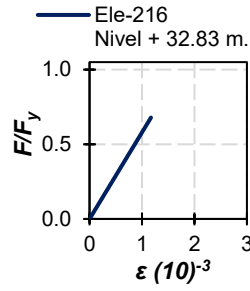
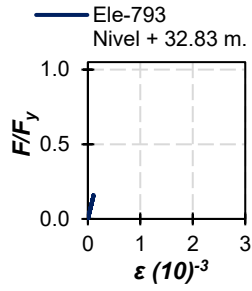
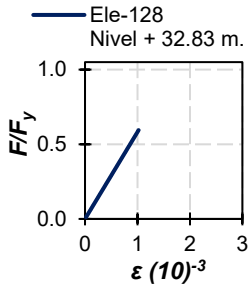
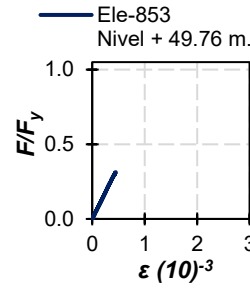
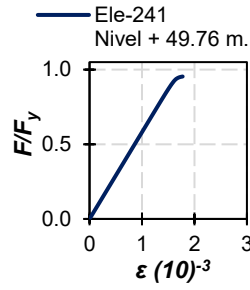
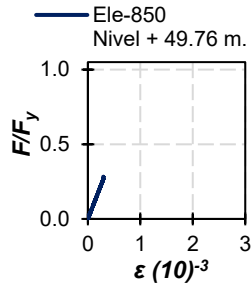
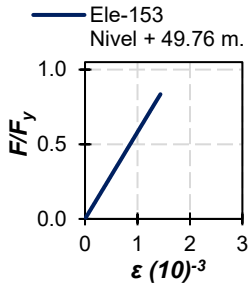
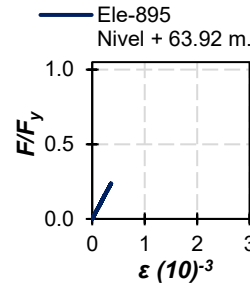
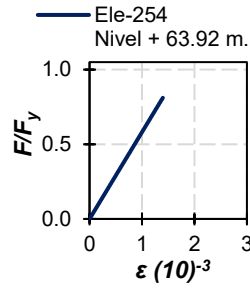
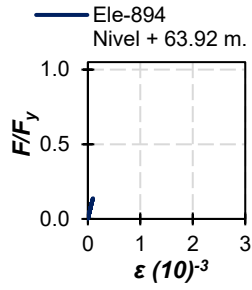
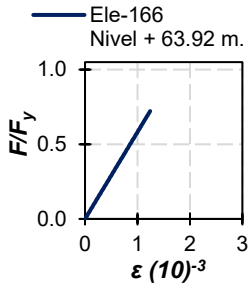
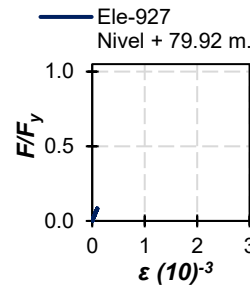
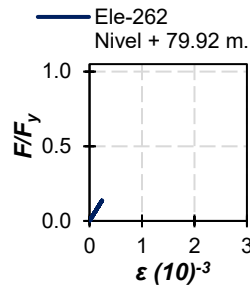
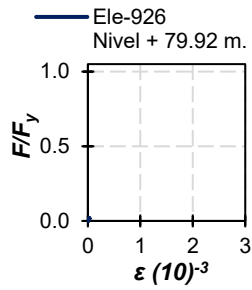
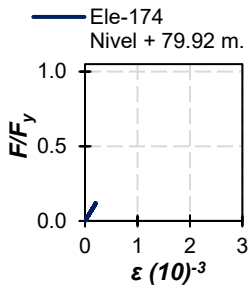
A.3 Ángulo de incidencia a 15°

El segundo patrón de carga que se estudió en esta investigación está relacionado con viento actuando a 15° sobre la pierna 1. Este escenario genera cargas aplicadas por viento en las caras D y A, en los nodos maestros de las piernas 1, 2 y 4. Considerando esta condición, las caras B y C son las que contienen los elementos estructurales críticos en referencia a la celosía. En este escenario, la pierna 3 continúa siendo la pierna crítica con la mayor demanda.

A.3.1 Resultados en la cara B

En la figura A.6, se muestran las curvas esfuerzo contra deformación de los elementos seleccionados de la torre ante cargas de viento con incidencia de 15° en la cara B, con el propósito de identificar la posible concentración de daño.

Pierna (tensión) Celosía (tensión) Pierna (compresión) Celosía (compresión)



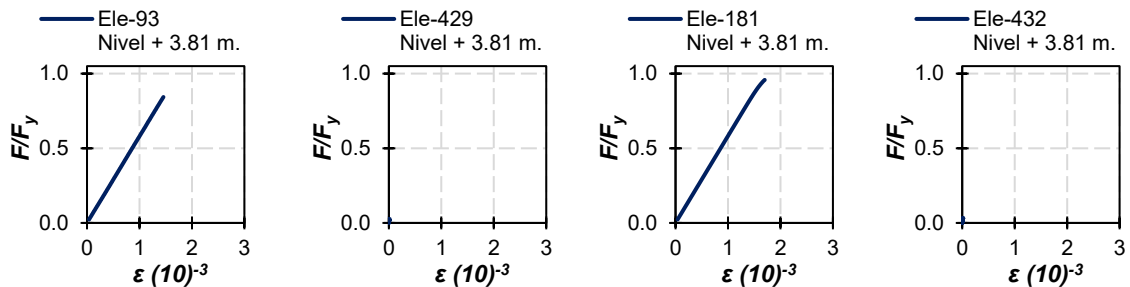


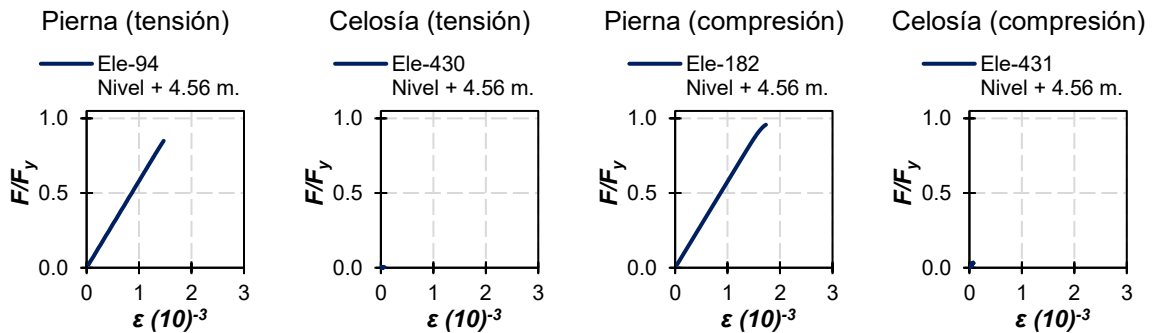
Figura A.6 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de la cara B con el viento a 15°.

Con base en los resultados, los elementos en su mayoría tienen una respuesta elástica, pese a que se siguió un proceso de diseño por capacidad. De hecho, los resultados reportan elementos con poca o nula carga, especialmente, los elementos de la celosía en tensión y compresión. Los elementos correspondientes al panel 1 y panel 11 incursionaron en el intervalo inelástico, en específico los elementos 181 (3.81 m) y 241 (49.76 m), de la pierna 3 en compresión. Los elementos de la pierna 2 permanecen en el intervalo elástico, al igual que los elementos de celosía, en los cuales apenas se aprecia participación en la resistencia de demandas.

A.3.1.1 Concentración de daño en la cara B

En las figuras A.7 y A.8 se muestra el comportamiento de los elementos de apoyo y celosía en compresión y tensión que están asociados con la concentración de daño identificada previamente.

En la figura A.7 se encuentran los elementos del panel 1 relacionado con el mecanismo de colapso de la estructura. Los elementos de la pierna 3 en compresión guían el mecanismo de colapso al presentar falla por pandeo. Los elementos de la pierna 2 y celosía en tensión permanecen en el intervalo de comportamiento elástico.



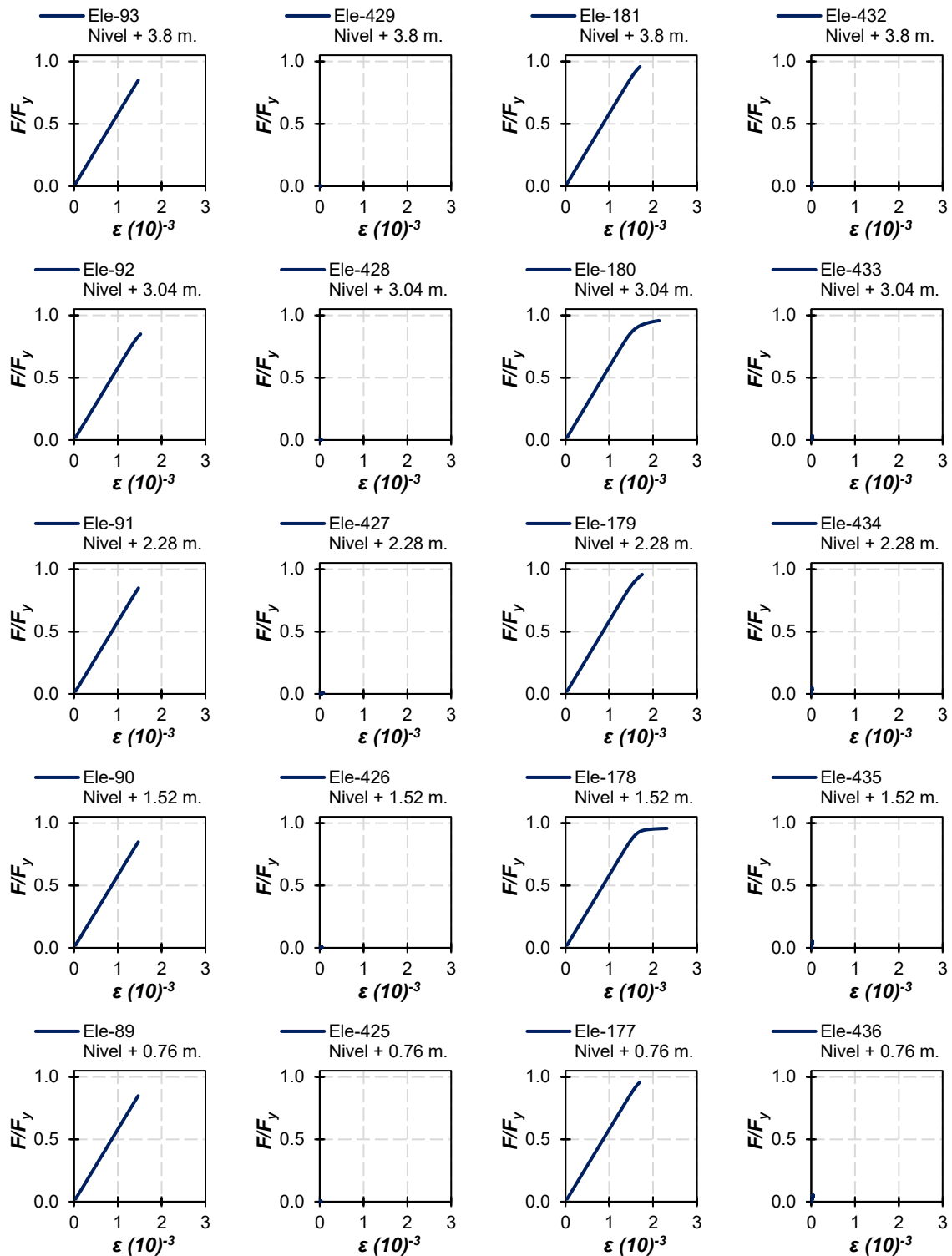
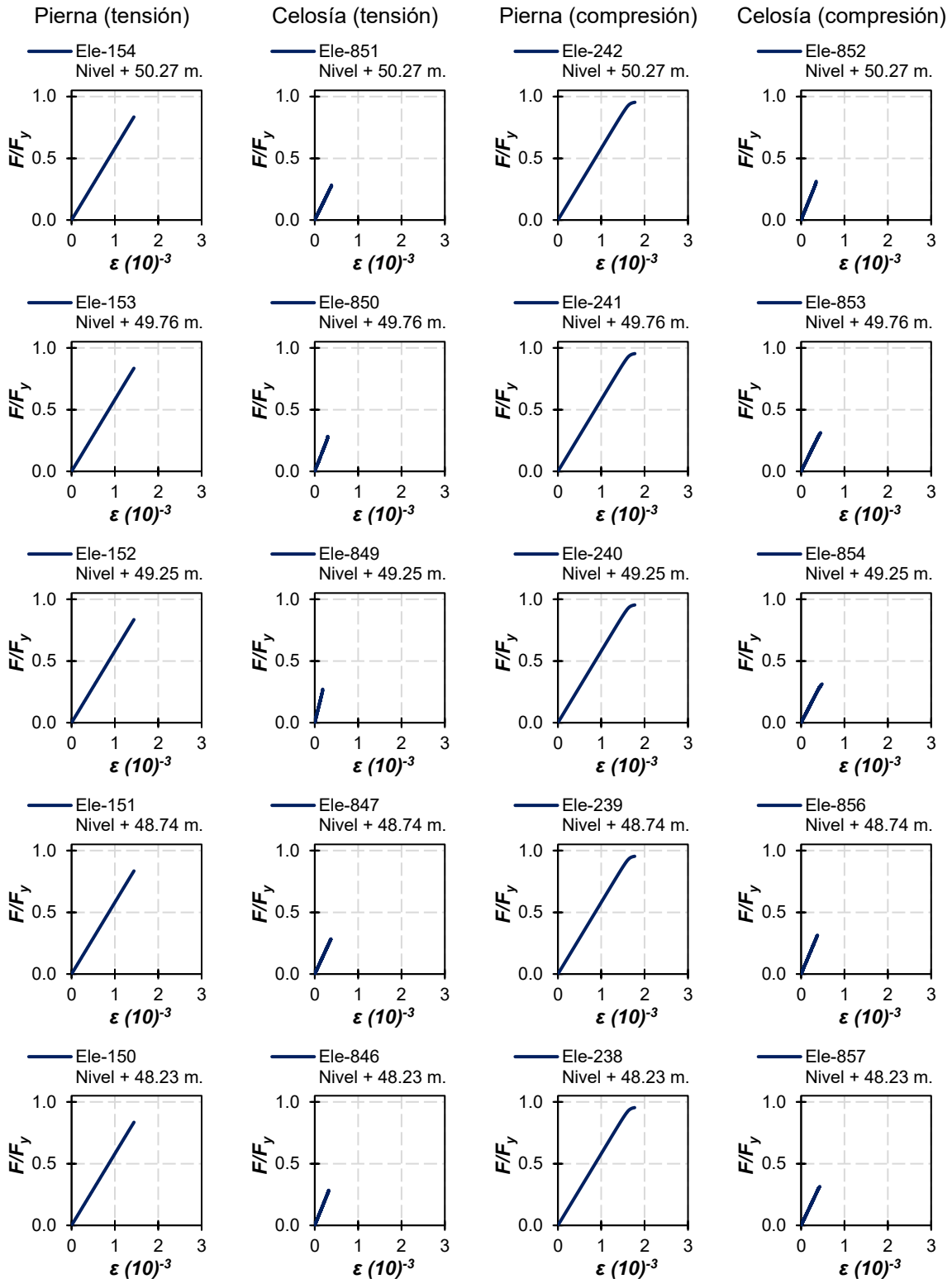


Figura A.7 Curvas de comportamiento de los elementos críticos del panel 1 de la cara B con el viento a 15°.

En la figura A.8 se muestra la respuesta de los elementos que están relacionados con la concentración de daño en el panel 11 y que se explican en la figura A.3. Los elementos de la

pierna 3 en compresión guían el mecanismo de colapso, mientras que los elementos relacionados a la pierna 2 en tensión, así como la celosía en tensión permanecen en el intervalo elástico del comportamiento.



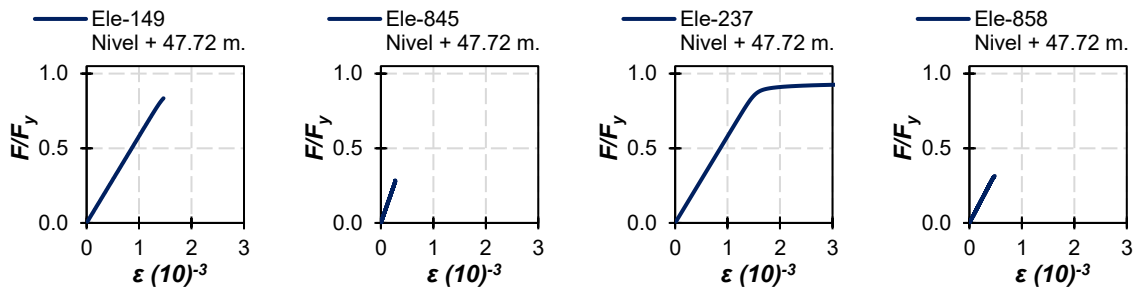
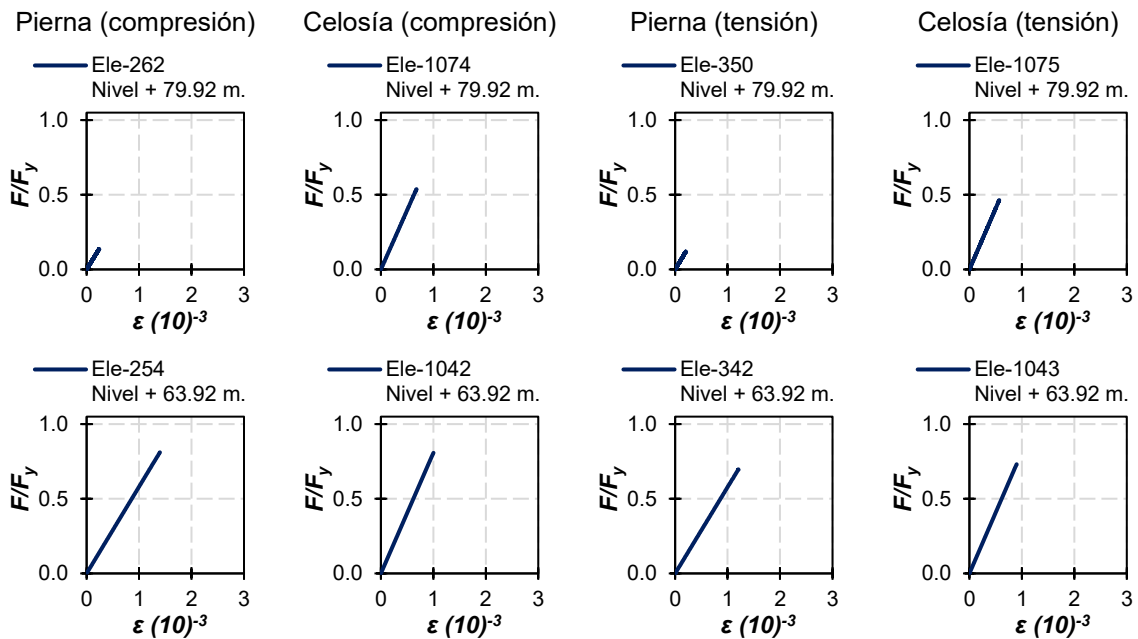


Figura A.8 Curvas de comportamiento de los elementos críticos del panel 11 de la cara B con el viento a 15°.

A.3.2 Resultados de la cara C

A continuación, se discuten los resultados de las curvas esfuerzo contra deformación unitaria de los elementos de la cara C ante las cargas de viento con incidencia de 15° en el modelo de la torre de 80 metros. En la figura A.9 se muestran los resultados a distintas alturas que pretenden identificar una posible concentración de daño cuando el viento se aplica sobre las caras A y D. En este escenario, la pierna 3 sigue siendo la más crítica en compresión.

Con base en los resultados, la mayoría de los elementos tienen una respuesta predominantemente elástica con una concentración de daño en los elementos de la pierna crítica correspondiente a los paneles 1 y panel 11.



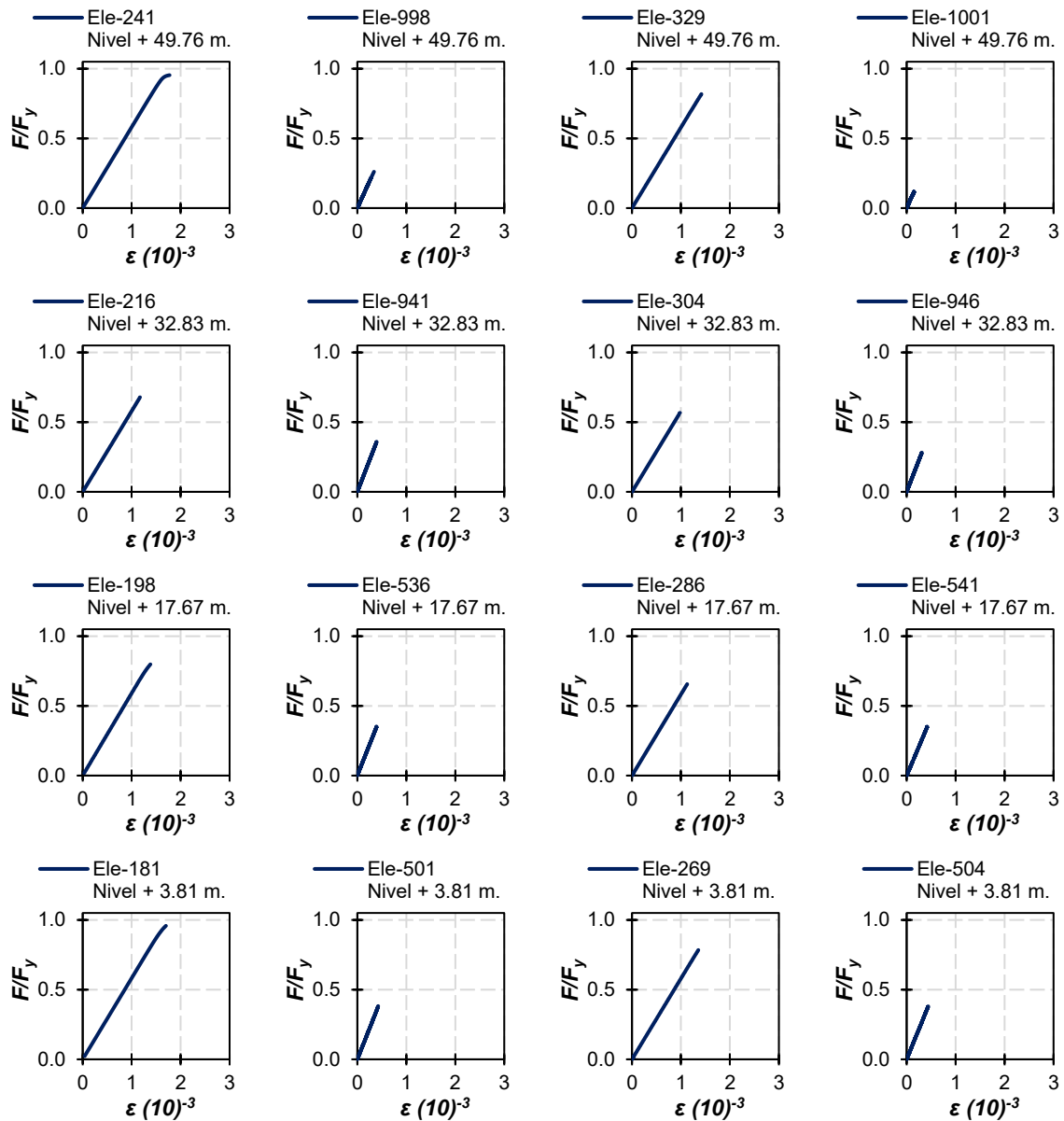


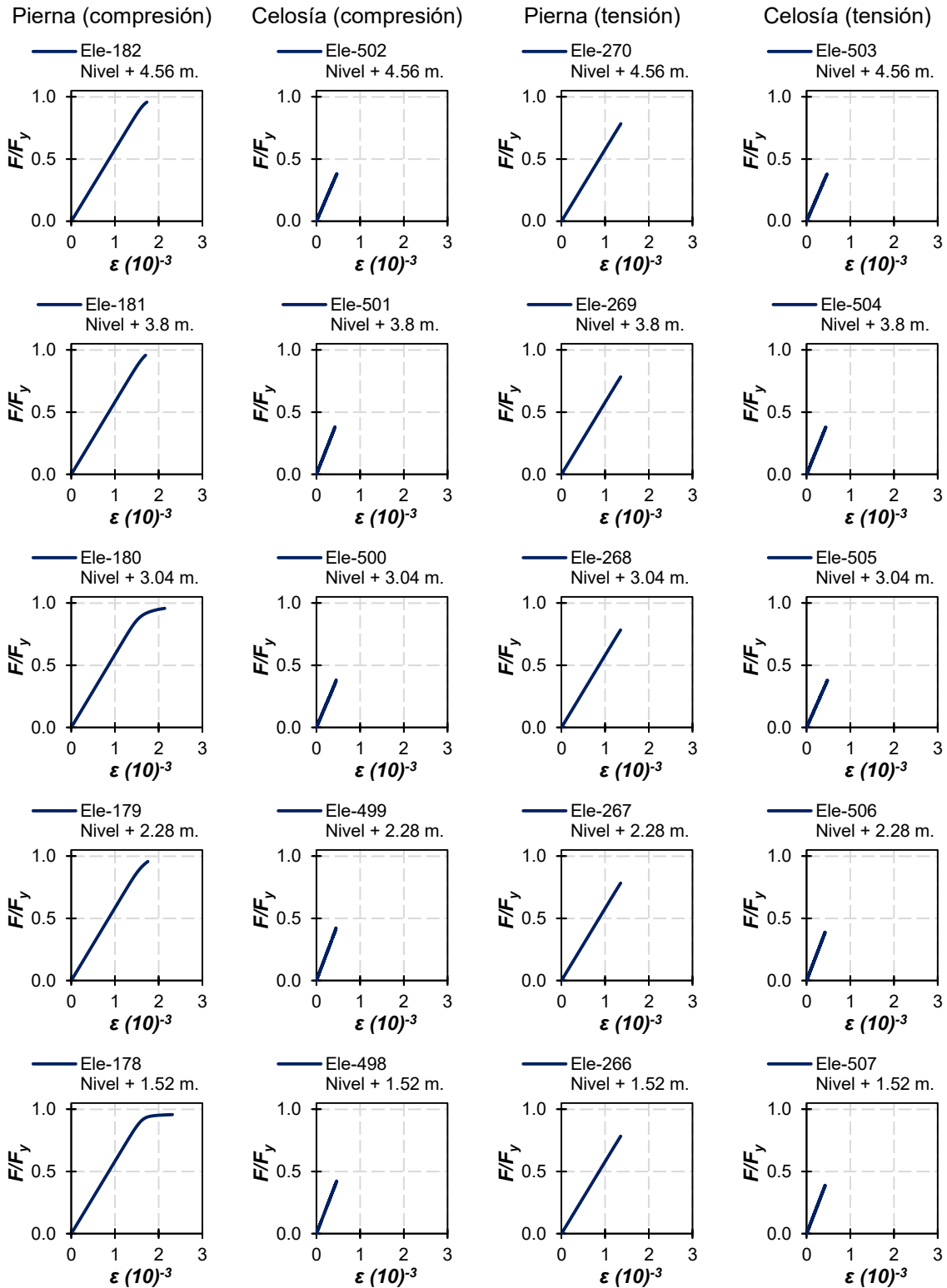
Figura A.9 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de la cara C con el viento a 15°.

En la figura A.9 se nota que el colapso es liderado por el pandeo de la pierna 3, específicamente, los elementos 181 (3.81 m) y 241 (49.76 m). Esto implica una concentración del daño, que es complicado de prever desde la etapa de diseño siguiendo la metodología vigente.

A.3.2.1 Concentración de daño en la cara C

Como se comentó anteriormente, con base en las curvas de esfuerzo contra deformación se notó una concentración del daño en la base de la estructura (pierna 3) y a media altura en el panel 11. En la figura A.10 se muestran las curvas esfuerzo contra deformación unitaria de los elementos de la base hasta los 4.56 m de altura (panel 1). Únicamente los elementos

correspondientes a la pierna 3 en compresión presentan incursiones en el intervalo inelástico que lideran el colapso de la sección.



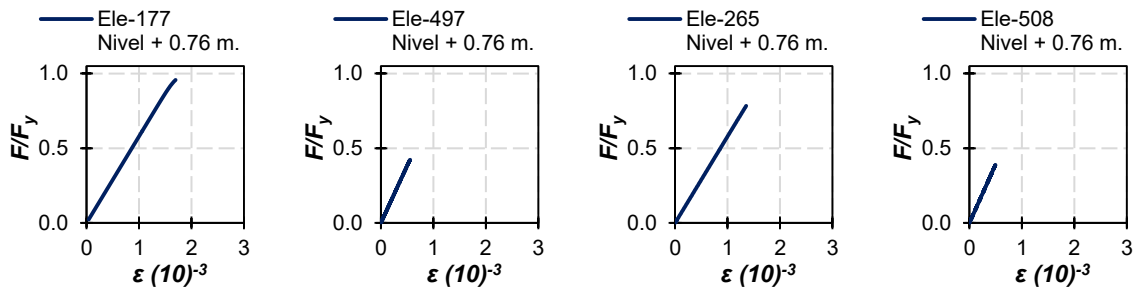
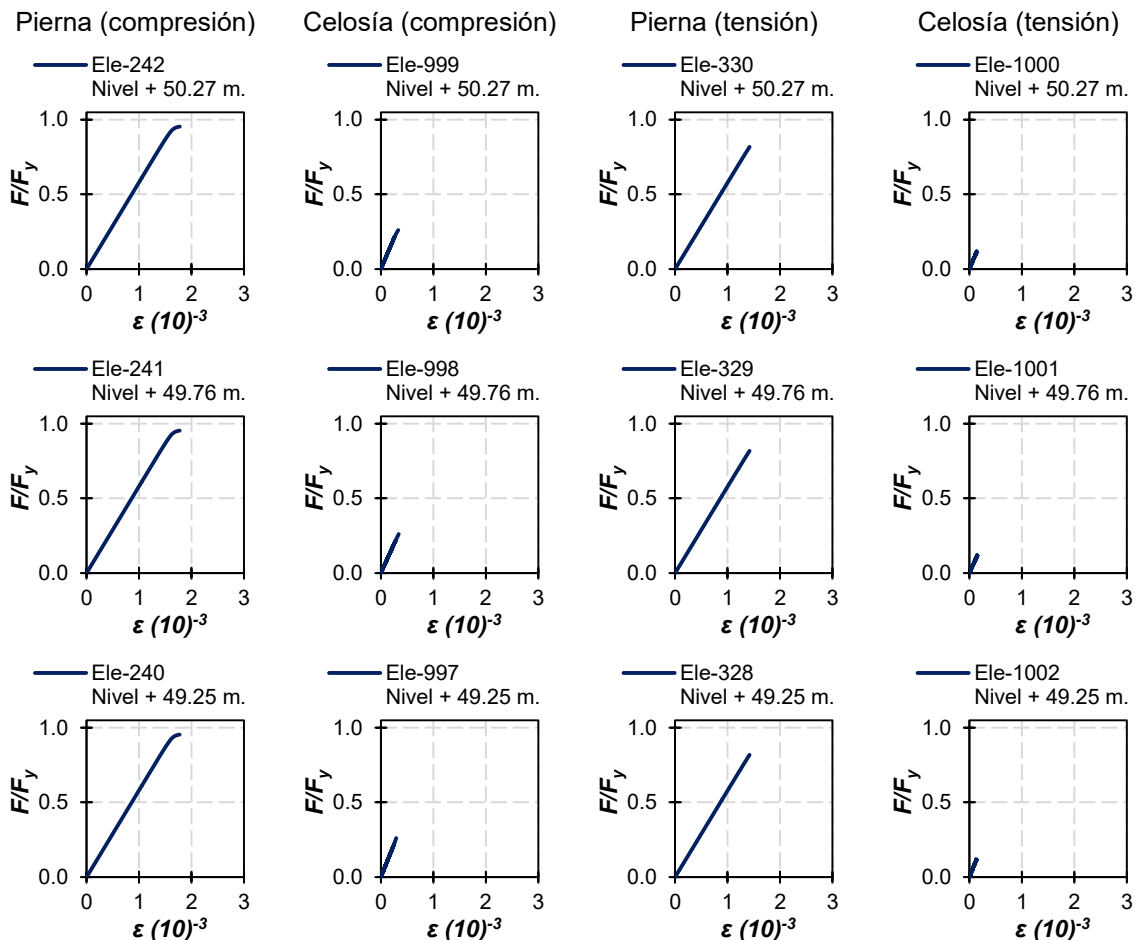


Figura A.10 Curvas de comportamiento de los elementos críticos del panel 1 de la cara C con el viento a 15°.

Dada la incidencia del viento, los elementos que conforman la cara C de la torre están relacionados con una mayor demanda en comparación con la demanda que soportan los elementos de la cara B.

En la figura A.11 se muestra el desarrollo de la respuesta de los elementos que conforman el panel 11 de la cara C. con base en los resultados, se notan varios elementos que tienen una respuesta predominantemente elástica. El daño se concentra en los elementos de la pierna 3 en compresión. Las curvas de capacidad indican que el elemento 237 lidera el colapso de la sección de la estructura modelada. En la figura A3 es posible identificar la posición de los elementos estudiados.



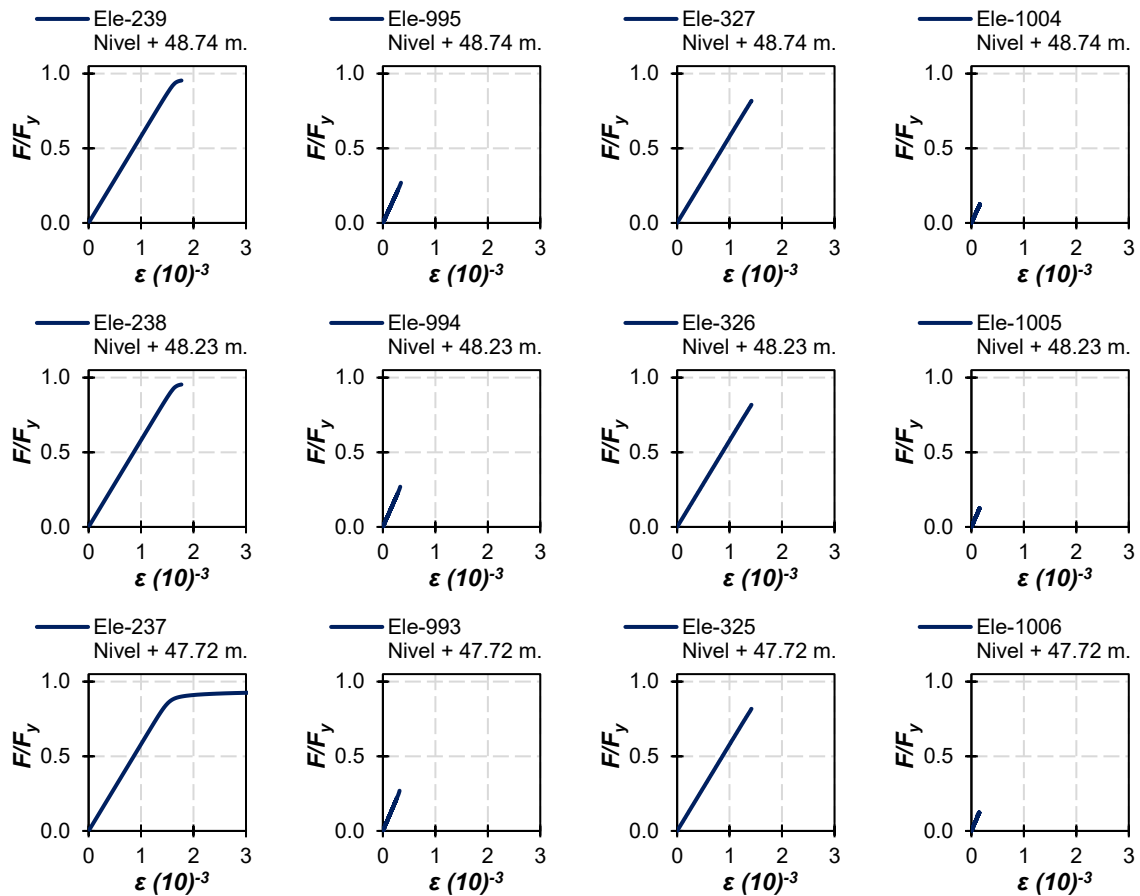


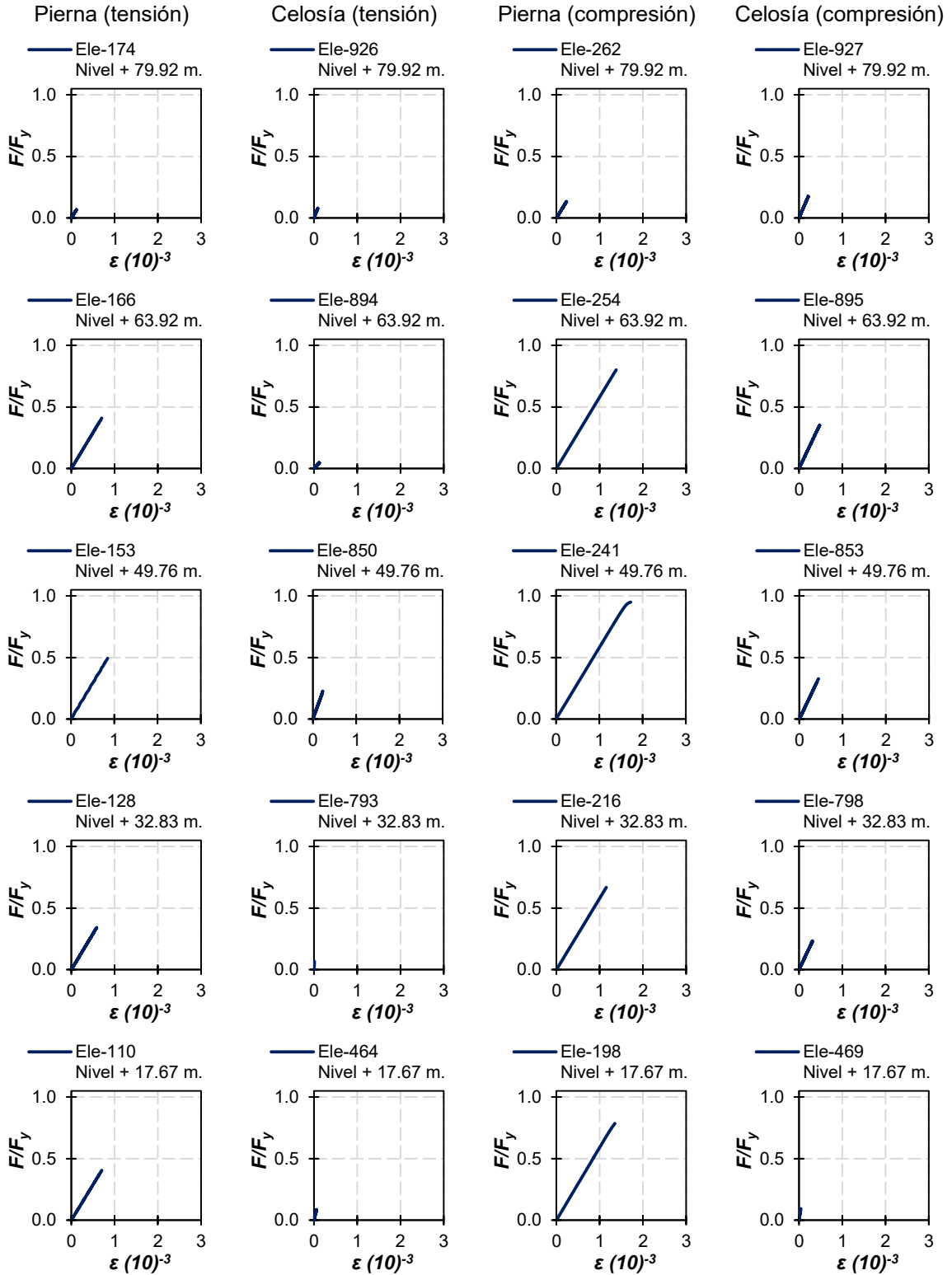
Figura A.11 Curvas de comportamiento de los elementos críticos del panel 11 de la cara C con el viento a 15°.

A.4 Ángulo de incidencia a 30°

El tercer caso de carga considera que la presión del viento tiene un ángulo de incidencia de 30° con respecto a la torre. En este escenario, la aplicación de las cargas ocurre en las caras A y D, lo que origina que las caras B y C estén asociadas con las demandas que originan el colapso del sistema estructural.

A.4.1 Resultados de la cara B

En la figura A.12 se muestran las curvas esfuerzo contra deformación unitaria de los elementos que conforman la cara B, con el propósito de identificar posibles concentraciones de daño en la altura. Bajo esta condición de carga, la pierna 2 y el sistema de celosías permanecen en el intervalo elástico (sin daño). En contraste, la pierna 3 en compresión reporta una ligera concentración de daño en los elementos 181 (3.81 m) y 241 (49.76 m) de la pierna 3 en compresión.



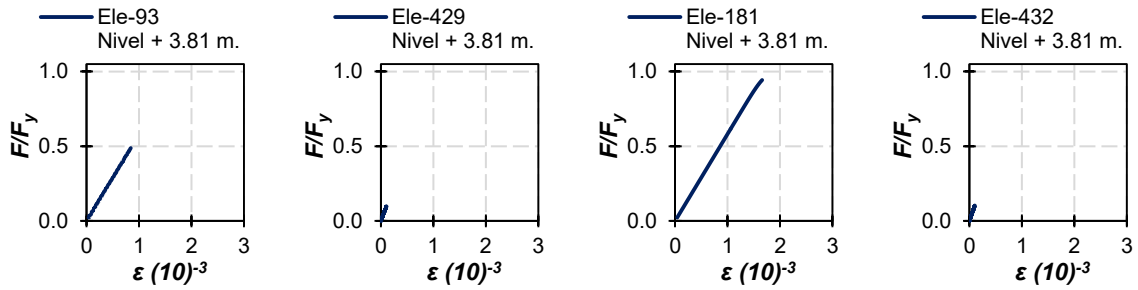
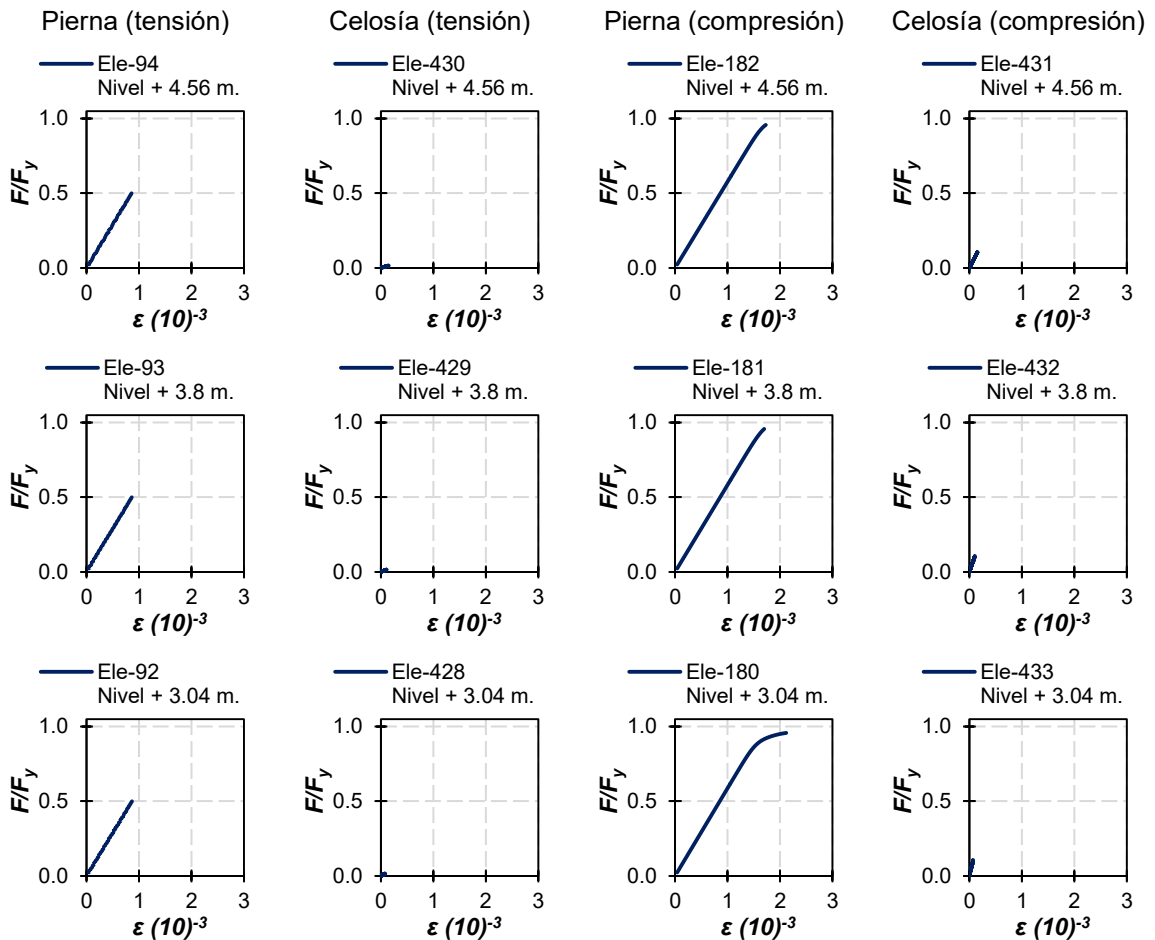


Figura A.12 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de la cara B con el viento a 30°.

A.4.1.1 Concentración de daño en la cara B

Con el propósito de estudiar la evolución del daño concentrado provocado por esta condición de análisis, en la figura A.13 se muestran las curvas esfuerzo contra deformación unitaria de los elementos situados en el panel 1. Se nota que la mayoría de los elementos tienen una respuesta elástica, con excepción de los elementos correspondientes a la pierna 3, relacionados con falla por pandeo.



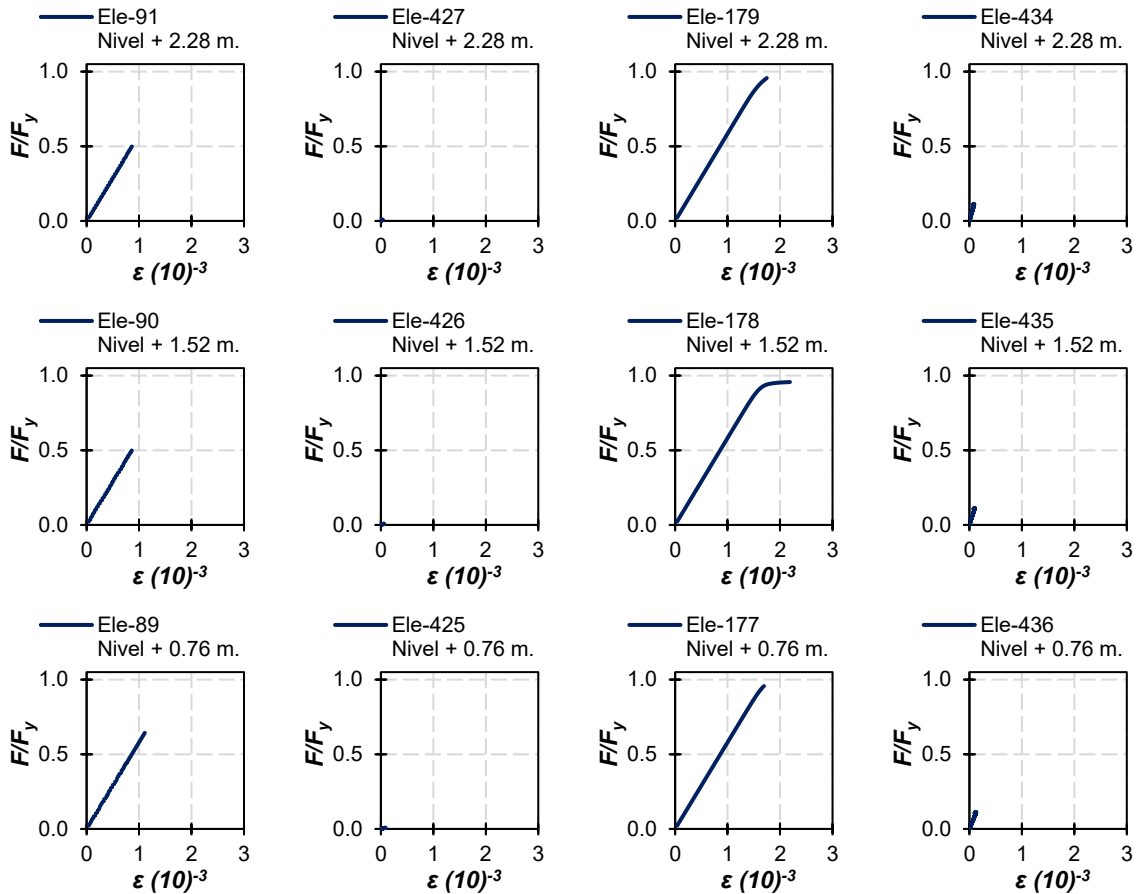
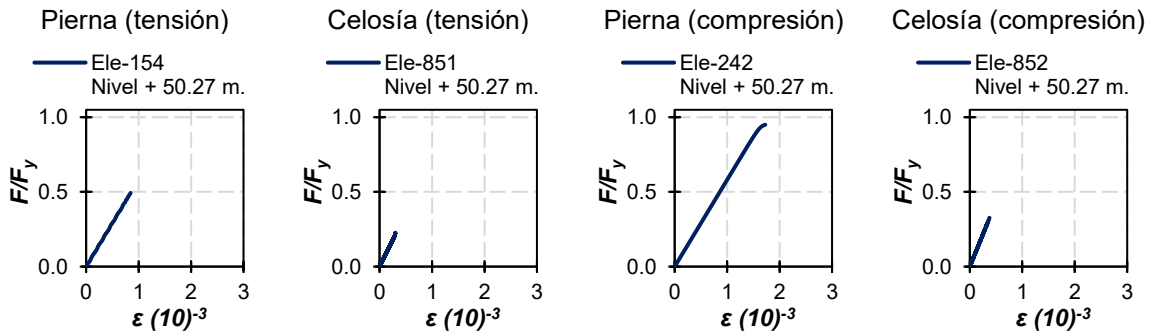


Figura A.13 Curvas de comportamiento de los elementos críticos del panel 1 de la cara B con el viento a 30°.

Siguiendo el proceso comparativo de los análisis discutidos anteriormente, en la figura A.14 se muestra la respuesta de los elementos del panel 11 en la cara B de la torre. El mecanismo de colapso está guiado por el elemento 237 de la pierna en compresión, debido a la falla por pandeo.



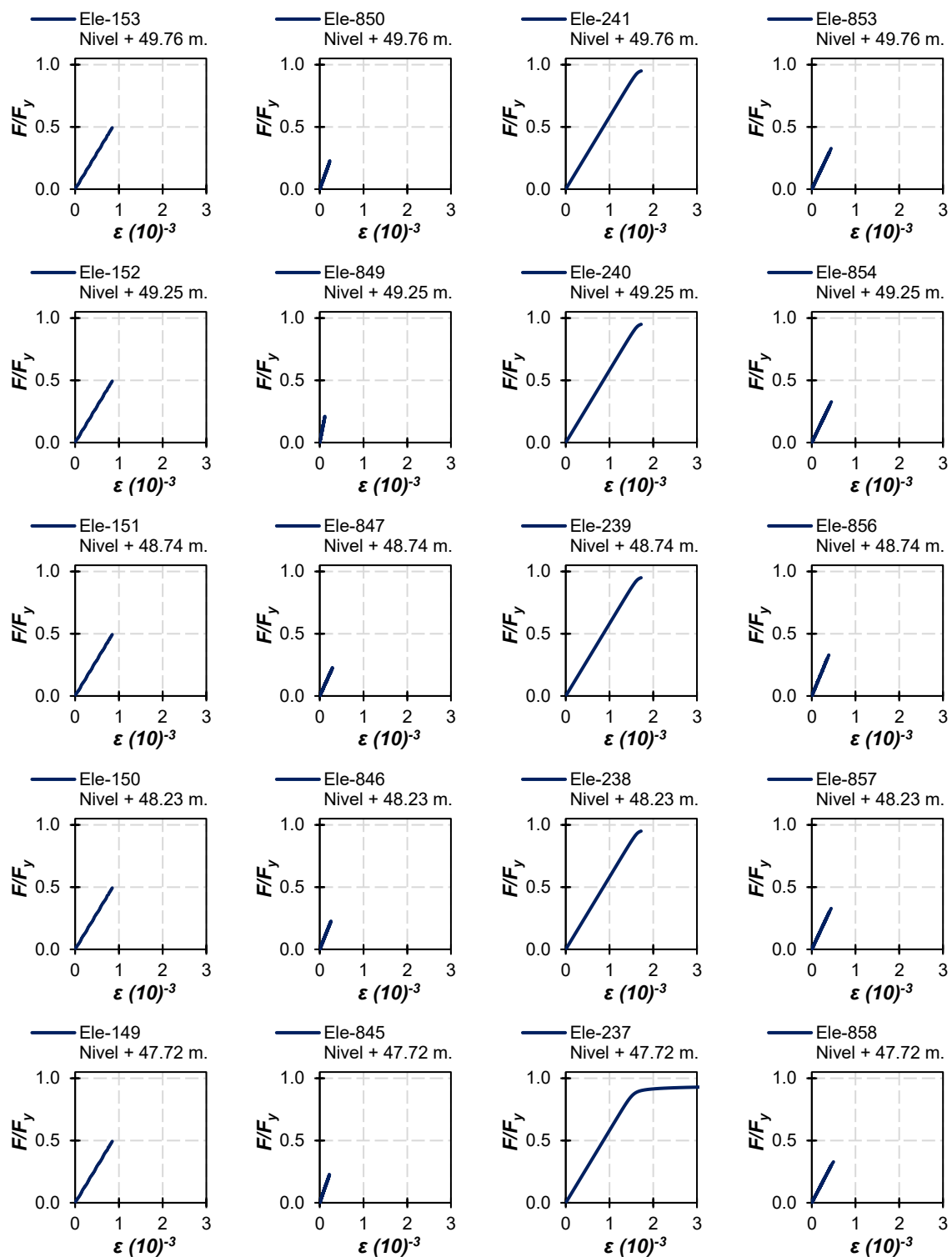
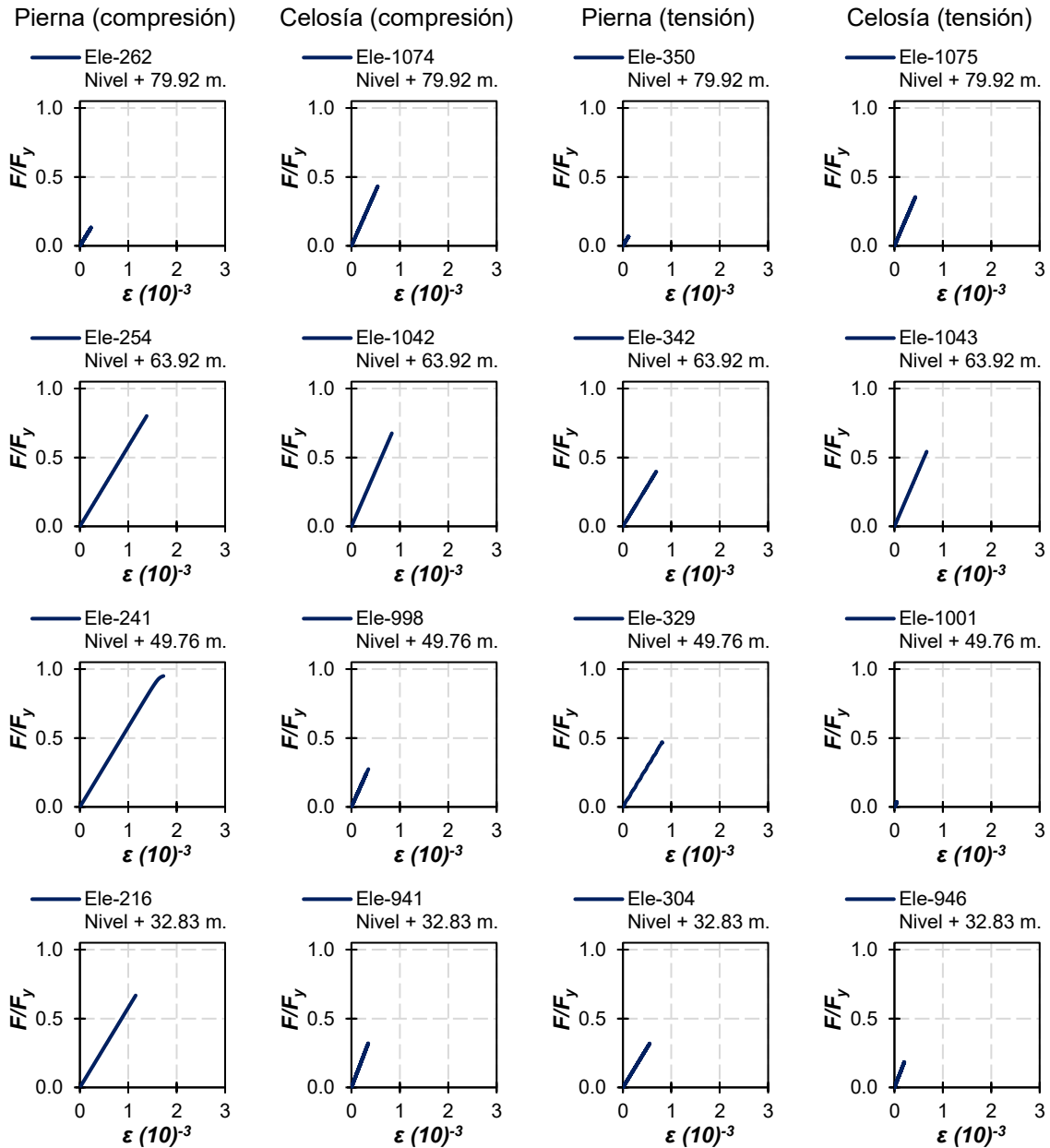


Figura A.14 Curvas de comportamiento de los elementos críticos del panel 11 de la cara B con el viento a 30°.

A.4.2 Resultados de la cara C

El comportamiento de los elementos estructurales en la cara C a lo largo de la torre de 80 m (modelo TA80) se muestra en la figura A.15 cuando el ángulo de incidencia del viento es de 30 grados. Con base en los resultados, los elementos situados en los paneles 1 y 11 reportan incursiones en el intervalo de comportamiento inelástico debido a pandeo por compresión. El resto de los elementos permanece en el intervalo elástico.



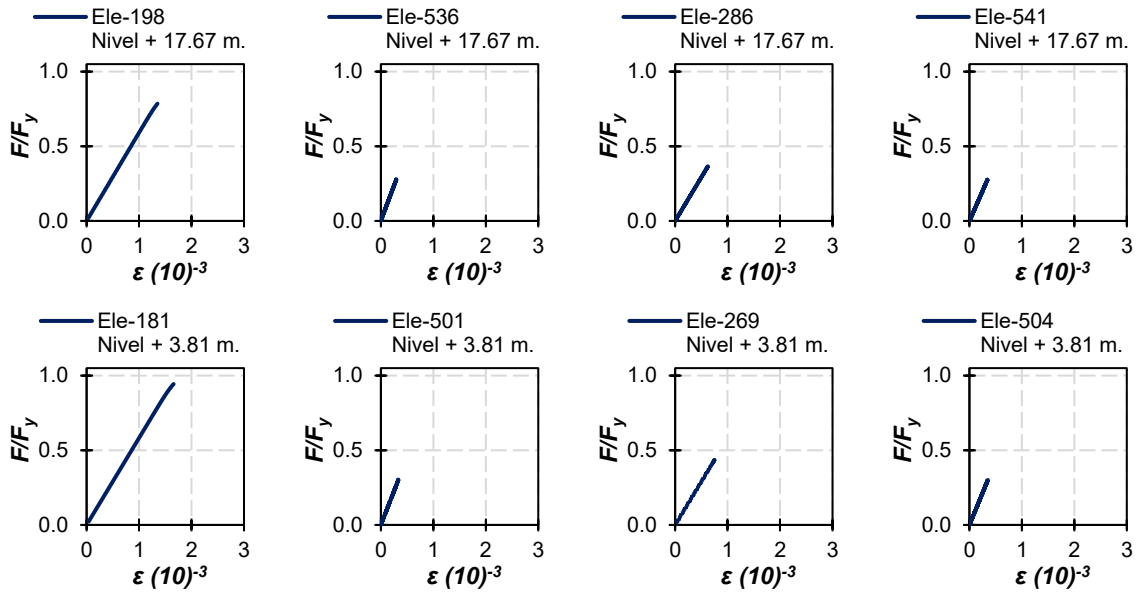
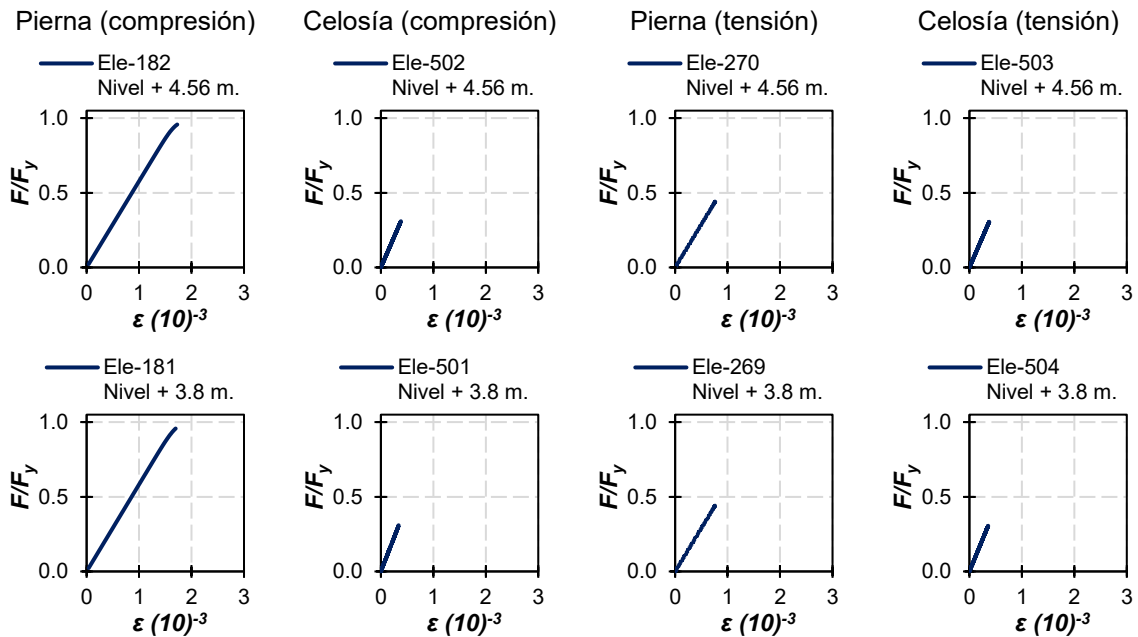


Figura A.15 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de la cara C con el viento a 30°.

A.4.2.1 Concentración de daño en la cara C

En la figura A.16 se muestra el comportamiento de los elementos relacionados con la concentración del daño en el panel 1 de la estructura. Con base en los resultados, la respuesta de los elementos es predominantemente elástica. Únicamente, los elementos correspondientes a la pierna 3, reportan falla por pandeo lateral.



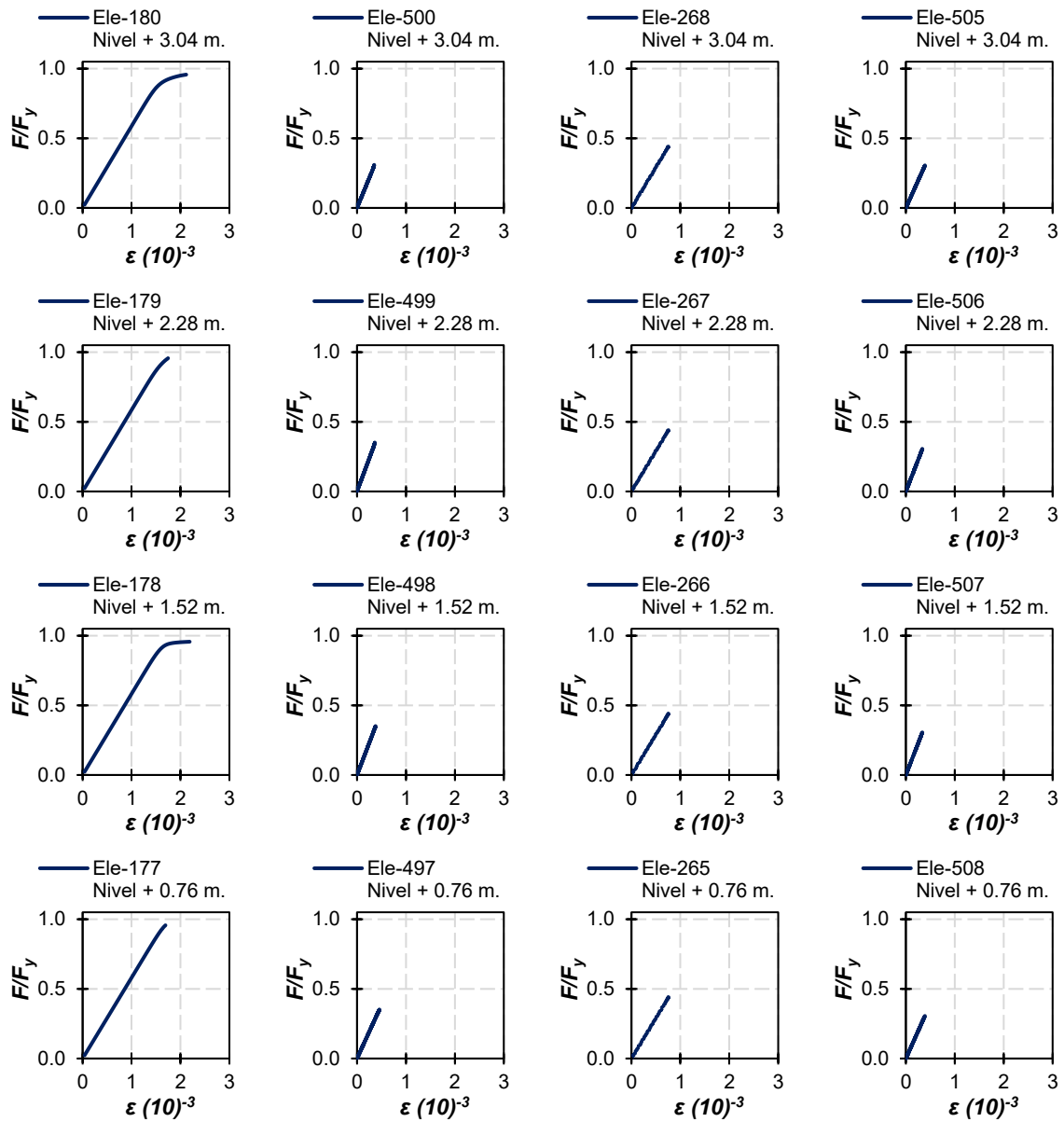
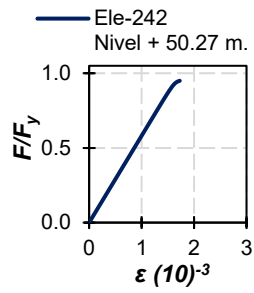


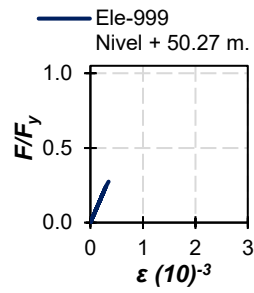
Figura A.16 Curvas de comportamiento de los elementos críticos del panel 1 de la cara C con el viento a 30°.

Por otra parte, en la figura A.17 se muestra el comportamiento de los elementos en el panel 11 de la estructura. Con base en los resultados de los análisis, el daño se concentra en los elementos de la pierna 3 como se había hecho notar anteriormente.

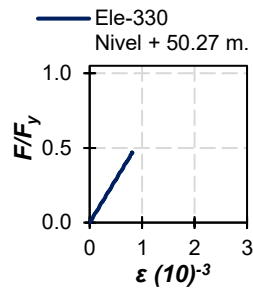
Pierna (compresión)



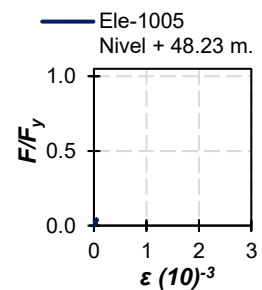
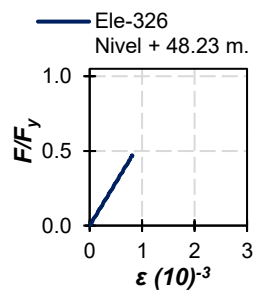
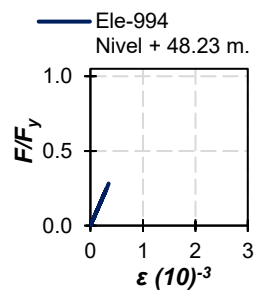
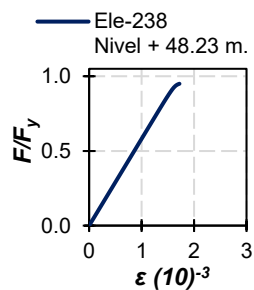
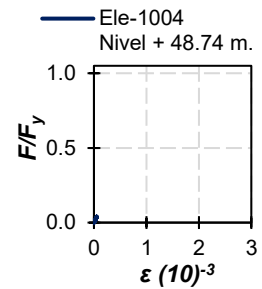
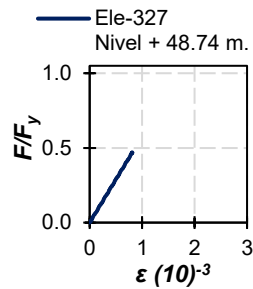
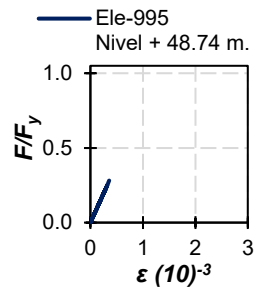
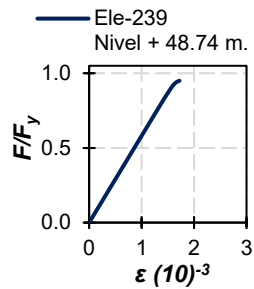
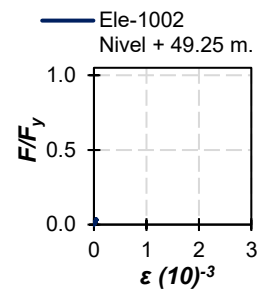
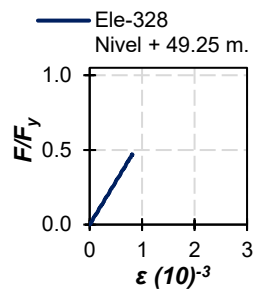
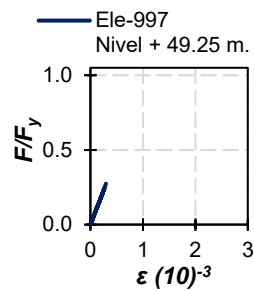
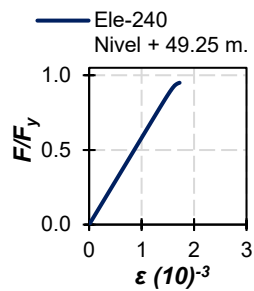
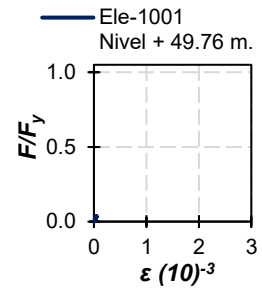
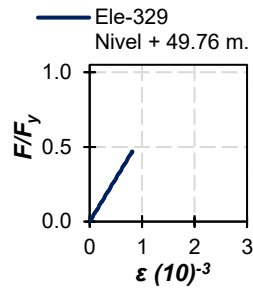
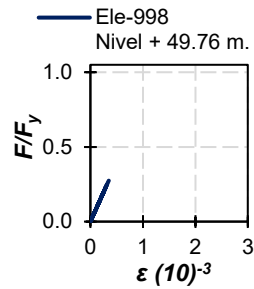
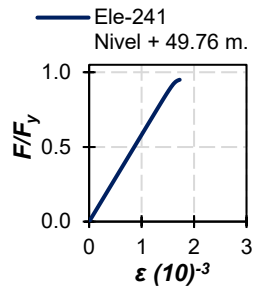
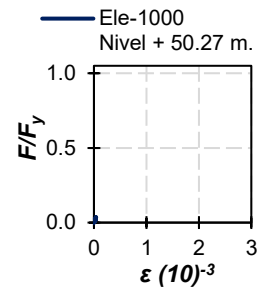
Celosía (compresión)



Pierna (tensión)



Celosía (tensión)



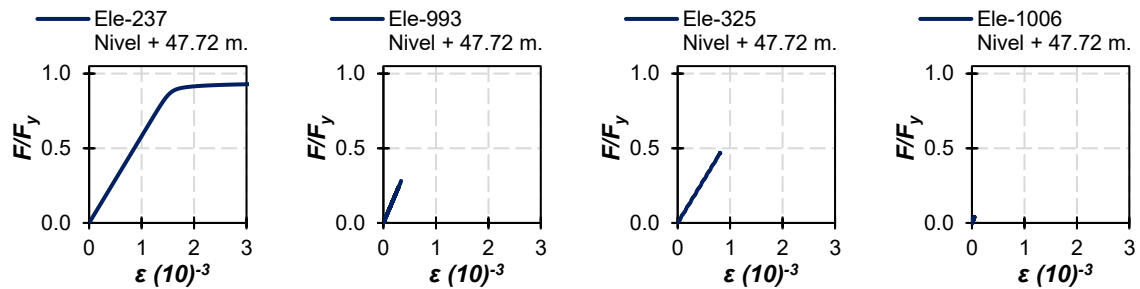


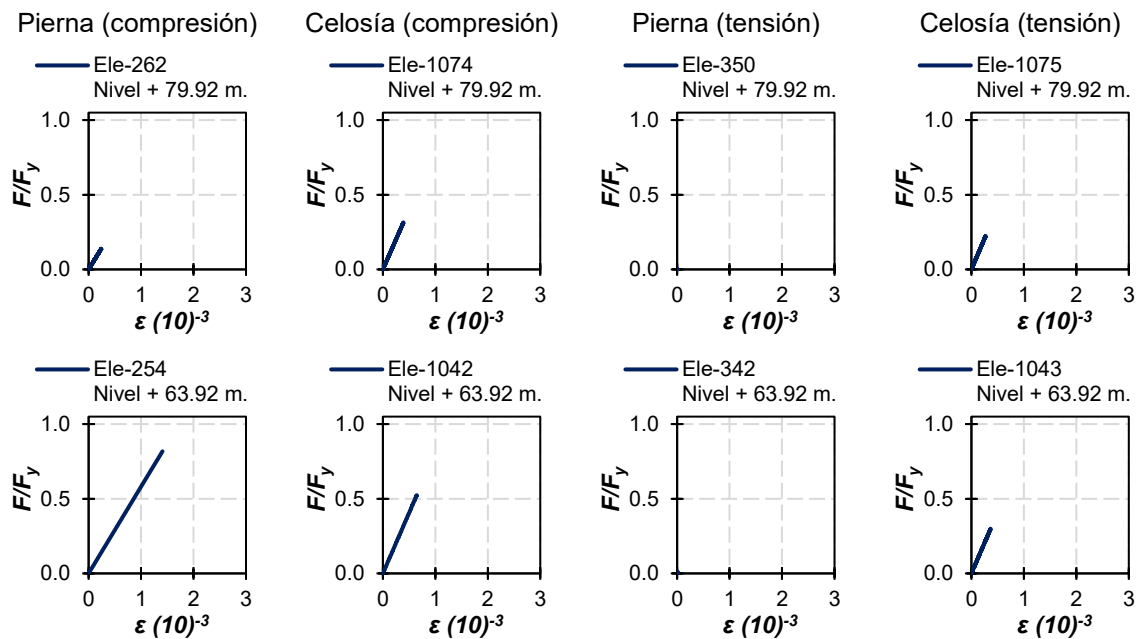
Figura A.17 Curvas de comportamiento de los elementos críticos del panel 11 de la cara C con el viento a 30°.

A.5 Ángulo de incidencia a 45° (viento en esquina)

Finalmente, el cuarto caso de carga considera que la presión del viento genera cargas con una incidencia de 45° con referencia a la torre. En este escenario existe simetría entre la demanda en las caras A y D, ya que las fuerzas equivalentes son iguales para ambas caras. Por lo anterior, en esta sección se mostrarán únicamente las demandas sobre los elementos que conforman la cara B. En análisis adicionales, se comprobó que las caras respecto al eje de aplicación de la carga tienen el mismo comportamiento.

A.5.1 Resultados en la cara C

Con base en los resultados, en la figura A.18 se muestran las curvas de esfuerzo contra deformación unitaria de los elementos estructurales que conforman la cara C de la torre con el propósito de identificar las posibles concentraciones de daño.



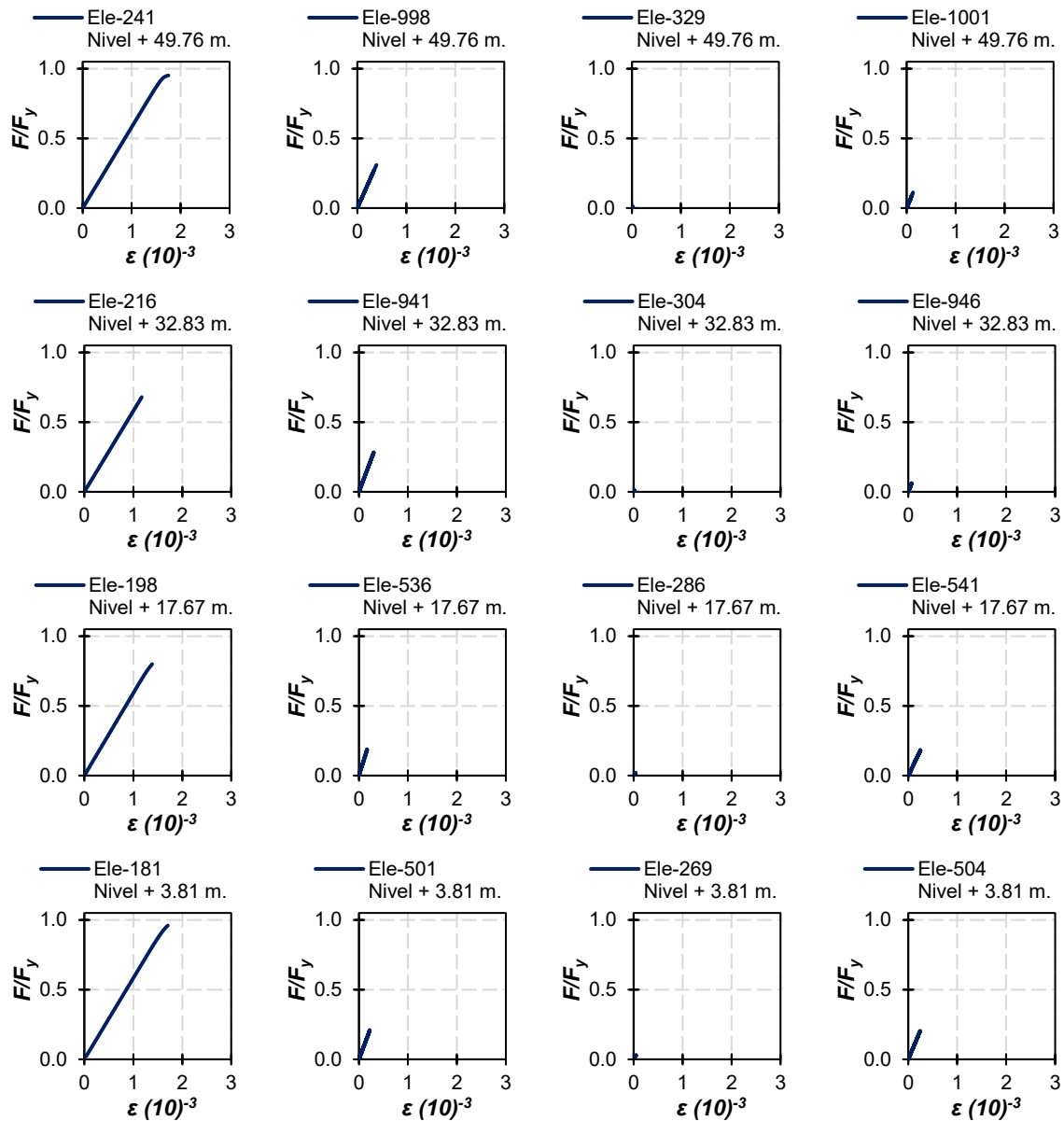


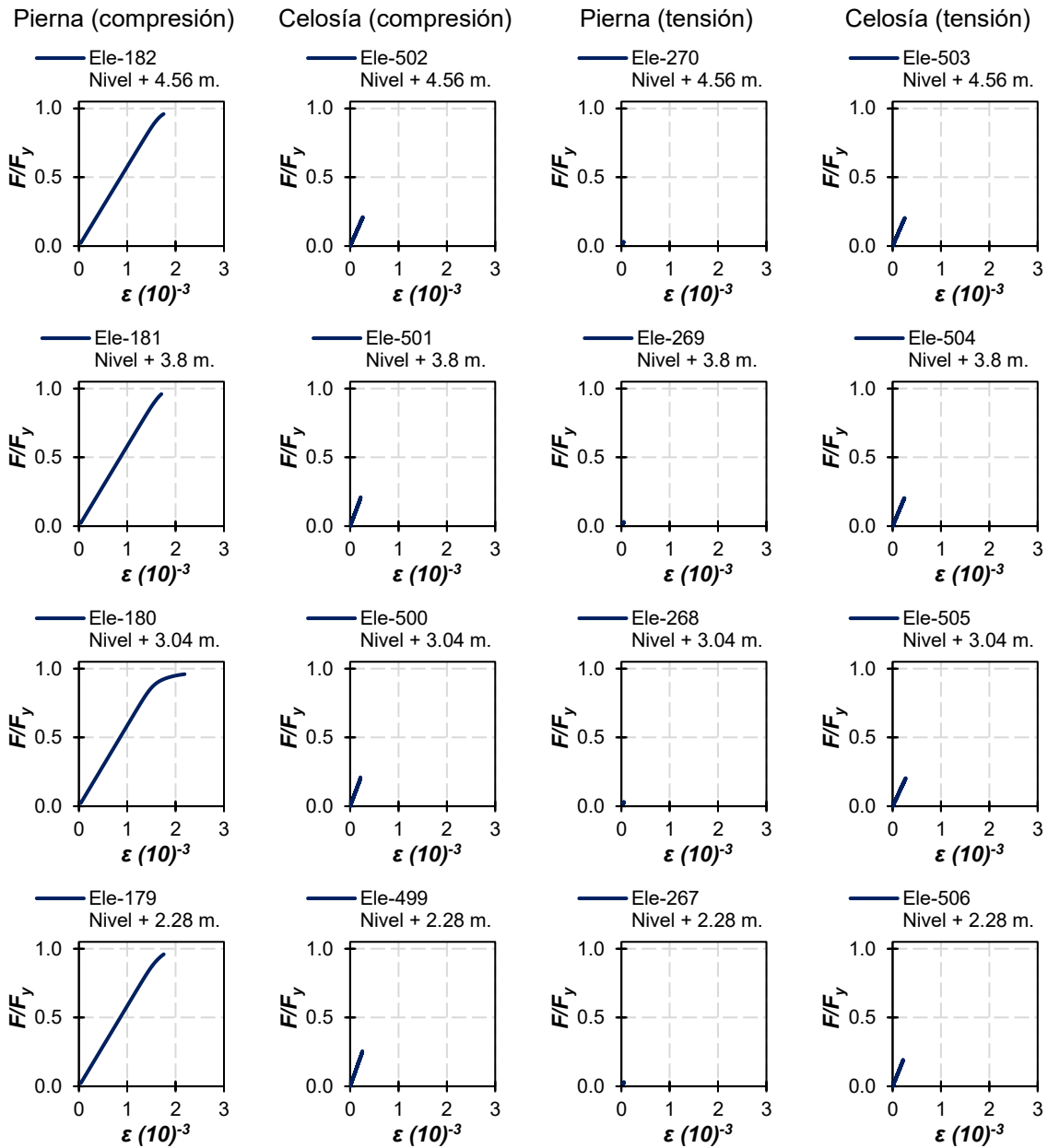
Figura A.18 Curvas de comportamiento de los elementos críticos de la cara C con el viento a 45°.

Se nota en la figura anterior, que la pierna 3 en compresión reporta una concentración de daño provocado por las demandas de carga axial, en los paneles 1 y 11 nuevamente. Además, se nota que la pierna 2 en tensión una respuesta elástica con magnitudes de demanda significativamente bajas. Igualmente, los elementos de celosía en compresión y tensión permanecen en el intervalo elástico.

A.5.1.2 Concentración del daño en la cara C

Las curvas de esfuerzo contra deformación unitaria de los elementos que conforman el panel 1 hasta una altura de 4.56 metros se muestran en la figura A.19. Con base en los resultados, los elementos que conforman a la pierna 3 en compresión, reportan una falla por pandeo lateral.

Por otra parte, en la pierna 2 no se aprecian esfuerzos axiales relevantes, lo que debe implicar que la mayor demanda en compresión se centra en la pierna crítica número 3. Además, se nota que la celosía permanece elástica en compresión, así como en tensión. Esta concentración del daño se desarrolla pese a que en el proceso de diseño se siguió estrictamente una filosofía de diseño por capacidad y se hace notar que la identificación de este mecanismo es muy difícil de identificarse desde la etapa de diseño.



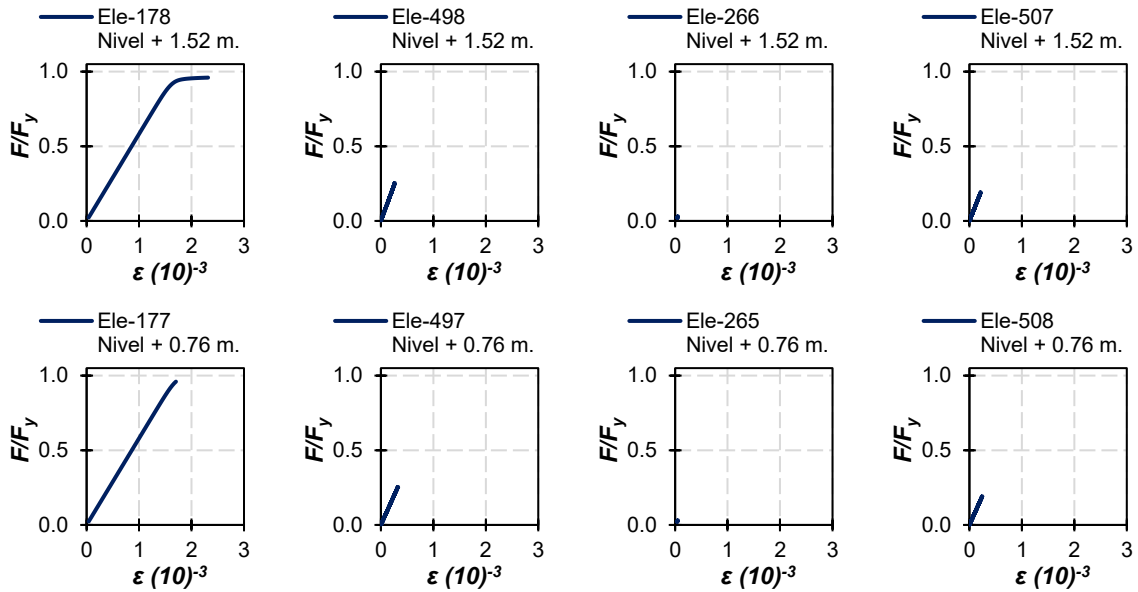
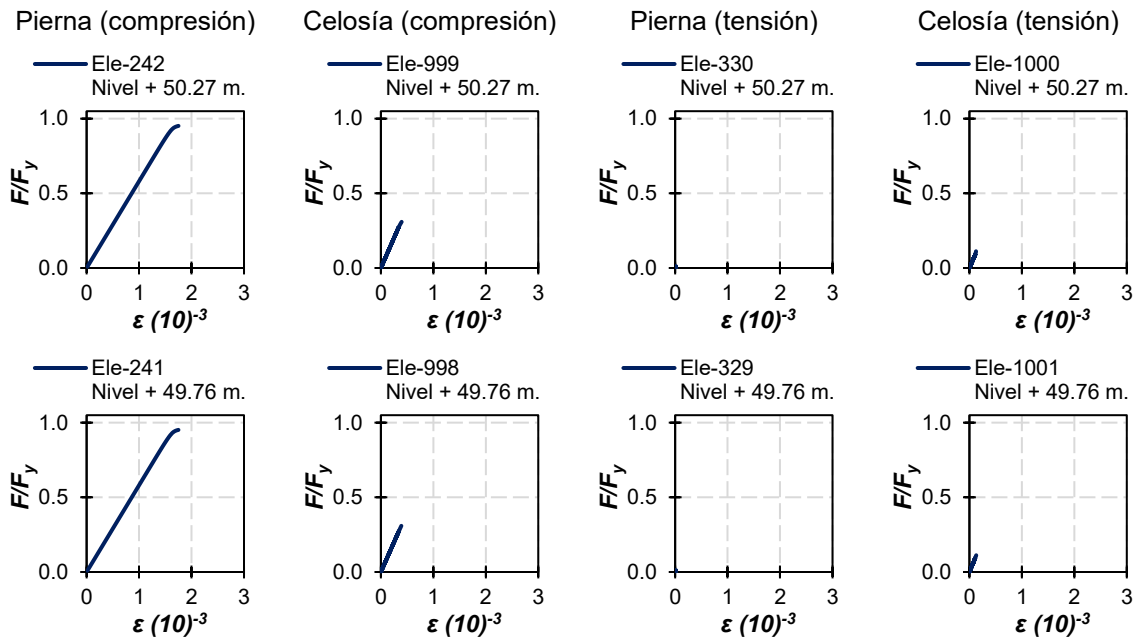


Figura A.19 Curvas de comportamiento de los elementos críticos del panel 1 de la cara C con el viento a 45°.

Por otra parte, en el reporte del comportamiento de los elementos situados en el panel 11 de la estructura, se nota que existe concentración de daño en algunos elementos que corresponden a la pierna 3 en compresión y que lideran el mecanismo de colapso por pandeo lateral. De hecho, la pierna en tensión tuvo poca o nula participación en la redistribución de cargas como se muestra en la figura A.20.



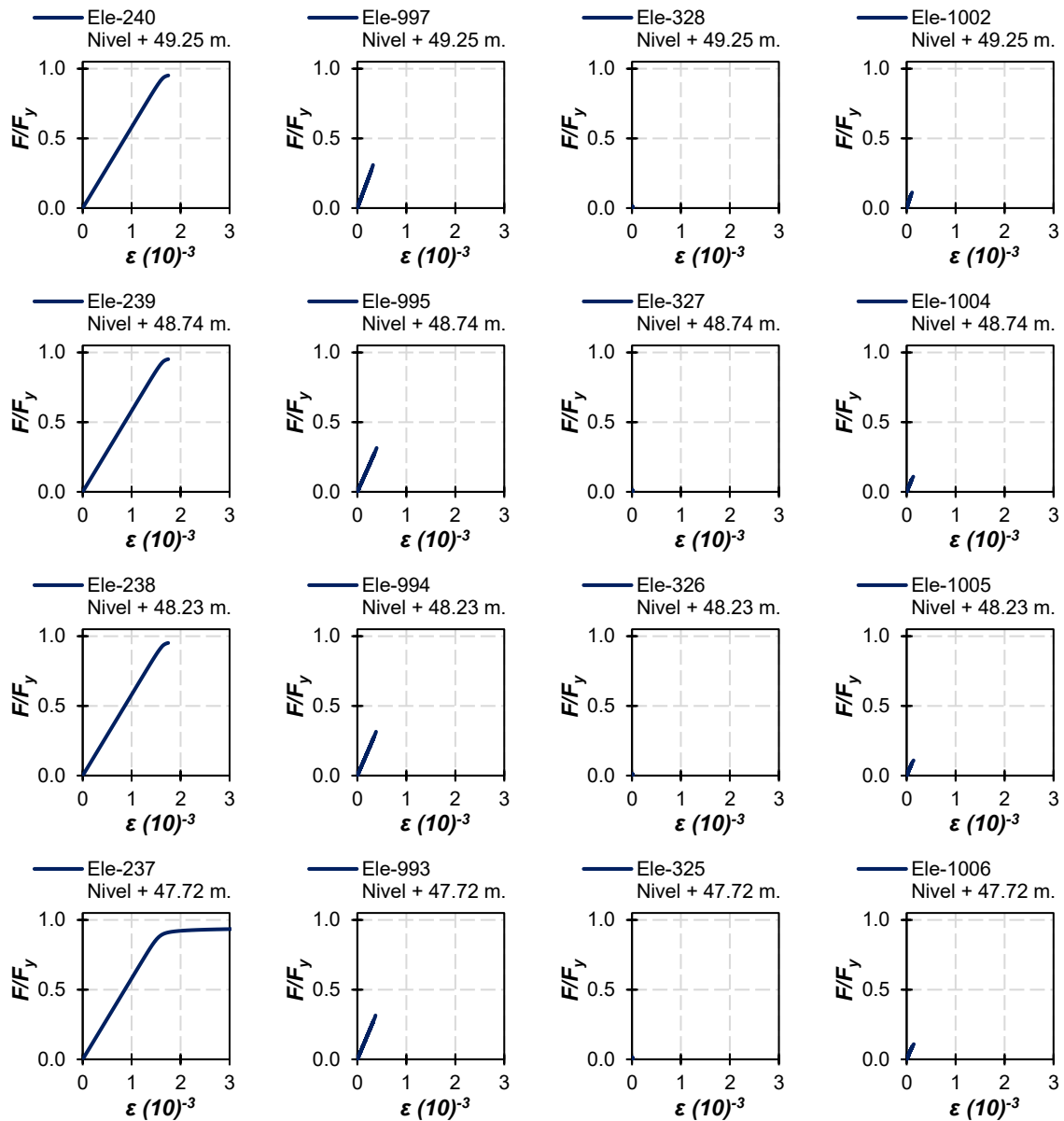


Figura A.20 Curvas de comportamiento de los elementos críticos del panel 11 de la cara C con el viento a 45°.

A.6 Desplazamientos

Los desplazamientos en el modelo TA80 se registraron con base en las magnitudes del reporte del nodo de cumbrera de la pierna crítica (pierna 3). En este apartado se centra la atención en la cara C de la torre, que constituye la celosía comprendida entre las piernas 3 y 4 del modelo TA80. En la figura A.21 se muestran las trayectorias de los nodos en los ejes X y Z para el modelo TA80, en función al ángulo de incidencia del viento considerado en este estudio.

Cuando la torre es sometida a vientos con un ángulo de incidencia de 0°, 15°, 30° y 45°, el nodo estudiado recorre una trayectoria en dirección al ángulo de incidencia, lo que origina que

los desplazamientos sean en sentido de la aplicación de la carga. Esto se debe a que los modelos son completamente simétricos en los ejes X-Z, X-Y y Z-Y.

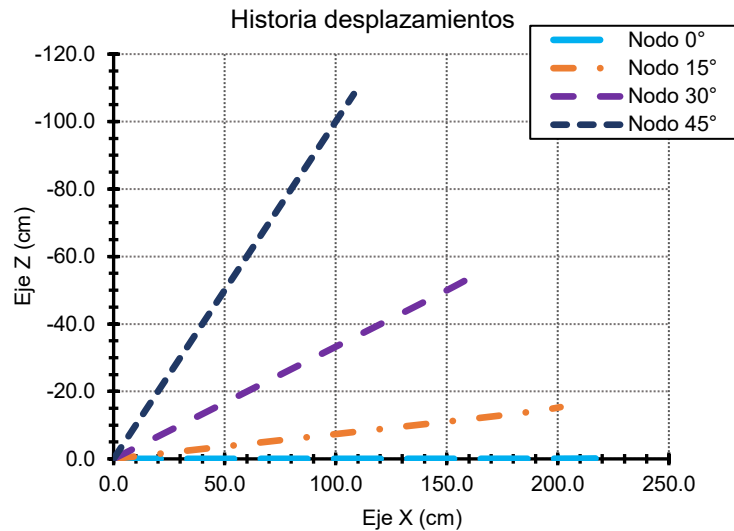


Figura A.21 Desplazamientos de la torre en función del ángulo de incidencia del viento.

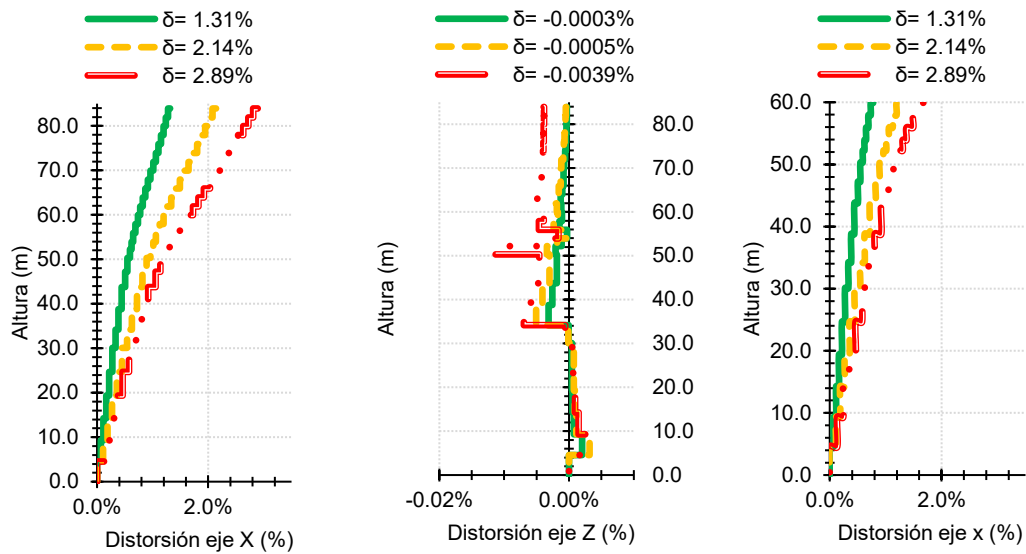
La magnitud del desplazamiento menor ocurre para el ángulo de incidencia de 45°. Esto implica que el colapso ocurre con un menor desplazamiento cuando el viento se aplica en una esquina de la torre. Resulta valioso mencionar que la magnitud del desplazamiento del nodo cuando el empuje del viento se aplica con un ángulo de incidencia de 0°, podría estar asociado a una condición de estabilidad que no necesariamente pueda desarrollar la estructura físicamente.

A.7 Distorsión y desarrollo del colapso

Con base en los resultados de los análisis y las gráficas esfuerzo contra deformación unitaria de secciones anteriores en este apartado, se determinaron los pasos del análisis en los que uno o varios elementos comienzan a presentar el inicio o desarrollo de comportamiento no lineal con el propósito de definir la distorsión de fluencia. Las distorsiones de la estructura fueron determinadas en función al desplazamiento máximo en la cumbre dividido entre la altura de la torre y en todos los casos se expresó en porcentaje. Con base en la discusión del apartado anterior, el análisis de la distorsión se realizó en la pierna crítica número 3, en el eje X y Z, así como la combinación de ambos, mediante la obtención del radical de la suma de los cuadrados.

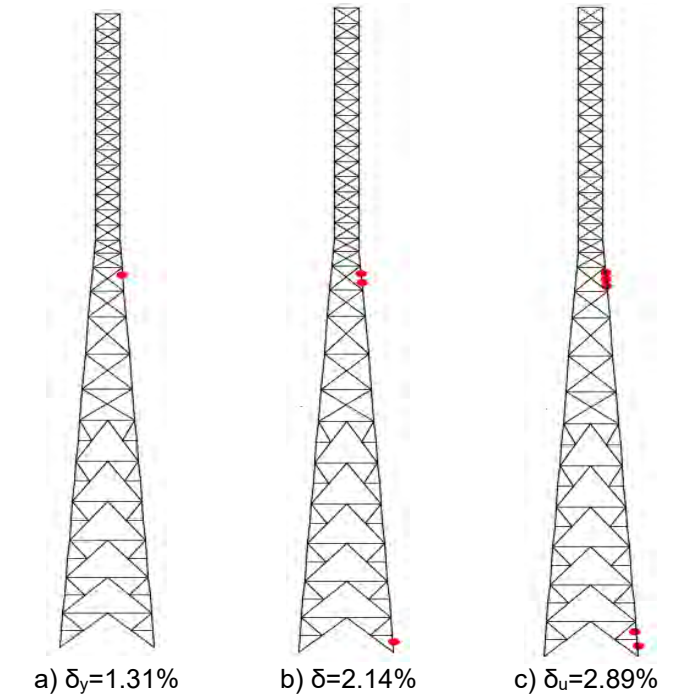
A.7.1 Viento con un ángulo de incidencia de 0° (perpendicular a la cara)

En la figura A.22 se muestran las magnitudes de distorsión de la torre TA80 sometida a cargas de viento frontal a la estructura. Se nota que la distorsión máxima en la que la estructura llegó al colapso es de 2.89% (figura A.22a) en el eje X y de 0.0039% (figura A.22b) en el eje Z. Así, la distorsión del eje Z es prácticamente despreciable debido a que la aplicación de las cargas es completamente perpendicular a la línea de acción de las caras del eje Z.



a) Distorsión en el eje X b) Distorsión en el eje Z c) Distorsión global
 Figura A.22 Distorsión cuando el viento esta aplicado con un ángulo de incidencia de 0° .

En la figura A.23 se muestran los mecanismos de colapso asociados a la aplicación del viento perpendicular a la superficie (0°). El inicio de la fluencia que ocurre a una distorsión global de 1.31% (figura A.23a), está liderado por una concentración de daño en los elementos de la pierna 3 en compresión en el panel 11. Cuando la distorsión global alcanza una magnitud de 2.14% (figura A.23b), el daño se propaga a la base de la torre en los elementos de la pierna 3, para finalmente llegar al colapso en una distorsión global de 2.89% (figura A.23c), en la que el daño en los elementos de la pierna 3 a la altura del panel 11 provoca un colapso parcial de la estructura.

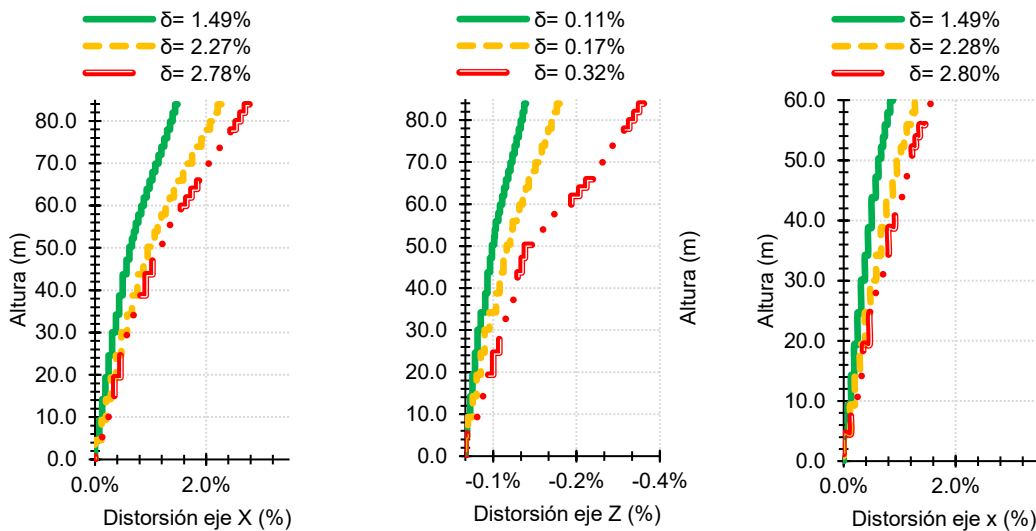


a) $\delta_y = 1.31\%$ b) $\delta = 2.14\%$ c) $\delta_u = 2.89\%$
 Figura A.23 Desarrollo de mecanismo de colapso con un ángulo de incidencia de 0° .

El inicio de la fluencia que ocurre a una distorsión global de 1.31% (figura A.23a) y está liderado por una concentración de daño en los elementos de la pierna 3 en compresión en el panel 11. Cuando la distorsión global alcanza una magnitud de 2.14% (figura A.23b), el daño se propaga a la base de la torre en los elementos de la pierna 3, para finalmente llegar al colapso en una distorsión global de 2.89% (figura A.23c), en la que el daño en los elementos de la pierna 3 a la altura del panel 11 provoca un colapso parcial de la estructura.

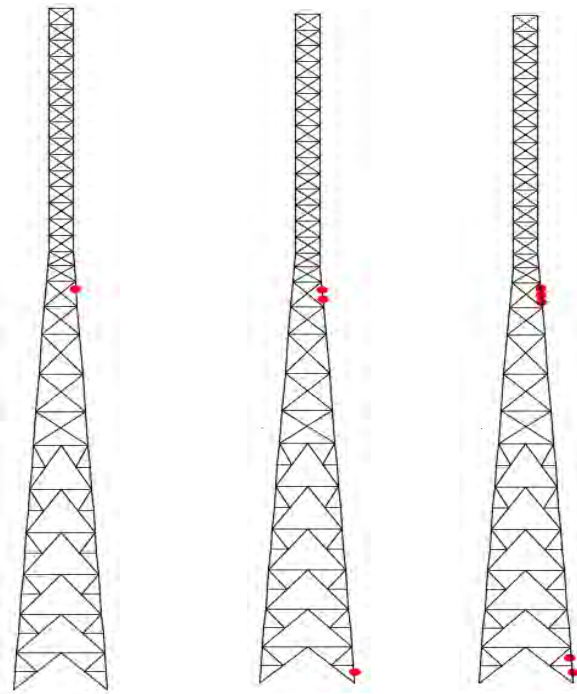
A.7.2 Viento con un ángulo de incidencia de 15°

En la figura A.24 se muestran las magnitudes de distorsión de la torre TA80 sometida a cargas de viento con un ángulo de incidencia de 15°. Con base en los resultados, la distorsión global de colapso es 2.78% en el eje X (figura A.24a) y de 0.32% en el eje Z (figura A.24b). De acuerdo a estas magnitudes, se nota que la distorsión en el eje Z, perpendicular a la aplicación de las fuerzas equivalentes de mayor magnitud, tiene poca o nula influencia en la magnitud total de la distorsión global (figura A.24c).



a) Distorsión en el eje X b) Distorsión en el eje Z c) Distorsión global
 Figura A.24 Distorsión cuando el viento esta aplicado con un ángulo de incidencia de 15°.

Con base en la información anterior, en la figura A.25 se muestran los mecanismos de colapso a partir de los elementos que presentaron daño de acuerdo con la distorsión global reportada por los resultados del análisis. En esta condición de carga, la fluencia inicia con el pandeo en compresión de la pierna 3 en el panel 11. Posteriormente, el daño se propaga a los elementos de apoyo en la pierna 3, hasta ocasionar el colapso parcial por el pandeo en compresión de los elementos de la pierna 3 en el panel 11.

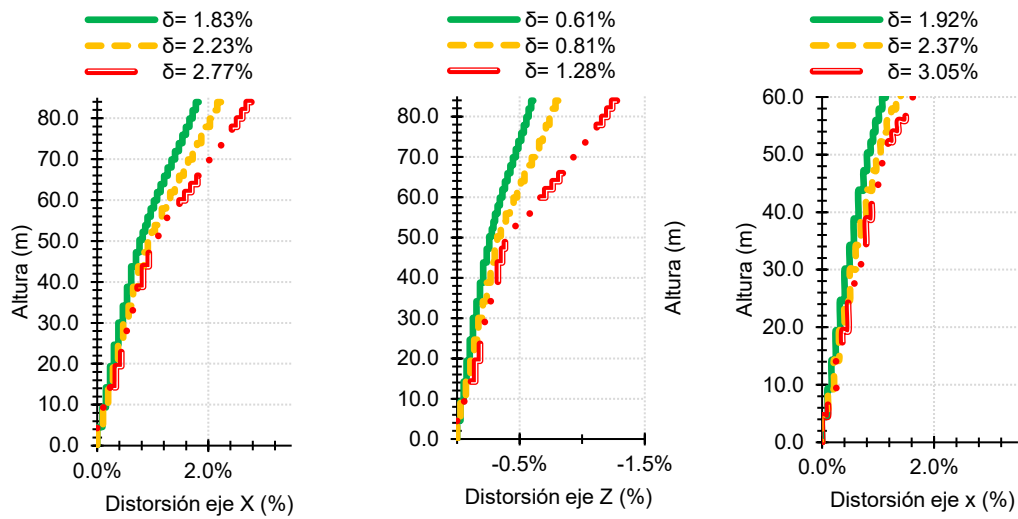


a) $\delta_y=1.49\%$ b) $\delta=2.28\%$ c) $\delta_u=2.80\%$
 Figura A.25 Desarrollo de mecanismo de colapso con un ángulo de incidencia de 15° .

A.7.3 Viento con ángulo de incidencia de 30°

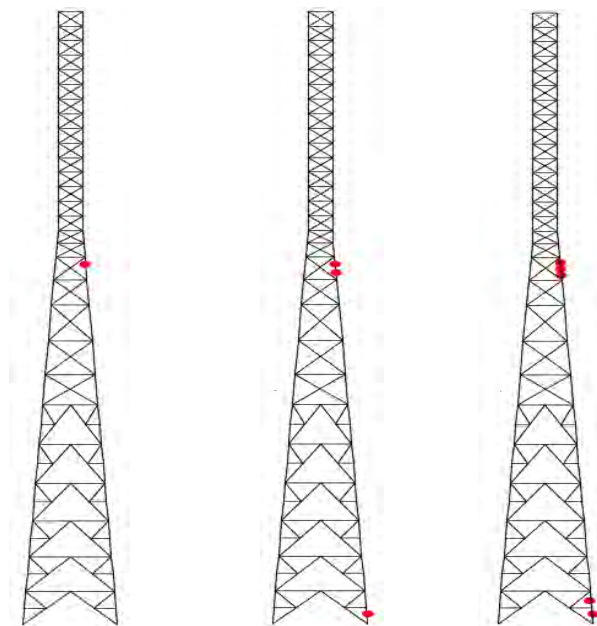
En la figura A.26 se muestran las magnitudes de distorsión de la torre TA80 sometida a cargas de viento con un ángulo de incidencia de 30° . El inicio del comportamiento inelástico de los elementos de la torre ocurre a una distorsión de 1.83% en el eje X (figura A.26a) y 0.61% en el eje Z (figura A.26b), para un 1.92% de distorsión global (figura A.26c). La distorsión en el momento del colapso ocurre con una magnitud igual a 2.77% en el eje X (figura A.26a) e igual a 1.28% en el eje Z (figura A.26b), lo que origina una distorsión global de colapso de 3.05% en la dirección de la aplicación de la carga (figura A.26c).

Con base en los resultados, la componente de la distorsión en la dirección del eje Z constituye aproximadamente el 46% de la distorsión global resultante con la que colapsa el modelo.



a) Distorsión en el eje X b) Distorsión en el eje Z c) Distorsión global
 Figura A.26 Distorsión cuando el viento esta aplicado con un ángulo de incidencia de 30°.

En la figura A.27 se muestra la evolución del mecanismo de colapso de la torre cuando el ángulo de incidencia es de 30°. De acuerdo a los resultados, la fluencia de la torre inicia con el pandeo en compresión de la pierna 3 en el panel 11 cuando la distorsión global alcanza una magnitud de 1.92%. El mecanismo de colapso evoluciona con una distorsión de 3.05%, cuando los elementos del panel 1 y 11 fallan por pandeo lateral y se produce un colapso parcial en el panel 11.

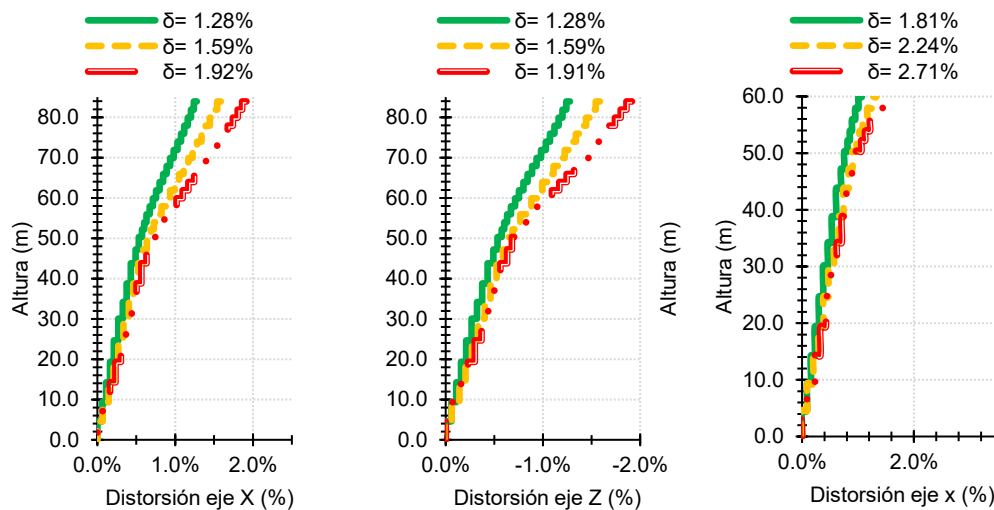


a) $\delta_y=1.92\%$ b) $\delta=2.37\%$ c) $\delta_u=3.05\%$
 Figura A.27 Desarrollo de mecanismo de colapso con un ángulo de incidencia de 30°.

A.7.4 Viento con un ángulo de incidencia de 45° (viento en esquina)

La figura A.26 muestra la evolución de la distorsión global de la torre ante un viento con un ángulo de incidencia de 45° (viento en esquina). Para esta caso de carga, la distorsión máxima ocurre simétricamente en los ejes X y Z, con una diferencia despreciable del 0.01%, debido a la que el patrón de cargas es equivalente para ambos ejes ortogonales. Al igual que el modelo TA60, se corrobora que los modelos son una buena representación de los efectos de la incidencia del viento en estructuras de este tipo.

La magnitud de distorsión global en la que se inicia la fluencia del sistema estructural es aproximadamente igual a 1.81% (figura A.28c), mientras que la distorsión global cuando se forma el mecanismo de colapso es igual a 2.71%.



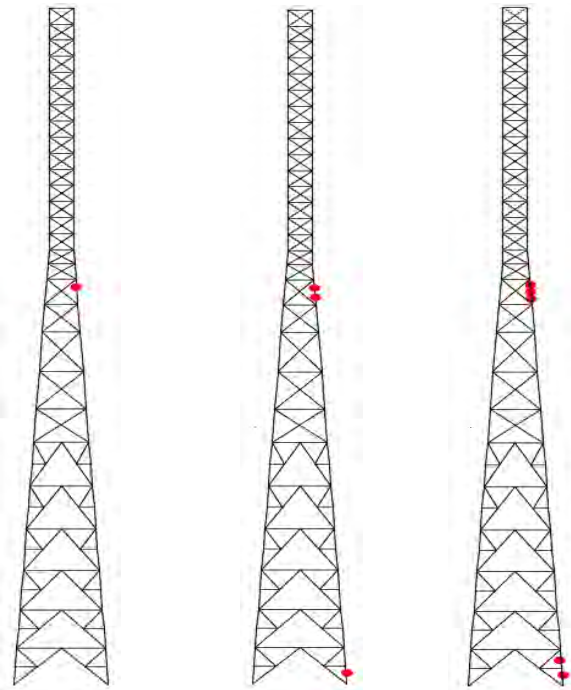
a) Distorsión en el eje X

b) Distorsión en el eje Z

c) Distorsión global

Figura A.28 Distorsión cuando el viento esta aplicado con un ángulo de incidencia de 45° (viento en esquina).

En la figura A.29 se muestra el mecanismo de colapso que desarrollo la estructura ante vientos con incidencia de 45° con base en los resultados de las curvas de capacidad de los elementos. Nuevamente, el mecanismo de colapso está liderado por los elementos de la pierna crítica en los paneles 1 y 11, donde la primera fluencia debida a pandeo lateral por compresión en los elementos del panel 11 de la torre, ocurre en una distorsión igual a 1.28%. Consecutivamente, ante un aumento en la magnitud del patrón de cargas se nota la aparición de daño en el panel 11. Este daño provoca un colapso parcial en el panel 11 debido a la falla por pandeo lateral de los elementos de la pierna crítica (figura A.29c), cuando la distorsión global en el sistema estructural es igual a 2.71%.



a) $\delta_y=1.49\%$ b) $\delta=2.28\%$ c) $\delta_u=2.80\%$
 Figura A.29 Desarrollo de mecanismo de colapso con un ángulo de incidencia de 45° .

Los resultados del análisis de la TA80 son similares al modelo TA60. Sin embargo, los resultados hacen notar que existe una diferencia en el mecanismo de colapso entre ambos modelos. Mientras el modelo TA60 reporta un colapso total debido a que el colapso ocurre por la fluencia por pandeo de la pierna crítica de apoyo en compresión; el modelo TA80 reporta un colapso parcial en el cambio de sección piramidal a constante.

A.8 Estudio de las demandas de carga axial

Así como el modelo TA60, en el diseño del modelo TA80 se siguió una estricta metodología de diseño por capacidad. Sin embargo, de acuerdo con los resultados de los análisis, este método de diseño no garantiza una correcta estimación de la secuencia en las demandas en los elementos estructurales.

A.8.1 Ángulo de incidencia de 0°

En la figura A.30 se muestran las curvas esfuerzo contra deformación unitaria de los elementos críticos en las piernas de la cara C, cuando el patrón de cargas del viento tiene un ángulo de incidencia de 0° . En las curvas se incluyó la carga axial de diseño obtenida mediante la aplicación de la filosofía de diseño por capacidad. En los resultados presentados, la aplicación del viento ocurre de derecha a izquierda.

En la figura A.30, el esfuerzo de diseño P_{dis}/A está por debajo de la magnitud de la capacidad de fluencia $F/F_y < 1.0$, debido a que en el diseño no se presupone el daño. En las curvas de capacidad, entre más lejana esté el esfuerzo de diseño P_{dis}/A de la fluencia, será mayor la sobrerresistencia de la sección asociada a la capacidad del elemento. Con base en los resultados, no se nota una tendencia entre la sobrerresistencia y la evolución del mecanismo de colapso.

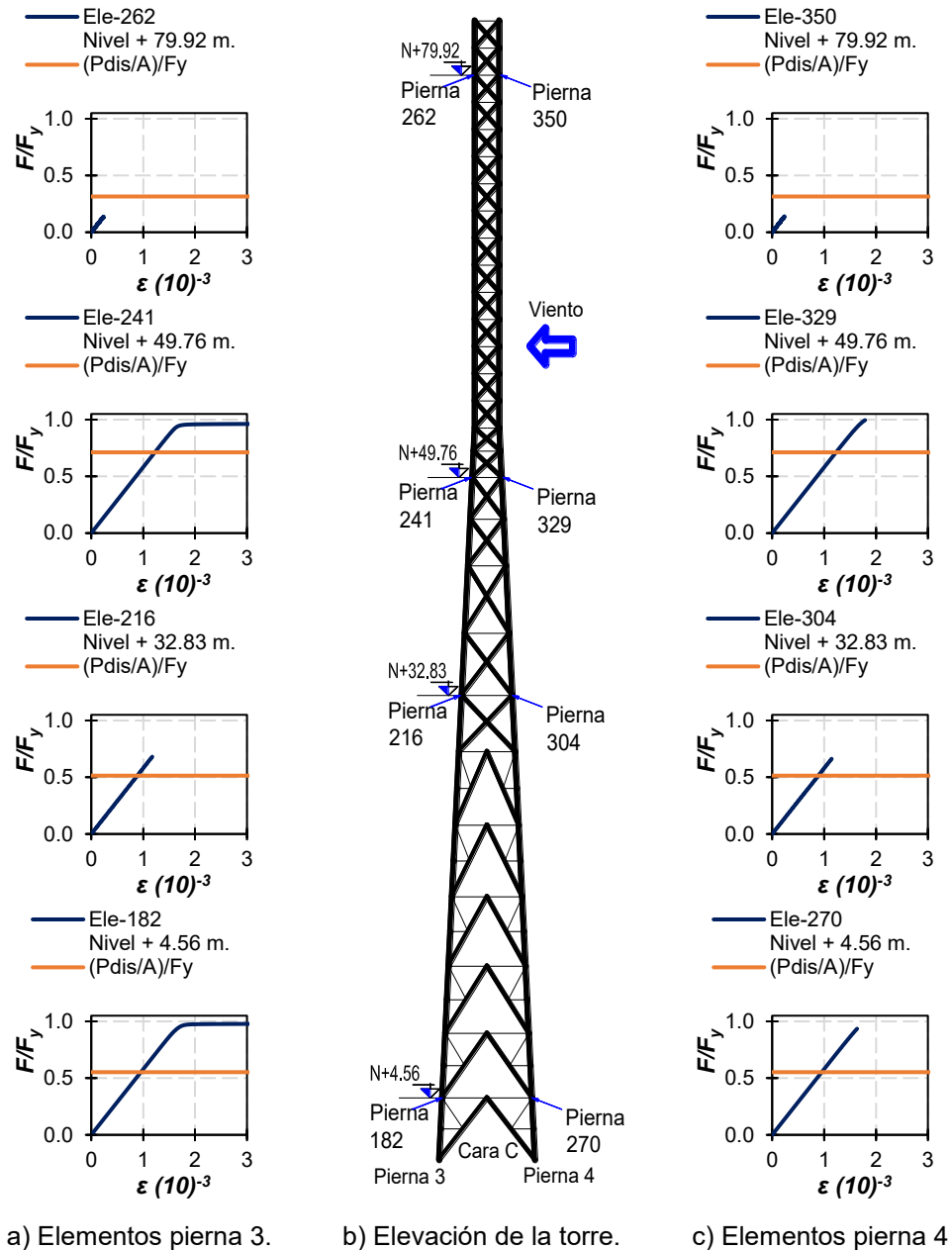
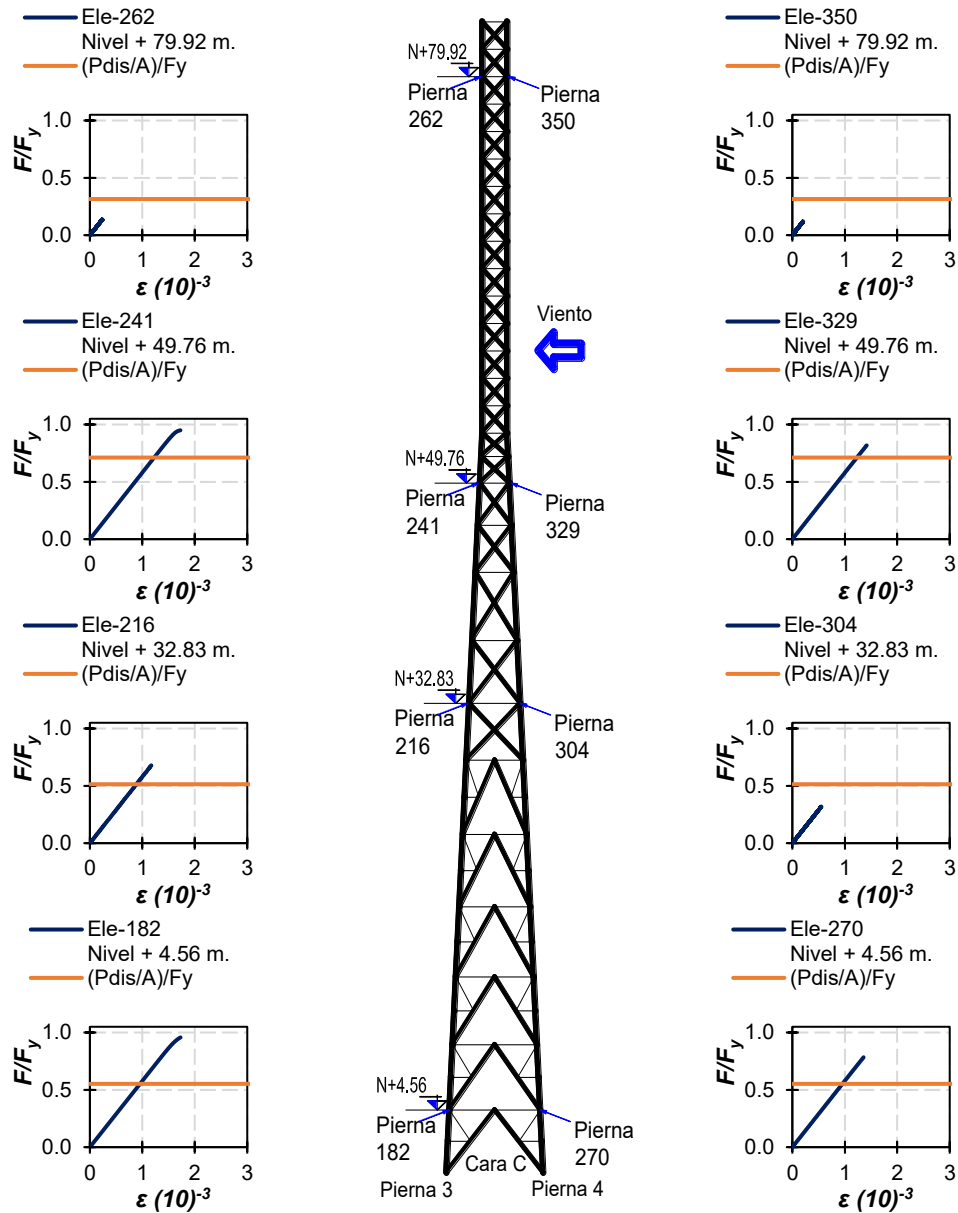


Figura A.30 Demandas con un ángulo de incidencia de 0° .

A.7.2 Ángulo de incidencia de 15°

La figura A.31 presenta las curvas esfuerzo contra deformación unitaria de los elementos de la torre cuando el patrón de cargas del viento tiene ángulo de incidencia de 15°. En este caso de carga la demanda de la estructura en el análisis no lineal ante cargas estáticas monótonamente crecientes se aproxima a la demanda que se estimó en el diseño por capacidad en los paneles inferiores al panel 11, relacionado con el colapso parcial de la estructura. Sin embargo en paneles superiores, los resultados reportan una magnitud menor de demanda del método de diseño por capacidad $P_{dis}/A..$



a) Elementos pierna 3.

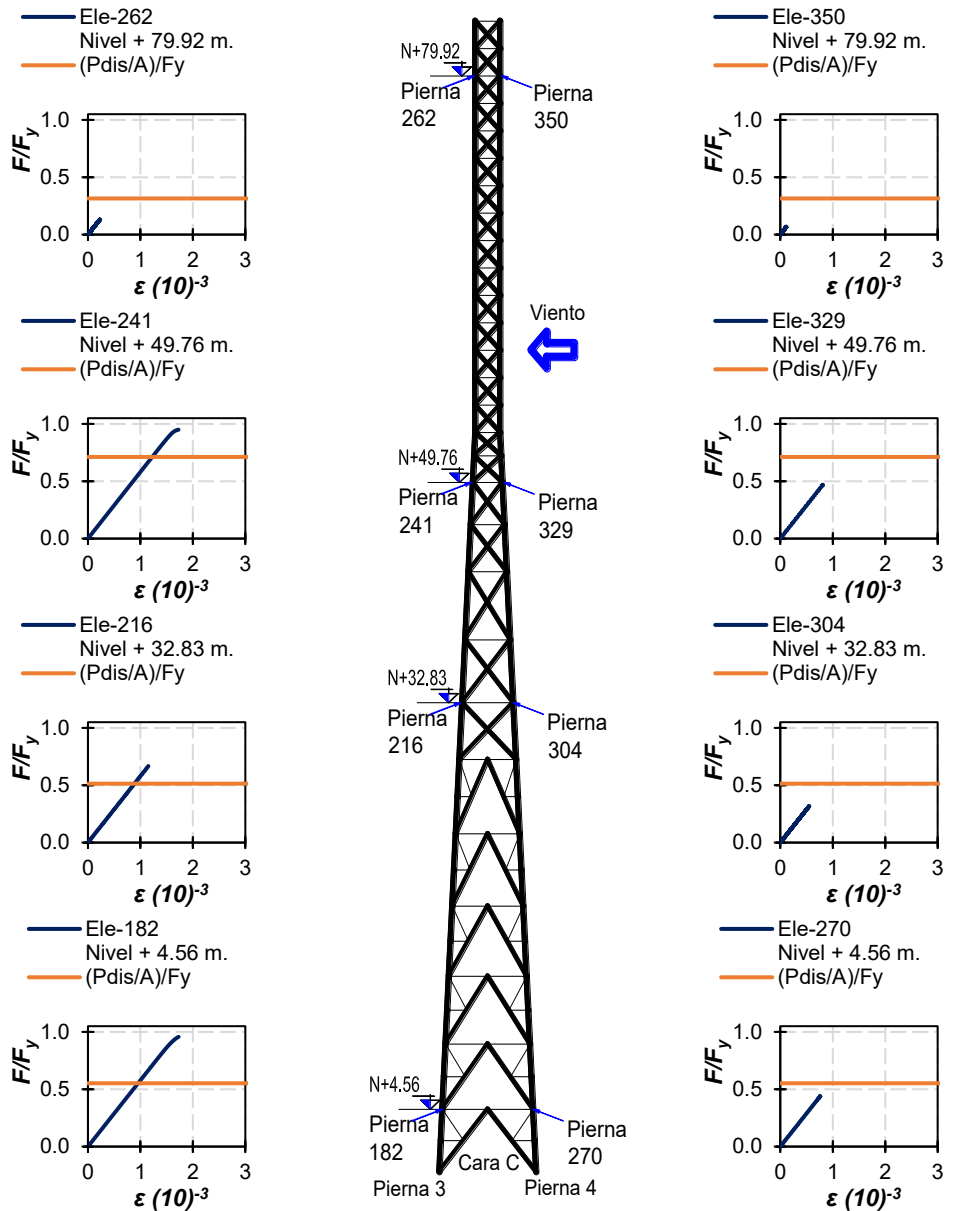
b) Elevación de la torre.

c) Elementos pierna 4

Figura A.31 Demandas con un ángulo de incidencia de 15°.

A.8.3 Ángulo de incidencia de 30°

En la figura A.32 se muestran las curvas esfuerzo contra deformación unitaria de los elementos de la torre TA80 ante el patrón de cargas de viento con el ángulo de incidencia de 30°. Con base en los resultados, la estimación de la demanda que se realizó mediante la filosofía del del diseño por capacidad se acerca a media altura de la torre. En los paneles que comprenden la sección constante a partir del panel 11, presentan una respuesta predominantemente elástica y están relacionados con una diferencia importante entre la demanda de los análisis inelásticos y la que se estimó mediante la metodología de diseño por capacidad.

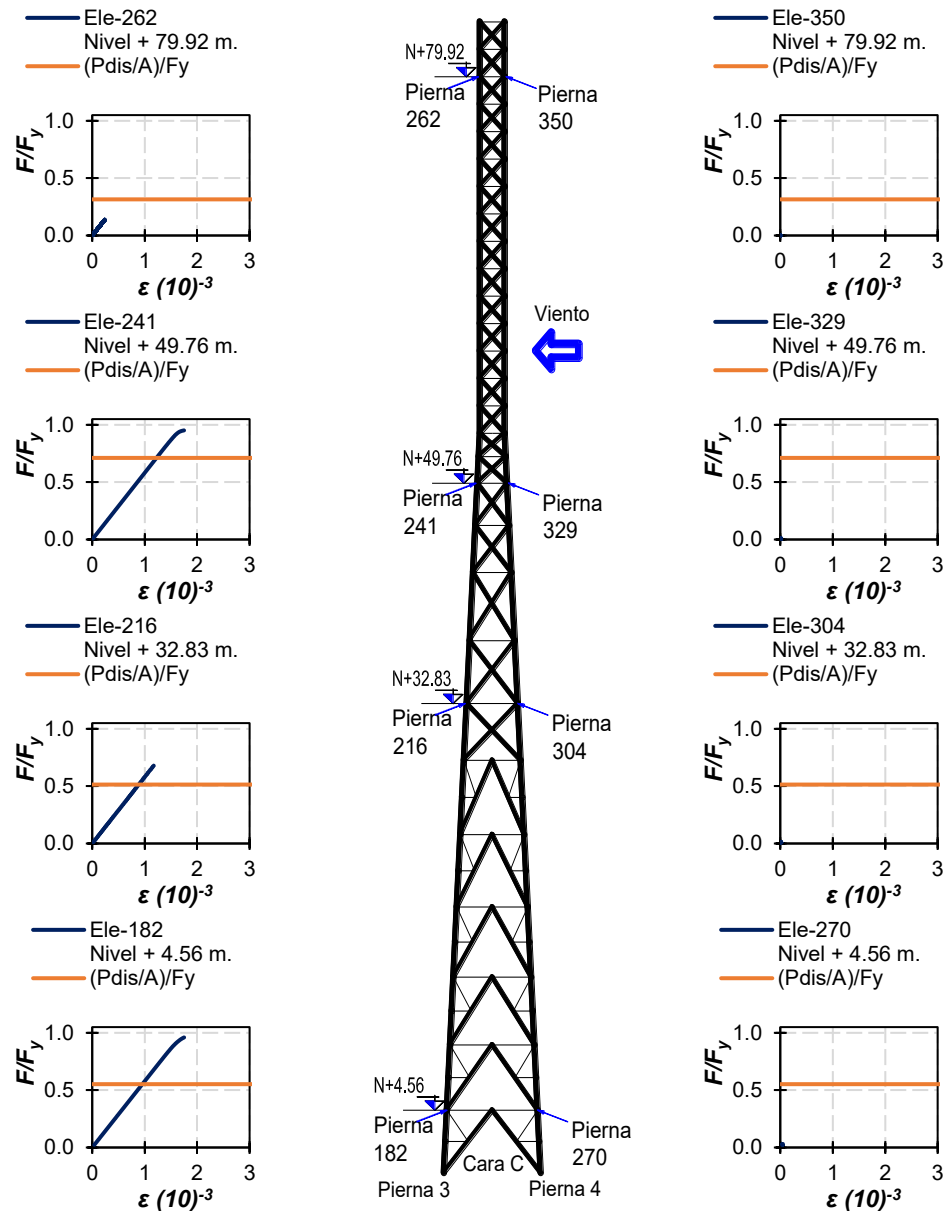


a) Elementos pierna 3. b) Elevación de la torre. c) Elementos pierna 4

Figura A.32 Demandas con un ángulo de incidencia de 30°.

A.8.4 Ángulo de incidencia de 45°

Para el último caso de carga, tenemos la aplicación del patrón de cargas equivalentes con un ángulo de incidencia del viento de 45° (viento en esquina). En general la estimación de demandas que se obtuvo mediante el diseño por capacidad no representa una aproximación acertada en comparación a la capacidad que los elementos desarrollaron durante el análisis. De hecho dado de que los elementos que conforman la pierna 2 no están demandados, la magnitud de la carga del diseño por capacidad está por encima de la carga que soportan los elementos en el colapso.



a) Elementos pierna 3. b) Elevación de la torre. c) Elementos pierna 4
 Figura A.33 Demandas con un ángulo de incidencia de 45°.