



UNIVERSIDAD DE CHILE

FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

DESEMPEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS INDUSTRIALES DE MARCOS MULTI-PANEL ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE, MTBF.

TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGISTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA,
MENCIÓN INGENIERÍA ESTRUCTURAL, SÍSMICA Y GEOTÉCNICA.

MARIA ALEJANDRA RODRIGUEZ RODRIGUEZ

PROFESOR GUÍA:

RICARDO HERRERA MARDONES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

FABIÁN ROJAS BARRALES

ROBERT TREMBLAY

SANTIAGO DE CHILE

2020

RESUMEN DE LA TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE
MAGISTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA, MENCIÓN
INGENIERÍA ESTRUCTURAL, SÍSMICA Y GEOTÉCNICA
POR: MARIA ALEJANDRA RODRIGUEZ R
FECHA: 08/06/2020
PROFS. GUIA Sr. RICARDO HERRERA MARDONES

DESEMPEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS INDUSTRIALES DE MARCOS MULTI-PANEL ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE, MTBF.

Los marcos multi-panel arriostrados concéntricamente han exhibido un desempeño sísmico caracterizado por una respuesta inelástica en altura, generada por la concentración de deformaciones en uno de los paneles, donde se inicia el pandeo de la diagonal a compresión y la posterior fluencia de la diagonal en tracción. Esto causa inestabilidad del sistema a través del pandeo a flexión o flexo torsional de las columnas, debido a la ausencia de restricción fuera del plano entre paneles. En la industria chilena es común el uso de este tipo de estructuración, con motivo de cubrir grandes alturas y disminuir las luces de los elementos, las cuales, son diseñadas bajo los criterios de diseño para marcos arriostrados, a pesar de no presentar diafragmas rígidos entre paneles. La AISC341-16, incluye entre sus disposiciones de marcos arriostrados, los marcos multi-panel, adicionando requerimientos en el análisis y diseño de columnas y puntales.

Este estudio se centra en la evaluación del desempeño sísmico de dos estructuras industriales, compuestas por marcos multi-panel de diferentes alturas, diseñadas bajo las normativas prNCh2369 y AISC, con diagonales de perfiles XL, utilizados comúnmente en la industria chilena. La evaluación se efectúa a través de análisis pushover de los marcos más solicitados de cada estructura. Se utilizaron modelos numéricos para la calibración de la respuesta de diagonales y del marco multi-panel, los que fueron validados; el primero, contra datos experimentales, y, el segundo, contra resultados del estudio de Imanpour et al., (2016b).

El diseño sísmico obtenido bajo la norma AISC, genera marcos 20% más pesados que los obtenidos bajo la norma prNCh2369, equivalente al aumento en las secciones de columnas y puntales. Al comparar el desempeño sísmico de ambas estructuras diseñadas bajo las normativas prNCh2369 y AISC, se evidencia que los requerimientos de diseño de marcos multi-panel incluidos dentro de la normativa AISC341 para marcos arriostrados, no son efectivos en el desempeño sísmico de los marcos estudiados. Asimismo, se observa un panel crítico bien definido en el marco con mayor altura de panel en la base, contrario al marco con igual altura de paneles, donde ambos paneles pueden ser críticos. A su vez, se obtiene que el aumento de la capacidad de restricción lateral proveniente de los puntales, no influye en la respuesta global de los sistemas; sin embargo, si genera un mejor desempeño en los marcos con perfiles de diagonal cuadrado.

Por último, la respuesta estructural de ambas estructuras presenta un mejor desempeño estructural al aumentar la rigidez torsional y fuera del plano de los marcos. Esta rigidez se incluye a través del uso de diagonales de perfil cuadrado en conjunto con puntales diseñadas bajo los criterios de la AISC, orientadas con el alma en sentido horizontal; y, a través del aumento del espesor de las planchas de conexión tipo gusset.

DEDICATORIA

Primero, a mi mama y papa, sin ustedes este sueño cumplido no habría sido posible.

¡También, a aquellos que, como yo, tienen pasión un poco loca por la Ingeniería Civil, y que amarían hacer un estudio como este, pero no tienen las posibilidades de hacerlo, esto se los dedico a ustedes colegas!

AGRADECIMIENTOS

A Dios, gracias por darme el bello regalo de la vida.

A mis padres, gracias por ser los primeros en apoyar mis sueños, por ser mi soporte y nunca dudar de mí. Mamá, gracias por tanto amor y porque siempre estás ahí, justo detrás de mí para empujarme a seguir, con complicidad y confianza. Papá, gracias porque desde el primer día le dijiste que sí a esta meta. Los amo inmensamente a ambos.

A mi hermana, porque no importa lo que haga y como lo haga, siempre me hace sentir que está orgullosa de mí, te amo.

Mamá, papá y hermana, son el mejor equipo que pude haber pedido para estar a mi lado en esta vida.

A toda mi familia, gracias por el amor y apoyo en la distancia.

A mi familia en Chile, mis amigos de la U, Gaby, Gabo, Lucho, Roberto, Alondra, Abraham, Pedro Pablo, Paul, Alejandro, Jaime, Pablo, me siento bendecida de haberlos conocido y que sean parte de mí. A mis amigos incondicionales: Luisi, Mariu, Dani, July, Roxana, Vega, Ronnye y Larrison, gracias por siempre estar.

A mis amigos en la distancia: Valeria, Mariale, Angela, Nia, Gustavo, Oliver, Yoxi, gracias por ser alegría y amor en mi vida.

A mi profesor guía, Ricardo Herrera, gracias por creer en mí, y porque en este tiempo lo considero no solo un mentor en esta carrera, sino también de vida. A los profesores: Robert Tremblay, Ali Imanpour, Fabián Rojas y Ramón Montecinos por su ayuda a lo largo de esta investigación. Y a todos los profesores que formaron parte de esta bella etapa de mi vida: Rodrigo Retamales, Rafael Ruiz, Cesar Pasten, Ruben Boroschek, Roberto Gesche y Rodolfo Saragoni.

Finalmente, quiero agradecerme a mí, por ser una mujer que le pone corazón a lo que hace, por ser valiente, entregada y comprometida conmigo. Lo lograste Mariale!

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....	16
1.1. Introducción general.....	16
1.2. Hipótesis	17
1.3. Objetivos	17
1.3.1. Objetivo general.....	17
1.3.2. Objetivos específicos.....	17
1.4. Alcance	17
CAPÍTULO II: ANTECEDENTES	19
2.1. Introducción.....	19
2.2. Diseño Sísmico de Marcos Arriostrados Concéntricamente	19
2.2.1. Metodología de diseño según la normativa Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, AISC341-16.....	19
2.2.1.1. Marcos Especiales Arriostrados Concéntricamente	19
2.2.2. Metodología de diseño según normativa Proyecto de Norma Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, prNCh2369.	27
2.2.2.1. Marcos arriostrados concéntricamente.....	27
2.3. Diseño sísmico de marcos multi-panel arriostrados concéntricamente.....	29
2.3.1. Diseño según normativa AISC341-16.....	30
2.3.2. Procedimiento de Diseño de Marcos Multi-Panel Arriostrados Concéntricamente.....	34
2.3.3. Análisis sísmico de MTBF y cálculo de demandas columnas	38
2.3.3.1. Metodología de la fuerza	39
2.3.3.2. Análisis del sistema con fluencia y pandeo progresivo de sistema de diagonales entre paneles	43
2.3.3.3. Comparación de resultados entre metodologías a partir de resultados de estudio Auger (2017).....	47
2.4. Estudios anteriores que incluyen la evaluación sísmica de los Marcos Multi-Panel arriostrados concéntricamente.....	48

2.5. Metodología Análisis No Lineal según normativa ASCE 41-13.....	52
CAPÍTULO III: MODELOS COMPUTACIONALES.....	55
3.1. Introducción.....	55
3.2. Calibración material Steel 02	55
3.3. Calibración modelo de diagonales ante cargas cíclicas	57
3.4. Modelo computacional estructuración Multi-Panel	62
3.4.1. Modelo matemático.....	62
3.4.2. Calibración del modelo.....	71
3.4.3. Modelos Prototipo 1 y 2	76
3.4.3.1. Parámetros de análisis según metodología ASCE/SEI 41	76
3.4.3.2. Parámetros utilizados en los análisis.....	76
CAPÍTULO IV: DESCRIPCIÓN Y DISEÑO ESTRUCTURAL.....	77
4.1. Introducción.....	77
4.2. Descripción de estructuras.....	77
4.2.1. Descripción geométrica.....	77
4.2.2. Descripción estado de cargas.....	79
4.2.3. Calidad de los materiales.....	80
4.2.4. Clasificación sísmica.....	80
4.2.5. Combinaciones de Diseño	81
4.3. Análisis sísmico.....	82
4.3.1. Análisis sísmico según normativa	82
4.3.2. Análisis sísmico de estructuras en estudio	82
4.4. Diseño según normativa prNCh2369	83
4.4.1. Prototipo 1.....	83
4.4.2. Prototipo 2.....	84
4.5. Diseño según normativa AISC 341-16	85

4.5.1. Prototipo 1.....	85
4.5.2. Prototipo 2.....	90
4.5.3. Resumen de resultados de diseño para ambas metodologías	94
CAPÍTULO V: RESULTADOS Y COMPARACIONES.....	95
5.1. Introducción.....	95
5.2. Resultados	96
5.2.1. Prototipo 1.....	96
5.2.1.1. Resultados de modelos iniciales	96
5.2.1.2. Resultados de modelos modificando perfil de columnas.....	100
5.2.1.3. Resultados de modelos modificando el espesor de la conexión gusset	102
5.2.1.4. Resultados de modelos modificando los perfiles de diagonales	109
5.2.1.5. Resultados de modelos modificando las constantes torsionales.....	116
5.2.1.6. Resumen análisis Prototipo 1.....	124
5.2.2. Prototipo 2.....	125
5.2.2.1. Resultados de modelos iniciales	125
5.2.2.2. Resultados de modelos modificando perfil de columnas.....	128
5.2.2.3. Resultados de modelos modificando el perfil del puntal.....	128
5.2.2.4. Resultados de modelos modificando el espesor de la conexión gusset	129
5.2.2.5. Resultados de modelos modificando perfiles de diagonales	135
5.2.2.6. Resultados de modelos modificando las constantes torsionales.....	141
5.2.2.7. Resumen análisis Prototipo 2.....	142
CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	144
6.1. Conclusiones.....	144
6.2. Recomendaciones.....	148
BIBLIOGRAFÍA	149
ANEXOS	152

Anexo A. Modelo calibración de diagonal bajo cargas pseudo estáticas.....	152
Anexo B. Modelo de calibración del marco multi-panel concéntricamente arriostrado.	155
Anexo C. Resultados análisis estático no lineal Prototipo 2.	173

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2. 1: Relación ancho/espesor límite, norma AISC 360-16.....	24
Tabla 2. 2: Relación ancho/espesor límite, Proyecto de Norma prNCh2369	28
Tabla 3. 1: Propiedades nominales de material de probetas.	56
Tabla 3. 2: Propiedades obtenidas de ensayos de tracción	56
Tabla 3. 3: Propiedades Calibración Steel02	56
Tabla 3. 4: Perfiles seleccionados en el diseño.....	72
Tabla 3. 5: Parámetros ASCE/SEI 41 para los análisis no lineal elástico de Prototipos.	76
Tabla 3. 6: Parámetros de análisis no lineal elástico de prototipos.	76
Tabla 4. 1: Cargas solicitantes estructuras prototipo 1 y 2.	80
Tabla 4. 2: Parámetros sísmicos estructuras prototipo 1 y 2.....	81
Tabla 4. 3: Resultados análisis sísmico horizontal por cada prototipo.	83
Tabla 4. 4: Perfiles Prototipo 1.	83
Tabla 4. 5: Resistencias minoradas de elementos estructurales. Prototipo 1.	84
Tabla 4. 6: Perfiles Prototipo 2.	84
Tabla 4. 7: Resistencias minoradas de elementos estructurales. Prototipo 2.	84
Tabla 4. 8: Resistencias esperadas de las diagonales. Prototipo 1.	85
Tabla 4. 9: Resistencias esperadas de las diagonales. Prototipo 1.	85
Tabla 4. 10: Fuerzas axiales en columnas obtenidas del análisis para panel crítico 1. Prototipo 1.....	87
Tabla 4. 11: Cargas nodales en columna fuera del plano obtenidas del análisis para panel crítico 1. Prototipo 1.	87
Tabla 4. 12: Momentos a flexión en columna en el plano obtenidas del análisis para panel crítico 1. Prototipo 1.	87
Tabla 4. 13: Momentos a flexión en columna fuera del plano obtenidas del análisis para panel crítico 1. Prototipo 1.....	88
Tabla 4. 14: Eficiencia de perfiles de columna derecha de pórtico para Prototipo 1 y panel crítico 1.....	88

Tabla 4. 15: Fuerzas axiales en columnas obtenidas del análisis para panel crítico 2. Prototipo 1.....	88
Tabla 4. 16: Cargas nodales en columna fuera del plano obtenidas del análisis para panel crítico 2. Prototipo 1.	88
Tabla 4. 17: Momentos a flexión en columna en el plano obtenidas del análisis para panel crítico 2. Prototipo 1.	89
Tabla 4. 18: Momentos a flexión en columna fuera del plano obtenidas del análisis para panel crítico 2. Prototipo 1.....	89
Tabla 4. 19: Eficiencia de perfiles de columna derecha de pórtico para Prototipo 1 y panel crítico 2.....	89
Tabla 4. 20: Eficiencia de perfiles de columna derecha de pórtico para Prototipo 1.	89
Tabla 4. 21: Diseño de acuerdo a AISC341-16 para Prototipo 1.....	90
Tabla 4. 22: Resistencias esperadas de las diagonales. Prototipo 2.	90
Tabla 4. 23: Resistencias esperadas de las diagonales. Prototipo 2.	90
Tabla 4. 24: Fuerzas axiales en columnas obtenidas del análisis para panel crítico 1. Prototipo 2.....	91
Tabla 4. 25: Cargas nodales en columna fuera del plano obtenidas del análisis para panel crítico 1. Prototipo 2.	91
Tabla 4. 26: Momentos a flexión en columna en el plano obtenidas del análisis para panel crítico 1. Prototipo 2.	91
Tabla 4. 27: Momentos a flexión en columna fuera del plano obtenidas del análisis para panel crítico 1. Prototipo 2.....	92
Tabla 4. 28: Eficiencia de perfiles de columna derecha de pórtico para Prototipo 2 y panel crítico 1.....	92
Tabla 4. 29: Fuerzas axiales en columnas obtenidas del análisis para panel crítico 2. Prototipo 2.....	92
Tabla 4. 30: Cargas nodales en columna fuera del plano obtenidas del análisis para panel crítico 2. Prototipo 2.	92
Tabla 4. 31: Momentos a flexión en columna en el plano obtenidas del análisis para panel crítico 2. Prototipo 2.	93
Tabla 4. 32: Momentos a flexión en columna fuera del plano obtenidas del análisis para panel crítico 2. Prototipo 2.....	93

Tabla 4. 33: Eficiencia de perfiles de columna derecha de pórtico para Prototipo 2 y panel crítico 2.....	93
Tabla 4. 34: Eficiencia de perfiles de columna derecha de pórtico para Prototipo 2.	93
Tabla 4. 35: Diseño de acuerdo a AISC341-16 para Prototipo 2.....	94
Tabla 4. 36: Diseño Prototipo 1.....	94
Tabla 4. 37: Diseño Prototipo 2.....	94
Tabla 5. 1: Clasificación de análisis estáticos no lineales.	95
Tabla 5. 2: Clasificación de modelos iniciales.	95

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2. 1: Esquema respuesta cíclica de diagonal de un marco concéntrico.	21
Figura 2. 2: Esquema pórtico multi-panel arriostrado concéntricamente.....	29
Figura 2. 3: Esquema desempeño sísmico marco MTBF.....	30
Figura 2. 4: Esquema colocación de riostra en conexión diagonal-columna.....	32
Figura 2. 5: Esquema de casos de análisis (a) y (b) para marcos arriostrados.....	36
Figura 2. 6: Esquema de análisis de propagación de panel crítico de marcos multi-panel.	38
Figura 2. 7: Esquema de la técnica de análisis a través de un software de análisis.	40
Figura 2. 8: Esquema calculo fuerzas nodales y momentos a flexión fuera del plano. ..	41
Figura 2. 9: Patrón de deformaciones para un marco de tres paneles, con panel crítico 2.	42
Figura 2. 10: Esquema de propagación de fluencia del panel crítico (2) al panel superior (3).....	45
Figura 2. 11: (1) Resultados de análisis pushover para marco diseñado según AISC341- 10. (2) Resultados de análisis tiempo-historia para marco diseñado según AISC341-10.	49
Figura 2. 12: (1) Resultados de análisis pushover para marco diseñado según metodología propuesta. (2) Resultados de análisis tiempo-historia para marco diseñado según metodología propuesta.....	50
Figura 2. 13: Resultados de análisis tiempo-historia.	51
Figura 2. 14: Resultados análisis de elementos finitos.....	52
Figura 3. 1: Calibración material Steel02 para carga monótona.....	57
Figura 3. 2: Esquema modelo de pandeo de diagonal y secciones discretizadas.....	58
Figura 3. 3: Esquema ensayo de tracción.	59
Figura 3. 4: Historia Desplazamiento vs Número de Ciclo.	59
Figura 3. 5: Histéresis diagonal ante carga cíclica.	60
Figura 3. 6: Esquema ensayo de tracción.	61
Figura 3. 7: Historia Desplazamiento vs Número de Ciclo.	61

Figura 3. 8: Histéresis diagonal ante carga cíclica para el modelo numérico y ensayos experimentales.	62
Figura 3. 9: Esquema modelo pórtico multi-panel concéntricamente arriostrado.	63
Figura 3. 10: Esquemas modelo matemático.	64
Figura 3. 11: Esquema del modelo incluyendo las imperfecciones fuera del plano de las diagonales.	65
Figura 3. 12: Esquema de conexiones del pórtico multi-panel arriostrado concéntricamente.	66
Figura 3. 13: Esquema modelo numérico pórtico multi-panel arriostrado concéntricamente.	73
Figura 3. 14: Calibración modelo multi-panel concéntricamente arriostrado. (a) Resultados modelo numérico (elaboración propia). (b) Resultados investigación Imanpour et al. (2016b).	74
Figura 3. 15: Calibración modelo multi-panel concéntricamente arriostrado. (a) Resultados modelo numérico (elaboración propia). (b) Resultados investigación Imanpour et al. (2016b).	75
Figura 4. 1: Imagen 3D estructura industrial tipo, elaborado en el software SAP2000...	78
Figura 4. 2: Planta de techo estructuras Prototipo 1 y 2.	78
Figura 4. 3: Pórticos transversales estructuras Prototipo 1 y 2.	78
Figura 4. 4: Pórtico longitudinal estructura prototipo 1.	79
Figura 4. 5: Esquemas Prototipo 1 y Prototipo 2.	79
Figura 4. 6: Esquema análisis sísmico con panel crítico 1.	87
Figura 5. 1: Resultados modelos iniciales. Prototipo 1.	97
Figura 5. 2: Resultados modelos iniciales. Prototipo 1.	98
Figura 5. 3: Resultados modelos iniciales. Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total. Prototipo 1.	99
Figura 5. 4: Resultados modelos diferentes columnas. Prototipo 1.	100
Figura 5. 5: Resultados modelos diferentes columnas. Prototipo 1.	101
Figura 5. 6: Resultados modelos CBF, para diferentes espesores de conexión gusset. Prototipo 1.	103

Figura 5. 7: Resultados modelos CBF, para diferentes espesores de conexión gusset. Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total. Prototipo 1.	104
Figura 5. 8: Resultados modelos MTBF, panel crítico 1, para diferentes espesores de conexión gusset. Prototipo 1.	105
Figura 5. 9: Resultados modelos MTBF, panel crítico 1, para diferentes espesores de conexión gusset. Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total. Prototipo 1.	106
Figura 5. 10: Resultados modelos MTBF, panel crítico 2, para diferentes espesores de conexión gusset. Prototipo 1.	107
Figura 5. 11: Resultados modelos MTBF, panel crítico 2, para diferentes espesores de conexión gusset. Prototipo 1.	108
Figura 5. 12: Resultados modelos CBF para diferentes diagonales. Prototipo 1.	109
Figura 5. 13: Resultados modelos CBF para diferentes diagonales. Prototipo 1.	110
Figura 5. 14: Resultados modelos MTBF, panel crítico 1, para diferentes diagonales. Prototipo 1.	111
Figura 5. 15: Resultados modelos MTBF, panel crítico 1, para diferentes diagonales. Prototipo 1.	112
Figura 5. 16: Resultados modelos MTBF, panel crítico 1, para diferentes diagonales. Prototipo 1.	113
Figura 5. 17: Resultados modelos MTBF, panel crítico 1, para diferentes diagonales. Desplazamiento dentro y fuera del plano de la columna derecha a $0.4h_1$ vs. Drift Total. Prototipo 1.	114
Figura 5. 18: Resultados modelos MTBF, panel crítico 2, para diferentes diagonales. Prototipo 1.	114
Figura 5. 19: Resultados modelos MTBF, panel crítico 2, para diferentes diagonales. Prototipo 1.	115
Figura 5. 20: Resultados modelos CBF, para diferentes constantes torsionales. Prototipo 1.	117
Figura 5. 21: Resultados modelos CBF, para diferentes constantes torsionales. Prototipo 1.	118
Figura 5. 22: Resultados modelos CBF, para diferentes constantes torsionales. Prototipo 1.	119

Figura 5. 23: Resultados modelos MTBF, panel crítico 1, para diferentes constantes torsionales. Prototipo 1.....	120
Figura 5. 24: Resultados modelos MTBF, panel crítico 1, para diferentes constantes torsionales. Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total. Prototipo 1.	121
Figura 5. 25: Resultados modelos MTBF, panel crítico 2, para diferentes constantes torsionales. Prototipo 1.....	122
Figura 5. 26: Resultados modelos MTBF, panel crítico 2, para diferentes constantes torsionales. Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total. Prototipo 1.	123
Figura 5. 27: Resultados modelos iniciales. Prototipo 2.....	126
Figura 5. 28: Resultados modelos iniciales. Prototipo 2.....	127
Figura 5. 29: Resultados modelos iniciales. Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total. Prototipo 2.....	128
Figura 5. 30: Resultados modelos CBF, para diferentes espesores de conexión gusset. Prototipo 2.....	129
Figura 5. 31: Resultados modelos CBF, para diferentes espesores de conexión gusset. Prototipo 2.....	130
Figura 5. 32: Resultados modelos MTBF, panel crítico 1, para diferentes espesores de conexión gusset. Prototipo 2.	131
Figura 5. 33: Resultados modelos MTBF, panel crítico 1, para diferentes espesores de conexión gusset. Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total. Prototipo 2.....	132
Figura 5. 34: Resultados modelos MTBF, panel crítico 2, para diferentes espesores de conexión gusset. Prototipo 2.	133
Figura 5. 35: Resultados modelos MTBF, panel crítico 2, para diferentes espesores de conexión gusset. Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total. Prototipo 2.....	134
Figura 5. 36: Resultados modelos CBF, para diferentes diagonales. Prototipo 2.	135
Figura 5. 37: Resultados modelos CBF, para diferentes diagonales. Prototipo 2.	136
Figura 5. 38: Resultados modelos MTBF, panel crítico 1, para diferentes diagonales. Prototipo 2.....	137

Figura 5. 39: Resultados modelos MTBF, panel crítico 1, para diferentes diagonales. Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total. Prototipo 2.	138
Figura 5. 40: Resultados modelos MTBF, panel crítico 2, para diferentes diagonales. Prototipo 2.	139
Figura 5. 41: Resultados modelos MTBF, panel crítico 2, para diferentes diagonales. Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total. Prototipo 2.	140

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción general

El uso de marcos arriostrados en estructuras industriales es común en zonas con alta sismicidad, ya que proporcionan resistencia y rigidez lateral al sistema, donde, para su buen desempeño se diseñan con el propósito de que el sistema de diagonales sea el encargado de generar ductilidad al marco, a través de la incursión inelástica de estos elementos bajo cargas cíclicas. Para esto, el diseño de las secciones arriostradas debe cumplir con los criterios de resistencia y rigidez estipulados por las normativas sísmicas, las cuales incluyen los valores máximos de esbeltez que dependen de las luces de los elementos. En el caso de estructuras industriales de marcos arriostrados, de un único nivel y con grandes alturas, se generan secciones de diagonales de grandes dimensiones, lo que conlleva a diseñar robustas conexiones, disminuyendo la rentabilidad en el costo del proyecto (Imanpour et al., 2016c).

Como alternativa de solución a este problema, se idearon los sistemas de marcos multi-panel arriostrados concéntricamente, los cuales permiten mantener las alturas libres estipuladas por proyecto, pero disminuyendo las luces de los elementos arriostrados dispuestos en altura en paneles divididos por puntales horizontales, lo que resulta en secciones de menores dimensiones a las generadas por los marcos arriostrados. (Imanpour et al., 2016c). Asimismo, la presencia de los puntales horizontales entre cada panel puede llegar a mitigar el comportamiento en K, siempre y cuando estos elementos puedan resistir la carga horizontal desbalanceada en las columnas (Imanpour et al., 2016c). Estas estructuraciones fueron incorporadas en la normativa AISC341 (AISC, 2016a) en el año 2016.

Por lo tanto, con motivo de incorporar los sistemas de marcos multi-panel concéntricamente arriostrados en la normativa sísmica nacional, se decide analizar el desempeño sísmico de estos sistemas a través de la evaluación de dos estructuras industriales, tomadas a partir de un proyecto industrial chileno real. Con este objetivo, y para una posterior comparación, se decide analizar sísmicamente las estructuras diseñadas bajo dos metodologías, la primera, a partir de lo realizado en la práctica actual nacional bajo los requerimientos del proyecto de norma prNCh2369 (INN-Chile, 2018) y, la segunda, según las especificaciones incorporadas en la normativa AISC341 (AISC, 2016a) para el diseño de marcos multi-panel arriostrados concéntricamente.

Finalmente, se espera concluir respecto a los resultados obtenidos, cuál es la metodología que genere un mejor desempeño sísmico estructural para el caso en estudio. La presente investigación es la precursora de nuevos estudios, para la incorporación del diseño de marcos multi-panel concéntricamente arriostrados en la normativa industrial chilena.

1.2. Hipótesis

La aplicación de la metodología de diseño dispuesta en la AISC genera mejores desempeños sísmicos sobre las dos estructuras industriales de marcos MTBF, respecto a las diseñadas con la normativa nacional.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Evaluar la influencia de utilizar la metodología de diseño dispuesta en la AISC respecto a la metodología nacional, sobre el desempeño sísmico de dos estructuras industriales de marcos MTBF.

1.3.2. Objetivos específicos

- Estudiar la metodología de diseño sísmico propuesta por la normativa AISC341-16 para marcos multi-panel arriostrados concéntricamente (MTBF).
- Definir una metodología de diseño sísmico para los marcos multi-panel arriostrados concéntricamente MTBF, haciendo uso de los criterios de diseño sísmicos dispuestos en la prNCh2369.
- Caracterizar el desempeño sísmico de los marcos multi-panel arriostrados concéntricamente (MTBF).
- Comparar el desempeño sísmico obtenido para ambas metodologías de diseño y generar conclusiones al respecto.

1.4. Alcance

La presente investigación consta de siete capítulos, incluyendo el actual, los cuales se detallan a continuación:

Capítulo II: ANTECEDENTES

Se presenta los requerimientos de diseño sísmico para los marcos arriostrados concéntricamente según la normativa nacional prNCh2369 (INN-Chile, 2018) y la internacional AISC341-16 (AISC, 2016a). Seguidamente, se exhibe las especificaciones de diseño incluidas en la normativa AISC341-16, y, el procedimiento de diseño para marcos multi-panel arriostrados concéntricamente según el estudio de (Imanpour & Tremblay, 2016a). A su vez, se describen estudios recientes que incluyen la evaluación sísmica estructural de marcos multi-panel arriostrados concéntricamente. Por último, se

describe los criterios dictados por la ASCE/SEI 41-13(ASCE, 2013) para la ejecución de análisis estáticos no lineales

Capítulo III: MODELOS COMPUTACIONALES

Se presenta la elaboración y calibración de los modelos numéricos utilizados para representar el desempeño sísmico de los marcos multi-panel, utilizando el software Opensees. Se incluye la calibración del material Steel02 bajo cargas monótonas y cíclicas, la calibración de los elementos diagonales bajo cargas cíclicas, y la calibración del modelo de marco multi-panel arriostrado concéntricamente bajo análisis estáticos no lineales. Finalmente, se especifican los parámetros utilizados en los análisis no lineales de las estructuras en estudio.

Capítulo IV: DESCRIPCIÓN Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Se realiza la descripción de la geometría, análisis y diseño sísmico de las estructuras industriales a evaluar, incluyendo las disposiciones de carga y parámetros de definición de demanda sísmica para los análisis estructurales de acuerdo al prNCh2369 (INN-Chile, 2018). Asimismo, se detalla el diseño estructural bajo la aplicación de las dos metodologías dispuestas en el Capítulo II, finalizando con un resumen de los resultados de ambos diseños.

Capítulo V: RESULTADOS Y COMPARACIONES

Se presenta los resultados obtenidos de los análisis para cada prototipo. Seguidamente, se analizan los resultados a través de la comparación de lo obtenido por cada metodología de diseño. Posteriormente, se incluye la comparación de los resultados de los análisis, al modificar los perfiles de columnas, puntales, diagonales y espesores de planchas de conexión tipo gusset en los modelos en estudio.

Capítulo VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se presenta las conclusiones respecto a los objetivos planteados y a los resultados analizados en el capítulo anterior, para finalmente generar las recomendaciones a partir del estudio realizado.

CAPÍTULO II: ANTECEDENTES

2.1. Introducción

El presente capítulo incluye la revisión bibliográfica de la investigación, la cual se enfoca en dos vertientes: una, los criterios normativos nacionales e internacionales, y la segunda, las investigaciones previas realizadas.

Para esto, el capítulo se inicia con la descripción de los criterios y requerimientos de diseño sísmico para los marcos arriostrados concéntricamente según las normativas vigentes, internacional AISC341-16 (AISC, 2016a) y nacional prNCh2369 (INN-Chile, 2018). Continúa con las especificaciones de diseño para los marcos multi-panel arriostrados concéntricamente, incluidas dentro de la normativa AISC341-16 (AISC, 2016a). Prosigue con la metodología de diseño para marcos multi-panel arriostrados y la descripción de estudios recientes que incluyen la evaluación sísmica estructural de marcos multi-panel arriostrados concéntricamente. Finaliza con la descripción de los criterios dictados por la ASCE/SEI 41-13(ASCE, 2013) para la ejecución de análisis estáticos no lineales.

2.2. Diseño Sísmico de Marcos Arriostrados Concéntricamente

2.2.1. Metodología de diseño según la normativa Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, AISC341-16.

En este apartado se presentan los requisitos descritos por la normativa AISC341-16 (AISC, 2016a) para el diseño sísmico de marcos arriostrados concéntricamente. La normativa define dos clasificaciones para los sistemas arriostrados concéntricamente, ordinario (*Ordinary Concentrically Braced Frames*, OCBF) y especial (*Special Concentrically Braced Frames*, SCBF), siendo el último, donde se enfoca el estudio.

2.2.1.1. Marcos Especiales Arriostrados Concéntricamente

Los marcos arriostrados concéntricamente se componen por columnas, vigas y arriostramientos, que componen un sistema de celosía vertical en altura resistente a cargas laterales. Los marcos especiales, al estar sometidos a eventos sísmicos, deben presentar una significativa capacidad de desarrollar deformaciones inelásticas a través del pandeo de las diagonales y la fluencia de las diagonales en tracción, resultando en mayores criterios de ductilidad respecto a los marcos ordinarios (AISC, 2010).

Normativamente, el diseño de estos sistemas se puede realizar por dos metodologías, diseño por capacidad (*Load and Resistance Factor Design*, LRFD) o el diseño por esfuerzos permisibles (*Allowable Strength Design*, ASD).

El diseño por capacidad se basa en que la energía ingresada al sistema es disipada por la incursión inelástica de los elementos fusibles a través de deformaciones inelásticas. Para la estructura de marcos arriostrados, las diagonales trabajan como elementos fusibles, al entrar en fluencia a la tracción y pandeo en compresión. Asimismo, los elementos restantes del marco (columnas, vigas, puntales y conexiones) deben ser capaces de resistir las fuerzas sísmicas transmitidas por la disipación de energía de las diagonales al incursionar en rangos inelásticos.

Estas fuerzas se obtienen a partir de considerar los siguientes tres casos de análisis:

- (a) Diagonales en compresión y tracción llegan a sus resistencias esperadas.
- (b) Diagonales en tracción llegan a su resistencia esperada y las diagonales a compresión llegan a su resistencia degradada, al post-pandeo.
- (c) En sistemas de marcos multi-panel se debe realizar un análisis representando la fluencia y el pandeo progresivo de las diagonales, desde el panel más débil al más resistente.

La resistencia esperada en tracción, T_{exp} , se define como:

$$T_{exp} = R_y F_y A_g \quad (2.1)$$

Donde:

R_y : factor de relación entre el esfuerzo de fluencia esperado y el esfuerzo de fluencia mínimo, F_y .

F_y : esfuerzo de fluencia del acero.

A_g : área gruesa de la sección.

La resistencia esperada en compresión, C_{exp} , se define como:

$$C_{exp} = \min(R_y F_y A_g; (1/0.877) F_{cre} A_g) \quad (2.2)$$

La resistencia esperada al post-pandeo se define como:

$$C'_{exp} = 0.3 C_{exp} \quad (2.3)$$

Al ser las diagonales los elementos fusibles de estos marcos, se describe a continuación la respuesta cíclica típica de una diagonal de un marco arriostrado, la cual se obtiene a partir de la deformación axial pseudo-estática del elemento (ver Figura 2. 1). Inicialmente, se comprime la diagonal hasta un valor de C_u , siendo este su máximo valor de compresión al primer pandeo. Seguidamente, al continuar con el aumento de la carga a compresión (tramo AB) el elemento sostiene la carga a medida que la diagonal se deforma lateralmente con un respectivo acortamiento longitudinal. A partir de este punto, el elemento incursiona en un rango no lineal hasta el punto C. Posteriormente, se inicia la descarga, observando una deformación residual cuando la carga axial es igual a cero. A partir de este punto, se inicia la carga en tracción hasta alcanzar una resistencia máxima

igual a T_u , que se mantiene hasta el punto F, donde se reinicia la descarga hasta obtener la resistencia de compresión al post-pandeo C'_u .

La longitud de los tramos de pandeo elásticos AB, se reduce a medida que se aumentan los ciclos de carga. A su vez, el patrón de carga OABCEF se mantiene, exceptuando por la resistencia a la compresión que pasa del valor de resistencia al pandeo, C_u , a la resistencia residual, C'_u . Asimismo, la capacidad a tracción de la diagonal (tramo EF) no se ve modificada alcanzando siempre su capacidad T_u . (Bruneau et al., 2012).

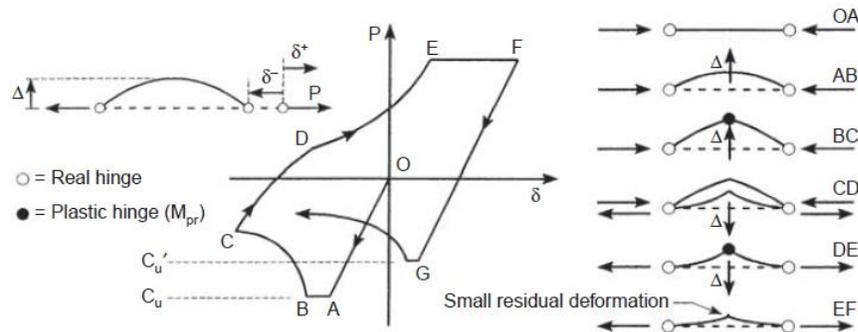


Figura 2. 1: Esquema respuesta cíclica de diagonal de un marco concéntrico.

Fuente: Bruneau et al., (2012).

Pruebas experimentales cíclicas de sistemas arriostrados verifican que es posible disipar energía luego del pandeo global, siempre que se eviten las fallas frágiles debido al pandeo local, problemas de estabilidad y fracturas en conexiones. (AISC, 2010).

Gráficos de carga versus deformación de diagonales bajo cargas cíclicas se presentan en el apartado siguiente, los cuales, exhiben el mismo concepto de patrón de respuesta cíclica descrito.

- Diseño de Diagonales

Las diagonales deben estar diseñadas para resistir las fuerzas sísmicas, obtenidas a partir del análisis sísmico estructural, del cual, se obtienen las fuerzas solicitantes de los elementos que trabajan en compresión y tracción en el sistema.

Límites de relación ancho/espesor

Las diagonales deben cumplir con los requerimientos de relaciones límite ancho/espesor estipulados en la sección D1.1 para miembros de alta ductilidad.

Para el caso en estudio, al trabajar con diagonales de sección doble ángulo (XL), se emplea el siguiente límite:

$$b/t \leq 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \quad (2.4)$$

Diseño a tracción

Los criterios del diseño a tracción se especifican en el Capítulo D de la normativa *Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-16* (AISC, 2016b). La resistencia nominal de perfiles sometidos a tracción debe ser igual al mínimo obtenido entre el estado límite de fluencia a la tracción en la sección gruesa y la tensión última en la sección neta efectiva.

$$P_n = \min(F_y A_g; F_u A_e) \quad (2.5)$$

Siendo:

F_y =esfuerzo de fluencia del acero.

A_g = área gruesa de la sección.

F_u =esfuerzo último del acero.

A_e = área neta efectiva de la sección.

Diseño a compresión

Los criterios del diseño a compresión se especifican en el Capítulo E de la normativa AISC360-16 (AISC, 2016b). La resistencia nominal de perfiles sometidos a fuerzas a compresión, sin esbeltez en sus elementos, se determina basado en el estado límite del pandeo a flexión como:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (2.6)$$

La fuerza crítica F_{cr} se determina como:

(a) Cuando $\frac{L_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y \quad (2.7)$$

(b) Cuando $\frac{L_c}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = 0.877F_e \quad (2. 8)$$

Siendo:

$L_c = KL$ =longitud efectiva del elemento.

K =coeficiente de esbeltez.

E = módulo de elasticidad del acero.

F_e =esfuerzo elástico al pandeo, determinada como:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} \quad (2. 9)$$

r =radio de giro.

Asimismo, se debe cumplir con la premisa de que los miembros sometidos a compresión deben cumplir con un límite de longitud efectiva igual a 200.

- Diseño de Columnas

De acuerdo a las especificaciones normativas, la resistencia requerida de las columnas debe ser obtenida a partir del caso de carga que arroje una mayor sollicitación en los elementos.

- Análisis (a), (b), (c) para marcos arriostrados concéntricamente, dispuestos al inicio de este apartado.
- Análisis sísmico estructural (estático, modal espectral, no lineal, o cualquier otro permitido normativamente), amplificando la carga axial debido al sismo por un factor de sobrerresistencia. Se permite omitir esta amplificación para las sollicitaciones a flexión.

Ambos casos incluyendo las cargas gravitacionales.

Límites de relación ancho/espesor

Las columnas deben cumplir con los requerimientos de relaciones límite ancho/espesor estipulados en la sección D1.1 para miembros de alta ductilidad.

Para el caso en estudio, al trabajar con columnas de sección doble te (I), se emplean los siguientes límites:

Tabla 2. 1: Relación ancho/espesor límite, norma AISC 360-16

Elemento	Límite
Alas	$b/t_f \leq 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$
Alma	$h/t_w \leq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$

Fuente: AISC, (2016b).

Diseño a tracción

El diseño a tracción de las columnas se elabora tomando en cuenta las mismas especificaciones que las utilizadas para diagonales.

Diseño a compresión

El diseño a compresión por el pandeo a flexión de las columnas se debe realizar tomando en cuenta un pandeo dentro y fuera del plano. Esto lleva a presentar diferentes longitudes de pandeo y radios de giro de la sección por dirección.

Ahora, al estar en presencia de elementos que puedan sufrir torsión fuera del plano, la resistencia al pandeo a flexión fuera del plano se obtiene a partir de lo dispuesto en la sección anterior, pero modificando el esfuerzo elástico al pandeo, en el cual, para secciones doblemente simétricas respecto al centro de corte, se define como:

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{L_{cz}^2} + GJ \right) \frac{1}{I_x + I_y} \quad (2. 10)$$

Siendo:

C_w = constante de pandeo.

G = módulo de corte elástico del acero.

I_x, I_y = momento de inercia alrededor de los ejes principales.

J =constante torsional de St. Venant.

$L_{cz} = K_z L_z$ = longitud efectiva de la columna alrededor del eje longitudinal.

Diseño a flexión

Las columnas de los marcos multi-panel arriostrados concéntricamente se encuentran sometidas a solicitaciones de flexo-compresión en ambos planos, por lo que, inicialmente se definen los criterios del diseño a flexión descrito en el Capítulo F de la normativa AISC360-16 (AISC, 2016b), para luego, satisfacer las especificaciones de las solicitaciones combinadas.

La resistencia nominal de perfiles I doblemente simétricos sometidos a momentos de flexión respecto al eje fuerte de la sección, se define como el menor valor entre el estado límite de fluencia (momento plástico) y el pandeo lateral-torsional.

- Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (2.11)$$

Donde:

Z_x = modulo plástico de la sección respecto al eje x.

- Pandeo Lateral-Torsional

(a) Cuando $L_b \leq L_p$ no aplica este chequeo.

(b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (2.12)$$

(c) Cuando $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (2.13)$$

Donde:

L_b = longitud entre puntos arriostrados.

L_p = longitud límite sin arriostrar, para el estado límite de fluencia.

L_r = longitud límite sin arriostrar, para el estado límite de pandeo inelástico lateral-torsional.

Ahora, la resistencia nominal de perfiles I doblemente simétricos sometidos a momentos de flexión respecto al eje débil de la sección, se define como el menor valor entre el estado límite de fluencia (momento plástico) y el pandeo local del ala.

- Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y \quad (2. 14)$$

Donde:

S_y =módulo elástico de la sección respecto al eje y.

Z_y = módulo plástico de la sección respecto al eje y.

- Pandeo local del ala

En este caso, al utilizar secciones con alas compactas, este chequeo no aplica. De utilizar perfiles con alas no compactas, chequear los requisitos dispuestos en el Capítulo F6.

Diseño a flexo-compresión

Los criterios del diseño a solicitaciones combinadas se especifican en el Capítulo H de la normativa AISC360-16 (AISC, 2016b). Para secciones doblemente simétricas sujetas a solicitaciones combinadas entre momentos a flexión dentro y fuera del plano y fuerzas de compresión, dicha interacción debe ser limitada por lo siguiente:

- (a) Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (2. 15)$$

- (b) Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (2. 16)$$

Donde:

P_r =resistencia axial requerida.

P_c =resistencia axial disponible.

M_r =resistencia a flexión requerida.

M_c =resistencia a flexión disponible.

2.2.2. Metodología de diseño según normativa Proyecto de Norma Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, prNCh2369.

La normativa prNCh2369 (INN-Chile, 2018) incluye los siguientes sistemas estructurales: marcos arriostrados concéntricos (MAC) y marcos rígidos (MR); para estos, se especifican como metodologías de diseño, al igual que para la normativa AISC, el método LRFD y ASD.

2.2.2.1. Marcos arriostrados concéntricamente

La normativa industrial prNCh2369 (INN-Chile, 2018) incluye en la clasificación de estructuras de acero los marcos arriostrados concéntricamente (MAC), la cual especifica en sus comentarios, que existen requerimientos mayores a los dispuestos para sistemas ordinarios, según la norma AISC341(AISC, 2016a), pero no tan estrictos como los dispuestos para marcos especiales. Asimismo, la normativa toma en cuenta como elementos fusibles de los MAC los arriostramientos, y los anclajes a las fundaciones. A su vez, se especifica que el diseño de los elementos se realiza según los requerimientos de la normativa AISC341-16 (AISC, 2016a) (apartado 2.1.1.1). Por otra parte, se destaca que no existe definición de marcos multi-panel arriostrados concéntricamente dentro de las disposiciones de esta normativa.

A continuación, se presentan los requerimientos diferentes o adicionales a la normativa AISC341-16 , dispuestos en la prNCh2369.

- Diseño de Diagonales

Límites de relación ancho/espesor

Las diagonales a compresión deben cumplir con los requerimientos de relaciones límite ancho/espesor estipulados en la Tabla 8.1 de la normativa.

Para el caso en estudio, al trabajar con diagonales de sección doble ángulo (XL), se emplea el siguiente límite:

$$b/t \leq 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2.17)$$

A su vez, se requiere cumplir con un límite de esbeltez global igual a $1.5\pi \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

- Diseño de Columnas

La resistencia axial requerida de las columnas se obtiene a partir de las combinaciones de diseño, amplificando la carga sísmica por un factor de $0.7R_1 \geq 2.0$. Donde se permiten

despreciar los momentos a flexión. Asimismo, la resistencia axial no necesita ser mayor que la máxima carga que el marco le puede transferir a la columna.

Límites de relación ancho/espesor

Las columnas deben cumplir con los requerimientos de relaciones límite ancho/espesor estipulados en la Tabla 8.1 de la normativa.

Para el caso en estudio, al trabajar con columnas de sección doble te (I), se emplean los siguientes límites:

Tabla 2. 2: Relación ancho/espesor límite, Proyecto de Norma prNCh2369

Elemento	Límite
Alas	$b/t_f \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Alma	$h/t_w \leq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Fuente: INN-Chile, (2018).

A su vez, se requiere cumplir con un límite de esbeltez global igual a $1.5\pi \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

- Diseño de Puntales o Vigas

La resistencia axial requerida de los puntales o vigas se obtiene a partir del caso de análisis donde las diagonales comprimidas presentan su resistencia esperada al post-pandeo y las diagonales traccionadas su resistencia esperada. De esta manera, la tracción no debe ser mayor a la obtenida mediante las combinaciones de diseño, amplificando la carga sísmica a tracción por un factor de $0.7R_1 \geq 2.0$. Además, la resistencia axial no necesita ser mayor que la máxima carga que el marco le puede transferir al elemento.

Límites de relación ancho/espesor

Los puntales o vigas deben cumplir con los requerimientos de relaciones límite ancho/espesor estipulados en la Tabla 8.1 de la normativa.

Para el caso en estudio, al trabajar con perfiles de sección doble te (I), se emplean los siguientes límites dispuestos para las columnas. A su vez, se requiere cumplir con un límite de esbeltez global igual a $1.5\pi \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

2.3. Diseño sísmico de marcos multi-panel arriostrados concéntricamente

Los marcos multi-panel arriostrados concéntricamente (*multi-tiered braced frames, MTBF*) son marcos arriostrados con dos o más paneles de diagonales dispuestos en altura y divididos por puntales. Entre cada panel hay ausencia de diafragmas rígidos fuera del plano, que puedan permitir arriostrar lateralmente las columnas, como sucede con los MAC (ver Figura 2. 2). Las configuraciones utilizadas son en X y en V donde el corte es distribuido entre la acción de las diagonales a compresión y tracción. (Imanpour et al., 2016b)

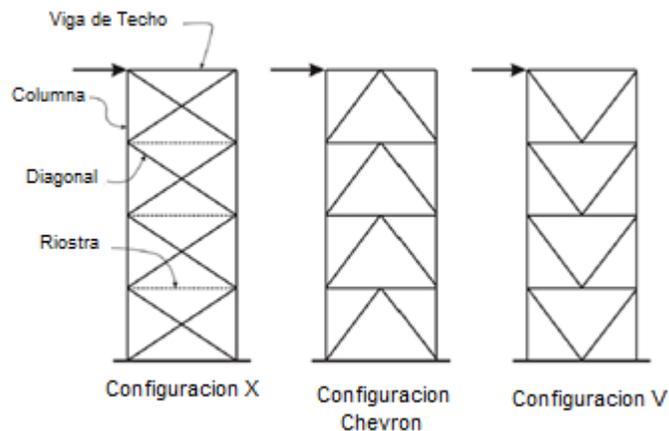


Figura 2. 2: Esquema pórtico multi-panel arriostrado concéntricamente.

Fuente: adaptado de AISC, (2016b).

Esta estructuración al verse sometida a eventos sísmicos, genera una respuesta inelástica no uniforme en altura, que se caracteriza por la concentración de deformaciones en uno de los paneles, denominado panel crítico, que es donde se inicia la fluencia de la diagonal a tracción, luego del pandeo de la diagonal a compresión (ver Figura 2. 3a y Figura 2. 3b). Por otra parte, este comportamiento puede resultar en un aumento excesivo de deformaciones inelásticas en dicho panel, lo que puede resultar en una falla frágil por fatiga de las diagonales a bajos ciclos (ver Figura 2. 3c). (Imanpour et al., 2016b)

Asimismo, la no uniformidad de las derivas de entrepiso genera momentos a flexión en las columnas, que en algunos casos se traducen en pandeo por flexión o flexo-torsional (ver Figura 2. 3d) (Imanpour et al., 2016b). Este comportamiento aunado a las cargas gravitacionales, puede causar inestabilidad en el plano del marco, antes de generar un mecanismo plástico completo donde todas las diagonales han fluido en tensión, y, las de compresión, hayan llegado a su resistencia a post-pandeo. Por lo tanto, contrario a los sistemas de MAC convencionales, las demandas a flexión de las columnas deben estar explícitamente añadidas en el diseño para obtener óptimos desempeños sísmicos (AISC, 2016a).

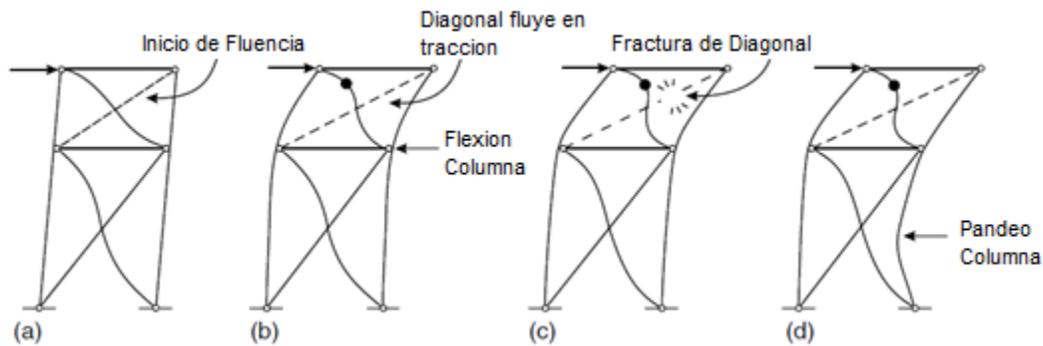


Figura 2. 3: Esquema desempeño sísmico marco MTBF.

Fuente: adaptado de Imanpour et al., (2016c).

2.3.1. Diseño según normativa AISC341-16

Las especificaciones y criterios para el análisis y diseño de los marcos multi-panel fueron agregadas en la normativa AISC341-16 (AISC, 2016a) dentro de la clasificación de marcos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF), por lo tanto, se debe cumplir con los criterios especificados en el apartado 2.2.1.1, además de lo dispuesto en este apartado a continuación.

Los requerimientos generales incluidos en la normativa para esta estructuración son los siguientes:

- (a) Las demandas de columnas, vigas, puntales y conexiones respectivas al caso de carga sísmico, deben calcularse a partir de los casos de análisis del apartado 2.2.1, donde se incluye para los marcos multi-panel, un análisis representando la fluencia y el pandeo progresivo de las diagonales, desde el panel más débil al más resistente.
- (b) Las diagonales o arriostramientos deben ser usadas en pares opuestos por cada panel.
- (c) Disponer de puntales entre paneles.
La concentración de deformaciones inelásticas en unos de los paneles del marco resulta en un desbalance de cargas horizontales en el punto de intersección diagonal-columna luego del pandeo a compresión de las diagonales, por lo que se dispone de puntales para resistir dicho desbalance y para asegurar la transferencia de cargas a lo largo de toda la altura a través de la tracción de las diagonales y la compresión de los puntales. Asimismo, se evita un comportamiento en K, lo que puede generar altas demandas a flexión en las columnas (Imanpour et al., 2016b).
- (d) Diseño de las columnas para resistir los momentos a flexión dentro y fuera del plano.
- (e) Se recomienda que las columnas estén orientadas tal que la flexión en el plano se dé alrededor del eje débil de la sección. (Imanpour et al., 2016c).
- (f) Las derivas de entrepiso entre paneles deben estar sujetas al límite normativo, siendo el dispuesto por la AISC341-16 (AISC, 2016a) el 2% y en la normativa prNCh2369 (INN-Chile, 2018) el 1.5% de la altura entre paneles.

Seguidamente, se presentan los criterios específicos para los elementos del sistema.

- Diseño de columnas

Las columnas de los MTBF deben ser capaces de resistir las cargas gravitacionales aunadas a los siguientes casos de carga:

- (a) Las demandas axiales y a flexión generadas por la fluencia y pandeo sucesivo de las diagonales.

El cálculo de las demandas de las columnas a partir de un análisis sucesivo del pandeo y fluencia de las diagonales pueden ser obtenidas a través de análisis estáticos no lineales (pushover); sin embargo, esto implica el modelamiento explícito de la respuesta inelástica de las diagonales en tracción y compresión, incluyendo el pandeo y su posterior degradación de la resistencia bajo cargas cíclicas. Estos modelos en su mayoría implican problemas de convergencia (Imanpour & Tremblay, 2016a). Como consecuencia, en estudios anteriores se han planteado metodologías de análisis simplificados. Entre ellos, el estudio de Auger (2017) propone una metodología para el cálculo de las demandas en las columnas a través del cálculo de las deformaciones para cada estado de plastificación de los paneles. A su vez, el estudio de Imanpour & Tremblay, (2016a) incluye un método de análisis estático para el cálculo de las demandas bajo un desplazamiento de techo inelástico anticipado (δ_{roof}). Ambas metodologías se explican posteriormente, incluyendo una comparación de resultados realizadas en el estudio Auger (2017).

- (b) Las columnas deben resistir las fuerzas generadas por el pandeo de la diagonal.

En los MAC las diagonales pueden estar diseñadas para que pandeen fuera o dentro del plano. Cuando se diseñan para que pandeen fuera del plano, se imponen momentos a flexión y torsión fuera del plano a las columnas. Los momentos fuera del plano deben ser resistidos por las columnas y los momentos a torsión por los puntales. (AISC, 2016a).

Si las conexiones son diseñadas para acomodar rotaciones inelásticas, entonces el momento de flexión fuera del plano es limitado como 1.1 R_y del momento a flexión en dirección al pandeo de las diagonales, pero no debe exceder la resistencia a flexión nominal a de la conexión (2. 18). (AISC, 2016a).

$$M_{ncon} = \frac{R_y F_y M_p}{\alpha_s} \quad (2. 18)$$

Donde:

M_p =momento plástico a flexión.

α_s =factor de ajuste del nivel de fuerza. ($\alpha_s = 1$; *LRFD* y $\alpha_s = 1.5$; *ASD*).

Por otro lado, si las diagonales se diseñan para pandear dentro del plano, se imponen momentos dentro del plano en las columnas y puntales.

(c) Las columnas sujetas a cargas axiales a compresión deben ser diseñadas para resistir los momentos a flexión debido a los efectos de segundo orden e imperfecciones geométricas. Como mínimo, los efectos de imperfección se permiten ser representados como una carga horizontal nodal fuera del plano aplicada en cada nivel del panel igual a 0.006 veces la carga vertical a compresión en ese nivel.

- Diseño de puntales

Los puntales deben resistir las fuerzas axiales correspondientes a la componente horizontal desbalanceada de las fuerzas provenientes de las diagonales para los diferentes escenarios de análisis. La máxima carga a compresión de diseño de los puntales se obtiene a partir de los análisis de carga, siendo en este caso el más desfavorable el caso (b) del diseño por LRFD, donde las diagonales presentan su compresión esperada al post-pandeo. Asimismo, son las encargadas de prevenir el pandeo torsional en las columnas, por lo que se orientan tal que el alma esté dispuesta en el plano horizontal (ver Figura 2. 4). (Imanpour et al., 2016c).

La normativa especifica que los puntales que se encuentren intersectadas por diagonales deben cumplir con los requerimientos establecidos para vigas en sistemas V y V invertido.

Adicionalmente, las secciones de puntales deben cumplir con los límites ancho/espesor para miembros con moderada ductilidad, especificado en la sección D1.1 de la normativa.

Como se dijo anteriormente, los puntales son las encargadas de resistir el momento torsional proveniente del pandeo de las diagonales fuera del plano, y, por lo tanto, deben ser considerados. Los momentos torsionales de las diagonales deben corresponder al momento dispuesto en la ecuación (2. 18) respecto al eje crítico de pandeo, pero no debe exceder las fuerzas correspondientes a la resistencia a flexión de la conexión de la diagonal.

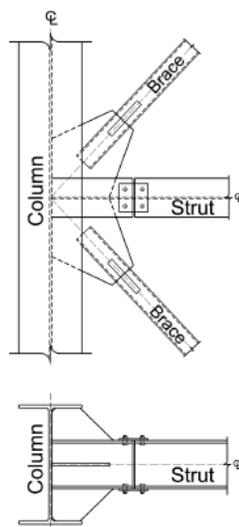


Figura 2. 4: Esquema colocación de riostra en conexión diagonal-columna.

Fuente: Imanpour et al., (2016c).

A continuación, se presentan los criterios normativos para el chequeo de restricción lateral y torsional del marco.

Diseño por restricción lateral

Los criterios del diseño por restricción lateral se encuentran en el Apéndice 6 de la normativa AISC 360-16 (AISC, 2016b). Para el caso en estudio, se chequea la restricción lateral en el punto diagonal-columna.

La resistencia requerida es:

$$P_{br} = 0.01P_r \quad (2.19)$$

Y la rigidez requerida es:

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{8P_r}{L_{br}} \right) \quad (LRFD) \quad (2.20)$$

Siendo:

L_{br} : longitud no arriostrada adyacente al punto arriostrado.

P_r : la mayor resistencia requerida axial de la columna dentro de la longitud no arriostrada adyacente al punto a arriostrar.

Cuando la longitud no arriostrada adyacente al punto de estudio presenta diferentes valores de P_r/L_{br} , se debe utilizar el mayor valor para determinar la rigidez requerida. Para el cálculo de la rigidez de una columna individual, el valor de L_{br} no debe ser menor a la longitud máxima efectiva, L_c , permitida para la columna basada en la resistencia axial requerida, P_r .

Para el chequeo de la rigidez se toma en cuenta las diagonales y el puntal que llega al punto de análisis.

Diseño por restricción a la torsión

La restricción a la torsión se realiza según lo dispuesto en el estudio de Helwig & Yura, (1999), y, a su vez, en el estudio de Auger, (2017).

La rigidez requerida a la torsión se calcula como:

$$\beta_{tr} = A \frac{\left\{ P \cdot r^2 - P_0 \left[\frac{d^2}{4} + a^2 \right] \right\}^2}{\left(\frac{4nEI_y}{L} \right) \left[\frac{d^2}{4} + a^2 \right]}; A = 4 - \frac{2a}{4} \geq 2.0 \quad (2.21)$$

$$r^2 = r_x^2 + r_y^2 \quad (2.22)$$

Donde el coeficiente A toma en cuenta la excentricidad (a) de la carga respecto al centro de gravedad de la columna, P es la fuerza axial máxima en la columna, r es el radio de giro polar de la columna (ecuación (2.22)), P_0 es la carga de Euler a lo largo del eje débil de la sección ($\pi^2 EI_y / L^2$), d es la altura de la sección, n es el número de arriostramientos, I_y es el momento de inercia de la sección respecto al eje débil, y L es la longitud total de la columna. Las columnas con sección bisimétrica, I , presentan excentricidad igual a cero.

Seguidamente, la rigidez torsional suministrada por los puntales depende de la condición de carga de las columnas. Si las columnas están sujetas netamente a cargas de gravedad, la rigidez torsional del puntal a la columna es igual a $2EI_x/L_r$, siendo I_x el momento de inercia del puntal respecto a su eje fuerte y L_r la longitud del puntal. Y, si las columnas están sujetas a cargas laterales, se permite usar como rigidez torsional $3EI_x/L_r$, siendo el momento de inercia $I_{x,r}$ requerido por el puntal igual a:

$$I_{x,r} = \frac{\beta_{tr} L_r}{0.75 * 3E} \quad (2.23)$$

Por otra parte, se debe calcular la resistencia requerida a la restricción torsional. Para esto, al limitar la rigidez a través de la ecuación (2.23), se limita la rotación inicial de la columna en el punto de arriostramiento a un valor de θ_0 . Ahora, el momento asociado es igual al producto de la rigidez y la rotación, obteniendo la resistencia requerida a la rotación como:

$$M_{br} = \beta_{tr} \theta_0; \quad \theta_0 = \left(\frac{s}{500d} \text{rad} \right) \quad (2.24)$$

Donde s es la altura del segmento de panel mayor. Este momento, M_{br} , debe ser comparado con la resistencia a flexión ponderada en el punto de arriostramiento.

2.3.2. Procedimiento de Diseño de Marcos Multi-Panel Arriostrados Concéntricamente

A continuación, se presenta el procedimiento de análisis y diseño sísmico de marcos multi-panel, dispuesto en el estudio de Imanpour & Tremblay (2016a).

- Paso 1: Definir los datos de la estructura y la clasificación sísmica

- (1) Definición geometría de la estructura

- (2) Caracterización sísmica de la estructura

- (3) Definición cargas gravitacionales del sistema.

- Paso 2: Análisis sísmico y determinación de fuerza sísmica

El análisis sísmico se realiza según el método de análisis seleccionado según el caso en estudio y lo dispuesto en la normativa. Según la normativa prNCh2369 (INN-Chile, 2018), se permite el análisis a través del método estático equivalente para estructuras de menos de 20m de altura y con predominancia de un grado de libertad.

En estudios anteriores, la respuesta sísmica de marcos MTBF es definida por el desplazamiento de techo debido a que su respuesta ante cargas laterales es esencialmente como un sistema de un grado de libertad (Imanpour et al., 2016a).

Por otra parte, se debe incluir el efecto de torsión accidental (Imanpour et al., 2016c), y verificar si es necesario incluir los efectos P-Delta en el sistema.

- Paso 3: Diseño de las diagonales

Las diagonales deben diseñarse para que resistan en tracción y compresión el corte sísmico por nivel, usando las especificaciones de las normativas aplicables.

- (1) Calcular las fuerzas solicitantes a compresión y tracción de las diagonales, provenientes del análisis estructural del paso 2.

- (2) Diseñar los elementos para los requerimientos normativos, tomando en cuenta un factor de longitud efectiva $K=0.45$, para la configuración en X (Imanpour et al., 2016b).

- (3) Calcular y tabular las resistencias esperadas a compresión y tracción de cada sistema de diagonales seleccionadas en el diseño, por cada panel.

- Paso 4: Casos de análisis

- (1) Implementar los primeros dos casos de análisis de carga, especificados en el apartado 2.2.1.1, como se observa en la Figura 2.5.

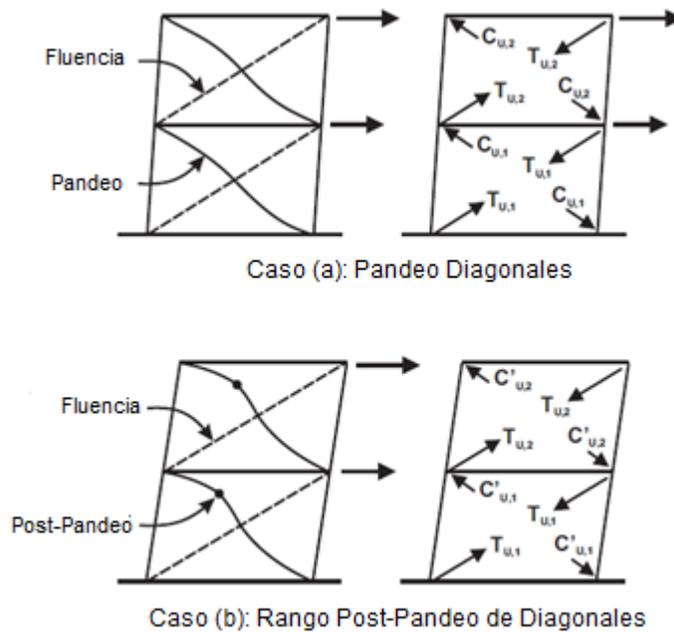


Figura 2. 5: Esquema de casos de análisis (a) y (b) para marcos arriostrados.

Fuente: adaptado de Imanpour & Tremblay, (2016a).

- (2) Calcular la resistencia al corte de cada panel, para cada caso de análisis.
- (3) Identificar el panel crítico como aquel que presente la menor resistencia a corte.

Cuando los paneles poseen iguales dimensiones, presentan iguales resistencias al corte, por lo que se debe seleccionar un panel crítico, al cual se le reducirá en aproximadamente un 5% el límite esperado a la fluencia $R_y F_y$. Esta variación de la resistencia en las diagonales se puede conectar con la inevitable variación en las propiedades de los materiales, imperfecciones en las secciones, condiciones de borde, entre otros. (Imanpour & Tremblay, 2016a).

- Paso 5: Diseño de puntales
 - (1) Diseñar para las demandas obtenidas del análisis sísmico del paso 2.
 - (2) Chequear el diseño del paso anterior, para la mayor sollicitación obtenida de los casos de análisis, descritos en el paso anterior. Usualmente es el caso (b), donde se presenta la resistencia esperada a tracción y la resistencia esperada a post-pandeo en las diagonales a compresión (AISC, 2016a).
 - (3) Cumplir con los requerimientos normativos.
- Paso 6: Diseño de columnas
 - (1) Se recomienda disponer las columnas con articulación en la base y tope.
 - (2) Diseñar para las demandas obtenidas del análisis sísmico del paso 2.
 - (3) Chequear el diseño del paso anterior para los casos de análisis del paso 4, incluyendo las cargas gravitacionales más las cargas inducidas por las diagonales al fluir y pandear, para el caso más desfavorable. Al tomar en cuenta el caso (a), al ocurrir el pandeo de la diagonal, las derivas de entrepiso

son aun pequeñas y los momentos a flexión pueden ser ignorados.(Imanpour & Tremblay, 2016a).

En el diseño, se debe tomar en cuenta el pandeo a flexión en ambas direcciones y el pandeo torsional. Los factores de longitud efectiva de la columna para los modos de pandeo a flexión fuera y dentro del plano pueden ser tomados menores a 1, reconociendo que las cargas axiales varían a lo largo de la altura de la columna y a su vez, son continuas entre los paneles (Imanpour et al., 2016b). Asimismo, se deben tomar en cuenta los requerimientos dictados por la normativa a aplicar.

- Paso 7: Cálculo de demandas en columnas a través del análisis sísmico de marcos multi-panel

Estudios anteriores han demostrado que la fluencia y pandeo de las diagonales de sistemas de marcos multi-panel, se desencadena de manera progresiva entre paneles, partiendo por el panel crítico de diseño. Replicar este comportamiento a través de un análisis sísmico puede generar dificultades de convergencia y/o grandes costos computacionales. Sin embargo, se han desarrollado metodologías simplificadas para el análisis y el cálculo de las demandas en las columnas.

Para elaborar un análisis análogo al desempeño sísmico evidenciado, se debe conocer cómo éste ocurre teóricamente. Para esto, se da un ejemplo con el detalle paso a paso de la progresión de la fluencia entre paneles de un marco de tres paneles cargado lateralmente, que tiene como panel crítico el panel 1, adyacente a la base.

El esquema (ver Figura 2.6) divide el desempeño en cinco pasos. Se inicia con la fluencia y pandeo de las diagonales del panel crítico (paso 1), seguidamente, la diagonal a compresión llega a su resistencia al post-pandeo (paso 2), lo que resulta en la plastificación del panel crítico y la acumulación de deformaciones y demandas a flexión en este sector de la columna. Posteriormente, se propaga este comportamiento en los paneles siguientes. Se genera la fluencia de la diagonal traccionada del panel 2 (paso 3) con un previo pandeo de la diagonal a compresión, para luego, alcanzar la resistencia al post pandeo (paso 4). En el último paso, se alcanza un desplazamiento de techo igual al desplazamiento inelástico anticipado u objetivo, que, en este caso, sucede con la fluencia luego del pandeo de la diagonal del último panel. Como se observa en la Figura 2.6 se denomina panel en fluencia a aquel donde las diagonales en tracción han alcanzado la fluencia (T_u) y las diagonales en compresión la resistencia esperada al pandeo (C_u); y, panel plastificado, a aquel donde la diagonal comprimida alcanza su resistencia degradada ($C'u$).

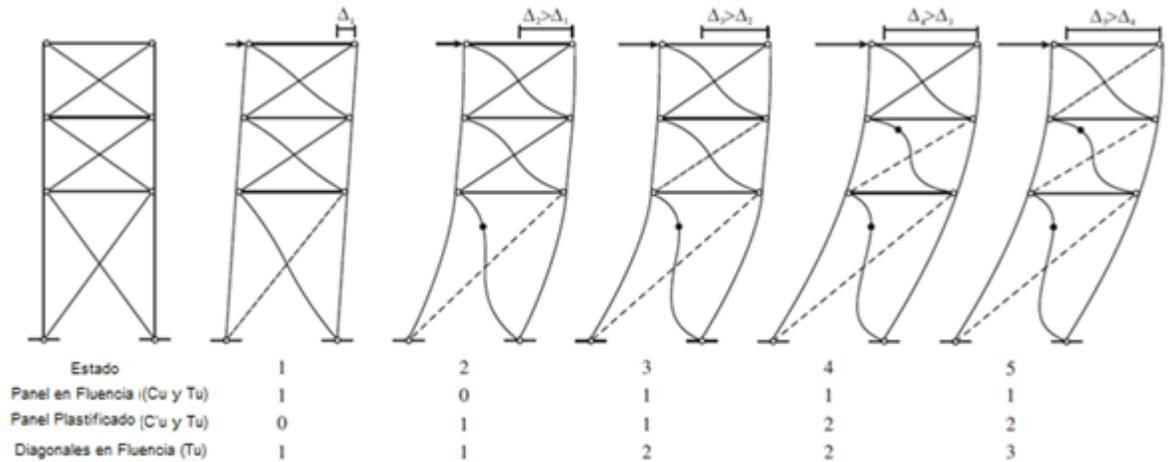


Figura 2. 6: Esquema de análisis de propagación de panel crítico de marcos multi-panel.

Fuente: adaptado de Auger, (2017).

Ahora, respecto a las metodologías a aplicar para el análisis y cálculo de las demandas en las columnas, en el apartado siguiente (2.3.3) se realiza la descripción de dos de éstas, a ser incluidas en este paso del diseño.

- Paso 8: Escenarios alternativos para el Panel Crítico

Según estudios anteriores, la resistencia de las diagonales puede verse modificada por variaciones inevitables en las propiedades de los materiales, imperfecciones de los elementos, procesos de laminado en frío, condiciones de borde, entre otros. Schmidt y Bartlett (2002) han demostrado que existe una variabilidad entre el 10% y el 20% en el límite elástico de los perfiles HSS. Estas variaciones pueden afectar en la localización del panel crítico, por lo que se recomienda analizar todos los casos posibles en el marco. (Imanpour & Tremblay, 2016a).

En el estudio de Imanpour & Tremblay (2016a) se recomienda que se analicen casos alternativos de paneles críticos cuando el corte por panel $V_{u,i}$ se encuentre entre 1.1 y 1.15 veces el mínimo valor de V_u .

2.3.3. Análisis sísmico de MTBF y cálculo de demandas columnas

En el presente apartado, se despliegan dos metodologías para el análisis de marcos multi-panel y el cálculo de las demandas de las columnas. La primera, es la metodología de la fuerza dispuesta en el estudio de Imanpour & Tremblay (2016a), a partir de las especificaciones de la normativa CSA-16, y, la segunda, es la metodología propuesta por Auger, (2017) para el análisis de fluencia sucesiva entre paneles, requerimiento de la normativa AISC341-16. Asimismo, se presenta la conclusión del estudio de Auger, (2017) respecto a la comparación de resultados entre metodologías; para de esta manera, seleccionar la metodología a utilizar en el presente estudio.

2.3.3.1. Metodología de la fuerza

Esta metodología consiste en simplificar el comportamiento sucesivo a través de la aplicación de un desplazamiento de techo equivalente al desplazamiento inelástico anticipado (δ_{roof}) en el marco. Dicho análisis, simula el paso final del comportamiento sucesivo de fluencia y pandeo entre paneles, asumiendo que las demandas de las columnas obtenidas en los pasos anteriores son despreciables. A partir de esto, se calculan las demandas de las columnas, siendo esto, el requerimiento de diseño para el cálculo de las demandas de marcos MTBF de la normativa CSA.

En el estudio de Imanpour & Tremblay (2016a) se establecen dos procedimientos para el cálculo de las demandas a flexión de las columnas a partir del análisis dictado. Los mismos se presentan a continuación:

1) Técnica de análisis estático a través de un software de análisis

Esta técnica de análisis se realiza a través de un software de análisis estructural, en el cual, se calculan las fuerzas de las columnas a través de la imposición de un desplazamiento inelástico anticipado de techo, (2. 25), en el que las diagonales del panel crítico se reemplazan por fuerzas axiales equivalentes a la resistencia esperada a tracción y la resistencia esperada al post-pandeo. Para los paneles restantes, se mantienen las diagonales a tracción y las diagonales a compresión se reemplazan por fuerzas equivalentes a la resistencia esperada al pandeo.

Según la normativa prNCh2369 (INN-Chile, 2018), el desplazamiento anticipado de techo se calcula como:

$$\delta_{roof} = \delta_o + \delta_d \quad (2. 25)$$

Donde:

δ_o : deformación debido a las cargas de servicio.

δ_d : deformación calculada con el espectro elástico de la norma NCh2745, para el sismo de diseño.

La Figura 2. 7 representa un esquema de esta técnica para un marco de tres paneles, teniendo como panel crítico el panel 1 (adyacente a la base). Se observa que se eliminan los elementos comprimidos, y se mantienen los elementos traccionados para los paneles no críticos. En el caso del panel crítico se sustituyen los elementos por las resistencias esperadas a tracción y post-pandeo (T_u y C'_u), y, para los paneles 2 y 3 se reemplazan las diagonales comprimidas por sus resistencias esperadas al pandeo (C_u). Asimismo, se agregan las cargas gravitacionales del sistema como cargas nodales en las columnas.

En el análisis, se debe verificar que los elementos de diagonales traccionadas tomen fuerzas por debajo de sus resistencias esperadas, de lo contrario, se

reemplazan por fuerzas equivalentes a las resistencias esperadas (T_u). Luego, se calculan las demandas axiales y a flexión en el plano de las columnas.

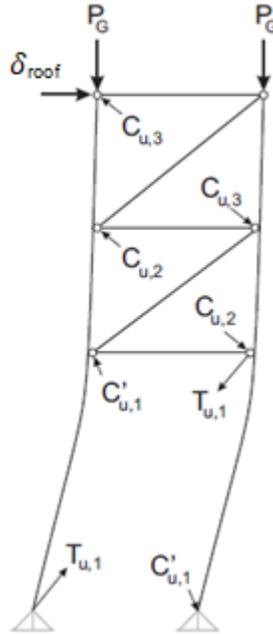


Figura 2. 7: Esquema de la técnica de análisis a través de un software de análisis.

Fuente: Imanpour & Tremblay, (2016a).

A partir de las fuerzas obtenidas, se calculan los valores de las fuerzas nodales horizontales, a ser colocadas entre paneles sobre la columna comprimida, establecida por la normativa AISC341-16 (AISC, 2016a) como el 0.6% de la carga axial vertical aportada por la compresión de la diagonal del panel en estudio; para posteriormente, calcular los momentos a flexión fuera del plano en las columnas (ver Figura 2. 8).

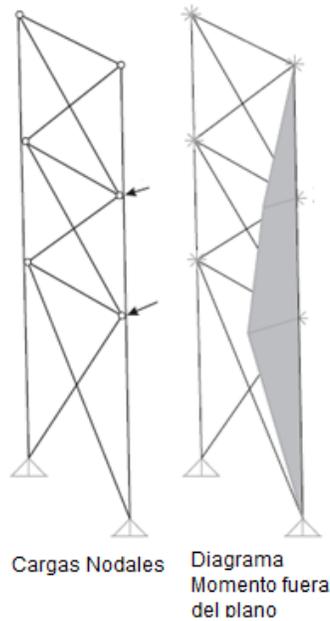


Figura 2. 8: Esquema calculo fuerzas nodales y momentos a flexión fuera del plano.

Fuente: adaptado de Imanpour & Tremblay, (2016a).

Finalmente, a partir de las condiciones de carga de las columnas, se realiza el diseño estructural incluyendo los requerimientos normativos. De ser necesario un cambio de sección, se recalcula el desplazamiento de techo, δ_{roof} , y se repite el análisis hasta obtener una convergencia en el diseño.

2) Ecuación de tres momentos

Los momentos en las columnas pueden ser estimados usando la ecuación de tres momentos con el patrón de deformaciones del marco a partir del desplazamiento inelástico anticipado de techo, δ_{roof} . En el estudio de Auger, (2017) se plantean las ecuaciones para un marco de tres paneles con panel crítico intermedio.

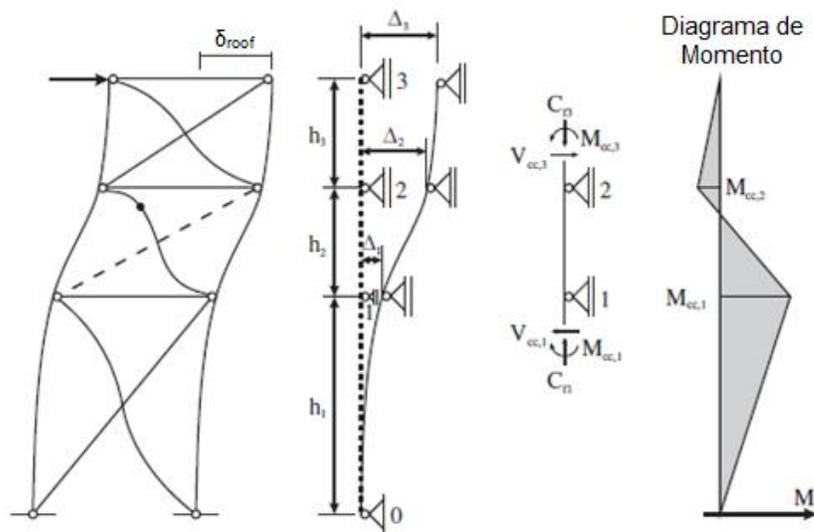


Figura 2. 9: Patrón de deformaciones para un marco de tres paneles, con panel crítico 2.

Fuente: adaptado de Auger, (2017).

Inicialmente, se debe calcular las deformaciones relativas laterales de los paneles donde no se ha dado la fluencia, como:

Si $C_f < C_u$:

$$\delta_i = \delta_{b,i} \frac{V'_{u,cr}}{V} + \frac{V'_{u,cr}}{2E} \left(\frac{L_{d,i}^3}{L^2 A_i} \right) \quad (2. 26)$$

Si $C_f > C_u$:

$$\delta_i = \delta_{b,i} \frac{V'_{u,cr}}{V} + \frac{T_i \cos \theta_i}{E} \left(\frac{L_{d,i}^3}{L^2 A_i} \right) \quad (2. 27)$$

Donde θ es el ángulo de las diagonales respecto a la horizontal, E y A son el módulo de elasticidad de Young y el área de la sección de la diagonal, respectivamente, L_d es la longitud de la diagonal, L es la distancia entre columnas, $V'_{u,cr}$ es la resistencia al corte suministrado por las diagonales en el panel crítico para la condición de post-pandeo, T es la tracción en la diagonal, y $\delta_{b,i}$ es la deformación a flexión de las columnas. Asimismo, la ecuación (2. 26) se utiliza cuando la diagonal comprimida del panel no ha alcanzado la resistencia al pandeo, y, la ecuación (2. 27) para el caso contrario (Auger, 2017).

La deformación del panel crítico se obtiene restando la suma de los valores de δ_i de los paneles sin fluir al desplazamiento anticipado de techo δ_{roof} , como se muestra:

$$\delta_{cr} = \delta_{roof} - \sum_{i=1}^{n-1} \delta_i \quad (2.28)$$

Donde n es el número total de paneles.

Finalmente, se calculan los momentos de flexión (descritos en la Figura 2.9) a partir del método de los tres momentos, como:

$$2M_{cc,1}(h_1 + h_2) + M_{cc,2}h_2 = \frac{6EI_{cc}\delta_1}{h_1} - \frac{6EI_{cc}\delta_2}{h_2} \quad (2.29)$$

$$M_{cc,1}h_2 + 2M_{cc,2}(h_2 + h_3) = \frac{6EI_{cc}\delta_2}{h_2} - \frac{6EI_{cc}\delta_3}{h_3} \quad (2.30)$$

Las que pueden reescribirse como:

$$\begin{bmatrix} M_{cc,2} \\ M_{cc,1} \end{bmatrix} = \frac{1}{EI_{cc}} \begin{bmatrix} 2(h_1 + h_2) & h_2 \\ h_2 & 2(h_2 + h_3) \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \frac{6\delta_2}{h_2} - \frac{6\delta_3}{h_3} \\ \frac{6\delta_1}{h_1} - \frac{6\delta_2}{h_2} \end{bmatrix} \quad (2.31)$$

Donde I_{cc} es la inercia de la columna y los términos restantes se identifican en la Figura 2.9 (Auger, 2017).

Los momentos a flexión en el plano se calculan usando la ecuación de tres momentos desarrollada para determinar los momentos a flexión en vigas continuas con múltiples soportes.

2.3.3.2. Análisis del sistema con fluencia y pandeo progresivo de sistema de diagonales entre paneles

El estudio de Auger (2017) plantea una nueva metodología para realizar el análisis de fluencia sucesiva de los MTBF, requerido normativamente por la AISC (AISC, 2016a). Ésta se basa en la comparación del desplazamiento inelástico anticipado de techo o desplazamiento de techo objetivo (δ_{roof}) respecto a los desplazamientos de techo

obtenidos para cada estado de plastificación de los paneles, iniciando por la plastificación del panel crítico.

Si el desplazamiento obtenido es menor que el desplazamiento objetivo, se continúa el análisis hasta alcanzar este desplazamiento. De obtener un valor mayor, se debe realizar una interpolación para obtener las demandas y deformaciones a dicho nivel de deformación.

A continuación, se detalla la metodología para un marco de tres niveles, con el panel 2 como el crítico.

Inicialmente, se debe calcular el desplazamiento de techo cuando se plastifica el panel crítico, a través de la aplicación de la ecuación de tres momentos.

Para el cálculo de los desplazamientos de los paneles que no han fluido se utilizan las ecuaciones (2.26) y (2.27), donde se desprecia la rigidez a flexión de las columnas, lo que genera que el corte sea absorbido por completo por las diagonales. Luego, se calcula el desplazamiento del panel crítico, obviando las deformaciones inelásticas ya que se supone que la plastificación acaba de iniciar. Para esto, se considera que la diagonal comprimida llega a su resistencia post-pandeo, por lo que se utiliza la ecuación (2.27). Por lo tanto, el desplazamiento en el techo debido al inicio de la plastificación en el panel crítico se obtiene a partir de la ecuación (2. 28), la que se reescribe como:

$$\delta_{roof,f1} = \delta_{cr} + \sum \delta_{elasticos} \quad (2. 32)$$

Donde, para el cálculo del momento de la columna se aplica la ecuación (2. 31).

Posteriormente, y como se dijo anteriormente, se debe comparar el desplazamiento de techo obtenido para la plastificación del panel crítico respecto al desplazamiento objetivo, δ_{roof} . Si el desplazamiento obtenido es menor que el objetivo se debe continuar el análisis, como se detalla a continuación:

Luego, se realiza el cálculo de los cortes y momentos a flexión de las columnas debido a la fluencia de un segundo panel. Para ello, se calcula la diferencia de corte entre el panel crítico y el panel donde se supone se propaga la plastificación, en este caso, el panel 3 (adyacente al techo). Para esta condición, las fuerzas del segundo segmento en fluencia, para la diagonal comprimida y traccionada son $C_{u,3}$ y $T_{u,3}$, respectivamente, y, para el segmento crítico las fuerzas de las diagonales son $C'_{u,3}$ y $T_{u,3}$. Obteniendo de esta forma, un corte para el panel 3 y el 2, como: $V_{u,3}$ y $V'_{u,2}$, respectivamente (ver Figura 2. 10). Para el cálculo del corte en la columna se toma la ecuación dispuesta en el estudio de (Auger, 2017) para un marco de tres paneles con propagación de fluencia del panel 2 al 3, de donde se obtiene:

$$V_{cc,2} = \frac{V_{u,3} - V'_{u,2}}{2} x \frac{4(\alpha - 2)}{3\alpha - 11} \quad (2. 33)$$

Siendo α la relación entre la altura del primer panel y la altura total $\alpha = \frac{h_1}{h}$.

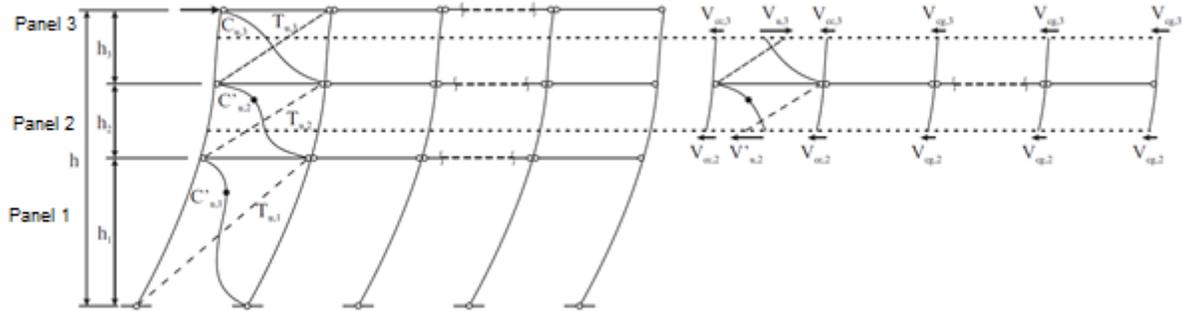


Figura 2. 10: Esquema de propagación de fluencia del panel crítico (2) al panel superior (3).

Fuente: adaptado de Auger, (2017).

Asimismo, del estudio se despliegan las ecuaciones para el cálculo de los momentos entre los paneles 1 y 2 ($M_{cc,1}$) y los paneles 2 y 3 ($M_{cc,2}$).

$$M_{cc,1} = V_{cc,2} \left(h_2 + \frac{(\alpha - 1)(\alpha + 3)/h}{8(2 - \alpha)} \right) \quad (2.34)$$

$$M_{cc,2} = V_{cc,2} \frac{(\alpha - 1)(\alpha + 3)/h}{8(2 - \alpha)} \quad (2.35)$$

Seguidamente, para el cálculo del corte en el panel 1, se divide el momento $M_{cc,1}$ entre la altura del panel.

Posteriormente, se deben calcular las rotaciones entre paneles de las columnas, debido a los momentos flectores obtenidos, a través del uso de la ecuación (2.31), de donde se obtiene la siguiente ecuación:

$$\begin{bmatrix} \theta_{2-3} \\ \theta_{1-2} \end{bmatrix} = \frac{1}{EI_{cc}} \begin{bmatrix} 2(h_1 + h_2) & h_2 \\ h_2 & 2(h_2 + h_3) \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} M_{cc,2} \\ M_{cc,1} \end{bmatrix} \quad (2.36)$$

Ahora, como el desplazamiento plástico se debe calcular respecto al panel crítico, se tiene:

$$\Delta_p = \frac{\theta_{1-2}}{6} h_2 \quad (2.37)$$

De esta manera, se pueden calcular los desplazamientos laterales totales de cada panel, los cuales se definen como:

- Para el panel crítico:

$$\delta_{cr} = \Delta_p + \delta_{e,i} \quad (2.38)$$

- Para paneles restantes:

$$\delta_i = \delta_{e,i} \quad (2.39)$$

Siendo:

$$\delta_{e,i} = \delta_{d,i} + \delta_{b,i} \quad (2.40)$$

Donde $\delta_{e,i}$ es el desplazamiento elástico del panel i , el cual se define como la suma de la deformación axial de las diagonales ($\delta_{d,i}$) más la deformación a flexión de las columnas ($\delta_{b,i}$), del panel i .

La deformación de las diagonales por panel se define según la siguiente ecuación:

$$\delta_{d,i} = \frac{V}{2E} \left(\frac{L_d^3}{L^2 A_d} \right) \quad (2.41)$$

Donde V es el corte sísmico, E el módulo de elasticidad de Young, L_d la longitud total de la diagonal, L la distancia entre columnas y A_d el área de la sección de la diagonal.

Asimismo, la deformación por flexión de las columnas se calcula a partir de la curvatura, dada por:

$$\phi_i = \frac{C_{f,i} L}{E I_i}; I_i = \frac{A_p L^2}{2} \quad (2.42)$$

Donde $C_{f,i}$ es el esfuerzo axial en la columna, I_i es el momento de inercia del MTBF y A_p el área de la sección de la columna. Seguidamente, a partir de la curvatura, se calcula la rotación de la columna por segmento:

$$\theta_{bi} = \theta_{bi-1} + \phi_i h_i \quad (2.43)$$

Y, finalmente, se calcula la deformación por flexión de las columnas por panel como:

$$\delta_{b,i} = \delta_{b,i-1} + \theta_{b,i-1}h_i + \frac{\phi_i h_i^2}{2} \quad (2. 44)$$

Donde $\delta_{b,i-1}$ y $\theta_{b,i-1}$ son la deformación y curvatura del segmento anterior, respectivamente.

A partir de las deformaciones por cada panel dadas por las ecuaciones (2. 28) y (2. 39), se calculan los valores finales de momentos a flexión en las columnas. Para esto, se hace uso de la ecuación de tres momentos (2. 31).

Por otra parte, se calculan las fuerzas de tracción y compresión actualizadas de las diagonales por panel. Previamente, es necesario el cálculo del corte entre paneles V_{ep} , el cual, se define como la suma de los cortes tomados por las diagonales más los cortes de las columnas. Haciendo el cálculo a partir del panel crítico, se obtiene:

$$V_{ep} = V'_{u,2} + 2V_{cc,2} \quad (2. 45)$$

A partir del corte entre paneles, el corte tomado por las diagonales se determina restándole el corte absorbido por las columnas. Por ejemplo, en el panel crítico, esto es igual al corte $V'_{u,2}$. Seguidamente, la fuerza axial se determina igualando la compresión a la resistencia al post-pandeo C'_u en el panel crítico, y a C_u en los paneles restantes.

Finalmente, se calcula el desplazamiento de techo, si es menor al anticipado, se repite el procedimiento descrito anteriormente, propagando la plastificación en el panel restante; de lo contrario, se interpolan los valores obtenidos de demandas en los elementos para el desplazamiento anticipado.

2.3.3.3. Comparación de resultados entre metodologías a partir de resultados de estudio Auger (2017)

El estudio de Auger (2017) incluye un ejemplo de aplicación de ambas metodologías para un marco de tres paneles, el cual presenta como panel crítico el 2. Entre los resultados, se obtuvo que los momentos de flexión a partir de la metodología propuesta de propagación de fluencia son ligeramente mayores al método simplificado, aproximadamente entre un 4% y un 6%. Esto, es atribuido a que a través de esta metodología se obtiene un desplazamiento en el panel crítico mayor (alrededor del 2.4%). Sin embargo, se concluye que existe una buena correlación entre los resultados.

Debido a la poca variación entre resultados y el ahorro en costo computacional, en el presente estudio se decide implementar el método simplificado o de la fuerza, a través del uso de un software de análisis.

2.4. Estudios anteriores que incluyen la evaluación sísmica de los Marcos Multi-Panel arriostrados concéntricamente

Analysis and Design of Two-Tiered Steel Braced Frames under In-Plane Seismic Demand (Imanpour et al., 2016c)

En esta investigación se estudia un marco multi-panel arriostrado de dos paneles, con altura del primer panel igual a aproximadamente el 67% de la altura total, situado en una región altamente sísmica. Se diseña bajo dos metodologías: la primera, bajo las disposiciones de la normativa AISC 341-10 (AISC, 2010) para un marco SCBF, y la segunda, bajo una metodología propuesta para identificar el panel crítico y asegurar que las columnas posean suficiente resistencia y rigidez para mantener un desempeño sísmico satisfactorio.

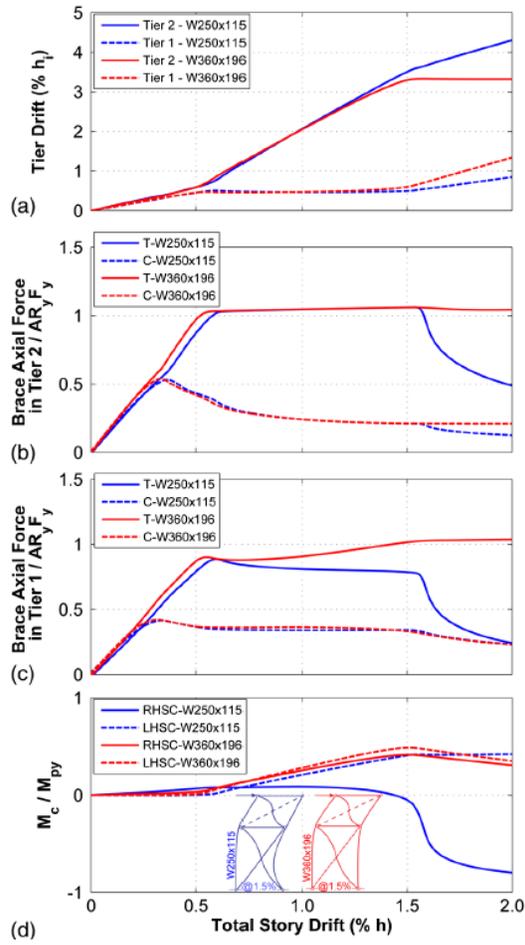
Los modelos de los pórticos diseñados son sometidos análisis estáticos no lineales (pushover) y análisis dinámicos no lineales (tiempo-historia), de donde se extraen las siguientes observaciones según la metodología de diseño utilizada:

- Diseño según la normativa AISC 341-10

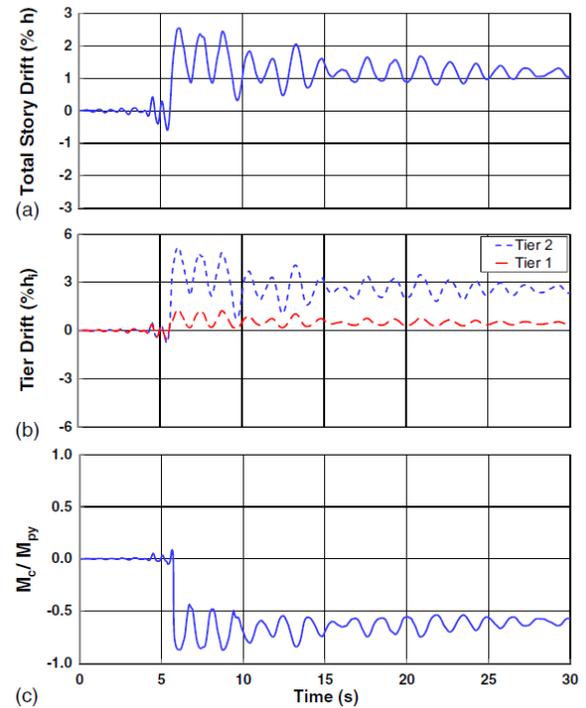
Los resultados del análisis en el tiempo arrojan que el marco presenta una concentración de demandas inelásticas en uno de los paneles, lo que induce bruscamente altas demandas a flexión en las columnas, como se observa en los resultados (Figura 2. 11).

Los resultados del análisis pushover se obtienen para dos secciones de columna W250x115 y W360x196, siendo la primera la resultante del diseño normativo. En la Figura 2. 11(1)(a), se evidencia una variación de las distorsiones (drifts) entre paneles a partir del inicio de la fluencia de la diagonal a tracción, los cuales, a partir de este momento, se concentran en el panel 2. Asimismo, al iniciar la fluencia, se incrementa la demanda de la columna en compresión, la cual, eventualmente se reduce debido a que la curvatura de la columna se ve afectada por la formación de una rotula plástica y la reducción de su rigidez efectiva. Seguidamente, el modo de pandeo cambia a un pandeo biaxial por las deformaciones fuera del plano, siendo un comportamiento no satisfactorio en el contexto de un diseño dúctil.

Finalmente, se observa una buena correlación entre ambos análisis debido a que los resultados, para los dos casos, evidencian grandes demandas a flexión en las columnas debido a la iniciación de la fluencia de la diagonal a tracción.



(1)



(2)

Figura 2. 11: (1) Resultados de análisis pushover para marco diseñado según AISC341-10. (2) Resultados de análisis tiempo-historia para marco diseñado según AISC341-10.

Fuente: Imanpour et al. (2016c).

- Diseño según metodología propuesta

Se propusieron requerimientos mínimos de resistencia y rigidez de las columnas, los primeros, con motivo de prever la falla por pandeo, y los segundos, para controlar las distorsiones de los paneles y prevenir las demandas inelásticas excesivas.

Para los resultados del análisis pushover (Figura 2. 12(1)), se observa una distribución más uniforme de las distorsiones de los paneles. A su vez, se evidencia que el momento a flexión llega a 0.19Mpy, menor al valor de diseño.

Por otra parte, los resultados de los analisis en el tiempo (Figura 2. 12(2)) evidencian una distribución más uniforme las distorsiones de los paneles. Además, como se observa en la figura, las diagonales de ambos paneles pandean en compresión y fluyen en tracción, lo que lleva a la uniformidad entre distorsiones entre paneles.

A su vez, se evidencia que los diagramas de corte desbalanceado y los momentos a flexión en la columna se encuentran directamente relacionados. También, se observa que

el máximo valor para ambos parámetros se alcanza cuando ocurre la fluencia a tracción de la diagonal del panel crítico.

Finalmente, se evidencia que los momentos a flexión que alcanzan las columnas son menores a los de diseño, lo que lo hace un diseño conservador. Sin embargo, se mantiene la metodología de diseño propuesta y se insta a seguir realizando estudios, debido a que los resultados de esta investigación solo reflejan un prototipo de estructura MTBF, pudiendo existir variaciones en los resultados de momentos a flexión en las columnas, al cambiar las geometrías y perfiles.

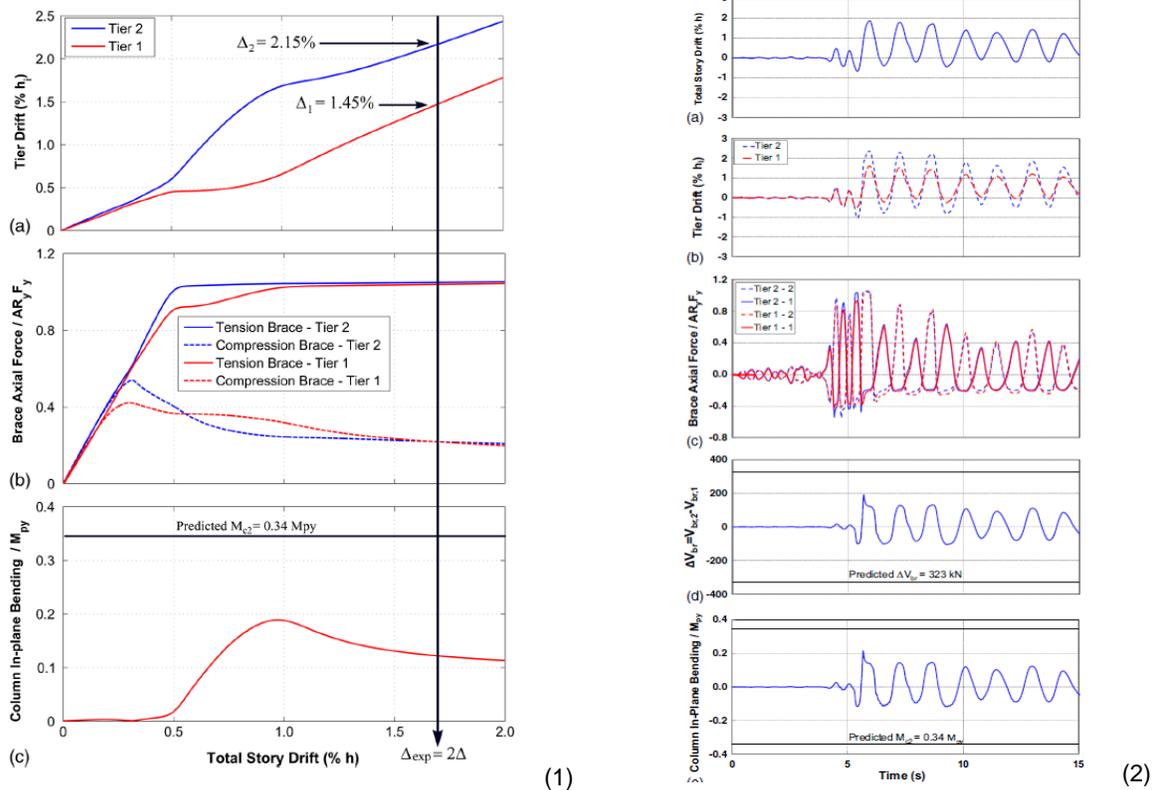


Figura 2. 12: (1) Resultados de análisis pushover para marco diseñado según metodología propuesta. (2) Resultados de análisis tiempo-historia para marco diseñado según metodología propuesta.

Fuente: Imanpour et al.(2016c).

Como conclusión, se tiene que la respuesta sísmica del marco diseñado según la normativa AISC 341-10 (AISC, 2010) resulta en una concentración de las deformaciones inelásticas en uno de los paneles, que se traduce en altas demandas a flexión en la columna, y pueden llegar al fallo por pandeo de las mismas. Por lo contrario, al aplicar la metodología propuesta se generan respuestas satisfactorias en el desempeño sísmico de marcos MTBF de dos paneles, al presentar una mayor uniformidad en las distribuciones de las distorsiones. Finalmente, se propone continuar con el desarrollo de estudios de análisis sísmico de estructuras MTBF para un mayor número de paneles y diferentes geometrías.

Seismic Stability Response of Columns in Multi-Tiered Braced Steel Frames for Industrial Applications (Ali Imanpour et al., 2013)

Esta investigación tiene como objetivo evaluar la demanda sísmica y la estabilidad de las columnas pertenecientes a un marco MTBF de cuatro paneles de igual altura, localizado en un área de alta demanda sísmica y diseñado de acuerdo a la normativa AISC. Para esto, se realizan análisis no lineales en el tiempo para evaluar el desempeño del marco, y de estos, extraer las demandas de las columnas para la elaboración de un análisis de elementos finitos para investigar la respuesta al pandeo de las mismas.

La Figura 2. 13 presenta los resultados del análisis para uno de los registros. En la Figura 2. 13b se observa que existe una concentración de distorsión en el panel 1. Asimismo, se observa que en este panel la diagonal traccionada llega a la fluencia, al contrario que para el panel 2, donde no llega a fluir. Este comportamiento genera una demanda excesiva de ductilidad en el panel 1 lo que puede generar una fatiga en bajos ciclos de las diagonales.

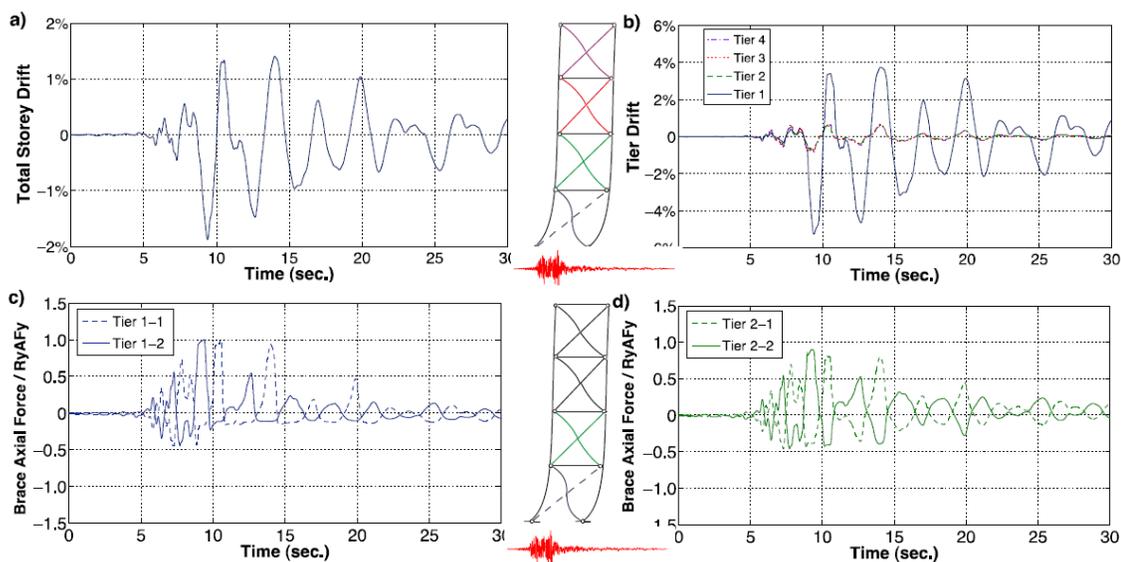


Figura 2. 13: Resultados de análisis tiempo-historia.

Fuente: Imanpour et al., (2013).

Por otra parte, se realiza un análisis con elementos finitos de un elemento columna, simulando el caso del marco MTBF de cuatro paneles analizado anteriormente, para verificar la necesidad de restringir torsionalmente la columna entre paneles. Se analizan dos casos de restricción, el primero, sin restricción torsional (TF), y el segundo, con restricción torsional rígida (TR).

Entre los resultados, se obtiene que la columna se mantiene estable y exhibe un comportamiento global similar al obtenido en el análisis no lineal. A su vez, no se presentan cambios apreciables en los diagramas de interacción de las columnas entre ambas condiciones, TF y TR. Por otra parte, se evidencia que el desplazamiento de la columna a la mitad de su altura es mayor para el caso sin restricción (TF). Asimismo, se

corroborar, respecto a los resultados de análisis no lineales (Figura 2. 13), el desarrollo de una rótula plástica debido a las grandes demandas de deformación en el análisis.

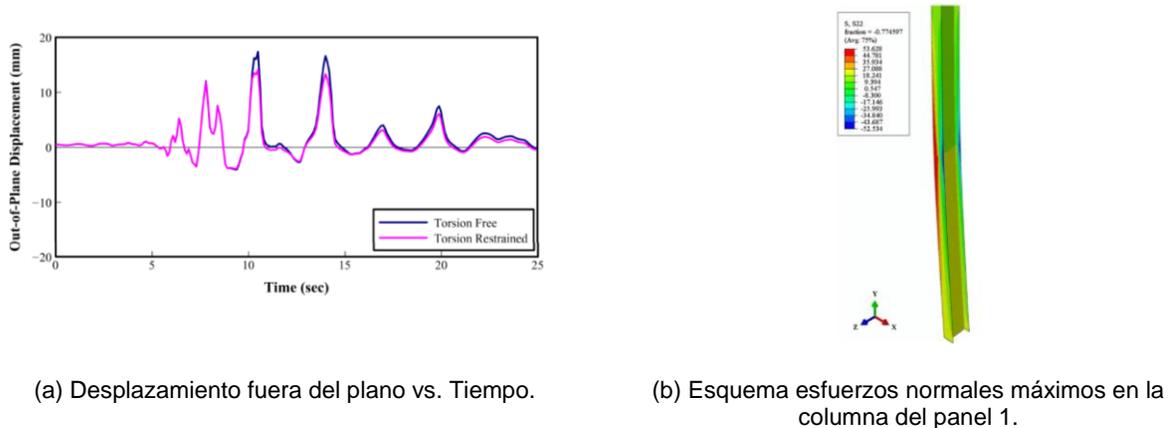


Figura 2. 14: Resultados análisis de elementos finitos.

Fuente: Imanpour et al., (2013).

Finalmente, se insta a la elaboración de mayores estudios para determinar cuándo las columnas de marcos arriostrados son susceptibles a su pandeo fuera del plano, luego de la incursión inelástica de las diagonales, y cómo las restricciones torsionales entre paneles afectan el desempeño sísmico de estas estructuraciones.

2.5. Metodología Análisis No Lineal según normativa ASCE 41-13

La normativa *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-13* (ASCE, 2013) establece un procedimiento para la elaboración de análisis estáticos no lineales. En la misma se establece que para su aplicación, el modelo estructural debe incorporar propiedades no lineales de sus componentes y debe estar sujeto a cargas monotónicas laterales, hasta alcanzar o sobrepasar un desplazamiento objetivo (δ_t).

El análisis debe ser realizado bajo la combinación de cargas factorizadas según la siguiente expresión:

$$1.05D + 0.25L \quad (2. 46)$$

Donde D es la carga muerta y L la carga viva de la estructura.

Asimismo, se deben incorporar las cargas laterales estáticas, las cuales, deben presentar una distribución entre niveles que debe ser proporcional a la forma modal fundamental de la estructura.

$$F_x \propto m_x \phi_{1,x} \quad (2. 47)$$

Donde m_x es la masa del nivel x , y $\phi_{1,x}$ es la ordenada del modo fundamental al nivel x .

Finalmente, el desplazamiento objetivo (δ_t) representa el máximo desplazamiento probable que será experimentado al nivel de peligro sísmico seleccionado (sismo diseño), y se calcula según la ecuación (2. 48). Se destaca que normativamente la relación entre el corte basal y el desplazamiento lateral de techo, se obtiene para los desplazamientos del nodo control entre el 0 y el 150% del desplazamiento objetivo.

$$\delta_t = C_o C_1 C_2 S_a \frac{T^2}{4\pi^2} g \quad (2. 49)$$

Donde S_a es la aceleración espectral al periodo fundamental en la dirección considerada de la estructura, T el periodo fundamental de la estructura y g la gravedad.

El factor C_o relaciona el desplazamiento espectral de un sistema de un grado de libertad respecto a un sistema de múltiples grados de libertad.

$$C_o = \phi_{1,r} \frac{\sum_1^N m_x \phi_{1,x}}{\sum_1^N m_x \phi_{1,x}^2} \quad (2. 50)$$

Donde m_x es la masa al nivel x , y $\phi_{1,x}(\phi_{1,r})$ es la ordenada del modo fundamental al nivel x (techo), y N es el número de niveles.

El factor C_1 relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado respecto a la respuesta elástica lineal, se define como:

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{\alpha T_e^2} \quad (2. 51)$$

Donde α es el factor de sitio, T_e el periodo efectivo fundamental de la estructura en la dirección de análisis y $\mu_{strength}$ se define como sigue:

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (2. 52)$$

Donde V_y es la resistencia en fluencia del edificio en la dirección de análisis calculado usando los resultados de los análisis no lineal, W peso sísmico de la estructura y C_m el factor de masa efectiva.

Finalmente, el factor C_2 representa el efecto pynching en la curva de histéresis, la degradación cíclica de la rigidez y el deterioro de la resistencia en la respuesta del desplazamiento máximo.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (2.53)$$

CAPÍTULO III: MODELOS COMPUTACIONALES

3.1. Introducción

Para evaluar el desempeño sísmico de marcos multi-panel arriostrados concéntricamente, se elaboraron modelos numéricos calibrados con resultados experimentales y/o de estudios anteriores.

En este capítulo se presenta la elaboración y calibración de los modelos numéricos empleados, utilizando el software Opensees. Para esto, se inicia el capítulo con una calibración del material de acero Steel02 para carga monótona. Seguidamente, se presenta la descripción de la calibración del modelo de diagonales expuestas a cargas cíclicas, que incluye la calibración del acero Steel02 para carga cíclica, bajo las consideraciones del modelo de Uriz et. al (2008), respecto a los ensayos expuestos en el trabajo de Black et. al (1980) para secciones cuadradas y el trabajo de tesis de Guerrero (2017) para secciones angulares. Finalmente, con motivo de obtener un modelo estructural que homologue el comportamiento sísmico expuesto por los marcos multi-panel arriostrados concéntricamente, se elabora un modelo de marco calibrado a partir de los resultados expuestos por el trabajo de Imanpour et al. (2016b).

3.2. Calibración material Steel 02

El modelo del material de acero seleccionado dentro del software Opensees, es el uniaxial de Giuffrè-Menegotto-Pinto (Steel02), debido a que permite simular el efecto Bauschinger y el comportamiento de endurecimiento cinemático e isotrópico. (Imanpour et al., 2016c). Este material puede utilizarse para carga monótona y cíclica.

Este apartado incluye solo la calibración para carga monótona, y el siguiente apartado, para carga cíclica. Para la calibración del material Steel02 se deben definir el módulo de elasticidad (E), la relación entre las rigideces en régimen inelástico y elástico (b), el esfuerzo límite de fluencia (F_y), los parámetros del modelo R_0 , $cRr1$ y $cR2$, y los parámetros de endurecimiento del material a_1 , a_2 , a_3 y a_4 .

En este estudio, la calibración se realiza respecto a los resultados experimentales de ensayos de tracción de probetas extraídas de perfiles angulares del trabajo de Guerrero (2017). Los ensayos de tracción incluyen tres probetas de perfiles angulares L100x4, los cuales presentan las siguientes propiedades nominales y experimentales.

Tabla 3. 1: Propiedades nominales de material de probetas.

Elemento	Material	Fy [MPa]	Fu [MPa]
Ángulo	A270ES	270.0	410.0

Referencia: Guerrero (2017)

Tabla 3. 2: Propiedades obtenidas de ensayos de tracción

Probeta	E[MPa]	Fy [MPa]	Fu[MPa]
A1	249296.0	267.0	373.0
A2	201991.0	337.0	440.0
A3	218094.0	344.0	449.0
Promedio	223127.0	316.0	421.0

Referencia: Guerrero (2017).

Los parámetros seleccionados para definir el material Steel02 son el módulo de elasticidad nominal (Tabla 3. 1) y el esfuerzo límite de fluencia promedio de los ensayos (Tabla 3. 2). Respecto a la relación entre rigideces (b), se realizó un proceso iterativo comparando la curva promedio de los ensayos experimentales respecto a la curva resultante del modelo, hasta obtener que la curva del modelo fuese una envolvente de la curva promedio experimental. En la Tabla 3. 3 se presentan los parámetros utilizados en el modelo para la calibración del material.

Tabla 3. 3: Propiedades Calibración Steel02

E[MPa]	Fy [MPa]	b
200,000.0	316.0	0.00316

Asimismo, por recomendación del profesor Tremblay (R. Tremblay, comunicación personal, 2018) y referencia del manual de Opensees Wiki (OpenseesWiki, 2019) se utilizaron como parámetros del modelo R_0 , $cRr1$ y $cR2$, los valores 30, 0.925 y 0.15, respectivamente, y los parámetros de endurecimiento del material para carga monótona $a1$, $a2$, $a3$ y $a4$ igual a 0.0, 1.0, 0.0 y 1.0, respectivamente.

A continuación, se presentan las gráficas Tensión Axial vs Deformación Axial, obtenidas a través del modelo numérico versus los resultados promedio experimentales.

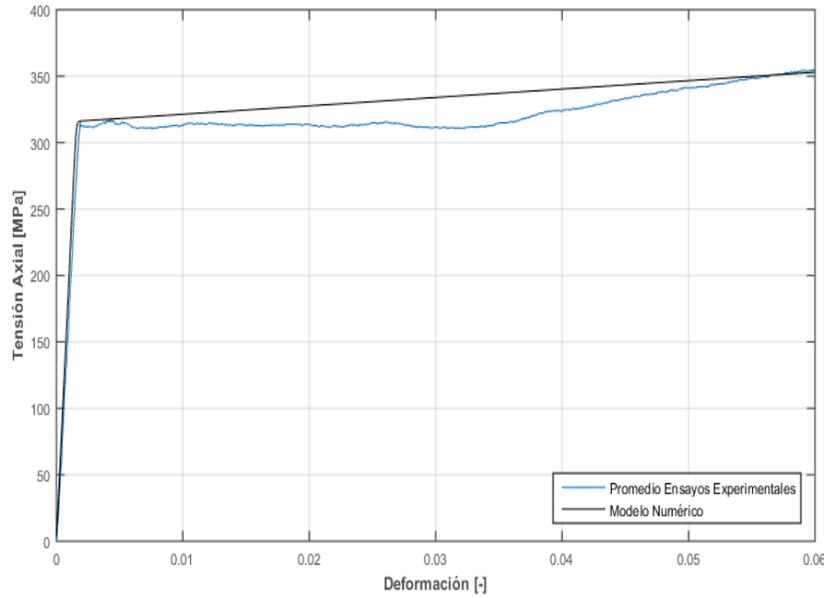


Figura 3. 1: Calibración material Steel02 para carga monótona.

3.3. Calibración modelo de diagonales ante cargas cíclicas

Modelo Analítico del Pandeo de Diagonales

El modelo utilizado como base para representar matemáticamente el pandeo de perfiles de acero es el propuesto por Uriz et al. (2008). Es un modelo definido por un elemento inelástico viga-columna, con distribución de inelasticidad a través de la integración de la respuesta del material en la sección transversal y la posterior integración de la respuesta a lo largo del elemento. El modelo incluye la formulación corotacional para representar los efectos de grandes deformaciones del pandeo de diagonales concéntricas.

El elemento inelástico viga-columna considera la interacción de la fuerza axial y el momento a flexión a lo largo de la diagonal a través de la integración del modelo uniaxial e hysterético del material de acero a lo largo de la sección del elemento, llamado modelo basado en fibras. A su vez, el modelo se basa en la suposición de que las secciones planas permanecen planas después de presentar deformaciones y que la forma de la sección se mantiene (Uriz et al., 2008).

Validación del Modelo de Pandeo

El modelo analítico original fue procurado por el profesor Tremblay (2018) y se basa en el estudio paramétrico planteado por Uriz et al. (2008). Para el caso en estudio, se realiza la calibración para dos tipos de secciones, angulares y cuadradas. Para el caso de perfiles angulares se emplean los resultados de la tesis de Guerrero (2017) y para el caso de perfiles cuadrados, la investigación de Black et al. (1980).

El modelo de dos dimensiones (2D) se realiza a través del software Opensees. Este consiste de una diagonal subdividida en un número de elementos, del tipo forceBeamColumn, con rigidez a la torsión añadida a través de un material elástico. La subdivisión se realiza para inducir el pandeo de la diagonal, a través de la imposición de una imperfección geométrica de forma sinusoidal en su posición inicial, a lo largo del elemento. Dicha imperfección tiene como amplitud máxima $L/1000$, ubicada a $L/2$; siendo L la longitud total. La diagonal presenta las siguientes condiciones de borde: en su extremo izquierdo una articulación con restricción al desplazamiento, y, en su extremo derecho una articulación con restricción solo al movimiento vertical. (Ver Figura 3. 2)

Los elementos se definen por secciones de fibra, discretizados según el tipo de perfil. Se utiliza el modelo del material uniaxial de Giuffrè-Menegotto-Pinto (Steel02) para simular el efecto Bauschinger y el comportamiento de endurecimiento cinemático e isotrópico (Imanpour et al., 2016c). Finalmente, se utiliza una formulación corotacional.

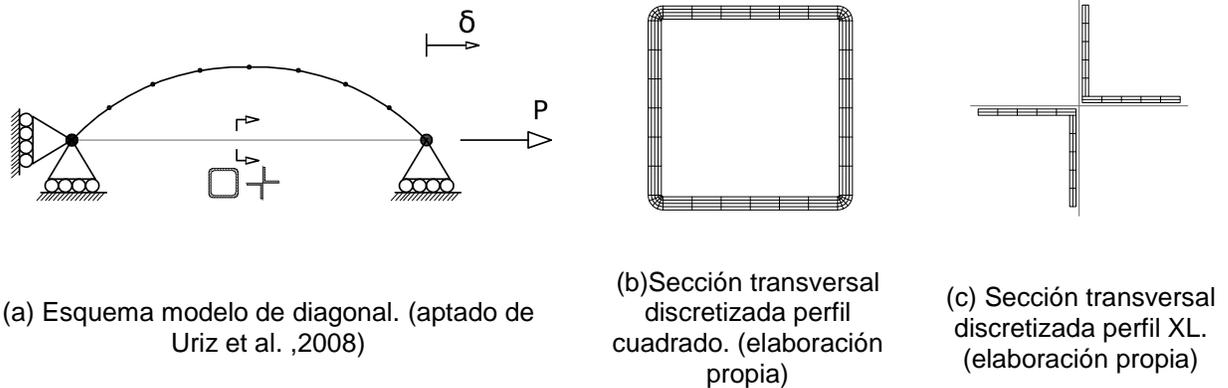


Figura 3. 2: Esquema modelo de pandeo de diagonal y secciones discretizadas.

- Calibración perfiles cuadrados

La investigación experimental de Black et al. (1980) incluye perfiles cuadrados de acero de secciones 100x100mm; dos con espesores de 6 mm y uno con espesor de 10 mm, sujetos a cargas cuasi-estáticas, para un material de acero con designación A501.

El presente estudio se enfoca en los resultados obtenidos para el perfil tubular de 100x100x6mm, con valor de esbeltez $KL/r=80$, longitud igual a 3.05m y condición de apoyo articulado-articulado.

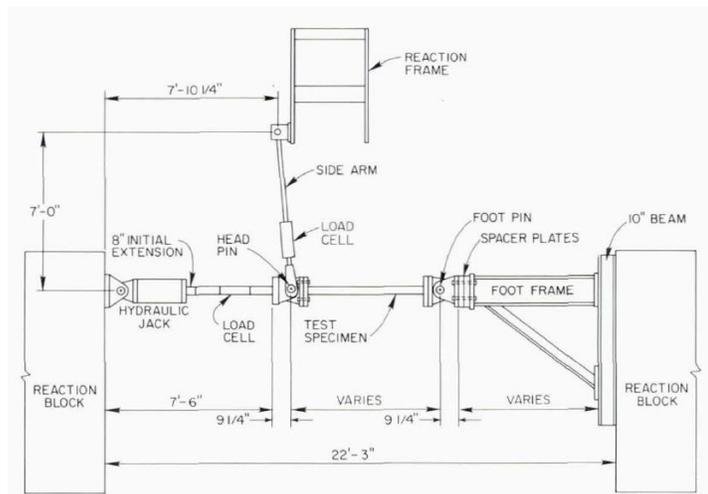


Figura 3. 3: Esquema ensayo de tracción.

Fuente: Black et al. (1980).

Todas las muestras fueron sometidas a una serie de desplazamientos y cargas cuasi-estáticas, aplicadas axialmente. La Figura 3. 3 muestra el esquema del ensayo, y la Figura 3. 4, la historia de desplazamiento axial versus número de ciclo, utilizada en el ensayo del espécimen en estudio.

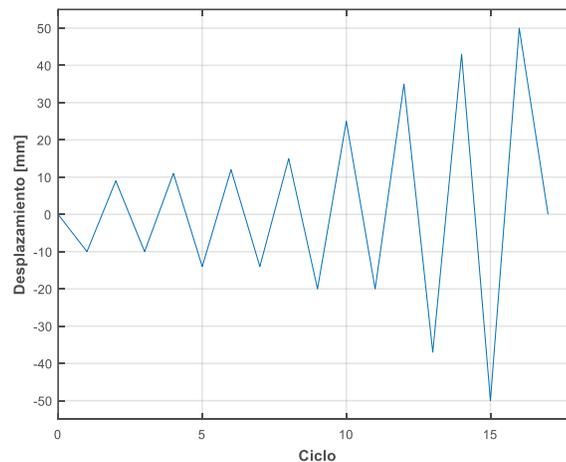


Figura 3. 4: Historia Desplazamiento vs Número de Ciclo.

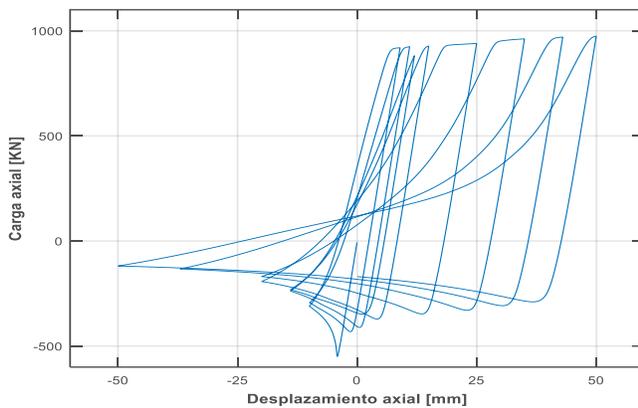
Fuente: Black et al. (1980)

Respecto al modelo analítico, éste se realizó según las especificaciones del modelo de Uriz et al. (2008), aplicando las condiciones del ensayo.

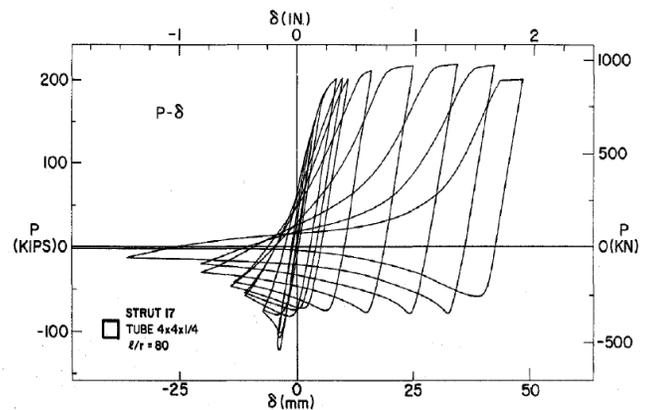
Inicialmente, se le asignan al modelo los parámetros del material Steel02 para carga cíclica. Se selecciona el módulo de elasticidad nominal, $E=200\text{KN/mm}^2$, esfuerzo límite de fluencia nominal $F_y=0.410\text{ KN/mm}^2$, la relación entre la rigidez post fluencia y la rigidez elástica $b= 0.00513$, los parámetros del modelo R_0 , cR_1 y cR_2 , igual a 30, 0.925 y 0.15, respectivamente, y los parámetros de endurecimiento del material a_1 , a_2 , a_3 y a_4 igual a 0.4, 22, 0.4 y 0.15, respectivamente.

Seguidamente, se trabaja con una discretización de la sección en fibras según la Figura 3. 2. Como se observa, se divide en 6 fibras a lo largo de las paredes rectangulares y 5 fibras a lo ancho, en las esquinas se tiene una división de 4 fibras en dirección radial y 5 fibras en el ancho, arrojando un total de 200 fibras en la sección transversal. Por último, se destaca que se utilizaron 8 elementos para la subdivisión, 4 puntos de integración y una formulación corotacional para tomar en cuenta las no linealidades geométricas de los elementos.

A continuación, se presenta en la Figura 3. 5 las curvas de histéresis, fuerza axial versus desplazamiento axial, a la izquierda obtenida a través del modelo numérico, y a la derecha de resultados experimentales.



(a) Modelo Numérico. (elaboración propia).



(b) Ensayos experimentales Black et al. (1980).

Figura 3. 5: Histéresis diagonal ante carga cíclica.

- Calibración perfiles doble ángulo XL

La tesis de Guerrero (2017) incluye los resultados experimentales de perfiles de acero de sección doble ángulo XL ante cargas cuasi-estáticas.

El presente estudio se enfoca en los resultados obtenidos con el espécimen de sección XL100x4. La sección transversal incluye dos ángulos L100x4, los cuales se unen entre sí por una plancha intermedia de dimensiones 60x90x6 mm, a cada L/3 de la longitud del elemento. El espécimen seleccionado es el denominado intermedio, que implica una relación de esbeltez KL/r aproximadamente igual a 80.

El material designado para los ángulos es acero A270ES y para las planchas intermedias acero A36.

En la Figura 3. 6 se presenta el esquema de ensayo utilizado en la investigación. El espécimen a estudiar presenta una longitud entre apoyos igual a 1.90m, con condición de apoyo que busca simular el articulado-articulado.

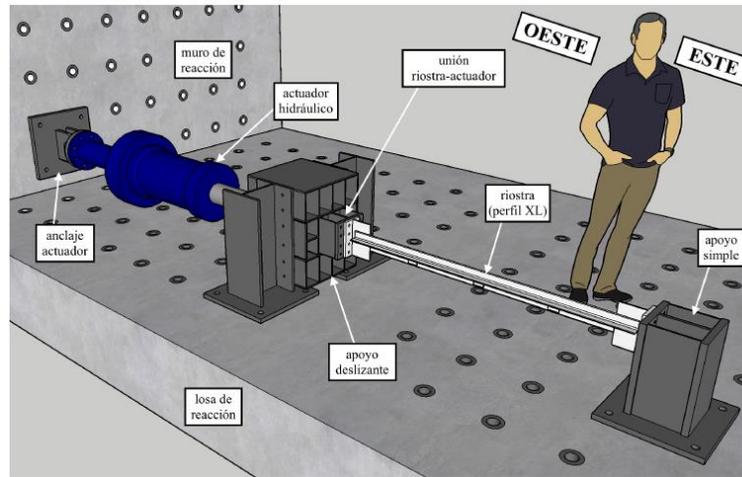


Figura 3. 6: Esquema ensayo de tracción.

Fuente: Guerrero. (2017).

Todas las muestras fueron sujetas a una serie de desplazamientos y cargas cuasi-estáticas, aplicadas axialmente. La historia de desplazamiento axial versus número de ciclo para el espécimen en estudio es graficada en la Figura 3. 7.

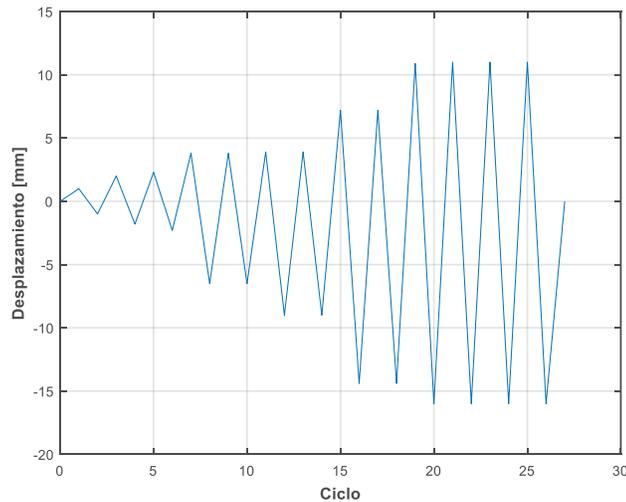


Figura 3. 7: Historia Desplazamiento vs Número de Ciclo.

Fuente: Guerrero (2017).

Respecto al modelo analítico, éste se elabora siguiendo las premisas descritas para la calibración de perfiles rectangulares. Asimismo, se destaca que, en la definición de la sección, no se tomó en cuenta la presencia de la plancha intermedia debido a que no es continua en toda la longitud.

Inicialmente, se le asigna al modelo los parámetros del modelo del material Steel02. Se seleccionó: el módulo de elasticidad nominal, el esfuerzo límite de fluencia promedio experimental (Tabla 3. 2), el parámetro b igual a 0.00316, los parámetros del modelo R0,

cRr1 y cR2, igual a 30, 0.925 y 0.15, respectivamente, y los parámetros de endurecimiento del material a1, a2, a3 y a4 igual a 0.4, 22, 0.4 y 0.15, respectivamente.

Seguidamente, se trabaja con una discretización de la sección en fibras según la Figura 3. 2. Como se observa, se divide en 5 fibras a lo largo de las alas de los ángulos y 2 fibras a lo ancho, arrojando un total de 40 fibras en la sección transversal. Por último, se destaca que se utilizaron 8 elementos para la subdivisión, 4 puntos de integración y una formulación corrotacional para tomar en cuenta las no linealidades geométricas de los elementos.

Se presenta en la Figura 3. 8 las curvas de histéresis, fuerza axial versus desplazamiento axial, obtenidas del modelo numérico y de resultados experimentales.

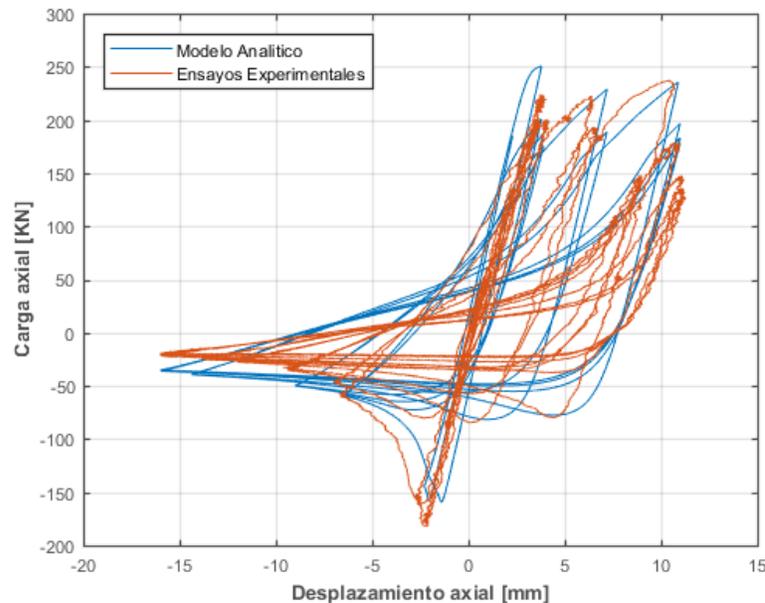


Figura 3. 8: Histéresis diagonal ante carga cíclica para el modelo numérico y ensayos experimentales.

3.4. Modelo computacional estructuración Multi-Panel

El modelo matemático de la estructuración multi-panel arriostrada concéntricamente fue elaborado utilizando el Software Opensees, a partir de las especificaciones descritas en el trabajo de Imanpour et al. (2016b) y de la tesis de postgrado de Auger (2017).

3.4.1. Modelo matemático

El modelo numérico del MTBF fue inicialmente creado a partir del esquema dado en la Figura 3. 9, el cual presenta un marco MTBF de dos paneles conectado a una columna que incluye los efectos P-Delta. El modelo es tridimensional, debido a que se busca capturar el pandeo fuera del plano de las diagonales y columnas.

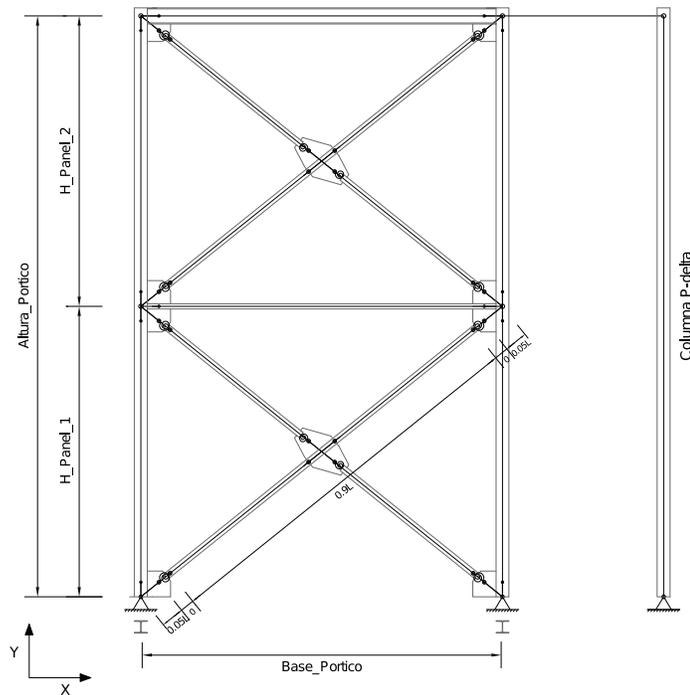


Figura 3. 9: Esquema modelo põrtico multi-panel concénicamente arriostrado.

Fuente: elaboraci3n propia.

A continuaci3n, se presenta una descripci3n detallada de los elementos del modelo.

Columnas

Las columnas son continuas en la altura y direccionadas tal que el alma de la secci3n se encuentre en direcci3n fuera del plano (ver Figura 3. 9). Presentan como condiciones de borde en la base una articulaci3n con restricci3n al giro respecto al eje vertical (Y); en los nodos entre paneles, restricci3n al giro respecto al eje Y, y, en los nodos extremos restricci3n respecto al desplazamiento fuera del plano y al giro respecto a Y, esto, con motivo de representar el efecto del diafragma de techo.

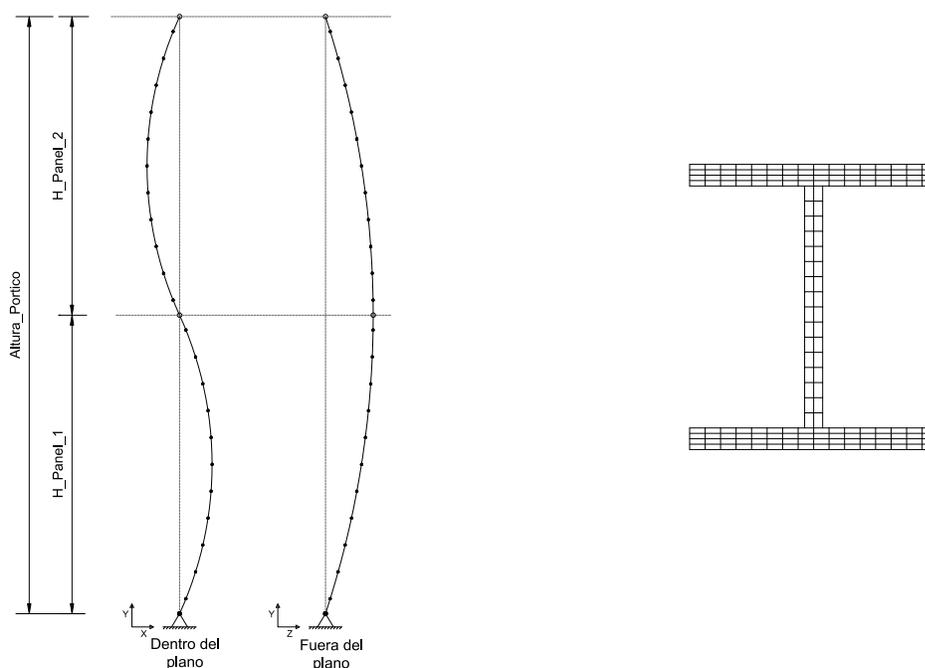
A su vez, las columnas se dividen por cada panel en altura por número de elementos, en este caso se seleccionaron 10 elementos, tomando en cuenta los resultados arrojados en el estudio de Uriz et al.(2008). Los elementos son del tipo force-based beam-column con rigidez a la torsi3n añadida, delimitados por elementos elásticos rígidos. La discretizaci3n de las columnas en altura se realiza con motivo de inducir el pandeo en las mismas, como se explicará más adelante. Los elementos de las columnas se definen por secciones discretizadas de fibras como se realiz3 en el estudio de Uriz et al. (2008), según la Figura 3. 10. Como se observa, se utilizan 16 fibras a lo largo de las alas y alma, 2 fibras a lo ancho del alma y 4 fibras a lo ancho de las alas, arrojando un total de 160 fibras. Asimismo, se trabaj3 con 5 puntos de integraci3n por cada elemento columna.

Continuando con lo mencionado, es necesario inducir el pandeo de las columnas dentro y fuera del plano, lo que se logra generando imperfecciones geométricas en la posici3n inicial. Éstas se imponen de forma sinusoidal con los números de elementos, con amplitud máxima de $h_i/1000$, siendo h_i la altura del panel para el caso dentro del plano y la altura

total del marco para el caso fuera del plano, como se muestra en la Figura 3. 10. De esta manera se obtiene la amplitud máxima de la imperfección de las columnas fuera del plano a la mitad de su altura y dentro del plano a la mitad de cada panel (Auger, 2017).

El material utilizado es el Steel02, utilizando los parámetros obtenidos para la calibración de las diagonales. También, se utiliza una formulación corotacional para tomar en cuenta las no linealidades geométricas de ambos tipos de elementos.

A diferencia del estudio realizado por Imanpour et al. (2016b), no se tomarán en cuenta los esfuerzos residuales.



(a) Esquema de imperfección de columnas dentro y fuera del plano. (b) Sección transversal discretizada de columna.

Figura 3. 10: Esquemas modelo matemático.

Fuente: elaboración propia.

Diagonales

Las diagonales se definieron por número de elementos, en este caso se selecciona 8 elementos a partir de los resultados arrojados tanto en la calibración como en el estudio de Uriz et al. (2008). Los elementos son del tipo forceBeamColumn con rigidez torsional añadida. Por cada panel se define una diagonal continua y dos discontinuas, las cuales se encuentran conectadas por elementos elásticos rígidos. Las diagonales se limitan por resortes definidos por elementos del tipo zerolength que simulan las conexiones, que serán explicadas más adelante, las cuales llegan a elementos elásticos rígidos.

Al igual que las columnas, los elementos de diagonales se definen por secciones de fibras discretizadas según las calibraciones dispuestas en el apartado anterior. (Ver Figura 3. 2). También, se trabajó con 4 puntos de integración por cada elemento.

Seguidamente, para inducir el pandeo fuera del plano de las diagonales, se definen imperfecciones geométricas de forma sinusoidal con amplitud máxima igual a $L/500$, siendo L la mitad de la longitud de la diagonal continua, que es igual a la longitud total de la diagonal discontinua (Imanpour et al., 2012). Estas imperfecciones se definen con signo opuesto, obteniendo una forma de “S” en ambas diagonales (Auger, 2017). Asimismo, se establece que los elementos elásticos rígidos que unen las diagonales discontinuas con la continua no presentan imperfección fuera del plano respecto a la posición de las diagonales.

Ahora, se debe tomar en cuenta que, al incorporar las imperfecciones geométricas fuera del plano en las columnas, la posición de las diagonales y de el puntal, debe ser desplazada tomando en cuenta esta consideración. Esto conlleva que el conjunto de elementos se traslade junto con la imperfección de la columna, tomando en cuenta a su vez, las imperfecciones de las diagonales descritas anteriormente.

El material utilizado es el Steel02, calibrado anteriormente, siendo el esfuerzo probable de fluencia igual a R_yF_y , exceptuando el de las diagonales dispuestas en el panel definido en el diseño como crítico, el cual, se reduce en un 5% ($0.95R_yF_y$).

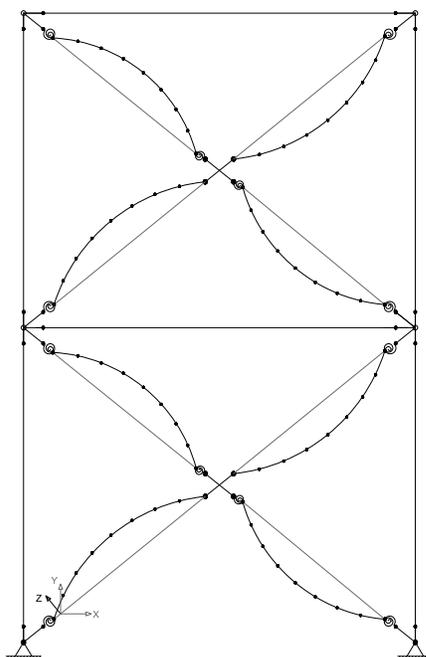


Figura 3. 11: Esquema del modelo incluyendo las imperfecciones fuera del plano de las diagonales.

Fuente: elaboración propia .

Puntales y Vigas

El puntal entre paneles y la viga de techo se definen como elementos elásticos tipo `elasticBeamColumn`, delimitadas por elementos elásticos rígidos. Las secciones de los puntales se disponen tal que el alma se encuentre paralela al eje Z , y la sección de la viga de techo con el alma en dirección al eje Y .

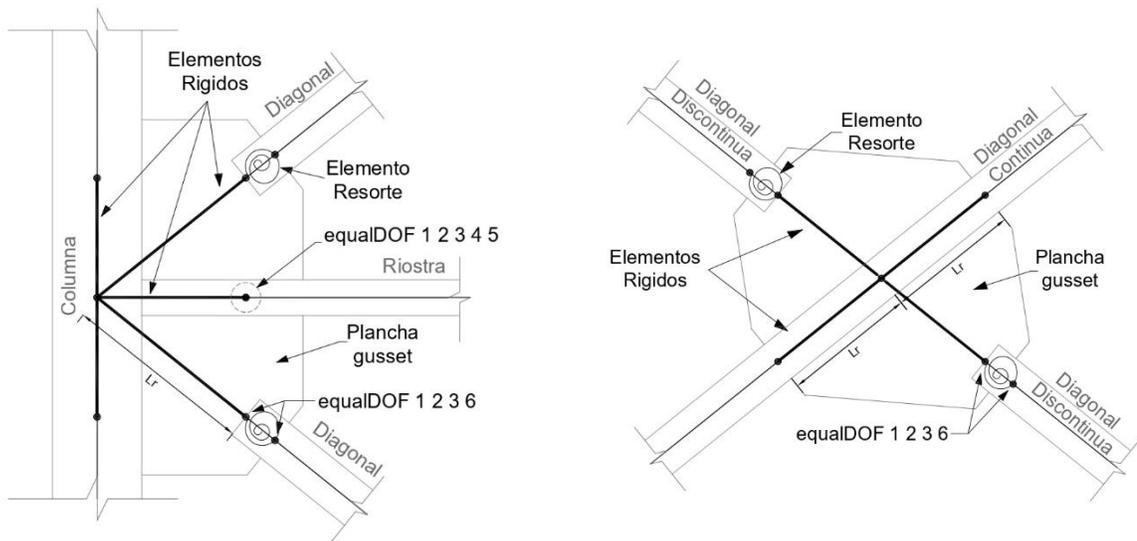
Diafragma de techo

Para incluir el efecto del diafragma rígido del techo en el modelo se incluye un elemento tipo truss entre los nodos extremos de las columnas con un área mucho mayor que el área de los elementos columna.

Conexiones

En el modelo de marcos Multi-Panel se establecen dos tipos de conexiones:

1. Conexión diagonal-viga-columna.
2. Conexión entre diagonales discontinuas y continua.



(a) Conexión diagonal-viga-columna.

(b) Conexión central entre diagonales.

Figura 3. 12: Esquema de conexiones del pórtico multi-panel arriostrado concéntricamente.

Fuente: elaboración propia.

En la práctica, en la conexión de la Figura 3. 12a, la plancha gusset se encuentra soldada tanto a la diagonal como a las secciones de la columna y viga. Para modelar esta conexión se debe definir lo siguiente: en el extremo de la diagonal un elemento resorte del tipo zerolength que replique la rigidez a la flexión y a la torsión de la conexión; el cálculo de estas propiedades se define más adelante. Seguidamente se definen elementos elásticos rígidos del tipo elasticBeamColumn, de longitud L_r que conectan el resorte de la diagonal con el nodo de la columna.

Ahora, en el caso de la conexión de la Figura 3. 12b, la plancha gusset proveniente de las diagonales discontinuas se suelda a la diagonal continua. Para modelar esta conexión se definen resortes en los extremos de las diagonales discontinuas, con las mismas propiedades que las utilizadas en la conexión de la figura 3.12a, los cuales se conectan a elementos elásticos rígidos. A su vez, en la diagonal continua se definen dos elementos

elásticos rígidos con longitud L_r , uno que inicia y otro que llega al nodo ubicado en el centro de ésta. Finalmente, los elementos rígidos provenientes de las diagonales discontinuas se conectan a los elementos rígidos centrales de la diagonal continua.

Por otra parte, se debe considerar que las conexiones entre puntal-columna, y viga-columna, son articuladas. Esto se incluye en el modelo a través de una rótula entre los elementos rígidos y los elementos vigas/puntales. Con este propósito, se definen dos nodos en la misma posición en la unión entre los dos segmentos: el primer nodo ubicado en el extremo libre del elemento rígido y el segundo nodo en el extremo libre del puntal o viga, a los que se les iguala todos sus grados de libertad exceptuando el giro respecto al eje fuera del plano, a través de la herramienta equalDOF. (Ver Figura 3. 12a). Asimismo, se deben igualar los grados de libertad (los desplazamientos en las tres direcciones y el giro respecto al eje fuera del plano) entre los nodos extremos de los resortes para simular el comportamiento real de la conexión (ver Figura 3. 12a).

- Conexiones-Elementos Elásticos Rígidos

Los elementos elásticos rígidos en las diagonales se usan para simular la rigidez en el plano de la conexión gusset (Imanpour et al., 2016b). Se modelan con una longitud L_r igual al 5% de la longitud de la diagonal continua. A su vez, sus propiedades se definen a partir de las propiedades de las diagonales, con las ecuaciones descritas en el estudio de Auger (2017).

$$A_{(rl,d)} = A_{(d)} + t_g L_w \quad (3. 1)$$

$$I_{y(rl,d)} = I_{y(d)} + \frac{t_g^3 L_w}{12} \quad (3. 2)$$

$$I_{z(rl,d)} = I_{z(d)} + \frac{L_w^3 t_w}{12} \quad (3. 3)$$

$$J_{(rl,d)} = J_{(d)} \quad (3. 4)$$

Siendo:

$A_{(rl,d)}, I_{y(rl,d)}, I_{z(rl,d)}$ y $J_{(rl,d)}$: propiedades de elemento rígido de diagonal.

$A_{(d)}, I_{y(d)}, I_{z(d)}$ y $J_{(d)}$: propiedades sección diagonal.

t_g : espesor conexión gusset.

L_w : longitud de Whitmore.

Continuando con la conexión de la Figura 3. 12a, se definen elementos elásticos rígidos en las columnas, por encima y debajo de el puntal, con los que se busca simular los

efectos de tamaño de la conexión (Imanpour et al., 2016b). Se modelan con longitud calculada a partir de la longitud L_r de las diagonales, como $L_r \text{seno}(\theta)$, siendo θ el ángulo de la conexión gusset respecto a la horizontal. El cálculo de las propiedades de estos elementos se realiza haciendo uso de las ecuaciones descritas en el estudio de Auger (2017).

$$A_{(rl,c)} = A_{(c)} + 0.5t_g L_r \cos(\theta) \quad (3.5)$$

$$I_{y(rl,c)} = I_{y(c)} + \frac{t_g^3 L_r \cos(\theta)}{12} \quad (3.6)$$

$$I_{z(rl,c)} = I_{z(c)} + \frac{L_r \cos(\theta)^3 t_g}{12} + 0.5 L_r \cos(\theta) t_g (0.25 L_r \cos(\theta) + 0.5 t_{w(c)})^2 \quad (3.7)$$

$$J_{(rl,c)} = 1000 J_{(c)} \quad (3.8)$$

Siendo:

$A_{(rl,c)}$, $I_{y(rl,c)}$, $I_{z(rl,c)}$ y $J_{(rl,c)}$: propiedades de elemento rígido de columna.

$A_{(c)}$, $I_{y(c)}$, $I_{z(c)}$, $J_{(c)}$ y $t_{w(c)}$: propiedades sección columna.

Asimismo, se considera un elemento elástico rígido en el puntal y/o viga, que como se especificó para las columnas, busca simular el efecto de tamaño de la conexión (Imanpour et al., 2016b). Se modela con longitud calculada a partir de la longitud L_r de las diagonales, como $L_r \cos(\theta)$. El cálculo de las propiedades de estos elementos se realiza haciendo uso de las ecuaciones descritas en el estudio de Auger (2017).

$$A_{(rl,v)} = A_{(v)} + 0.5t_g L_r \cos(\theta) \quad (3.9)$$

$$I_{y(rl,v)} = 2I_{y(v)} \quad (3.10)$$

$$I_{z(rl,v)} = 1.2I_{z(c)} \quad (3.11)$$

$$J_{(rl,v)} = J_{(v)} \quad (3.12)$$

Siendo:

$A_{(rl,v)}$, $I_{y(rl,v)}$, $I_{z(rl,v)}$ y $J_{(rl,v)}$: propiedades de elemento rígido de puntal o viga.

$A_{(v)}, I_{y(v)}, I_{z(v)}$ y $J_{(v)}$: propiedades sección puntal o viga.

- Conexiones-Resortes

Respecto a la definición de las propiedades de los resortes, inicialmente se debe realizar el diseño y dimensionado de la conexión tipo gusset, que depende de la sollicitación a la que está sujeta.

Inicialmente, se calcula la longitud de Whitmore, L_w , teniendo como dato el largo de la conexión de la diagonal, denotada como L_a .

$$L_w = d_d + 2L_a t_g \quad (3.13)$$

Siendo d_d el ancho de la diagonal.

Seguidamente, se calcula el espesor de la conexión para resistir la fuerza a tracción, T_u :

$$t_g = \frac{T_u}{\phi L_w F_y} \quad (3.14)$$

Posteriormente, a partir del dimensionado de la conexión se calculan las propiedades de rigidez. Para tal efecto, se debe definir un material que constituya la rigidez a la flexión por pandeo y otro que incorpore la rigidez a la torsión. Para el primero se utiliza Steel02, definido por el momento plástico de la conexión tipo gusset, como:

$$M_{p,g} = Z_g R_y F_{y,g}; Z_g = \frac{L_w t_g^2}{4} \quad (3.15)$$

Y la rigidez inicial a la flexión:

$$K_\theta = \frac{EI_{y,g}}{2t_g}; I_{y,g} = \frac{L_w t_g^3}{4} \quad (3.16)$$

Asimismo, los parámetros restantes b , $cR1$ y $cR2$ son 0.01, 20, 0.925 y 0.15, respectivamente.

A su vez, para el material elástico se define la rigidez elástica a la torsión como:

$$K_\gamma = \frac{J_g G}{2t_g}; J_g = \frac{L_w t_g^3}{12} \quad (3.17)$$

Elementos Truss en ubicación diagonales

Para efectos de convergencia del modelo se recomienda a través de estudios anteriores, la incorporación de elementos tipo truss con formulación corotacional (corotTruss) entre nodos extremos de las diagonales. Se definen por un material elástico con muy baja elasticidad y área muy pequeña respecto al área de las secciones de diagonales.

Amortiguamiento del sistema

Se utiliza un amortiguamiento del sistema igual al 2% del amortiguamiento crítico en dirección al modo de vibración predominante, definido por el desplazamiento de techo. (Imanpour et al., 2016b)

Aplicación de la carga gravitacional

La carga gravitacional se aplica como carga nodal en los nodos extremos de las columnas.

Rigidez Lateral

Para efecto de agregar rigidez lateral al sistema, se agrega una carga lateral muy pequeña, dentro y fuera del plano, en los nodos extremos de la columna que será sometida a la carga estática no lineal, en este caso, la columna izquierda.

Efectos P-Delta

Para incluir los efectos P-Delta en el modelo se incluye un elemento elástico del tipo elasticBeamColumn, separado a 1m del pórtico, articulado en su base, y con rigidez y resistencia equivalente a la suma de las columnas gravitacionales individuales.

La columna se conecta al pórtico a través de un elemento tipo truss con área igual al área de la columna P-Delta.

Parámetros del análisis estático no lineal

Los parámetros implementados en el software Opensees para el análisis estático no lineal influyen de forma significativa en la convergencia de la modelación. A continuación, se presentan los utilizados.

- Constraints: Plain.
- Numberer: RCM.
- System: BandGeneral
- Test: Normal Displacement Increment.
Se utilizó una tolerancia de $1.0e^{-6}$ mm y un máximo número de iteraciones igual a 200.
- Algoritmo: Newton
- Integrator: Displacement Control
El control por desplazamiento se realizó para el nodo extremo de la columna izquierda, con dirección en el eje (X) y un delta de incremento de 0.1mm.

3.4.2. Calibración del modelo

La investigación realizada por Imanpour et al. (2016b) incluye la validación de un modelo numérico basado en fibras, implementado en el software Opensees, respecto a un modelo basado en elementos tipo Shell, implementado en el software Abaqus. Con este objetivo, realizan una comparación de resultados de análisis estáticos no lineales (pushover) a una estructura de dos paneles arriostrada concéntricamente. Entre las conclusiones del estudio, se obtuvo que el modelo basado en fibras representa adecuadamente el desempeño estructural esperado.

Debido a esto, se decide realizar la validación del modelo del presente estudio, bajo la comparación de resultados respecto a los obtenidos en la investigación de Imanpour et al. (2016b).

Al respecto, y con motivo de homologar las condiciones de la investigación, se presenta una descripción de la estructura y las consideraciones tomadas.

Descripción de estructura

El pórtico en estudio es usado para arriostrar lateralmente una estructura industrial de un nivel con dimensiones en planta de 128x50.4m. En cada una de las dos direcciones, están dispuestos 4 pórticos multi-panel arriostrados concéntricamente para resistir las cargas laterales.

Las dimensiones del pórtico son de 5.6m de ancho y 4.5m de altura de cada panel, haciendo un total de 9m. Además, se coloca un puntal entre paneles para evitar el comportamiento no deseado en K.

Las cargas gravitacionales, permanentes (D) y de uso (L) son de 1.2kPa y 0.96kPa, respectivamente; y la carga correspondiente al revestimiento exterior igual a 1.2kPa. En el estudio, solo se toma en cuenta la combinación de carga que incluye la carga permanente y la carga sísmica (E).

Clasificación sísmica

La clasificación sísmica se hace según la normativa ASCE/SEI 7-10. La estructura se encuentra ubicada en la costa de California, suelo clase D y parámetros de aceleración espectral igual a $S_{DS}=1.0g$ y $S_{D1}=0.6g$. Presenta una categoría sísmica D, factor de reducción de respuesta para un marco especial concéntricamente arriostrado (SCBF) de $R=6.0$, un factor de amplificación por deformación $C_d=5.0$ y un factor de importancia $I_e=1.0$.

El análisis estático equivalente arrojó un corte por pórtico $V=446kN$ y un periodo fundamental $T=0.36s$.

Diseño estructural

El diseño se realizó bajo las especificaciones de las normativas AISC 360-10 y AISC 341-10. A continuación, se presenta una tabulación de los perfiles seleccionados.

Tabla 3. 4: Perfiles seleccionados en el diseño.

Elementos	Perfil
Diagonales	HSS 102x102x6.4
Columnas	W360x79
Puntales y Vigas	W250x58

Referencia: Imanpour et al. (2016b).

Modelo numérico

El modelo numérico es realizado a través del Software Opensees y se plasma en la Figura 3. 13. El modelo se basa en las especificaciones dadas en el apartado anterior, con la diferencia de que no se agregan elementos tipo truss en las conexiones diagonal-riostra-columna.

Respecto al material de columnas y diagonales, se utiliza el caracterizado por Steel02, asignando un $F_y=345\text{MPa}$ para las columnas, y un $R_yF_y=483\text{MPa}$ para las diagonales. Sin embargo, se utilizó un $0.95R_yF_y=459\text{MPa}$ en el panel 1 (inferior), para tomar en cuenta la no uniformidad en las propiedades de los materiales.

En el estudio se trabajó con un patrón de esfuerzos residuales en las columnas. Asimismo, se agrega una columna para considerar los efectos P-Delta (no mostrada en la Figura 3. 13).

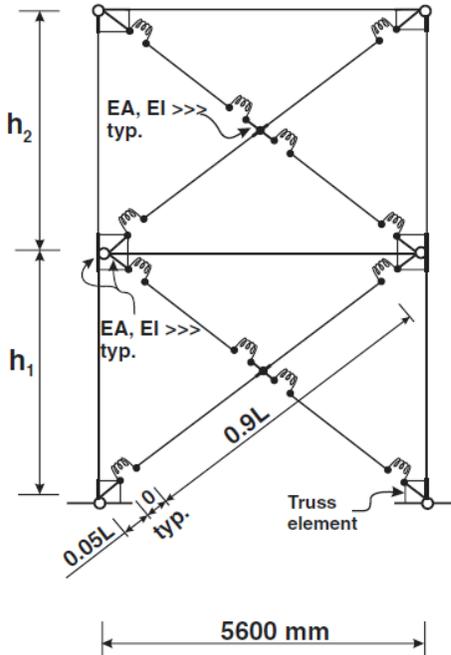


Figura 3. 13: Esquema modelo numérico pórtico multi-panel arriostrado concéntricamente.

Fuente: Imanpour et al. (2016b).

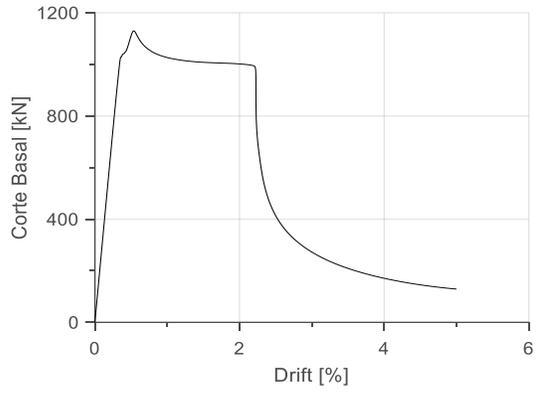
Limitaciones del modelo generado

A diferencia del trabajo de Imanpour et al. (2016b),

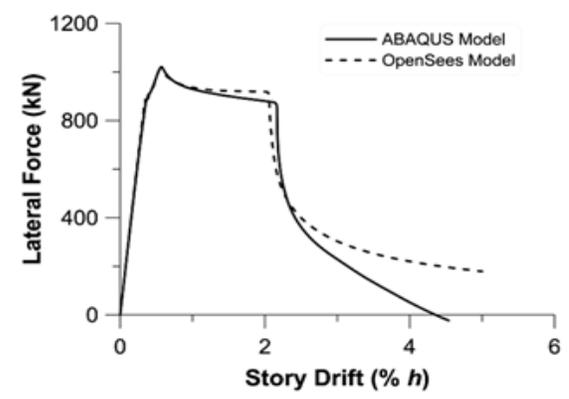
- No se toma el perfil de esfuerzos residuales en las columnas.
- No se agregan los elementos tipo truss en las conexiones, debido a que alejaba los resultados respecto a los obtenidos en la investigación, y en algunos casos, generaba errores de convergencia al variar (disminuir) el área de dichos elementos.

Validación de resultados

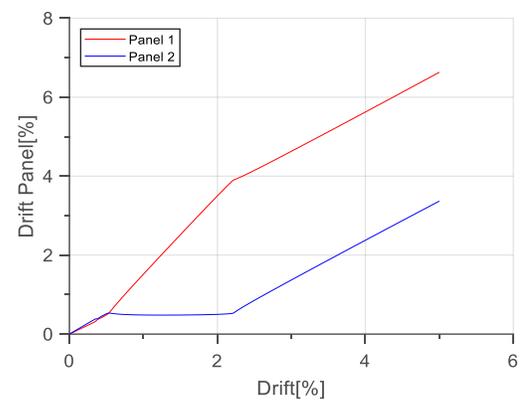
A continuación, se presenta la comparación entre resultados.



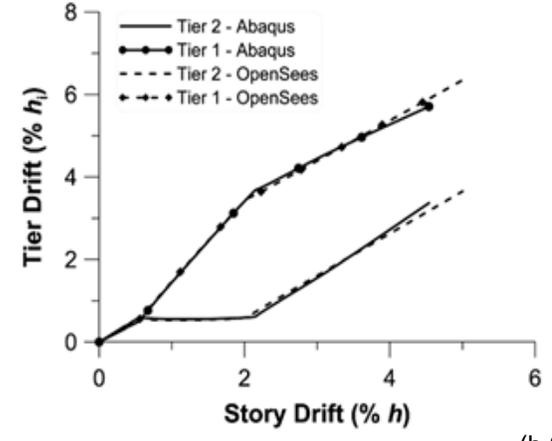
(a.1)



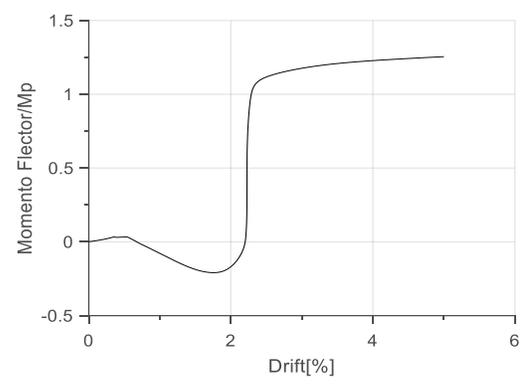
(b.1)



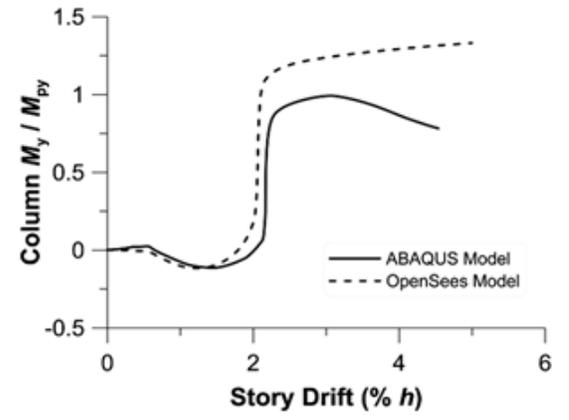
(a.2)



(b.2)

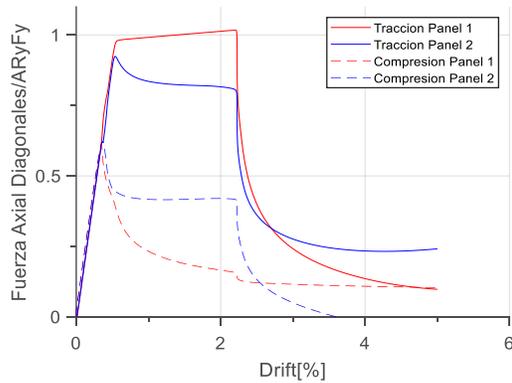


(a.3)

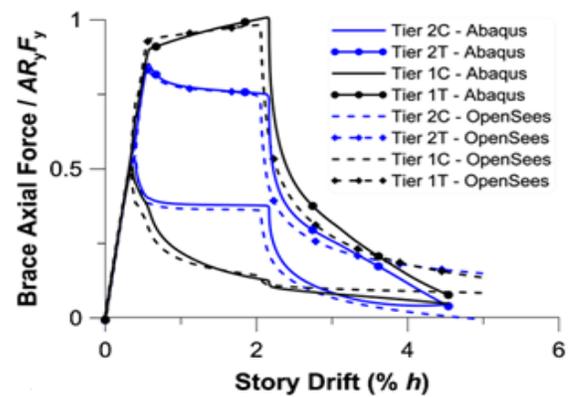


(b.3)

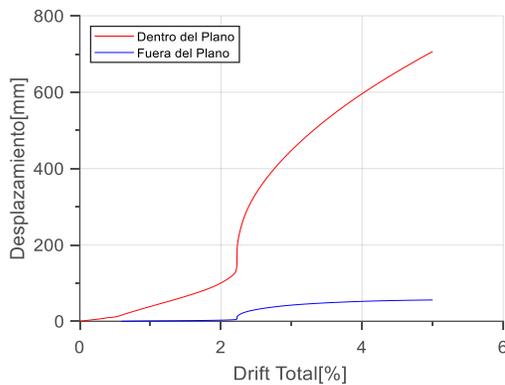
Figura 3. 14: Calibración modelo multi-panel concéntricamente arriostrado. (a) Resultados modelo numérico (elaboración propia). (b) Resultados investigación Imanpour et al. (2016b).



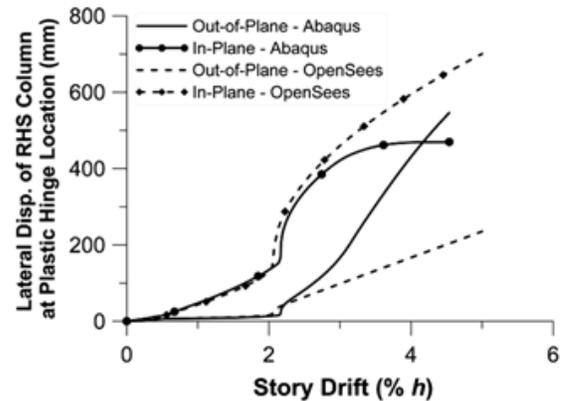
(a.4)



(b.4)



(a.5)



(b.5)

Figura 3. 15: Calibración modelo multi-panel concéntricamente arriostrado. (a) Resultados modelo numérico (elaboración propia). (b) Resultados investigación Imanpour et al. (2016b).

Como se observa, existe una buena correlación. De igual manera, existen diferencias, que se citan a continuación:

- El peak en el corte basal es mayor que el obtenido en la investigación, esto se puede atribuir al efecto de no considerar el perfil de esfuerzos residuales en las columnas.
- La gráfica de fuerza axial a compresión para el Panel 2 llega a un valor nulo para un drift menor al 4%, en cambio, en la investigación lo alcanza para un drift de aproximadamente 5%.

A pesar de las diferencias descritas, se considera el modelo se encuentra validado. Cabe destacar que el software Opensees no captura la deformación torsional de la columna pandeada, esto debido a que la inclusión de la torsión en las columnas es solo de forma elástica a través de la constante de St. Venant, sin incluir la capacidad de pandeo flexo-torsional. Sin embargo, Imanpour et al. (2016b) explicitan que: “se observa una adecuada

representación del pandeo dentro y fuera del plano a través del modelo basado en fibras del Opensees, capturando adecuadamente el comportamiento crítico de estabilidad a medida que se produce la falla por el pandeo a flexión en el plano”.

3.4.3. Modelos Prototipo 1 y 2

A continuación, se presentan los parámetros utilizados para la elaboración de los análisis no lineales de las estructuras en estudio, las que se clasifican como Prototipo 1 y 2, y se detallan en el apartado 4.

3.4.3.1. Parámetros de análisis según metodología ASCE/SEI 41

A partir del apartado 2.5, se presenta una tabulación con los parámetros obtenidos según la metodología para cada prototipo diseñado bajo ambas metodologías.

Tabla 3. 5: Parámetros ASCE/SEI 41 para los análisis no lineal elástico de Prototipos.

Norma de Diseño	prNCh2369		AISC 341-16	
Prototipo	Prototipo 1	Prototipo 2	Prototipo 1	Prototipo 2
C_0	1.000	1.000	1.000	1.000
C_1	0.855	0.894	0.873	0.882
C_2	1.008	1.006	1.006	1.006
δ_t (mm)	16.437	18.719	16.887	18.553
$150\% \delta_t / H_{total}$ (%)	0.322	0.366	0.330	0.363

3.4.3.2. Parámetros utilizados en los análisis

A continuación, se presenta una tabulación de los parámetros claves utilizados en la elaboración de los análisis estáticos no lineales de las estructuras Prototipo 1 y 2.

Tabla 3. 6: Parámetros de análisis no lineal elástico de prototipos.

Parámetro	Valor
Delta incremento (mm)	0.1
Máximo drift (%)	5.0
test	Normal Displacement Increment
Tolerancia (mm)	1e-6
Máximo número de iteraciones	200

CAPÍTULO IV: DESCRIPCIÓN Y DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1. Introducción

El presente capítulo está compuesto por la descripción, análisis y diseño sísmico de dos estructuras industriales compuestas de marcos multi-panel arriostrados concéntricamente, provenientes de proyectos reales chilenos. Se inicia con la descripción de los sistemas estructurales y las cargas solicitantes. Seguidamente, se detalla el análisis sísmico estructural aplicado, en este caso, el análisis estático equivalente. Posteriormente, se realiza el diseño de ambas estructuras según dos metodologías, la primera, según lo descrito por la normativa prNCh2369 (INN-Chile, 2018) para marcos concéntricos (apartado 2.2.2), y, la segunda, según lo descrito por la AISC 341-16 (AISC, 2016a)(apartado 2.3.1) incluyendo el método de la fuerza (apartado 2.3.3.1) Por último, se presenta un resumen de los resultados de ambos diseños para cada estructura.

Las estructuras industriales se diferencian entre sí solo por las alturas de sus paneles, por lo que las dimensiones restantes y los estados de carga gravitacionales son iguales para ambos casos. Asimismo, en el estudio se denotan como: Prototipo 1 (marco con paneles de igual altura) y Prototipo 2 (marco con paneles de diferentes alturas).

4.2. Descripción de estructuras

4.2.1. Descripción geométrica

Las estructuras presentan dimensiones en planta de 43.0m de largo y 11.7m de ancho (ver Figura 4. 2), y, altura de techo igual a 7.67m. Poseen cuatro (4) pórticos longitudinales y diez (10) pórticos transversales. Como se observa en la Figura 4. 4, en cada pórtico longitudinal existen cuatro (4) marcos multi-panel arriostrados concéntricamente de dos paneles, debido a que éstos no poseen diafragma rígido fuera del plano entre paneles.

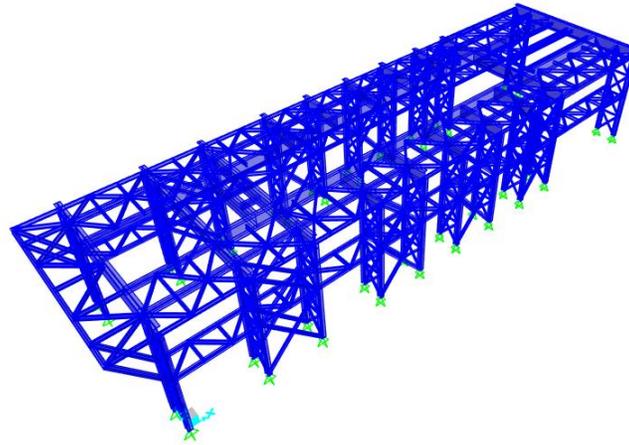


Figura 4. 1: Imagen 3D estructura industrial tipo, elaborado en el software SAP2000.

Fuente: elaboración propia.

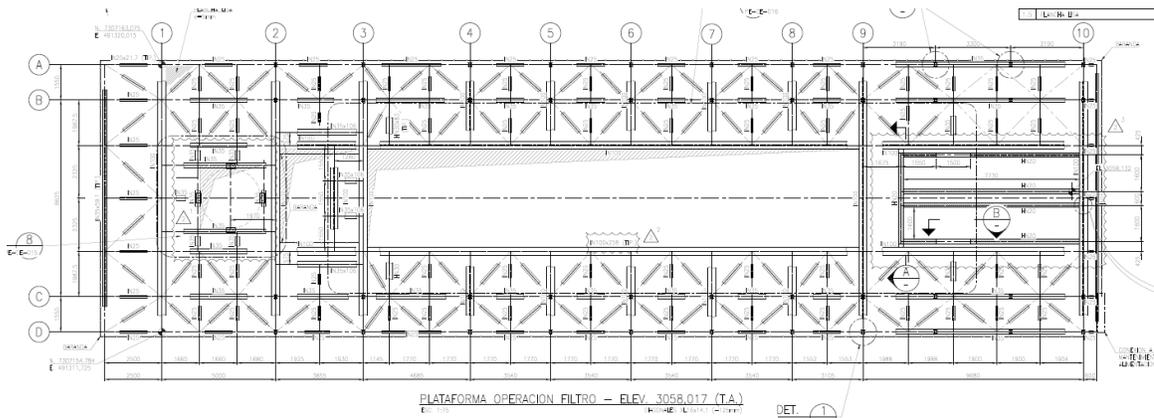


Figura 4. 2: Planta de techo estructuras Prototipo 1 y 2.

Fuente: planos proyecto.

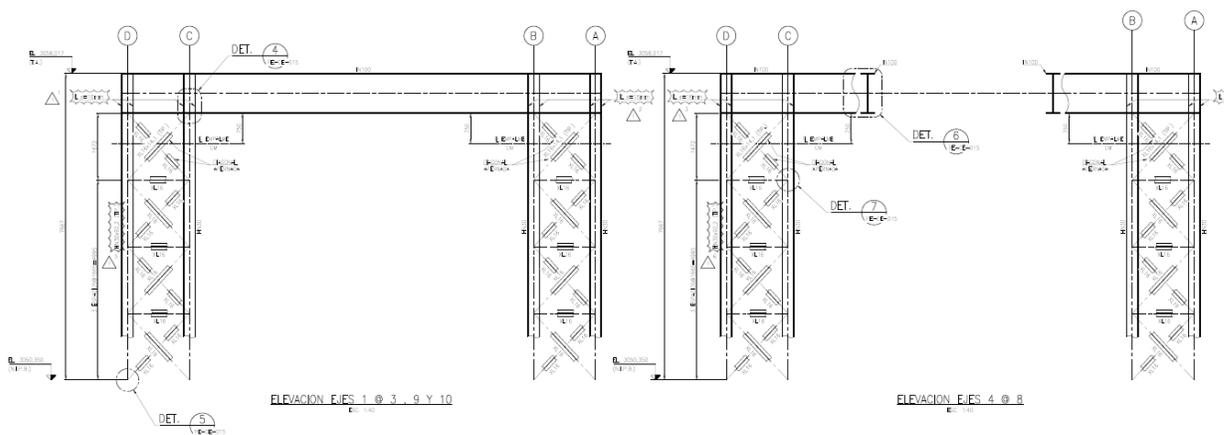


Figura 4. 3: Pórticos transversales estructuras Prototipo 1 y 2.

Fuente: planos proyecto.

La Figura 4. 4 presenta el pórtico longitudinal para el prototipo 1. Como se observa en la Figura 4. 45, para el prototipo 1 se tienen alturas de paneles del 50% de la altura total, 3.835m, y, en el prototipo 2 la altura del primer panel (ubicado adyacente a la base) representa el aprox. 55.4% de la altura, igual a 4.25m, y altura del segundo panel igual a 3.417m, ambos, con un ancho de vano igual a 3.54m.

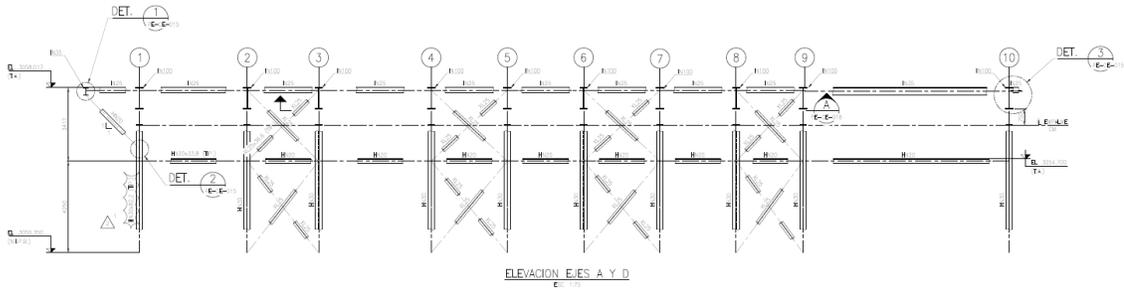


Figura 4. 4: Pórtico longitudinal estructura prototipo 1.

Fuente: planos proyecto.

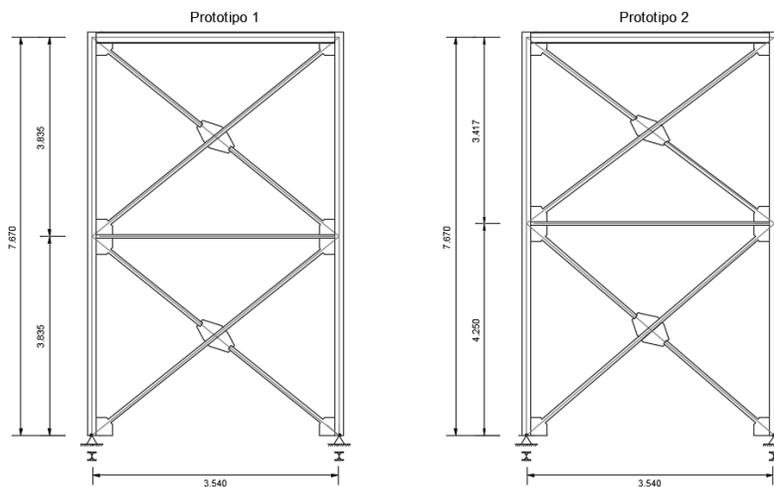


Figura 4. 5: Esquemas Prototipo 1 y Prototipo 2.

Fuente: elaboración propia.

4.2.2. Descripción estado de cargas

Las cargas solicitantes provienen de las especificaciones técnicas de los proyectos, las cuales se establecen según el uso de la edificación. Cada estructura industrial tiene como función el sostenimiento de un filtro de relave de 3923 KN, que se apoya a través de planchas apernadas que llegan a los elementos estructurales (vigas) de cada planta techo. A su vez, las estructuras presentan láminas de losa colaborante en las plantas de techo que servirán para un eventual paso peatona.

A continuación, se presentan los valores de las cargas de techo para ambas estructuras.

Tabla 4. 1: Cargas solicitantes estructuras prototipo 1 y 2.

Tipo de carga	Descripción	Valor
Carga Permanente (CM)	Lámina losa colaborante 25 de 10 cm de espesor y calibre 18	3.23KN/m ²
Carga Permanente (CM)	Filtro de relave	3923 KN.
Carga de Uso (CV)	Carga de uso de techo, tomado de normativa Diseño estructura - Cargas permanentes y cargas de uso, NCh1537 (INN-Chile, 2009).	1.00KN/m ²

Las cargas distribuidas fueron atribuidas a los elementos estructurales por área tributaria en el modelo estructural, exceptuando las cargas de peso del filtro que fueron dispuestas como cargas puntuales en las ubicaciones dictadas por las especificaciones técnicas.

4.2.3. Calidad de los materiales

El material de los elementos estructurales (diagonales, columnas, puntales y vigas) es el acero A36, con esfuerzo de fluencia F_y igual a 248.11MPa, R_y igual a 1.3 y módulo de elasticidad E igual a 200,000.0MPa.

4.2.4. Clasificación sísmica

La clasificación sísmica de las estructuras industriales se realiza según lo dispuesto por la normativa prNCh2369. A continuación, se presentan los parámetros sísmicos de las estructuras en estudio.

- Categoría y Coeficiente de importancia, I.

Las estructuras industriales se clasificación como categoría 2, con coeficiente de importante igual a 1.00.

- Aceleración efectiva máxima, A_0 .

Las estructuras industriales se encuentran ubicadas en la zona sísmica 3, lo que implica un $A_0=0.4g$.

- Tipo de suelo.

El suelo donde se fundan las estructuras industriales es del tipo II, lo que conlleva a los siguientes parámetros que dependen del tipo de suelo:

$$T' = 0.35s$$

$$n = 1.33$$

- Razón de amortiguamiento, β

Normativamente, se establece una razón de amortiguamiento del 3% para marcos de acero con uniones de terreno apernadas, con o sin arriostamientos.

- Factor de modificación de respuesta, R

Normativamente, las estructuras en estudio presentan un R igual a 5.

Finalmente, se presenta una tabla resumen con los parámetros sísmicos.

Tabla 4. 2: Parámetros sísmicos estructuras prototipo 1 y 2

Parámetro	Valor
I	1.00
A_0 (g)	0.40
T' (s)	0.35
n	1.33
β	0.03
R	5

4.2.5. Combinaciones de Diseño

Las combinaciones de diseño utilizadas para ambas metodologías de diseño, se extraen de la normativa Diseño estructural-Disposiciones generales y combinaciones de cargas NCh3171.Of2010 (INN-Chile, 2010), las cuales se disponen a continuación:

$$1.4D \quad (4. 1)$$

$$1.2D + 0.5L_r \quad (4. 2)$$

$$1.2D + 1.6L_r \quad (4. 3)$$

$$1.2D + 1.4E \quad (4. 4)$$

$$0.9D + 1.4E$$

(4. 5)

Siendo D la carga permanente, Lr la carga de uso de techo y E la carga sísmica proveniente del análisis, que se detallara en el apartado siguiente. Por otra parte, al ser una estructura que no posee revestimiento vertical, no se tomará en cuenta la acción del viento.

4.3. Análisis sísmico

4.3.1. Análisis sísmico según normativa

El análisis sísmico se elabora según lo dictado por la normativa prNCh2369 (INN-Chile, 2018). Para esto, se selecciona el análisis estático equivalente, debido a que es permitido normativamente para estructuras que posean alturas menores a 20m y presenten respuestas sísmicas similares a un sistema de un grado de libertad al tener concentrada la masa en el techo; además, el método presenta mayor simplicidad debido a que no se necesita de un software para la determinación de las fuerzas sísmicas.

4.3.2. Análisis sísmico de estructuras en estudio

Se inicia con la elaboración de un modelo tridimensional (3D) para cada estructura a través del software SAP2000 con las secciones de los elementos estructurales y las cargas solicitantes especificados en proyecto, esto, con motivo de realizar un chequeo del diseño entregado en el proyecto suministrado.

Luego, se realiza el análisis tomando uno de los marcos multi-panel, el más solicitado del sistema, como representación del sistema global. En los casos estudiados se toman los marcos ubicados en los pórticos longitudinales del eje B entre 4 y 5, denotados como Prototipo 1 y 2, definidos anteriormente. Las cargas gravitacionales solicitantes en los topes de las columnas son de 450KN de carga permanente y 9KN de uso.

Los resultados de los análisis sísmicos horizontales para cada Prototipo se presentan a continuación:

Tabla 4. 3: Resultados análisis sísmico horizontal por cada prototipo.

Parámetro	Prototipo 1	Prototipo 2
T*(seg)	0.204	0.228
C	0.225	0.225
W_s (KN)	1903.755	1903.755
W_{s,p} (KN)	475.939	475.939
V(KN)	428.150	428.150
V_p (KN)	107.037	107.037

Siendo, T* el periodo de la estructura completa, W_s el peso sísmico de la estructura completa, W_{s,p} el peso sísmico del pórtico arriostrado y V_p el corte sísmico horizontal en la base por pórtico arriostrado, tomando en cuenta que éstos son los encargados de resistir la carga sísmica.

4.4. Diseño según normativa prNCh2369

El chequeo del diseño de ambos Prototipos se realiza bajo la normativa prNCh2369 (INN-Chile, 2018) siguiendo las especificaciones del apartado 2.2.2, tomando en cuenta las fuerzas sísmicas calculadas en el apartado 4.2, en conjunto con las combinaciones de diseño.

A continuación, se detalla el diseño para cada Prototipo según los elementos estructurales suministrados en proyecto.

4.4.1. Prototipo 1

El proyecto presenta los perfiles estipulados en la Tabla 4.5, los cuales fueron chequeados y verificados.

Tabla 4. 4: Perfiles Prototipo 1.

Diagonal	Columna	Riostra	Viga de techo
XL25x36.6	HN30x159	HN20x46	IN35x106

A continuación, se presentan las resistencias minoradas de los elementos estructurales:

Tabla 4. 5: Resistencias minoradas de elementos estructurales. Prototipo 1.

Nivel del Panel	Elemento	KL/r	ΦC_n (KN)	ΦT_n (KN)	$\Phi M_{n,y}$ (KN.m)	$\Phi M_{n,x}$ (KN.m)
1 y 2	Diagonal XL25x36.6	100.153	966.173	1071.828	-	-
1	Puntal HN20x46	40.295	2922.036	-	-	-
2	Viga de techo IN35x106	23.115	1203.530	-	-	-
1 y 2	Columna HN30x159	48.547	4002.067	-	284.024	5605.860

4.4.2. Prototipo 2

El proyecto presenta los perfiles estipulados en la Tabla 4.7, los cuales fueron chequeados y verificados.

Tabla 4. 6: Perfiles Prototipo 2.

Diagonal	Columna	Riostra	Viga de techo
XL25x36.6	HN30x159	HN20x46	IN35x106

A continuación, se presentan las resistencias minoradas de los elementos estructurales:

Tabla 4. 7: Resistencias minoradas de elementos estructurales. Prototipo 2.

Nivel del Panel	Elemento	KL/r	ΦC_n (KN)	ΦT_n (KN)	$\Phi M_{n,y}$ (KN.m)	$\Phi M_{n,x}$ (KN.m)
2	Diagonal XL25x36.6	94.436	977.358	1071.828	-	-
1		106.165	953.854	1071.828	-	-
1	Puntal HN20x46	40.295	2922.036	-	-	-
2	Viga de techo IN35x106	23.115	1203.530	-	-	-
2	Columna HN30x159	43.272	4102.328	-	284.024	5605.860
1		53.821	3893.173	-		

4.5. Diseño según normativa AISC 341-16

El diseño bajo la normativa AISC 341-16 (AISC, 2016a) de los Prototipos se realiza siguiendo las especificaciones del apartado 2.3.1, tomando en cuenta las fuerzas sísmicas calculadas en el apartado 4.2, en conjunto con las combinaciones de diseño especificadas. Tomando los perfiles detallados en proyecto y verificados según el diseño de la normativa prNCh2369 (INN-Chile, 2018).

A continuación, se detalla el diseño de cada Prototipo siguiendo el procedimiento dictado en el apartado 2.3.2. Los pasos 1 y 2 son la definición de datos y el análisis sísmico, respectivamente; los cuales ya fueron realizados anteriormente. Por lo tanto, se prosigue con los siguientes pasos.

4.5.1. Prototipo 1

- Paso 3: Diseño diagonales

A continuación se detallan las resistencias esperadas de las diagonales:

Tabla 4. 8: Resistencias esperadas de las diagonales. Prototipo 1.

Diagonal	T_{exp} (KN)	C_{exp} (KN)	C'_{exp} (KN)
XL25x36.6	1548.195	1542.535	462.761

- Paso 4: Casos de análisis

En la Tabla 4. 9 se presentan para cada caso de análisis las resistencias al corte y las solicitaciones de columnas, vigas y puntales, por cada panel.

Tabla 4. 9: Resistencias esperadas de las diagonales. Prototipo 1.

Análisis Caso (a)					
Nivel del Panel	Diagonal	V _{br} (KN)	P _{C,izq} (KN)	P _{C,der} (KN)	P _v (KN)
2	XL25x36.6	2096.824	1133.256	1137.415	1.920
1	XL25x36.6	2096.824	3403.927	3408.085	3.840
Análisis Caso(b)					
Nivel del Panel	Diagonal	V _{br} (KN)	P _{C,izq} (KN)	P _{C,der} (KN)	P _v (KN)
2	XL25x36.6	1364.280	313.948	1137.415	368.192
1	XL25x36.6	1364.280	1765.310	2588.777	736.384

De donde V_{br} es la resistencia al corte por panel, $P_{c,izq}$ es la carga axial a corte de la columna izquierda, $P_{c,der}$ es la carga axial de la columna derecha y P_v la carga axial de las vigas y puntales. De acuerdo a las secciones chequeadas en el apartado 4.4 se realiza un chequeo para las resistencias esperadas de las diagonales, donde los elementos cumplen. Seguidamente, se observa que los paneles poseen la misma resistencia al corte, por lo que se deben hacer los análisis para los dos casos de panel crítico (1 y 2).

- Paso 5: Diseño de puntales

El perfil dispuesto como puntal, HN20x46, cumple para los requerimientos de diseño.

Por otra parte, se realiza el chequeo de restricción lateral y torsional de la columna en el punto entre paneles. Se obtiene que el sistema de diagonales y puntal no aporta suficiente rigidez lateral, tomando en cuenta la posición del puntal con el alma en sentido horizontal. Por lo que se sustituye dicho perfil por un IN30x102, el cual, presenta una relación de eficiencia (demanda/capacidad) de restricción lateral igual a 0.7.

- Paso 6: Diseño de columnas

Los perfiles de columna, HN30x159, cumplen con los requerimientos de este paso.

- Paso 7: Cálculo de demandas en columnas a través del análisis sísmico de marcos multi-panel

Este paso se realiza a través de lo descrito por la metodología simplificada de la fuerza dispuesta en el estudio de Imanpour & Tremblay, (2016a).

Se inicia el análisis para el panel crítico 1. El desplazamiento anticipado de techo obtenido es de 0.790cm, de donde se obtiene una fuerza de tracción última de la diagonal del panel 2, $T_{u,2}$, igual a 1206.99KN, menor a la tracción esperada. Por lo tanto, la condición supuesta es correcta debido a que la diagonal no ha fluido. Por esto, se continúa con el análisis y diseño de las columnas.

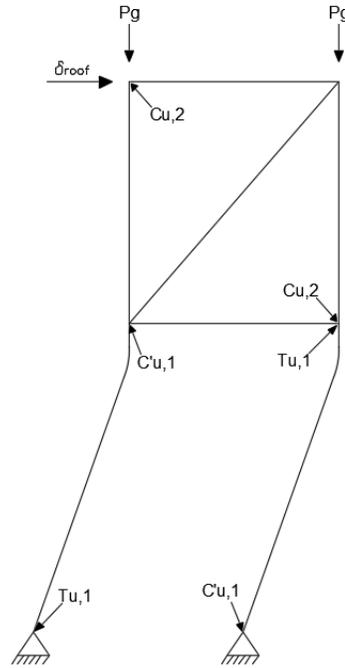


Figura 4. 6: Esquema análisis sísmico con panel crítico 1.

Fuente: elaboración propia.

Tabla 4. 10: Fuerzas axiales en columnas obtenidas del análisis para panel crítico 1. Prototipo 1.

Panel	T_u (KN)	C_u (KN)
2	725.614	620.301
1	1038.044	3205.058

Tabla 4. 11: Cargas nodales en columna fuera del plano obtenidas del análisis para panel crítico 1. Prototipo 1.

Panel	P_{nodal} (KN)
2-1	19.230

Tabla 4. 12: Momentos a flexión en columna en el plano obtenidas del análisis para panel crítico 1. Prototipo 1.

Panel	$M_{u,izq}$ (KN.m)	$M_{u,der}$ (KN.m)
2	56.977	106.020
1	56.977	40.031

Tabla 4. 13: Momentos a flexión en columna fuera del plano obtenidas del análisis para panel crítico 1. Prototipo 1.

Panel	$1.1M_p R_y / \alpha$ (KN.m)	$M_{u,izq}$ (KN.m)	$M_{u,der}$ (KN.m)
2	53.581	39.364	76.250
1	53.581	39.364	76.250

Al realizar el diseño de las columnas se obtienen las siguientes eficiencias (demanda/capacidad).

Tabla 4. 14: Eficiencia de perfiles de columna derecha de pórtico para Prototipo 1 y panel crítico 1.

Panel	Columna	Eficiencia
2	HN30x159	0.589
1	HN30x159	1.049

- Paso 8: Escenarios alternativos para el Panel Crítico

Como se dijo anteriormente, al ser los paneles de igual altura, ambos poseen la misma resistencia a corte, por lo tanto, se debe realizar el análisis tomando en cuenta el panel 2 como el crítico.

Las solicitaciones últimas de los elementos para un desplazamiento anticipado de techo de 0.790cm, de donde se obtiene una fuerza de tracción última de la diagonal del panel 1, $T_{u,1}$, igual a 438.90KN, menor a la tracción esperada. Por lo tanto, la condición supuesta es correcta debido a que la diagonal no ha fluido. Por esto, se continúa con el análisis y diseño de las columnas.

Tabla 4. 15: Fuerzas axiales en columnas obtenidas del análisis para panel crítico 2. Prototipo 1.

Panel	T_u (KN)	C_u (KN)
2	642.464	1467.213
1	1857.999	2443.464

Tabla 4. 16: Cargas nodales en columna fuera del plano obtenidas del análisis para panel crítico 2. Prototipo 1.

Panel	P_{nodal} (KN)
2-1	14.661

Tabla 4. 17: Momentos a flexión en columna en el plano obtenidas del análisis para panel crítico 2. Prototipo 1.

Panel	$M_{u,izq}$ (KN.m)	$M_{u,der}$ (KN.m)
2	12.023	65.985
1	12.023	28.743

Tabla 4. 18: Momentos a flexión en columna fuera del plano obtenidas del análisis para panel crítico 2. Prototipo 1.

Panel	$1.1M_{pR_y/\alpha}$ (KN.m)	$M_{u,izq}$ (KN.m)	$M_{u,der}$ (KN.m)
2	53.581	39.364	67.463
1	53.581	39.364	67.463

Al realizar el rediseño de las columnas se obtienen las siguientes eficiencias de las columnas:

Tabla 4. 19: Eficiencia de perfiles de columna derecha de pórtico para Prototipo 1 y panel crítico 2.

Panel	Columna	Eficiencia
2	HN30x159	0.682
1	HN30x159	0.810

Al comparar las eficiencias obtenidas para ambos análisis de paneles críticos, se obtiene que el caso más desfavorable es cuando existe la fluencia del panel 1.

Seguidamente, se realizará un rediseño de la columna al encontrarse por encima del límite de capacidad. Por lo tanto, se repite el análisis descrito hasta obtener el cumplimiento de los requerimientos de diseño, de donde se obtuvieron perfiles de columnas de HN30x180 para un desplazamiento anticipado de techo igual a 0.771cm.

Tabla 4. 20: Eficiencia de perfiles de columna derecha de pórtico para Prototipo 1.

Panel	Columna	Eficiencia-Análisis Panel Crítico 1
2	HN30x180	0.548
1	HN30x180	0.930

Así se obtiene un diseño de marcos multi panel según normativa AISC 341-16(AISC, 2016a) para el Prototipo 1 igual a:

Tabla 4. 21: Diseño de acuerdo a AISC341-16 para Prototipo 1.

Diagonal	Columna	Puntal	Viga de techo
XL25x36.6	HN30x180	IN30x102	IN35x106

4.5.2. Prototipo 2

El diseño del Prototipo 2 se realiza bajo el mismo procedimiento realizado para el prototipo 1.

- Paso 3: Diseño diagonales

A continuación se detallan las resistencias esperadas de las diagonales:

Tabla 4. 22: Resistencias esperadas de las diagonales. Prototipo 2.

Panel	Diagonal	T_{exp} (KN)	C_{exp} (KN)	C'_{exp} (KN)
2	XL25x36.6	1548.195	1548.195	464.459
1	XL25x36.6	1548.195	1517.016	455.105

- Paso 4: Casos de análisis

En la Tabla 4. 23 se presentan para cada caso de análisis las resistencias al corte y las solicitaciones de columnas, vigas y puntales, por cada panel.

Tabla 4. 23: Resistencias esperadas de las diagonales. Prototipo 2.

Análisis (a)					
Nivel del Panel	Diagonal	V_{br} (KN)	$P_{C,izq}$ (KN)	$P_{C,der}$ (KN)	P_v (KN)
2	XL25x36.6	2227.841	1075.216	1075.216	0.000
1	XL25x36.6	1961.755	3316.061	3340.019	143.020
Análisis (b)					
Nivel del Panel	Diagonal	V_{br} (KN)	$P_{C,izq}$ (KN)	$P_{C,der}$ (KN)	P_v (KN)
2	XL25x36.6	1448.097	334.176	1075.216	389.872
1	XL25x36.6	1282.125	1700.663	2598.979	822.650

De acuerdo a las secciones chequeadas en el apartado 4.4 se realiza un chequeo para las resistencias esperadas de las diagonales, donde los elementos cumplen.

Seguidamente, se observa que el panel 1 es el panel crítico por poseer menor resistencia al corte.

- Paso 5: Diseño de puntales

El perfil dispuesto como puntal, HN20x46, cumple para los requerimientos de diseño, pero no los requerimientos de restricción lateral y torsional, por lo que, se sustituye por un perfil HN25x106, el cual, presenta una relación de eficiencia (demanda/capacidad) de restricción lateral igual a 0.9.

- Paso 6: Diseño de columnas

Los perfiles de columna, HN30x159, cumplen con los requerimientos de este paso.

- Paso 7: Cálculo de demandas en columnas a través del análisis sísmico de marcos multi-panel

El análisis se realiza para el panel crítico 1. El desplazamiento anticipado de techo obtenido es de 1.121cm, de donde se obtiene una fuerza de tracción última de la diagonal del panel 2, $T_{u,2}$, igual a 1483.27KN, menor a la tracción esperada. Por lo tanto, la condición supuesta es correcta debido a que la diagonal no ha fluido. Por esto, se continúa con el análisis y diseño de las columnas.

Tabla 4. 24: Fuerzas axiales en columnas obtenidas del análisis para panel crítico 1. Prototipo 2.

Panel	T_u (KN)	C_u (KN)
2	668.902	409.433
1	1206.934	3052.202

Tabla 4. 25: Cargas nodales en columna fuera del plano obtenidas del análisis para panel crítico 1. Prototipo 2.

Panel	P_{nodal} (KN)
2-1	18.313

Tabla 4. 26: Momentos a flexión en columna en el plano obtenidas del análisis para panel crítico 1. Prototipo 2.

Panel	$M_{u,izq}$ (KN.m)	$M_{u,der}$ (KN.m)
2	54.123	143.530
1	54.123	25.213

Tabla 4. 27: Momentos a flexión en columna fuera del plano obtenidas del análisis para panel crítico 1. Prototipo 2.

Panel	$1.1M_p R_y / \alpha$ (KN.m)	$M_{u,izq}$ (KN.m)	$M_{u,der}$ (KN.m)
2	53.581	37.212	71.910
1	53.581	41.170	75.867

Al realizar el diseño de las columnas se obtienen las siguientes eficiencias o relaciones demanda/capacidad:

Tabla 4. 28: Eficiencia de perfiles de columna derecha de pórtico para Prototipo 2 y panel crítico 1.

Panel	Columna	Eficiencia
2	HN30x159	0.683
1	HN30x159	0.985

- Paso 8: Escenarios alternativos para el Panel Crítico

En el caso del Prototipo 2 se presenta una relación entre el corte del panel 2 y el 1 igual a 1.134, por lo que se debe realizar el análisis tomando en cuenta también el panel 2 como el crítico.

Las solicitaciones últimas de los elementos para un desplazamiento anticipado de techo de 1.121cm, de donde se obtiene una fuerza de tracción última de la diagonal del panel 1, $T_{u,1}$, igual a 684.39KN, menor a la tracción esperada. Por lo tanto, la condición supuesta es correcta debido a que la diagonal no ha fluido. Por esto, se continúa con el análisis y diseño de las columnas.

Tabla 4. 29: Fuerzas axiales en columnas obtenidas del análisis para panel crítico 2. Prototipo 2.

Panel	T_u (KN)	C_u (KN)
2	641.561	1404.238
1	1811.347	2566.900

Tabla 4. 30: Cargas nodales en columna fuera del plano obtenidas del análisis para panel crítico 2. Prototipo 2.

Panel	P_{nodal} (KN)
2-1	15.401

Tabla 4. 31: Momentos a flexión en columna en el plano obtenidas del análisis para panel crítico 2. Prototipo 2.

Panel	$M_{u,izq}$ (KN.m)	$M_{u,der}$ (KN.m)
2	22.879	146.004
1	22.879	53.986

Tabla 4. 32: Momentos a flexión en columna fuera del plano obtenidas del análisis para panel crítico 2. Prototipo 2.

Panel	$1.1M_{pR_y/\alpha}$ (KN.m)	$M_{u,izq}$ (KN.m)	$M_{u,der}$ (KN.m)
2	53.581	37.212	145.183
1	53.581	41.170	149.141

Al realizar el rediseño de las columnas se obtienen las siguientes eficiencias de las columnas:

Tabla 4. 33: Eficiencia de perfiles de columna derecha de pórtico para Prototipo 2 y panel crítico 2.

Panel	Columna	Eficiencia
2	HN30x159	1.034
1	HN30x159	1.070

Al comparar las eficiencias obtenidas para ambos análisis de paneles críticos, se obtiene que el caso más desfavorable es cuando existe la fluencia del panel 2.

Seguidamente, se realiza un rediseño de las columnas al sobrepasar sus límites de capacidad. Finalmente, se dio cumplimiento de todos los requerimientos a la segunda iteración, de donde se obtuvo un desplazamiento anticipado de techo igual a 1.095cm y los siguientes perfiles con sus eficiencias para los dos casos de análisis de panel crítico.

Tabla 4. 34: Eficiencia de perfiles de columna derecha de pórtico para Prototipo 2.

Panel	Columna	Eficiencia-Análisis Panel Crítico 1	Eficiencia-Análisis Panel Crítico 2
2	HN30x180	0.654	0.950
1	HN30x180	0.873	0.950

Por lo tanto, se obtiene un diseño de marcos multi panel según normativa AISC 341-16 (AISC, 2016a) del Prototipo 2 igual a:

Tabla 4. 35: Diseño de acuerdo a AISC341-16 para Prototipo 2.

Diagonal	Columna	Riostra	Viga de techo
XL25x36.6	HN30x180	HN25x106	IN35x106

4.5.3. Resumen de resultados de diseño para ambas metodologías

A continuación, se presentan los resultados del diseño sísmico efectuado bajo cada metodología para cada prototipo.

Tabla 4. 36: Diseño Prototipo 1.

Normativa	Diagonal	Columna	Puntal	Panel Crítico
prNCh2369	XL25x36.6	HN30x159	HN20x46	
AISC341-16	XL25x36.6	HN30x180	IN30x102	Panel 1

Tabla 4. 37: Diseño Prototipo 2.

Normativa	Diagonal	Columna	Puntal	Panel Crítico
prNCh2369	XL25x36.6	HN30x159	HN20x46	
AISC341-16	XL25x36.6	HN30x180	HN25x106	Panel 2

Finalmente, se realiza el diseño de las conexiones de plancha tipo gusset de ambos sistemas, donde se obtienen planchas con longitud de Whitmore de $L_w=250\text{mm}$ y espesor $e=18\text{mm}$.

CAPÍTULO V: RESULTADOS Y COMPARACIONES

5.1. Introducción

Este capítulo se encuentra constituido por los resultados más relevantes obtenidos de los análisis estáticos no lineales aplicados a las estructuras en estudio (Prototipo 1 y Prototipo 2).

Los análisis y resultados por cada prototipo se desglosan de la siguiente forma: primero, se analizan las estructuras diseñadas bajo las dos normativas, denominados modelos iniciales, (ver Tabla 5. 2), luego, se analiza la influencia de modificar en los modelos iniciales los perfiles de columnas, puntales y diagonales, y los espesores de las conexiones gusset. Dentro de cada grupo de análisis, se subdividen tres tipos (ver Tabla 5. 1)

Tabla 5. 1: Clasificación de análisis estáticos no lineales.

Denominación	Factor RyFy Diagonales	Comentario
CBF	1*RyFy de diagonales ambos paneles	Se busca observar cuál panel fluye primero.
MTBF _{TC1}	0.95*RyFy Diagonal Panel 1 (panel cercano a la base)	Se busca forzar fluencia de panel 1.
MTBF _{TC2}	0.95*RyFy Diagonal Panel 2 (panel cercano al techo)	Se busca forzar fluencia de panel 2.

Tabla 5. 2: Clasificación de modelos iniciales.

Denominación	Normativa de diseño	Diseño Prototipo 1	Diseño Prototipo 2
CBF	prNCh2369	Tabla 4. 4	Tabla 4. 6
MTBF	AISC341-16	Tabla 4. 36	Tabla 4. 37

Se destaca que, para ambos prototipos diseñados bajo la AISC 341-16(AISC, 2016a), se realizan dos tipos de análisis, MTBF_{TC1} y MTBF_{TC2}, debido a que el diseño arrojó como necesario la elaboración de los análisis de escenarios alternativos de paneles críticos.

5.2. Resultados

5.2.1. Prototipo 1

5.2.1.1. Resultados de modelos iniciales

A continuación, se presentan los resultados de los análisis pushover de los modelos iniciales del Prototipo 1. Según los resultados plasmados en la Figura 5.1, 5.2 y 5.3, se observa que la respuesta de la estructura diseñada bajo el prNCh2369 (INN-Chile, 2018) (CBF) permite derivas totales últimas 11% mayores, alcanzando un 0.5% del drift total, respecto a los marcos diseñados bajo la AISC (AISC, 2016a), que llegan hasta un 0.45%, lo que hace al marco CBF más flexible.

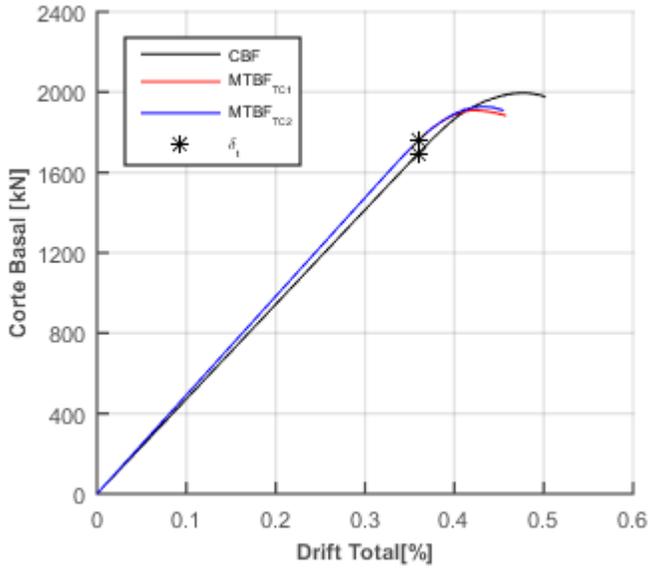
Según la Figura 5.1 (a) se evidencia que la estructura CBF exhibe un comportamiento lineal elástico hasta un drift total de 0.4%, en cambio, las estructuras MTBF hasta un 0.35%. Seguidamente, viendo la posición del desplazamiento objetivo (δ_t) definido por la metodología ASCE 41-13(ASCE, 2013), se observa que, para dicha deformación, ambas estructuras se mantienen dentro de sus rangos elásticos.

En la Figura 5.1(b) se observa, para ambos diseños, que existe una concentración de deformaciones en el panel 2 con patrones lineales, hasta la ocurrencia del pandeo de la diagonal, ocurrido a un drift del 0.35%H para los MTBF y a uno de 0.4%H para el CBF (Figura 5.2c y 5.2d). Se ve que para el caso CBF se origina el pandeo en la diagonal comprimida del panel 1, y, para los casos MTBF, ocurre en la diagonal del panel 1 para el caso del MTBF_{TC1}, y viceversa para el MTBF_{TC2}, como era de esperarse.

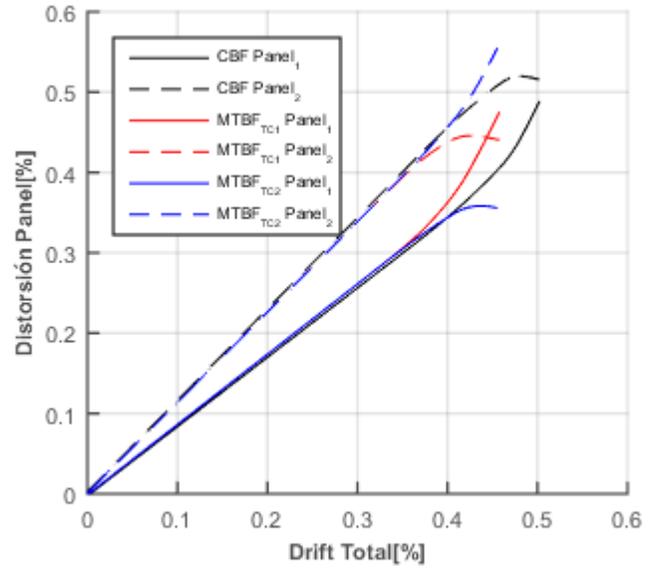
Seguidamente, al observar la gráfica de momento solicitante de la columna comprimida en la ubicación entre paneles (Figura 5.3), se evidencia que para todos los casos, este alcanza un punto de inflexión al originarse el pandeo de la diagonal comprimida. Para los casos CBF y MTBF_{TC1} se exhibe una decaída del momento luego de evidenciar el pandeo en la diagonal del panel base (panel 1), que se explica debido a que el puntal pasa de tomar tracción a tomar compresión producto de la carga desbalanceada generada por el pandeo de la diagonal del panel 1, caso contrario al MTBF_{TC2} donde la fuerza a tracción del puntal aumenta sin cambiar de sentido, lo que origina un incremento de la demanda a flexión en la columna.

A su vez, se observa que el marco diseñado bajo la normativa nacional (CBF) presenta un peak máximo de resistencia 4% mayor respecto a los obtenidos con el diseño bajo la AISC (AISC, 2016a), donde para ambos casos se observa que las estructuras llegan a los peaks cuando las diagonales traccionadas alcanzan la fluencia. En el caso del CBF y MTBF_{TC1} sucede cuando la diagonal del panel 1 fluye, y para el MTBF_{TC2} con la diagonal del panel 2.

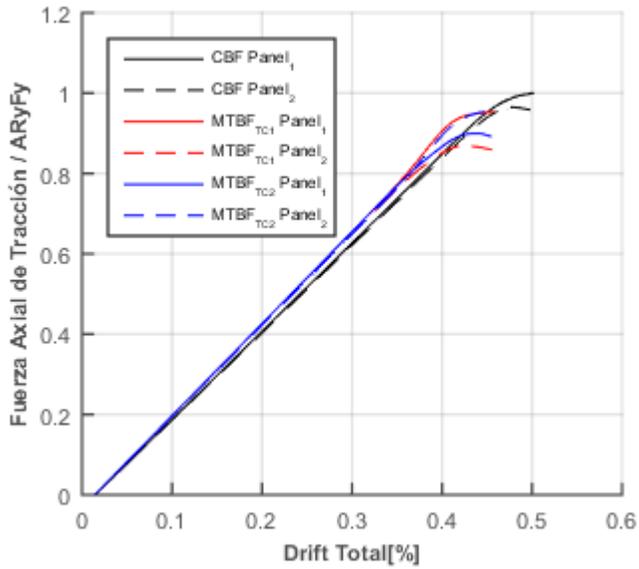
De esta manera, se obtiene que, para ambos diseños, las estructuras llegan a su máximo de resistencia al alcanzar la fluencia de las diagonales traccionadas, posterior al pandeo de las diagonales comprimidas.



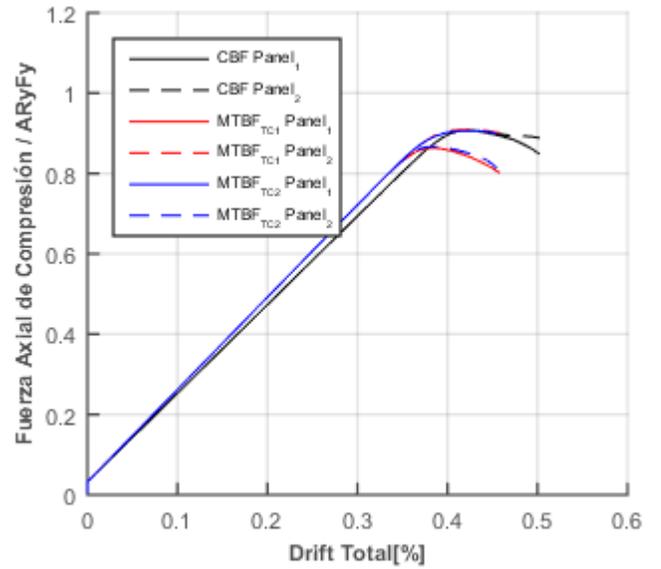
(a): Corte Basal vs. Drift total.



(b): Distorsión panel vs. Drift total.

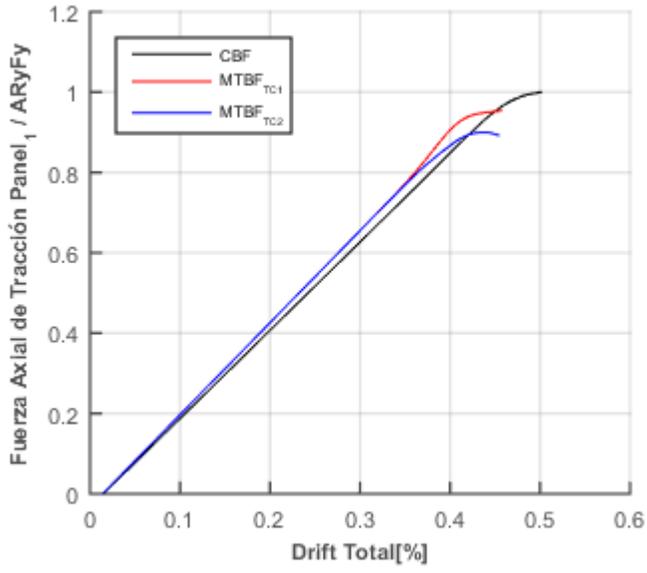


(c): Fuerza de tracción de diagonales vs. Drift total.

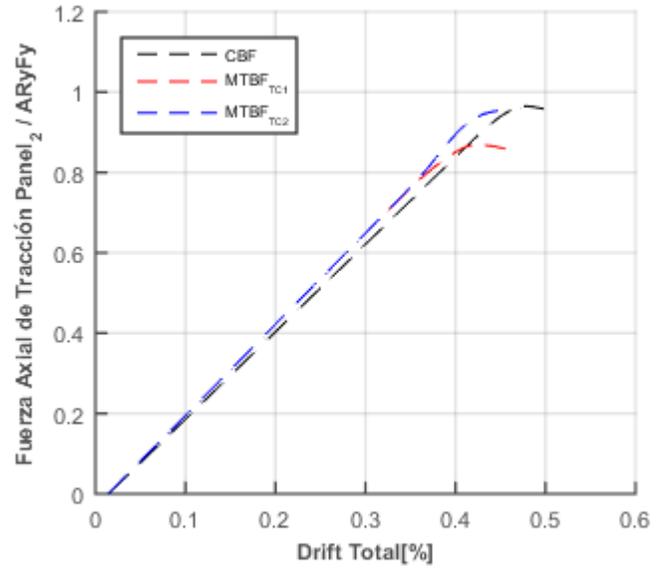


(d): Fuerza de compresión de diagonales vs. Drift total.

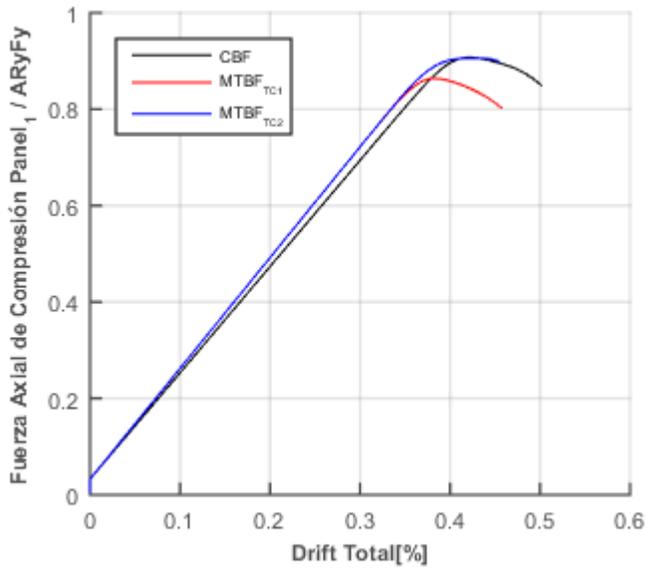
Figura 5. 1: Resultados modelos iniciales. Prototipo 1.



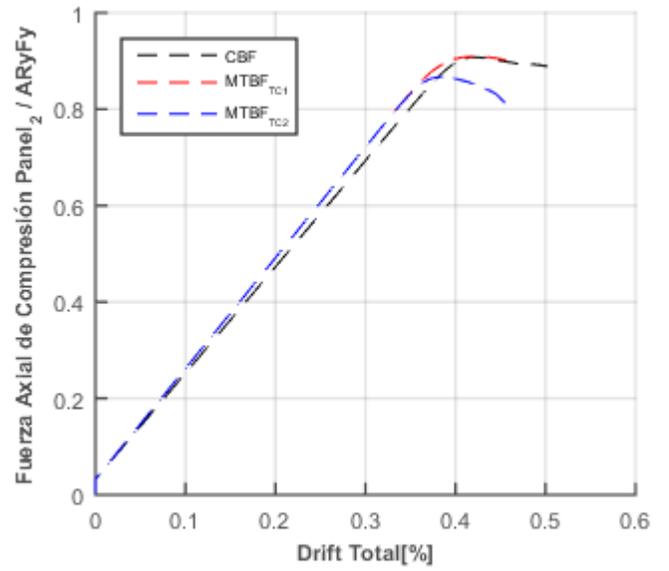
(a): Fuerza de tracción de diagonales panel 1 vs. Drift total.



(b): Fuerza de tracción de diagonales panel 2 vs. Drift total.



(c): Fuerza de compresión de diagonales panel 1 vs. Drift total.



(d): Fuerza de compresión de diagonales panel 2 vs. Drift total.

Figura 5. 2: Resultados modelos iniciales. Prototipo 1.

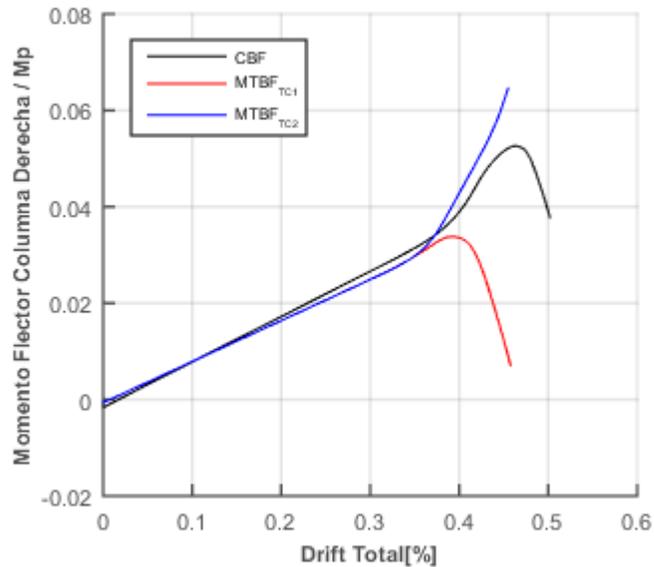


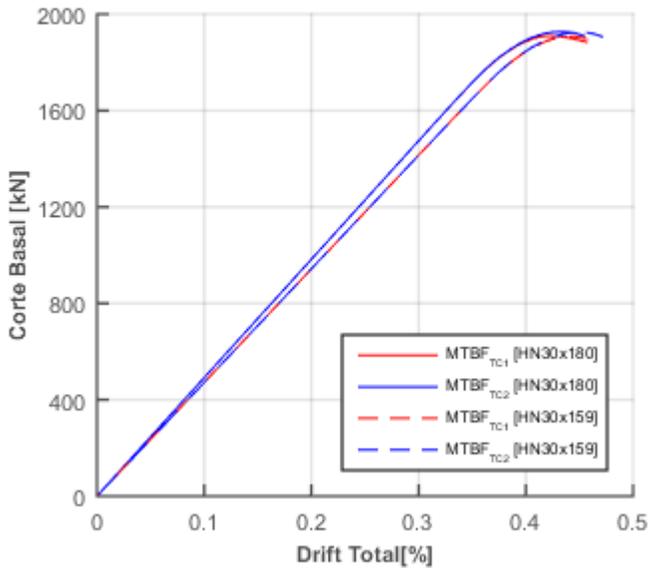
Figura 5. 3: Resultados modelos iniciales. Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total. Prototipo 1.

Al comparar los resultados de los modelos diseñados por ambas metodologías, no se presentan grandes diferencias entre estos, a excepción de que la estructura diseñada con la prNCh2369 (INN-Chile, 2018) permite mayores deformaciones, en un 11%; sin embargo, se evidencia que ambos diseños permiten bajas incursiones en el rango inelástico.

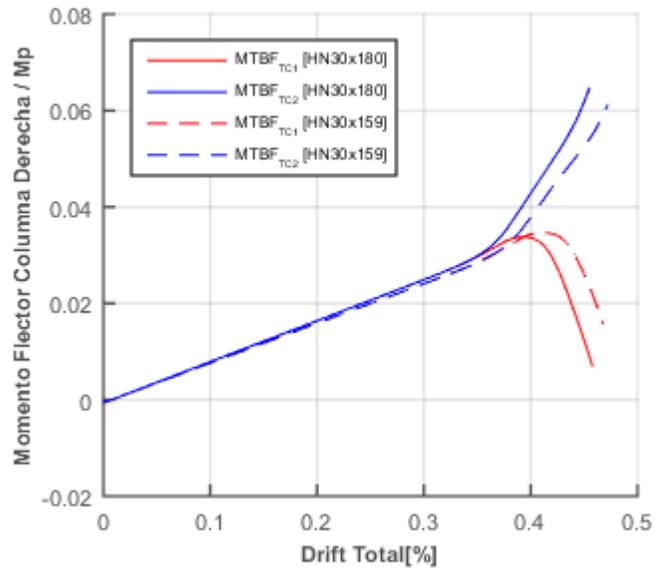
Debido a esto, y a pesar de que la normativa ASCE 41-13(ASCE, 2013) exige un desplazamiento objetivo que fue alcanzado en los análisis de los modelos, se decide estudiar cuáles podrían ser los factores que influyen en la respuesta inelástica de los sistemas. De esta forma, se investigará cómo afecta en la respuesta estructural de los modelos en estudio, los siguientes factores: el cambio de los perfiles de columnas y diagonales, y, el cambio de los espesores de las conexiones gusset, a través de la comparación respecto a la respuesta de los modelos iniciales.

5.2.1.2. Resultados de modelos modificando perfil de columnas

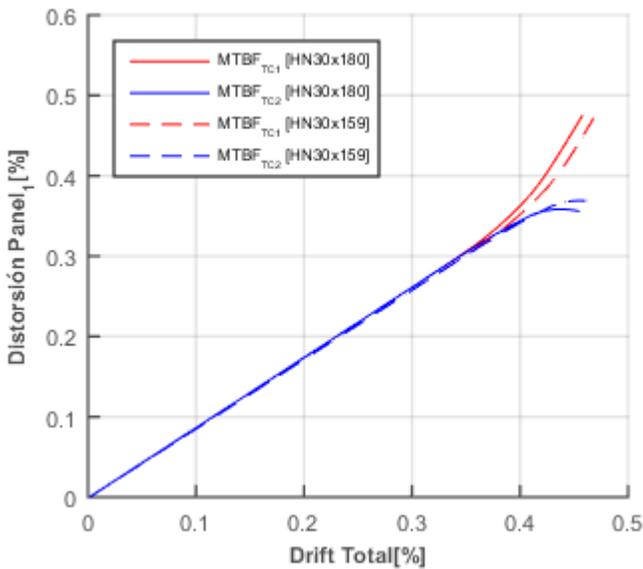
Debido a que el diseño bajo la AISC(AISC, 2016a) genera columnas de mayor sección (HN30x180), que las del diseño de la prNCh2369 (INN-Chile, 2018) (HN30x156), se comparan los modelos diseñados bajo la AISC (MTBF) utilizando ambos perfiles de columnas.



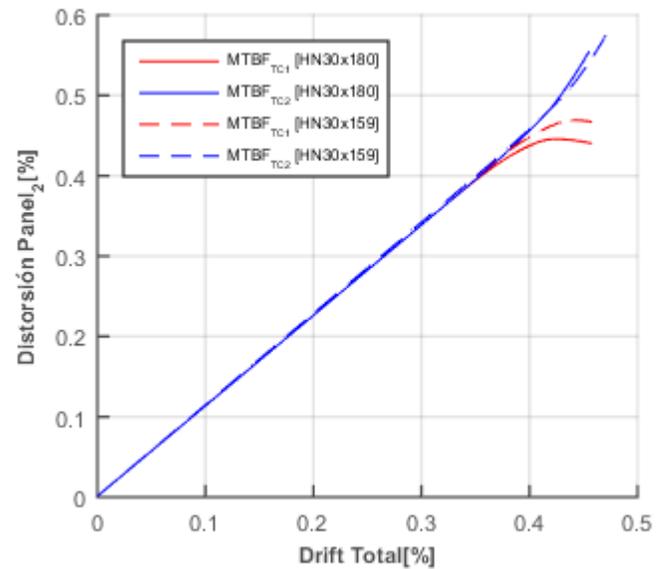
(a): Fuerza de tracción de diagonales panel 1 vs. Drift total.



(b): Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total.

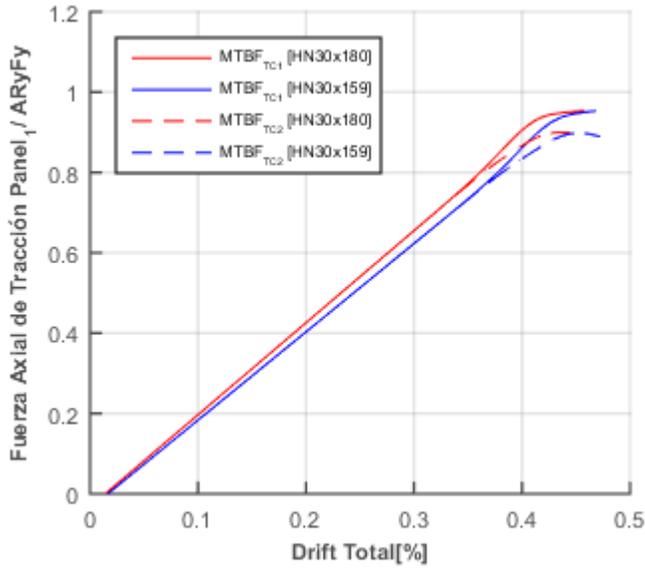


(c): Distorsión panel 1vs. Drift total.

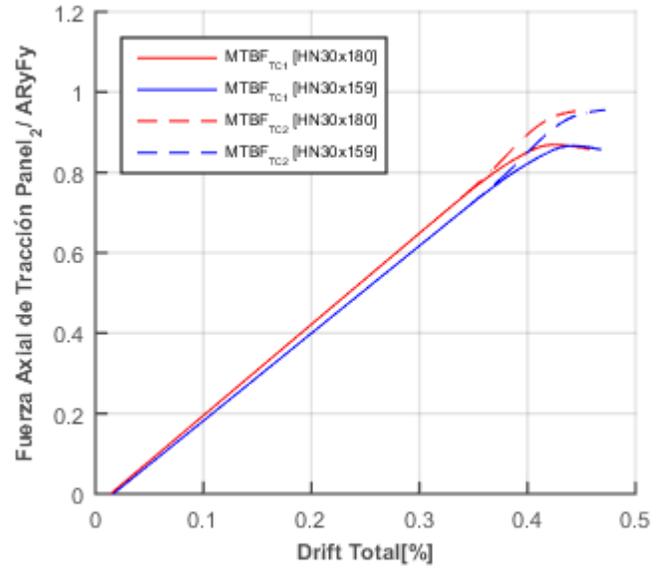


(d): Distorsión panel 2 vs. Drift total.

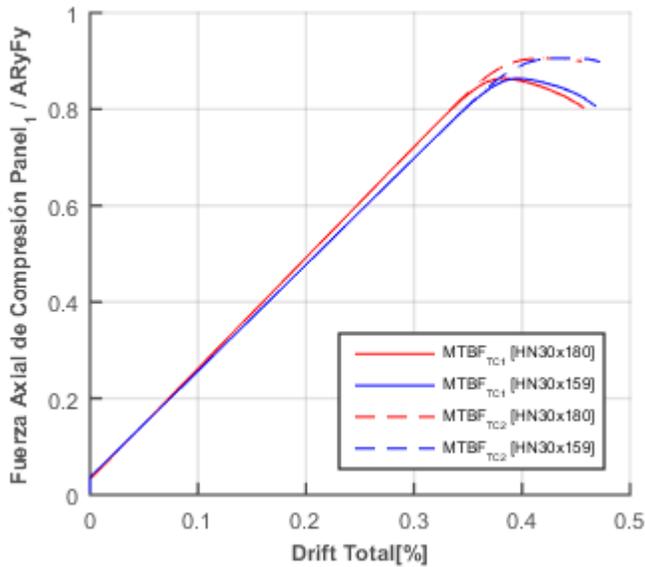
Figura 5. 4: Resultados modelos diferentes columnas. Prototipo 1.



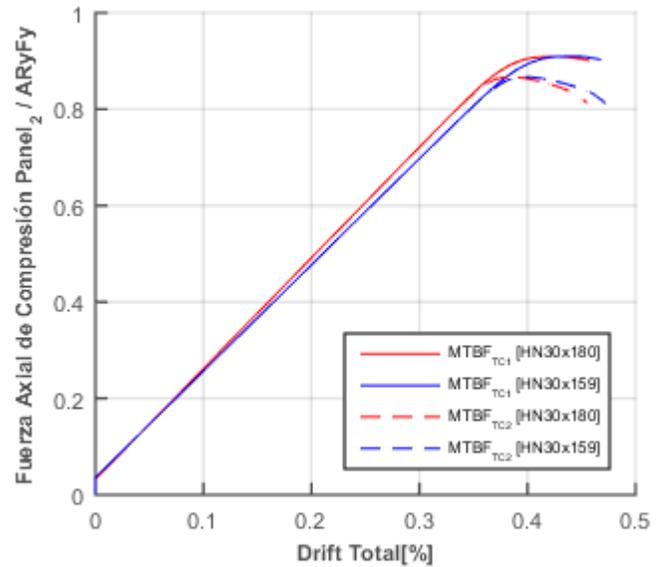
(a): Fuerza de tracción de diagonales panel 1 vs. Drift total.



(b): Fuerza de tracción de diagonales panel 2 vs. Drift total.



(c): Fuerza de compresión de diagonales panel 1 vs. Drift total.



(d): Fuerza de compresión de diagonales panel 2 vs. Drift total.

Figura 5. 5: Resultados modelos diferentes columnas. Prototipo 1.

Se observa que la estructura con perfiles de menor sección de columnas permite deformaciones 2% mayores. Además de esto, se observan patrones iguales en los resultados sin mayor diferencia entre las resistencias de los sistemas. Por esto, se caracteriza como poco influyente para el Prototipo 1 el cambio del perfil de la columna según lo pautado en las disposiciones de diseño dictado por la AISC (AISC, 2016a) para marcos multi-panel.

5.2.1.3. Resultados de modelos modificando el espesor de la conexión gusset

Con motivo de verificar si la respuesta del sistema se ve modificada por el cambio de dimensionamiento de las conexiones tipo gusset, se decide comparar los modelos iniciales, con espesores de conexión de 18mm, respecto a modelos con espesor de conexión mayor, igual a 25mm. El aumento del espesor de las conexiones implica la modificación de las propiedades de los elementos gusset y los rigid links de los modelos.

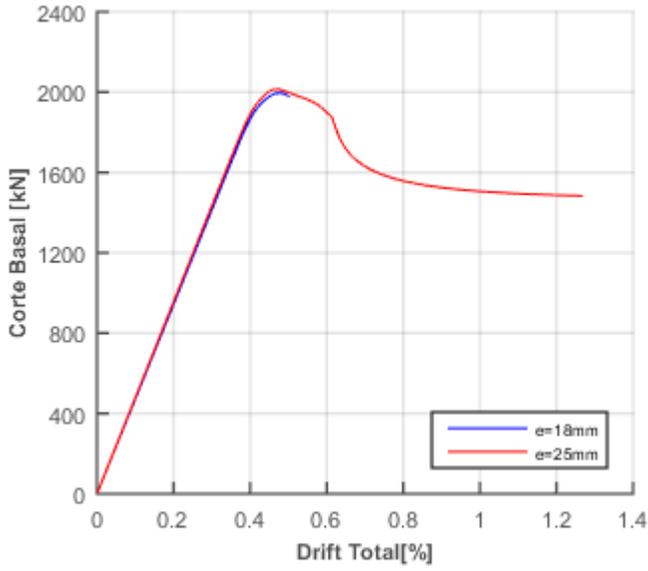
- Modelo CBF

Al observar las respuestas obtenidas (Figura 5.6 y Figura 5.7), es evidente la influencia de esta modificación en la respuesta del sistema, debido principalmente a que el análisis permite una convergencia de los resultados hasta un 1.3% del drift total, respecto al 0.5% de los modelos iniciales. Al aumentar el espesor del gusset en un 40% (25mm) se exhibe un aumento en la resistencia y capacidad de incursionar en mayores deformaciones, presentando un peak máximo de resistencia y deformación última 0.8% y 160% mayor, respectivamente. A su vez, se observa que las respuestas en el rango elástico para ambos espesores se encuentran superpuestas.

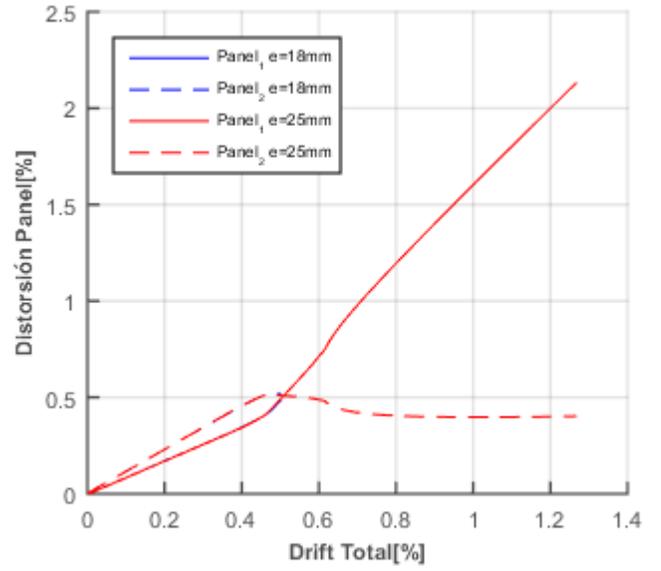
Al observar las respuestas del marco con 25mm de espesor de gusset, se evidencia un comportamiento lineal elástico hasta un 0.4%H, momento cuando se pandea la diagonal del primer panel (Figura 5.6d). También, se observa que cuando se alcanza la máxima resistencia de 2000KN, se inicia un aumento y concentración de las deformaciones del panel 1, llegando a un 2.2% de distorsión, comparado con un 0.4% del panel 2. Lo que indica que, para el modelo diseñado por el prNCh2369 (INN-Chile, 2018) sin inducir fluencia de las diagonales de los paneles, el panel 1 es el crítico.

A su vez, se observa que el marco llega a su valor máximo de resistencia cuando la diagonal del panel 1 alcanza la fluencia, la cual, mantiene su resistencia a través de los efectos de endurecimiento por deformación debido al estiramiento en su rango inelástico (Figura 5.6c), mientras que la diagonal comprimida del mismo panel, llega a un 30% de su capacidad, aproximadamente igual a su resistencia teórica al post-pandeo.

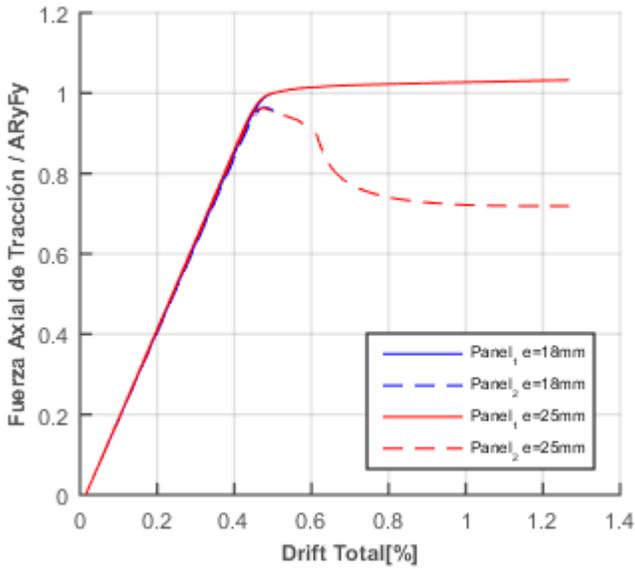
Finalmente, el aumento de las distorsiones en el primer panel se ve traducido en un aumento y cambio de signo en el diagrama de momento flector de la columna derecha en la ubicación entre paneles, el cual llega a un peak cuando la diagonal del panel 1 pandea, donde pasa a cambiar de signo alcanzando un 45% de su momento plástico (Mp).



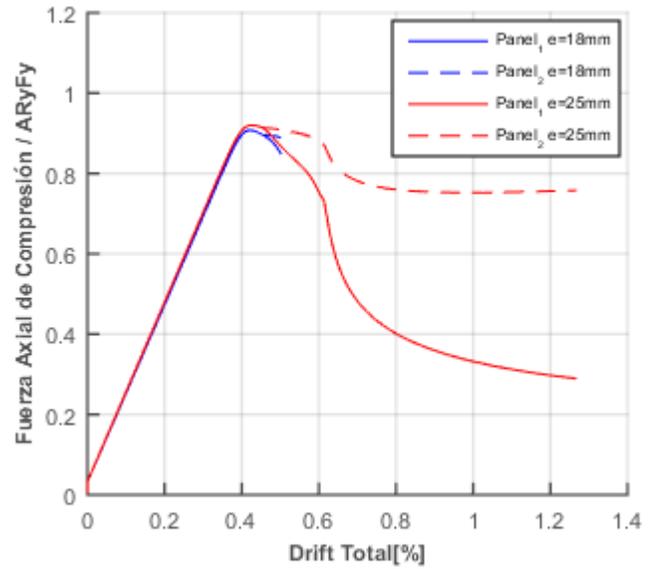
(a): Corte Basal vs. Drift total.



(b): Distorsión panel vs. Drift total.



(c): Fuerza de tracción de diagonales vs. Drift total.



(d): Fuerza de compresión de diagonales vs. Drift total.

Figura 5. 6: Resultados modelos CBF, para diferentes espesores de conexión gusset. Prototipo 1.

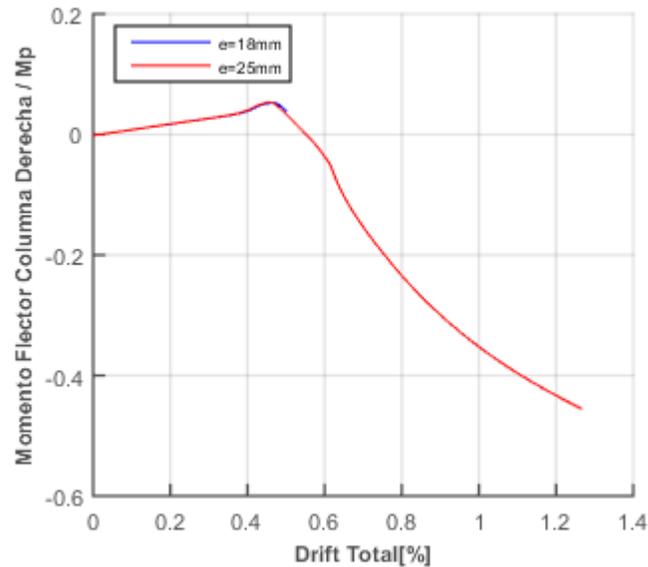
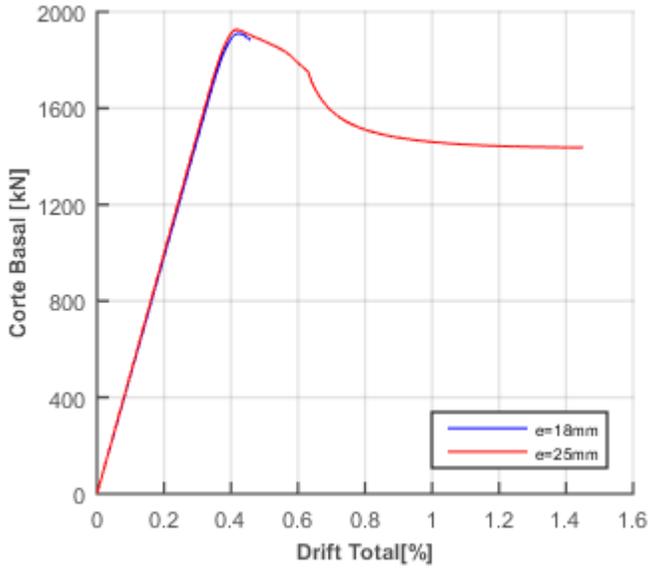


Figura 5. 7: Resultados modelos CBF, para diferentes espesores de conexión gusset. Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total. Prototipo 1.

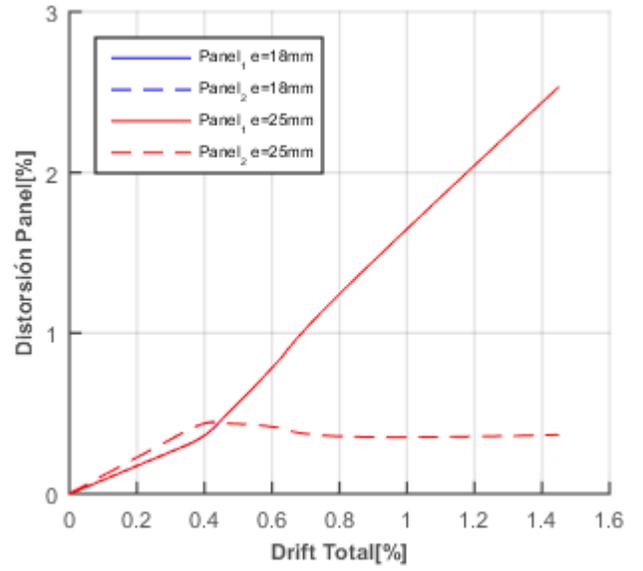
- Modelo MTBF_{TC1}

Para este caso, el análisis permite mayores deformaciones (1.45%H) respecto al análisis CBF (1.2%H) (Figura 5.8 y Figura 5.9). Al igual que para los resultados CBF al aumentar el espesor del gusset, se evidencia una superposición entre las respuestas en el rango elástico y un aumento en la resistencia y en la capacidad de deformarse, presentando un peak máximo de resistencia y deformación última 0.8% y 190% mayor, respectivamente

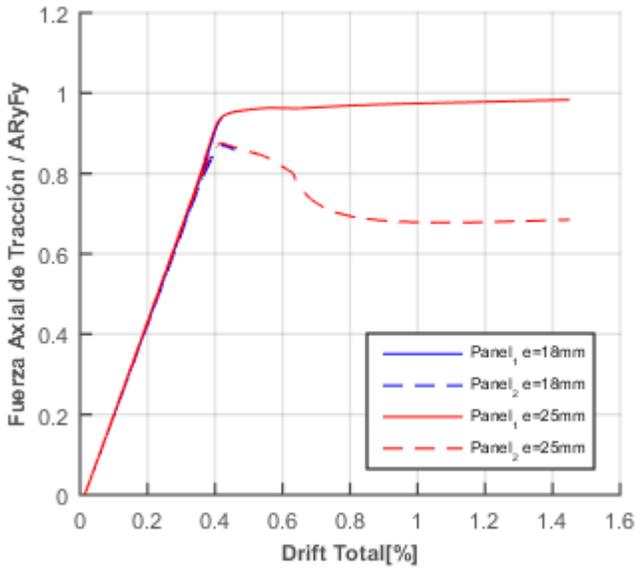
Asimismo, el sistema se mantiene en los rangos lineales elásticos hasta un 0.4%H, donde pandea la diagonal del panel 1 (Figura 5.8d) seguido por la fluencia de la diagonal traccionada del mismo panel, momento cuando se alcanza la resistencia máxima del marco y se inicia una concentración de distorsiones en el panel 1, que se traduce en un aumento del momento flector en la ubicación entre paneles de la columna comprimida.



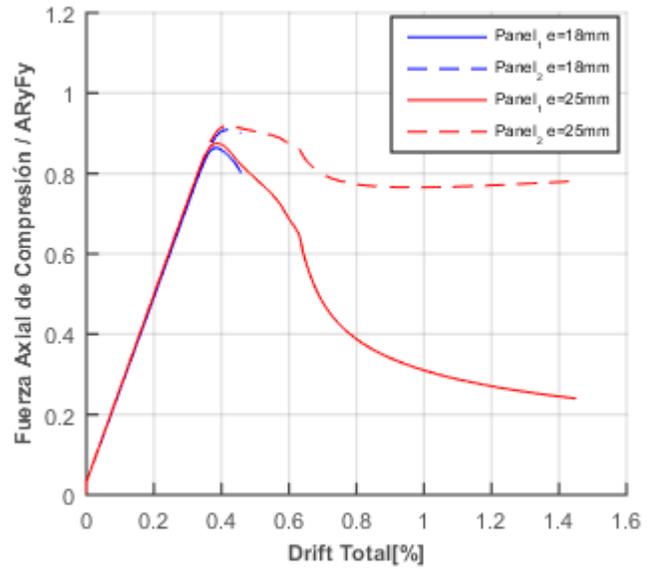
(a): Corte Basal vs. Drift total.



(b): Distorsión panel vs. Drift total.



(c): Fuerza de tracción de diagonales vs. Drift total.



(d): Fuerza de compresión de diagonales vs. Drift total.

Figura 5. 8: Resultados modelos MTBF, panel crítico 1, para diferentes espesores de conexión gusset. Prototipo 1.

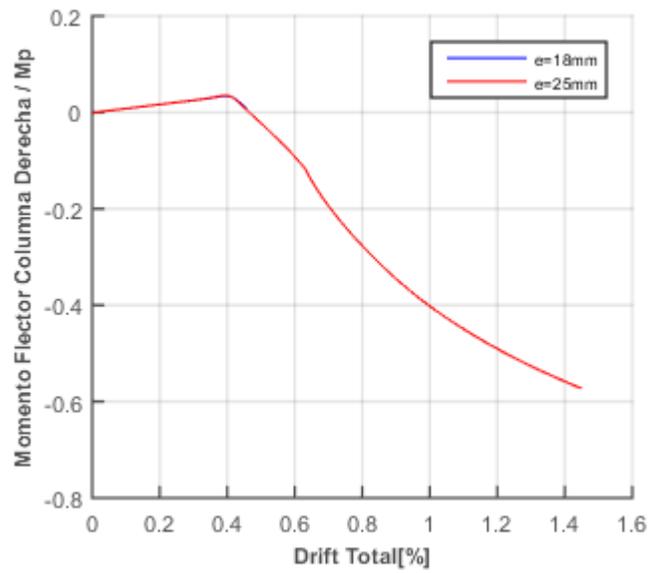
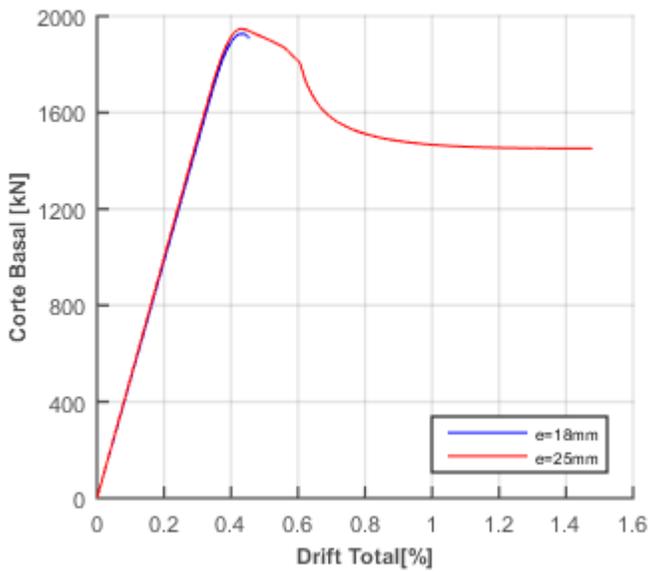


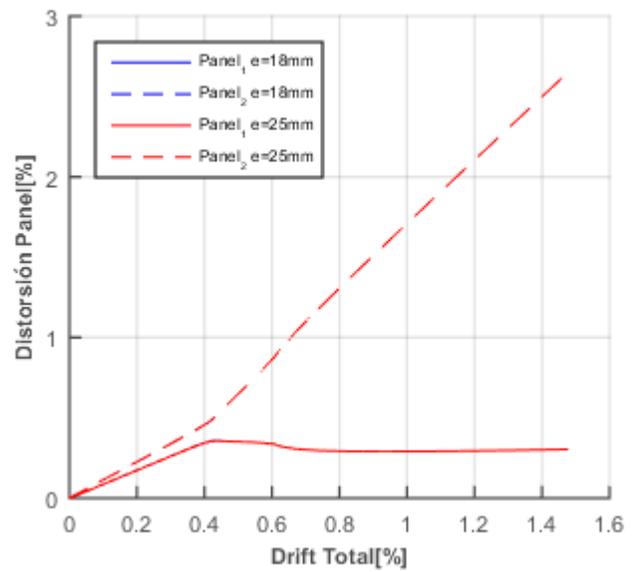
Figura 5. 9: Resultados modelos MTBF, panel crítico 1, para diferentes espesores de conexión gusset. Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total. Prototipo 1.

- Modelo MTBF_{TC2}

Al igual que para el análisis MTBF_{TC1}, existe tanto una superposición de resultados en el rango elástico como una convergencia hasta un 1.45% del drift total (Figura 5.10 y Figura 5.11). En este caso, el diagrama de distorsiones por panel siempre se ve gobernado por la concentración de deformaciones del panel 2, contrario a los casos CBF y MTBF_{TC1} donde, luego de pasado el peak de resistencia del sistema, las distorsiones por panel se invierten. Seguidamente, se observa que al aumentar la concentración de distorsiones del panel 2, luego de los 0.4%H, existe un aumento en la tasa de crecimiento del momento flector de la columna en la ubicación entre paneles (Figura 5.11c) debido al aumento de la fuerza de tracción del puntal, contrario a lo evidenciado en los casos CBF y MTBF_{TC1}.

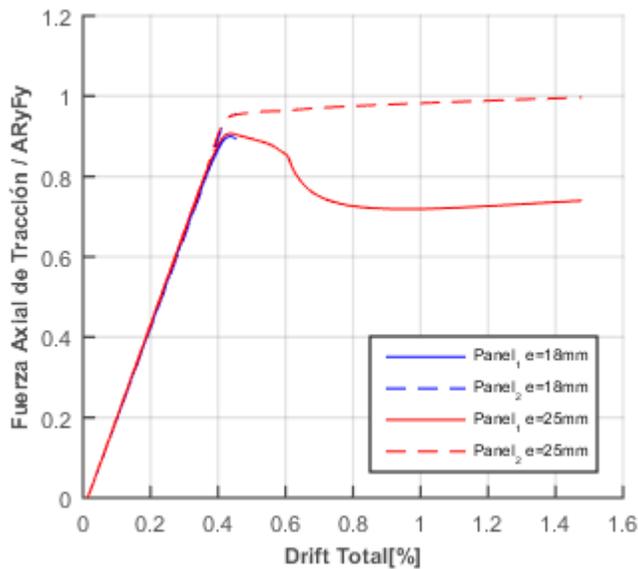


(a): Corte Basal vs. Drift total.

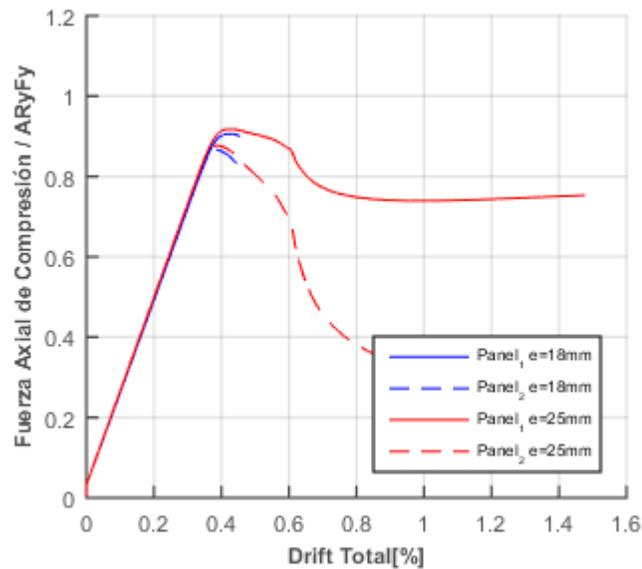


(b): Distorsión panel vs. Drift total.

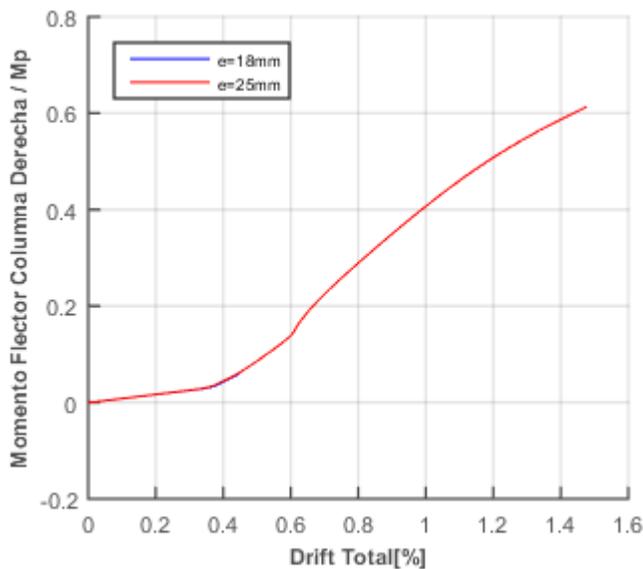
Figura 5. 10: Resultados modelos MTBF, panel crítico 2, para diferentes espesores de conexión gusset. Prototipo 1.



(a): Fuerza de tracción de diagonales vs. Drift total.



(b): Fuerza de compresión de diagonales vs. Drift total.



(c): Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total.

Figura 5. 11: Resultados modelos MTBF, panel crítico 2, para diferentes espesores de conexión gusset. Prototipo 1.

Se concluye respecto al análisis comparativo de los modelos modificando el espesor del gusset que existe una evidente influencia en la respuesta del sistema al aumentar la rigidez de la conexión gusset, en este caso el espesor en un 40% aproximadamente, lo cual permite a los marcos incursionar en mayores deformaciones inelásticas.

Al comparar los marcos con espesores de 25mm, diseñados bajo ambas metodologías, se obtiene que el diseñado bajo el prNCh2369 (INN-Chile, 2018) es más resistente en un

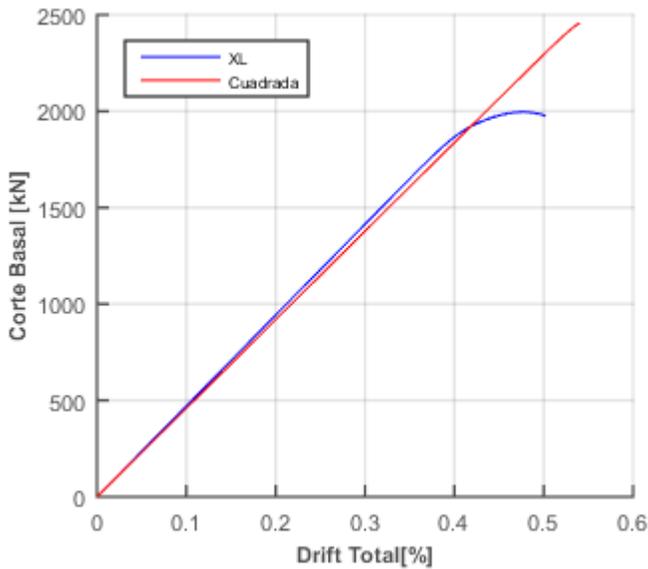
4.5%, y el diseñado bajo la AISC (AISC, 2016a) más flexible, con deformaciones últimas que aumentan en un 11.5%.

5.2.1.4. Resultados de modelos modificando los perfiles de diagonales

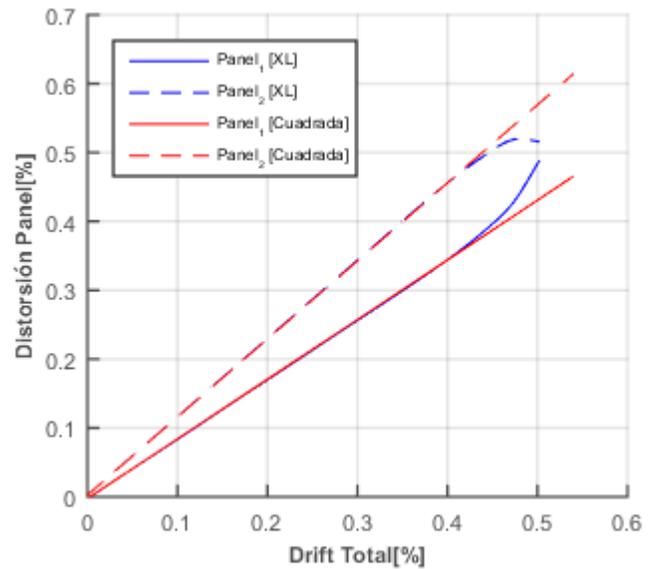
Ahora, se presentan los resultados de los análisis de los sistemas de modelos iniciales modificando los perfiles de diagonales XL125x10 por un perfil cuadrado 125x125x10, el cual, presenta propiedades de área e inercias aproximadamente iguales al perfil XL.

- Modelo CBF

Se observa en los resultados (Figura 5.12 y Figura 5.13) que el modelo con diagonales permite levemente mayores deformaciones, alcanzando un 0.54% del drift total, comparado con el modelo con XL que alcanza un 0.5%H. Asimismo, se ilustra en la Figura 5.12a que el marco con diagonal cuadrada exhibe un comportamiento lineal elástico aproximadamente en toda la respuesta. Por otra parte, no se evidencia la fluencia de las diagonales traccionadas (Figura 5.13a), sino solo el inicio del pandeo de la diagonal del panel 2 (Figura 5.13b).

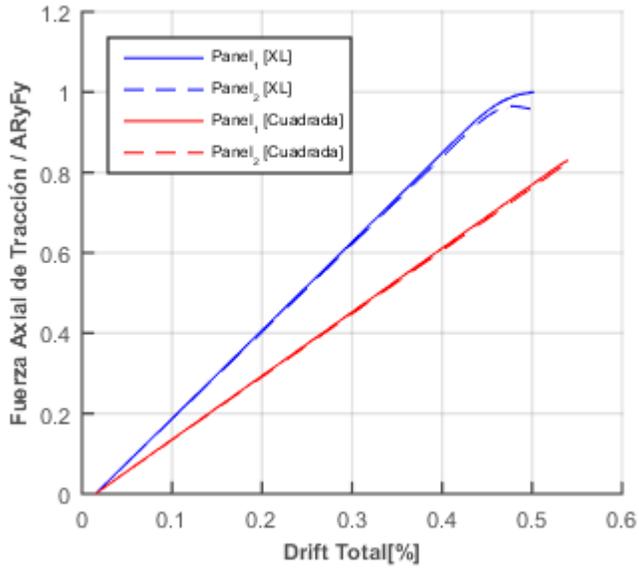


(a): Corte Basal vs. Drift total.

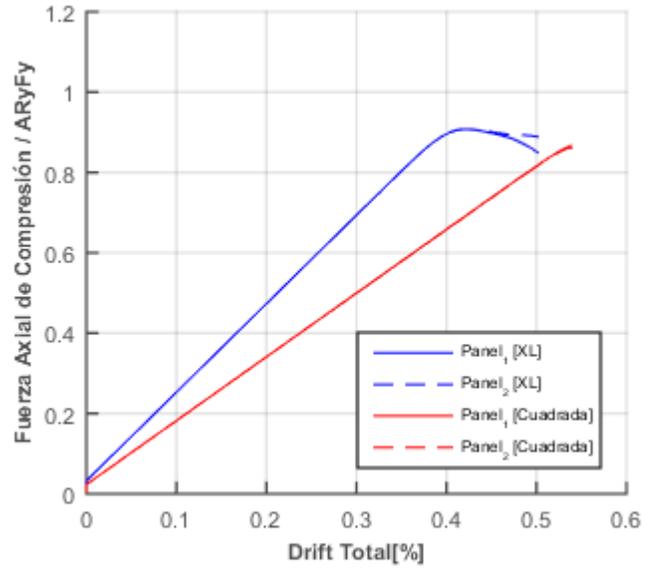


(b): Distorsión panel vs. Drift total.

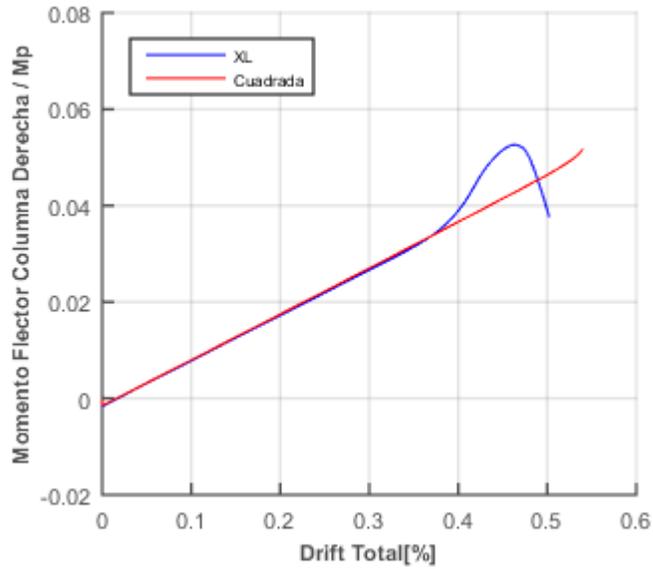
Figura 5. 12: Resultados modelos CBF para diferentes diagonales. Prototipo 1.



(a): Fuerza de tracción de diagonales vs. Drift total.



(b): Fuerza de compresión de diagonales vs. Drift total.



(c): Momento flector en ubicación entre panes de columna derecha vs. Drift total.

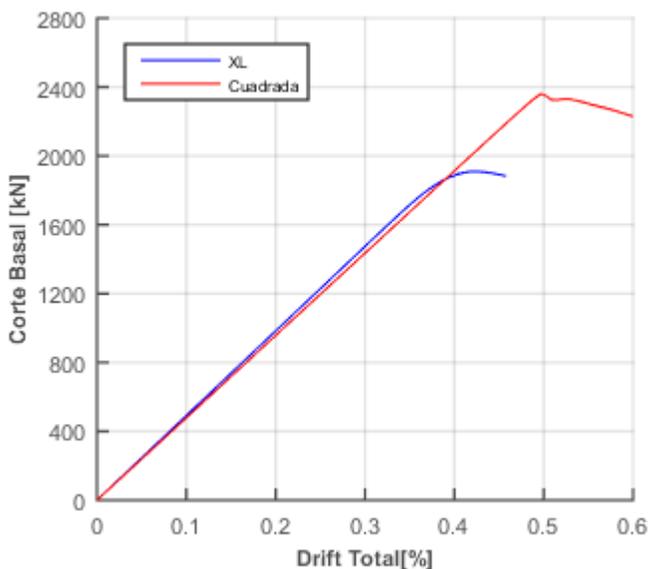
Figura 5. 13: Resultados modelos CBF para diferentes diagonales. Prototipo 1.

- Modelo MTBF_{TC1}

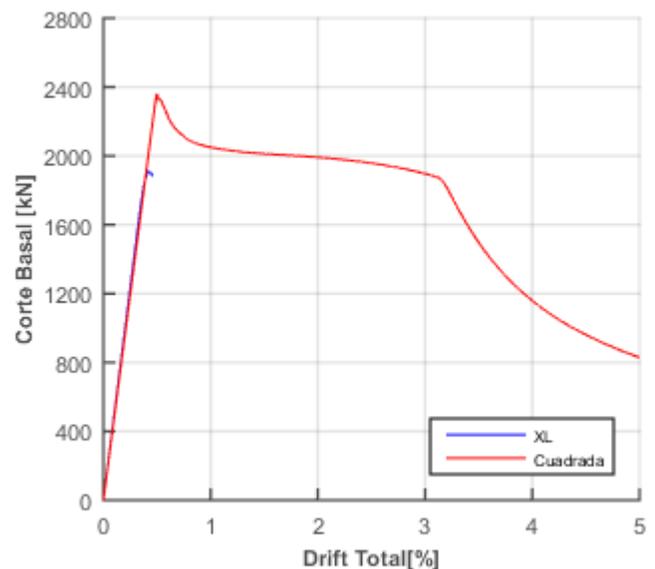
En este caso, la respuesta del marco con diagonales cuadradas evidencia una mayor incursión en el rango inelástico respecto al resultado del CBF (Figura 5.14 a Figura 5.17). Al agregar diagonales cuadrada al modelo MTBF_{TC1}, se exhibe un comportamiento lineal elástico hasta un 0.5%H (Figura 5.16b), momento cuando pandea la diagonal del panel 1 seguida por la del panel 2 (Figura 5.16d) Esto se traduce en una disminución de la rigidez lateral del sistema, la cual pasa a ser gobernada por la resistencia de las diagonales en tracción.

Asimismo, se ilustra que el marco alcanza su peak de resistencia cuando la diagonal del panel 1 fluye (Figura 5.14b), para luego mantener su resistencia hasta un 3%H, donde decae debido a la disminución de la resistencia de la diagonal comprimida del mismo panel en el rango del post-pandeo (Figura 5.16b), lo que resulta en una reducción de la resistencia lateral del marco (Figura 5.14b). Esto, se ve reflejado en el diagrama de distorsiones por panel, donde existe una concentración de deformaciones en el panel 1 desde 0.5%H hasta 3%H, para luego disminuir su tasa de aumento e igualarse con la del panel 2, por efecto de la reducción de resistencia del panel 1 en su rango de post-pandeo.

Por otra parte, al observar el diagrama de momento flector de la columna comprimida en la ubicación entre paneles se exhibe que esta llega a un máximo de 0.04Mp al pandear la diagonal del panel 1, donde cambia de signo por efecto de la carga desbalanceada axial a compresión en el puntal, hasta alcanzar un valor de -0.38Mp. Seguidamente este momento vuelve a cambiar de signo, debido a la acumulación de deformaciones fuera del plano de la columna que llevan al puntal de compresión a tracción, hasta alcanzar 1.22Mp. A su vez, se exhibe un aumento en las deformaciones fuera del plano de la columna a un 40% de la altura del primer panel, para un drift total de 3%, generando un pandeo biaxial de la columna comprimida (Figura 5.17).

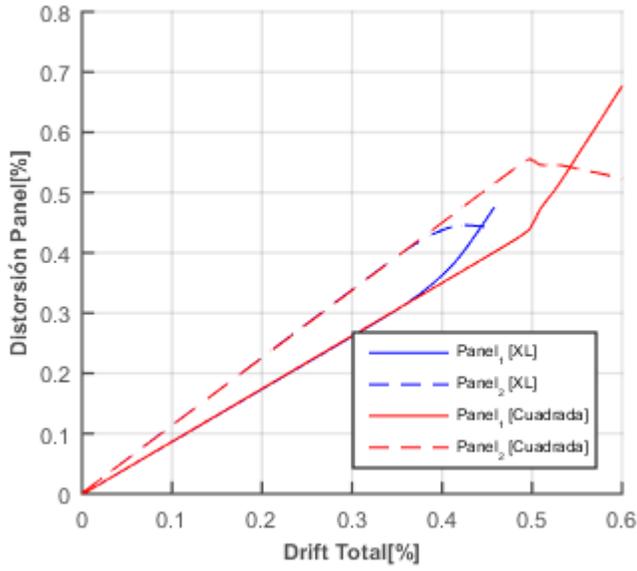


(a): Corte Basal vs. Drift total.

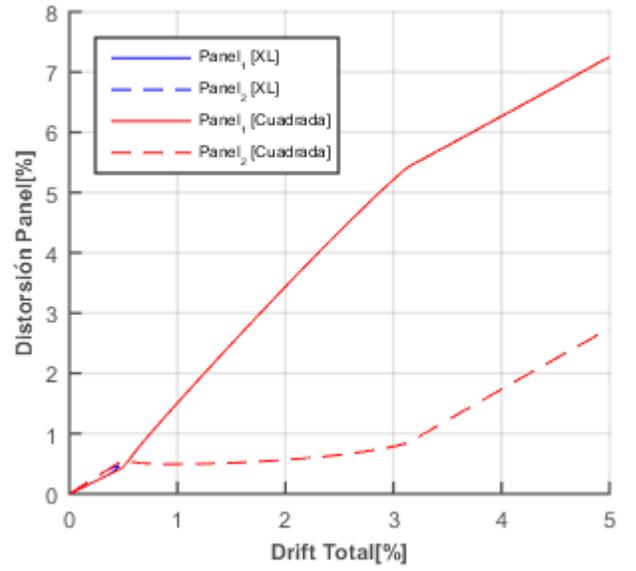


(b): Corte Basal vs. Drift total, hasta un 5%H.

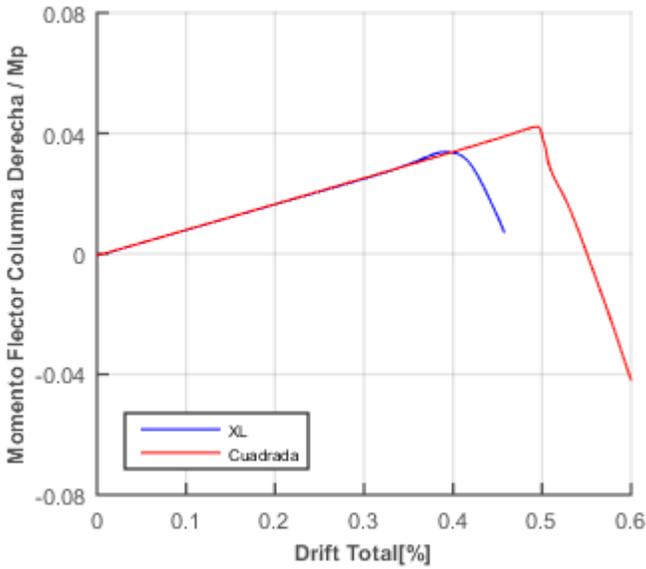
Figura 5. 14: Resultados modelos MTBF, panel crítico 1, para diferentes diagonales. Prototipo 1.



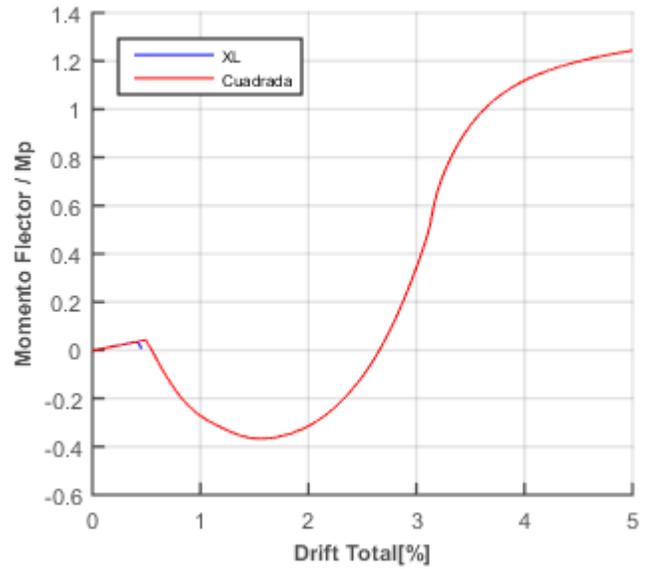
(a): Distorsión panel vs. Drift total.



(b): Distorsión panel vs. Drift total, hasta un 5%H.

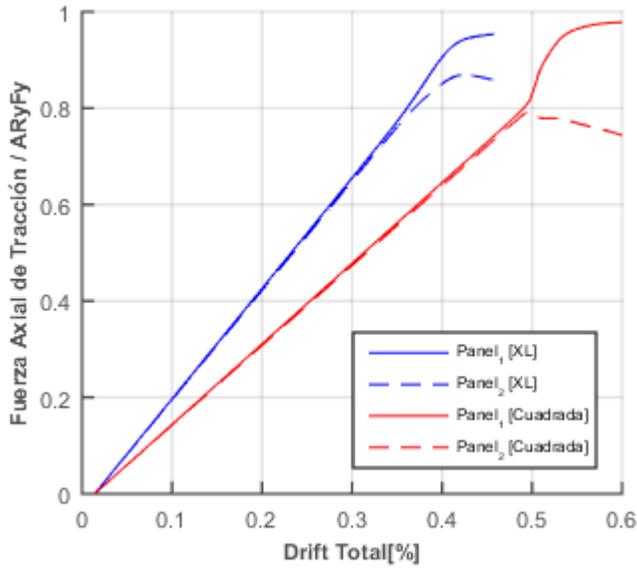


(c): Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total.

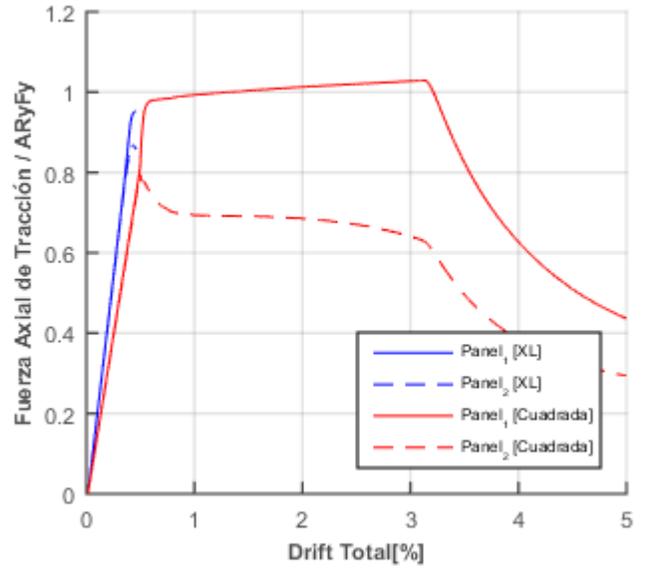


(d): Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total, hasta un 5%H.

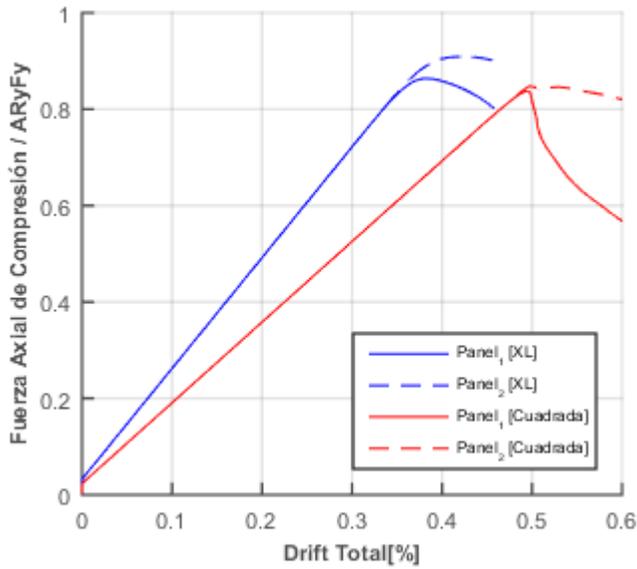
Figura 5. 15: Resultados modelos MTBF, panel crítico 1, para diferentes diagonales. Prototipo 1.



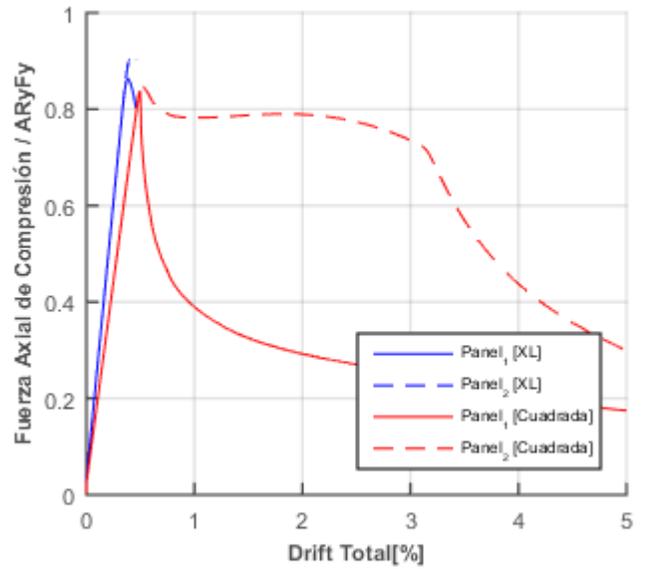
(a): Fuerza de tracción de diagonales vs. Drift total.



(b): Fuerza de tracción de diagonales vs. Drift total, hasta un 5%H.



(c): Fuerza de compresión de diagonales vs. Drift total.



(d): Fuerza de compresión de diagonales vs. Drift total, hasta un 5%H.

Figura 5. 16: Resultados modelos MTBF, panel crítico 1, para diferentes diagonales. Prototipo 1.

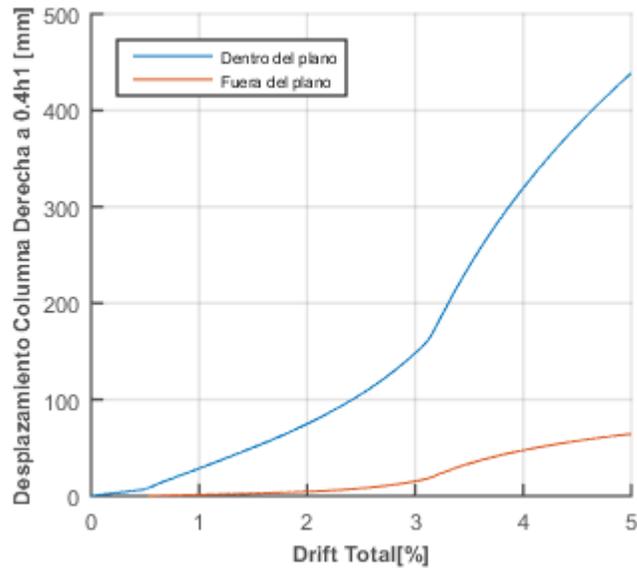
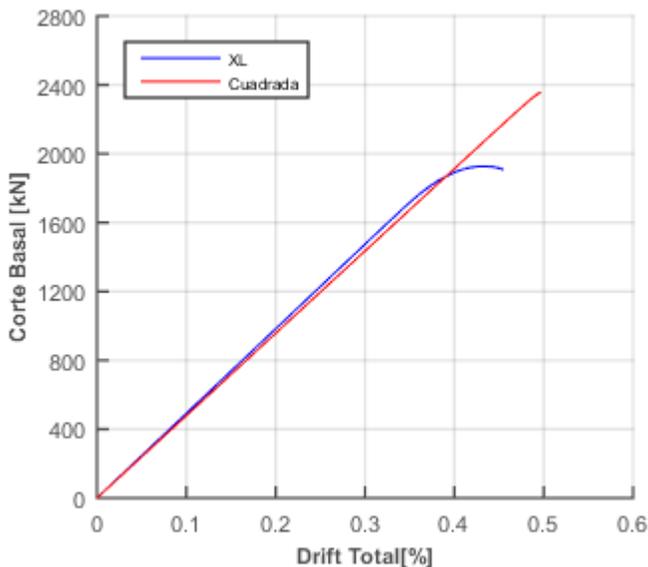


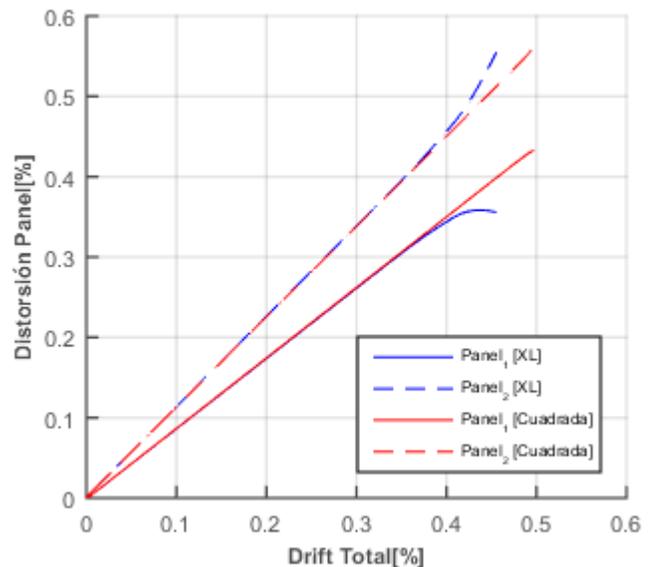
Figura 5. 17: Resultados modelos MTBF, panel crítico 1, para diferentes diagonales. Desplazamiento dentro y fuera del plano de la columna derecha a $0.4h_1$ vs. Drift Total. Prototipo 1.

- Modelo $MTBF_{TC2}$

Los resultados al agregar los perfiles cuadrados en el modelo $MTBF_{TC2}$ (Figura 5.18 y Figura 5.19) son análogos a los obtenidos para los análisis del CBF, los cuales, se mantienen mayormente en los rangos elásticos y convergen a drifts totales 11% mayores que los modelos con diagonales se sección XL.

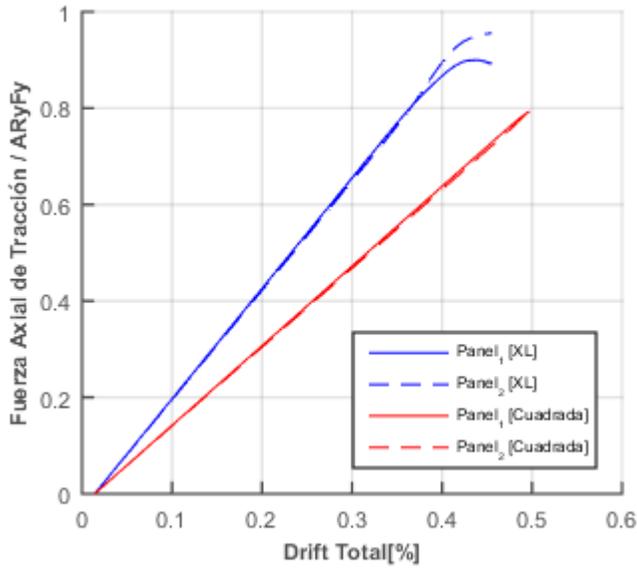


(a): Corte Basal vs. Drift total.

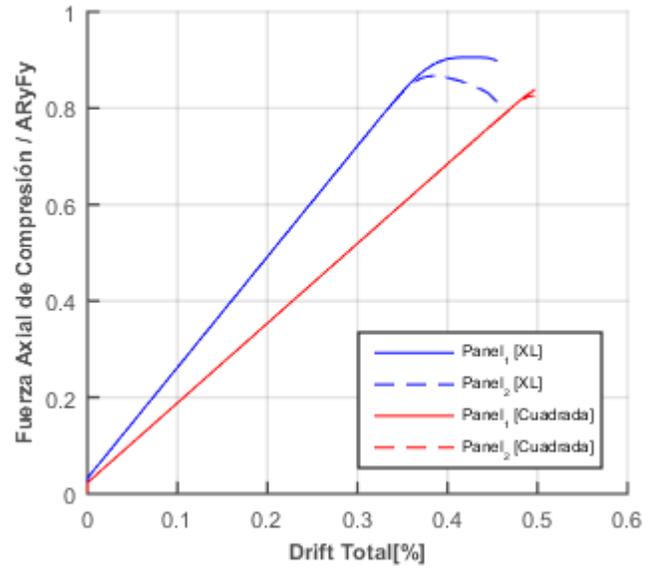


(b): Distorsión panel vs. Drift total.

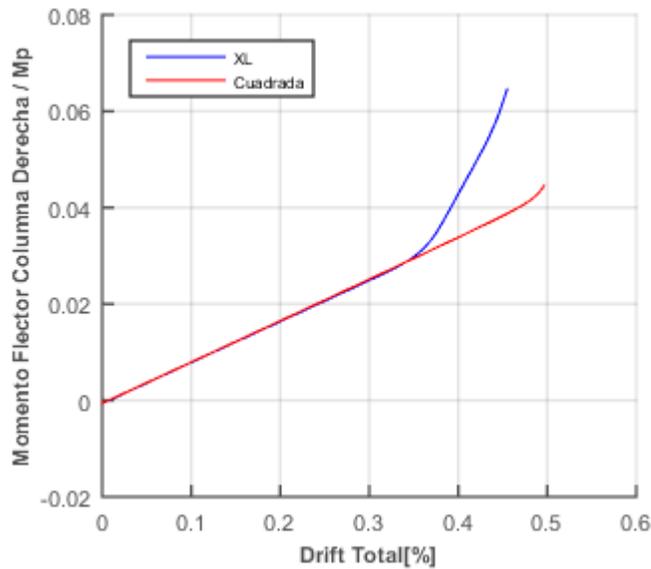
Figura 5. 18: Resultados modelos MTBF, panel crítico 2, para diferentes diagonales. Prototipo 1.



(a): Fuerza de tracción de diagonales vs. Drift total.



(b): Fuerza de compresión de diagonales vs. Drift total.



(c): Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total.

Figura 5. 19: Resultados modelos MTBF, panel crítico 2, para diferentes diagonales. Prototipo 1.

Finalizando la comparación de resultados para diferentes perfiles de diagonales, XL versus cuadradas, se ve que al modelar la estructura con diagonales cuadradas, ambos marcos permiten mayores deformaciones. Para el caso de la estructura CBF y MTBF_{TC2}, el marco permanece en su rango lineal elástico, exhibiendo el inicio del pandeo de la diagonal del panel 2, sin alcanzar la fluencia de las diagonales traccionadas. En cambio,

existe una excelente respuesta para el modelo $MTBF_{TC1}$, al permitir una mayor incursión en el rango inelástico hasta un 5% del drift total.

La diferencia entre los resultados para las diferentes secciones de diagonales puede estar atribuida a los diferentes valores de constante torsional entre perfiles, ya que tanto las inercias como las áreas son aproximadamente iguales.

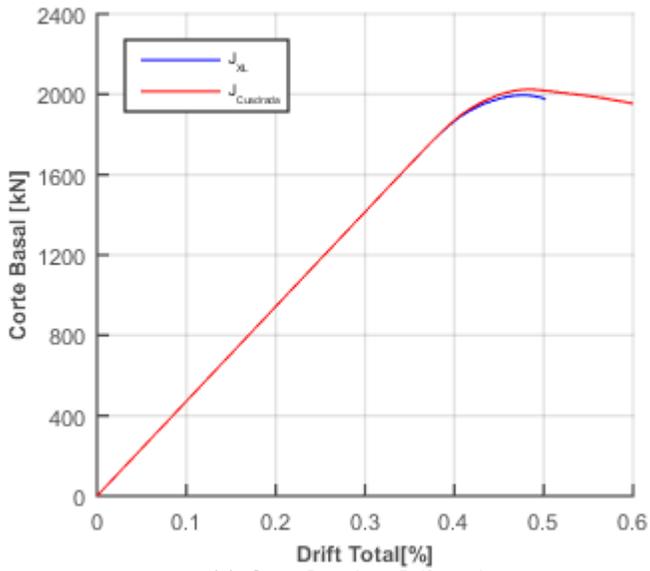
Al comparar los resultados de los marcos utilizando diagonales cuadradas, diseñados bajo ambas metodologías, se obtiene que el diseñado bajo la AISC (AISC, 2016a) haciendo fluir el panel 1 presenta una resistencia 4% menor, permitiendo drifts totales últimos 90% mayores respecto a lo obtenido bajo el diseño del prNCh2369 (INN-Chile, 2018). Sin embargo, al comparar el marco diseñado bajo la AISC haciendo fluir el panel 2 respecto al diseñado bajo la normativa nacional prNCh2369, no existe diferencia en rangos de deformación incursionados en los análisis.

5.2.1.5. Resultados de modelos modificando las constantes torsionales

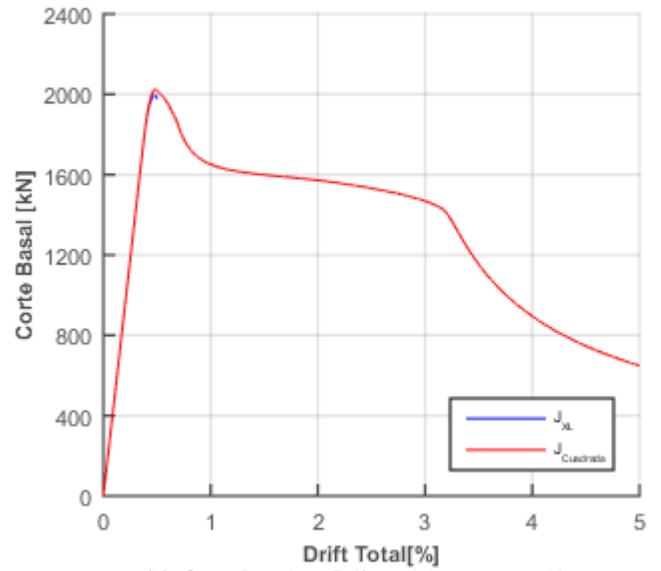
A continuación, se presenta un último set de análisis comparativo respecto a los modelos iniciales, modificando la constante torsional de la diagonal XL por el valor de la constante del perfil cuadrado.

- Modelo CBF

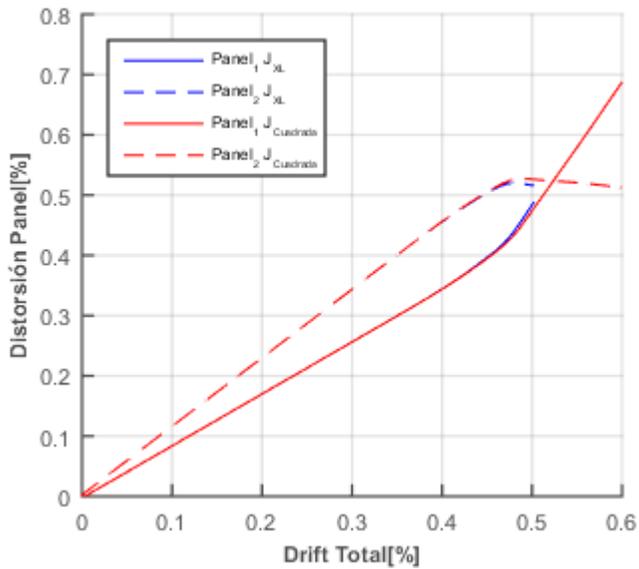
Se observa que existe una superposición entre los resultados (Figura 5.20 a Figura 5.23), con incursión en el rango inelástico hasta un 5% del drift total. También, que el sistema llega al límite del rango elástico cuando la diagonal comprimida del primer panel llega al pandeo, seguido por el pandeo del panel superior (Figura 5.22d). Asimismo, la diagonal traccionada del primer panel llega a la fluencia en el peak máximo de resistencia del marco, la cual, se mantiene constante hasta disminuir en el 3.4%H (Figura 5.22b), momento cuando la diagonal comprimida de este panel reduce su resistencia en el rango de post-pandeo, disminuyendo la rigidez lateral del marco (Figura 5.20b). A su vez, se evidencia el inicio del pandeo dentro del plano de la columna comprimida que, para un drift total de 3.4%H, da origen al pandeo fuera del plano en la mitad de la altura del panel 1, alcanzando desplazamientos máximos de hasta 180mm para un drift total de 5%H (Figura 5.23). Finalmente, se observa aumento del momento flector de la columna en la ubicación entre paneles, a partir de un drift total del marco de 1.8%H, debido a las deformaciones fuera del plano exhibidas en la columna, alcanzando un máximo de 1.21Mp.



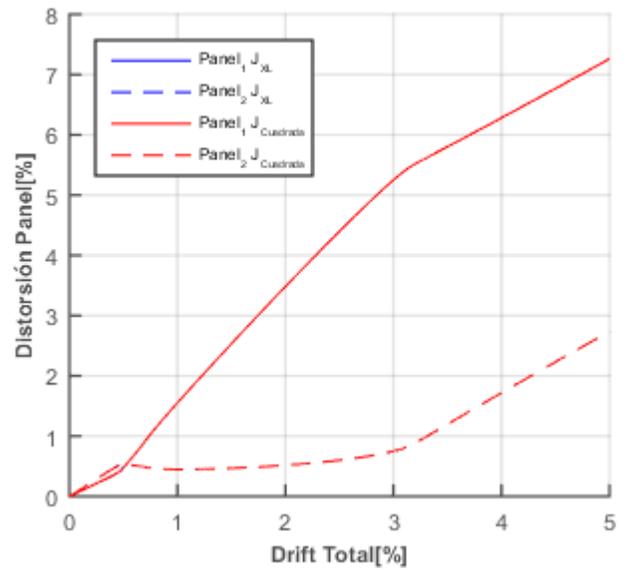
(a): Corte Basal vs. Drift total.



(b): Corte Basal vs. Drift total, hasta un 5%H.

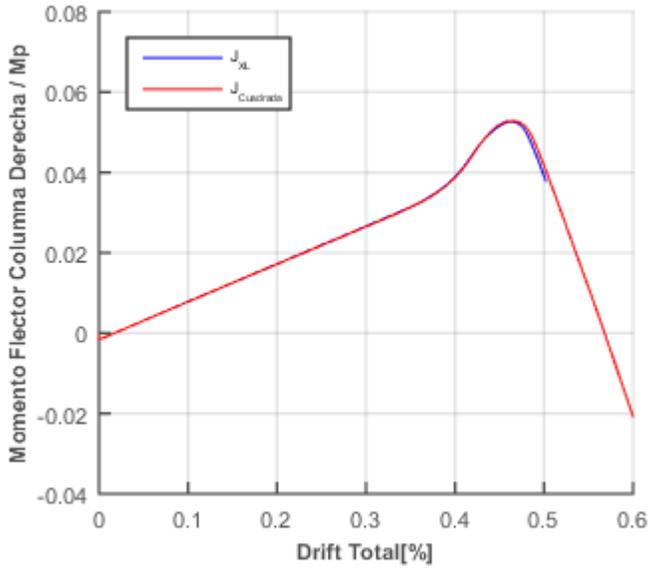


(c): Distorsión panel vs. Drift total.

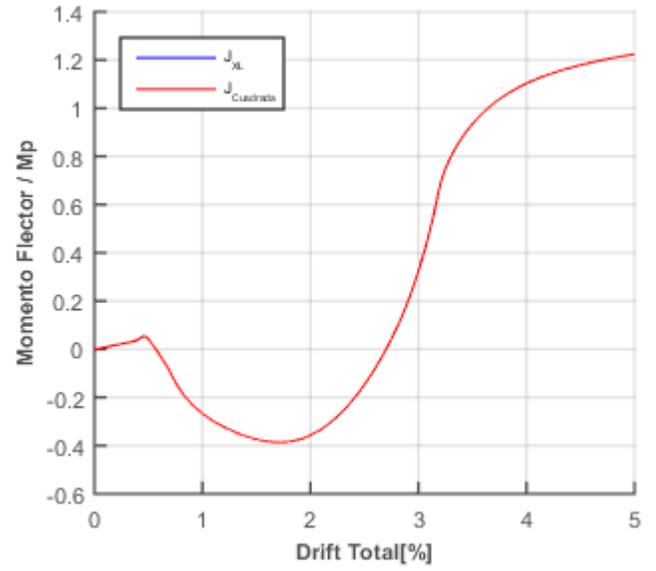


(d): Distorsión panel vs. Drift total, hasta un 5%H.

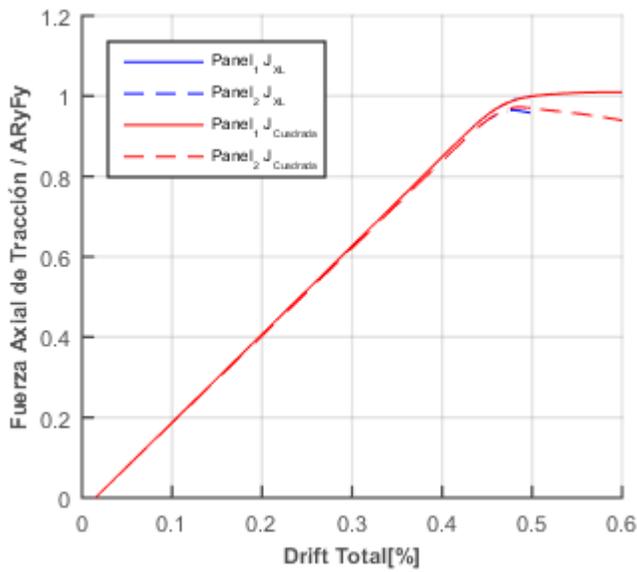
Figura 5. 20: Resultados modelos CBF, para diferentes constantes torsionales. Prototipo 1.



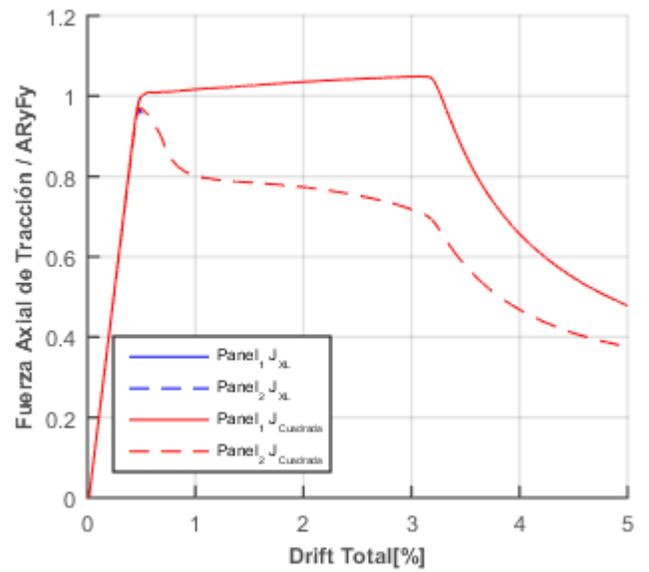
(a): Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total.



(b): Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total, hasta un 5%H.

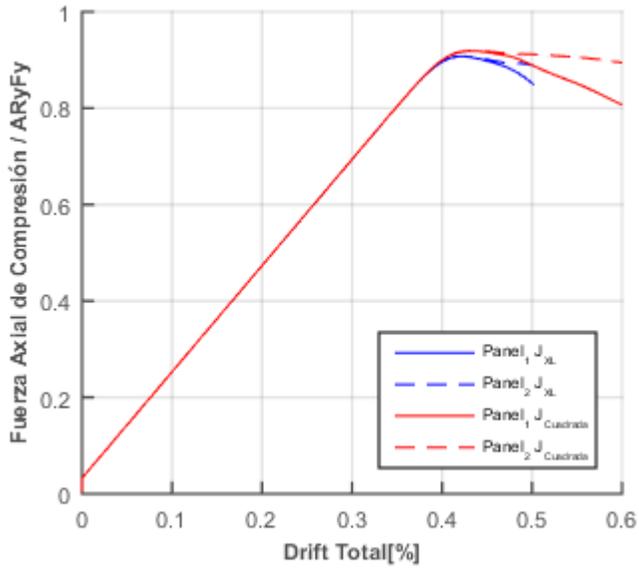


(c): Fuerza de tracción de diagonales vs. Drift total.

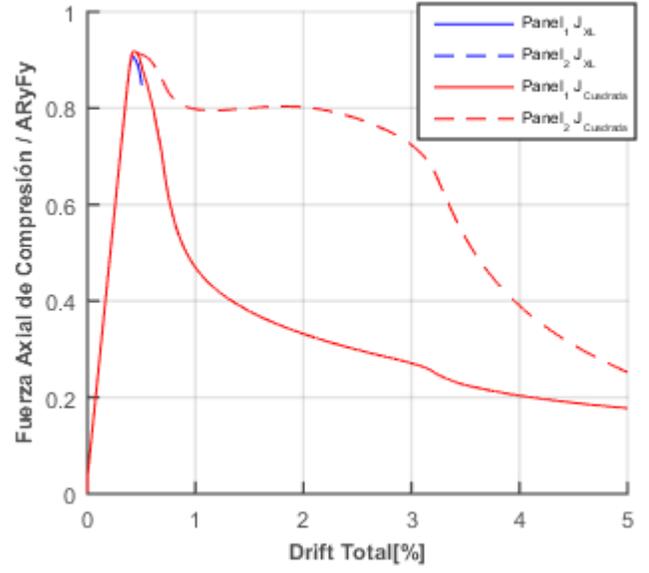


(d): Fuerza de tracción de diagonales vs. Drift total, hasta un 5%H.

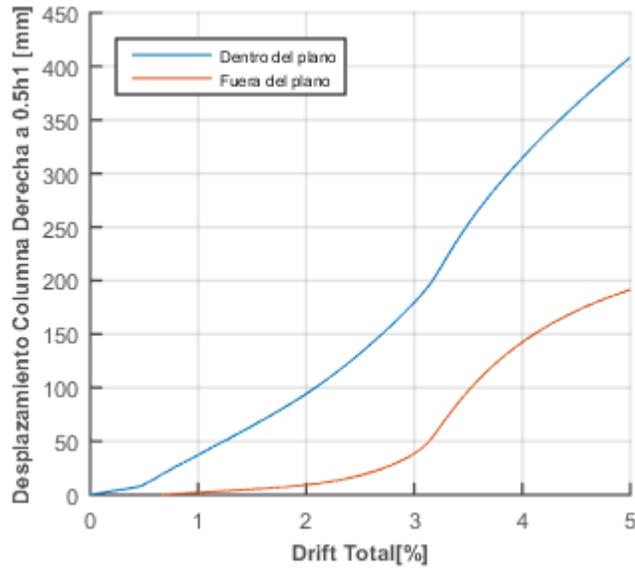
Figura 5. 21: Resultados modelos CBF, para diferentes constantes torsionales. Prototipo 1.



(a): Fuerza de compresión de diagonales vs. Drift total.



(b): Fuerza de compresión de diagonales vs. Drift total, hasta un 5%H..

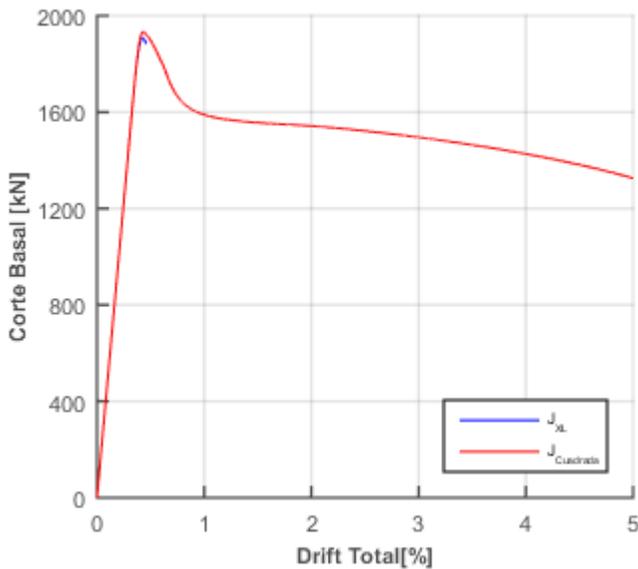


(c): Desplazamiento dentro y fuera del plano de la columna derecha a 0.5h1 vs. Drift Total.

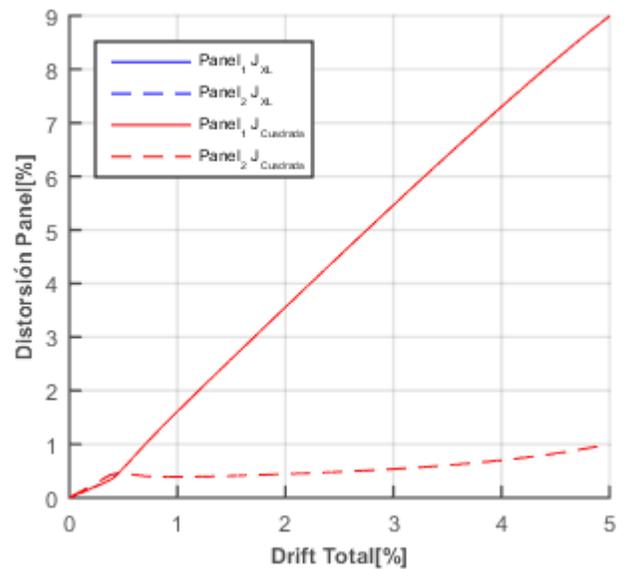
Figura 5. 22: Resultados modelos CBF, para diferentes constantes torsionales. Prototipo 1.

- Modelo MTBF_{TC1}

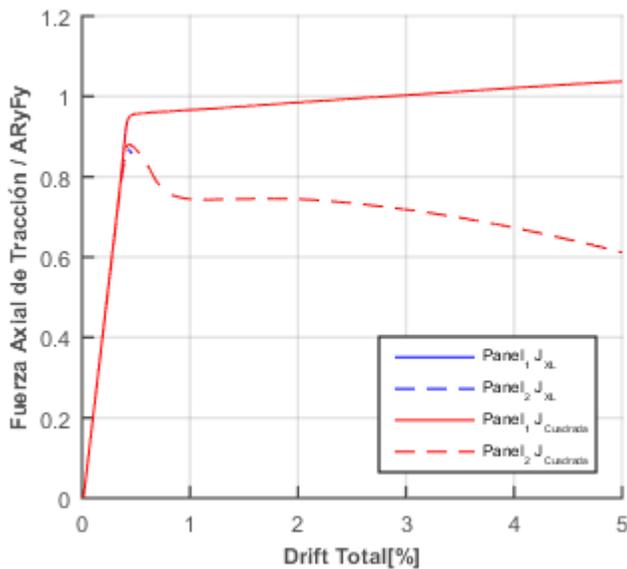
Para el caso del análisis MTBF_{TC1}, se observa una diferencia respecto a los resultados del cambio de perfil de la diagonal. El marco llega a su máximo de resistencia al fluir la diagonal del primer panel, la cual mantiene su resistencia en el rango inelástico hasta el máximo del drift del análisis (5%H), sin evidenciar una disminución (como sucedió en el caso anterior), esto es debido a que la diagonal comprimida de este panel no llega a presentar una brusca reducción de su resistencia luego del pandeo, para el rango de deformaciones analizada. Asimismo, no se observó pandeo fuera del plano de la columna comprimida.



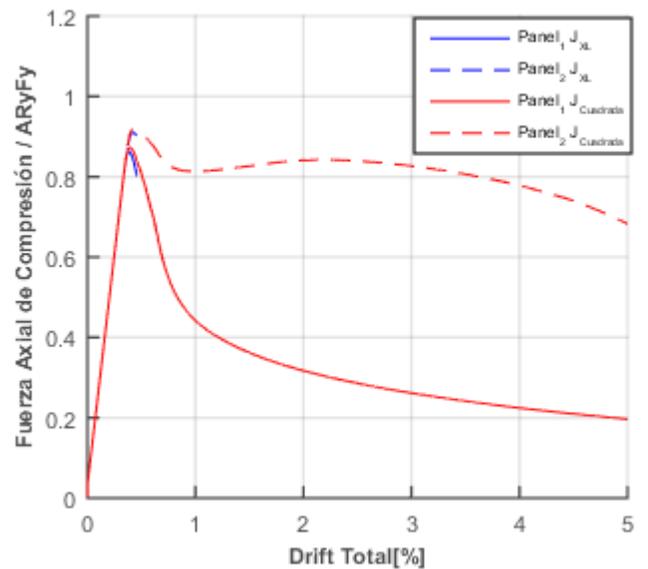
(a): Corte Basal vs. Drift total.



(b): Distorsión panel vs. Drift total.



(c): Fuerza de tracción de diagonales vs. Drift total.



(d): Fuerza de compresión de diagonales vs. Drift total.

Figura 5. 23: Resultados modelos MTBF, panel crítico 1, para diferentes constantes torsionales. Prototipo 1.

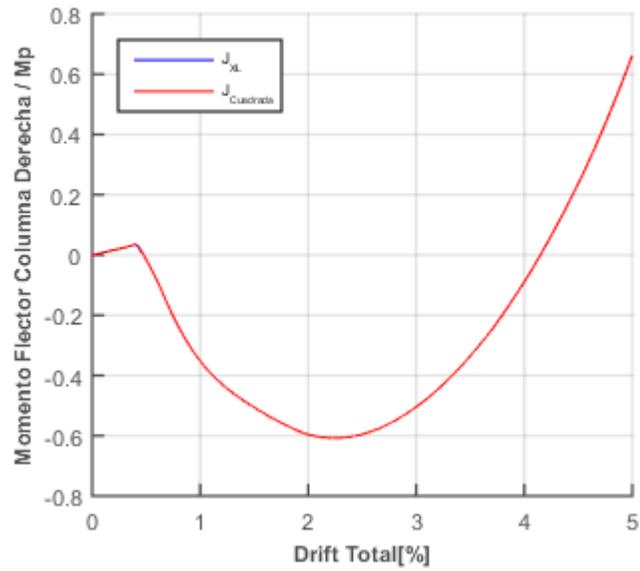
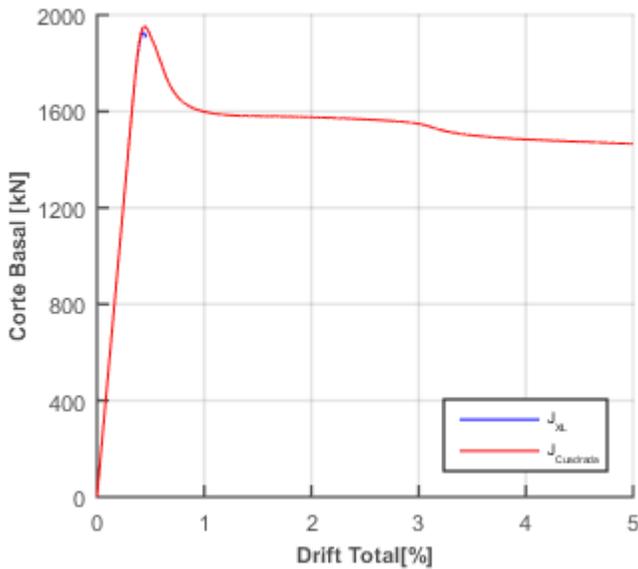


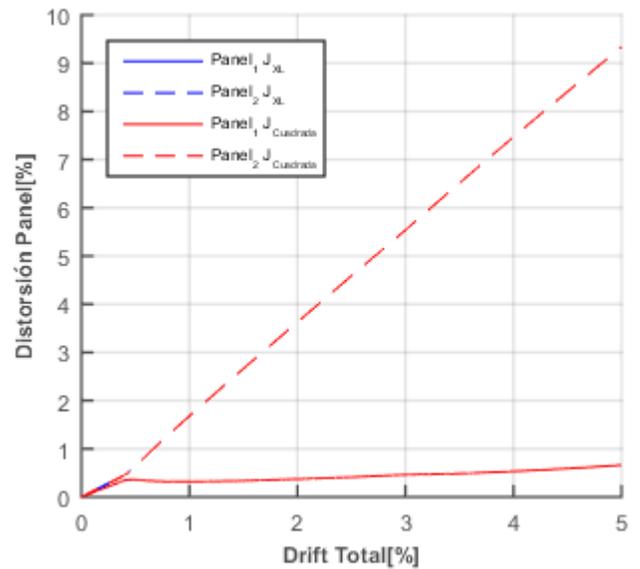
Figura 5. 24: Resultados modelos MTBF, panel crítico 1, para diferentes constantes torsionales. Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total. Prototipo 1.

- Modelo MTBF_{TC2}

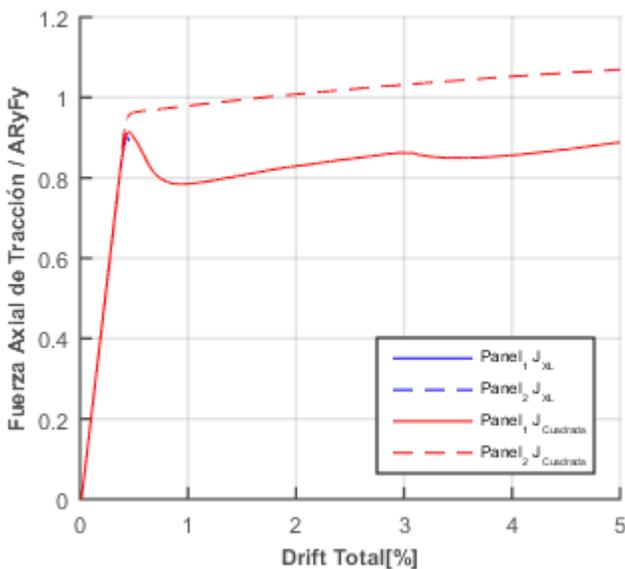
Se obtienen resultados análogos a los obtenidos por el análisis MTBF_{TC1}, con la diferencia de que en este caso primero pandea la diagonal del panel 2, seguido por la del panel 1 (Figura 5.26d). Seguidamente, la diagonal del panel 2 llega a la fluencia sin presenciar disminución en el rango de análisis. Por otra parte, debido a la diferencia entre distorsiones por panel, se evidencia un aumento del momento flector en la ubicación entre paneles de la columna derecha hasta un 4%H donde llega a su máximo de 0.85Mp, para luego disminuir levemente debido su pandeo por flexión en el plano.



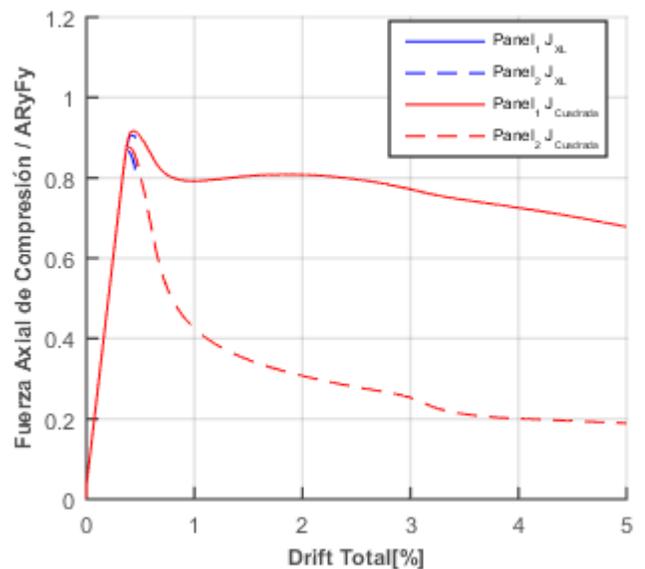
(a): Corte Basal vs. Drift total.



(b): Distorsión panel vs. Drift total.



(c): Fuerza de tracción de diagonales vs. Drift total.



(d): Fuerza de compresión de diagonales vs. Drift total.

Figura 5. 25: Resultados modelos MTBF, panel crítico 2, para diferentes constantes torsionales. Prototipo 1.

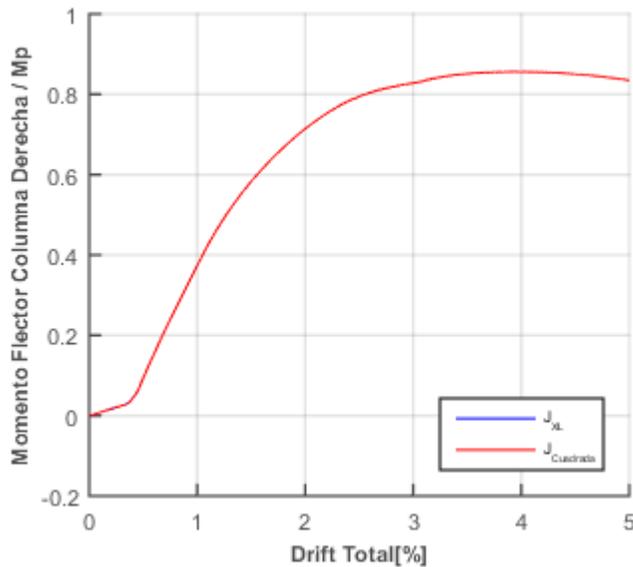


Figura 5. 26: Resultados modelos MTBF, panel crítico 2, para diferentes constantes torsionales. Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total. Prototipo 1.

Se evidencia de esta forma que otro de los parámetros influyentes en las respuestas de los marcos CBF y MTBF es el valor de la rigidez torsional de los perfiles de diagonales; resultando que, a mayor rigidez torsional del sistema, mayor es la incursión en el rango inelástico. Por lo tanto, se obtiene un mejor desempeño estructural en el Prototipo 1, al utilizar diagonales con mayor rigidez torsional, en este caso perfiles cuadrados respecto a perfiles doble ángulo XL.

Por otra parte, la diferencia observada entre metodologías de diseño, CBF y MTBF, es que el primero evidencia una reducción de la resistencia del perfil traccionado luego de alcanzada la fluencia, por la reducción de la resistencia de la diagonal comprimida del mismo panel, lo que conlleva a una disminución de la rigidez lateral del marco y un pandeo biaxial de la columna comprimida. En cambio, para los MTBF no se observa decrecimiento de la resistencia de los perfiles traccionados luego de alcanzada la fluencia, para el rango de deformación analizada, hasta un 5%H. Esto puede deberse a la diferencia entre puntales, tanto en los perfiles como su orientación; teniendo para el caso MTBF puntales orientados tal que, aumenten la rigidez fuera del plano del marco.

5.2.1.6. Resumen análisis Prototipo 1

- (1) Al comparar los resultados de los marcos diseñados bajo las dos normativas, prNCh2369 (INN-Chile, 2018) y AISC (AISC, 2016a), se evidencia una poca dispersión entre ellos, con bajas incursiones en los rangos inelásticos. Asimismo, el modelo diseñado por el prNCh2369, CBF, exhibe mayores distorsiones en el panel 2, hasta alcanzado el peak máximo de la resistencia del marco (0.5%H), donde se evidencia la fluencia de la diagonal del primer panel.
- (2) La modificación del perfil de la columna propuesto por la disposición AISC 341-16 (AISC, 2016a) para marcos multi-panel, no es caracterizada como influyente en la respuesta del sistema.
- (3) Al aumentar la rigidez de los sistemas, bien sea CBF o MTBF, a través del aumento del espesor de las conexiones tipo gusset, los marcos presentan una mayor incursión en sus rangos inelásticos. Asimismo, el marco CBF diseñado bajo el prNCh2369 (INN-Chile, 2018) es más resistente en un 4.5%, y el MTBF diseñado bajo la AISC (AISC, 2016a) más flexible, con drift totales últimos mayores en un 11.5%. Por otra parte, el modelo diseñado por el prNCh2369 (INN-Chile, 2018) exhibe el panel 1 como el crítico.
- (4) Al comparar la respuesta de los sistemas para los diferentes perfiles de diagonales, diseñados bajo ambas metodologías, se obtiene que el MTBF_{TC1} diseñado bajo la AISC (AISC, 2016a) haciendo fluir el panel 1 presenta una resistencia 4% menor, permitiendo deformaciones laterales 90% mayores, respecto a lo obtenido bajo el diseño del prNCh2369 (INN-Chile, 2018); a su vez, la columna comprimida exhibe pandeo biaxial a partir de un 3%H, caso no observado en la respuesta del CBF debido a que no se alcanza este nivel de deformaciones. Por otra parte, al comparar el marco MTBF_{TC2} diseñado bajo la AISC (AISC, 2016a) haciendo fluir el panel 2, respecto al marco diseñado con la normativa nacional prNCh2369 (INN-Chile, 2018); no se evidencia diferencia en los rangos de deformaciones incursionados.
- (5) Se evidencia una mayor incursión en los rangos inelásticos de los tres modelos al sustituir la constante torsional de las diagonales XL por las cuadradas, hasta el 5% del drift total. Sin embargo, para el modelo diseñado por el prNCh2369 (INN-Chile, 2018) se evidencia el pandeo biaxial de la columna comprimida.

Se concluye que la respuesta del Prototipo 1 con igual altura de paneles diseñado bajo la normativa nacional prNCh2369 (INN-Chile, 2018) exhibe una incursión en el rango de deformaciones inelásticas 2.4 veces mayor, respecto a los resultados del marco con cambio de perfil de diagonal. Asimismo, para ambos diseños, se evidencia un aumento en la rigidez de los sistemas, al aumentar el espesor de sus conexiones, y al incrementar ficticiamente la constante torsional del elemento XL, lo que se traduce en un aumento en la rigidez torsional de los marcos.

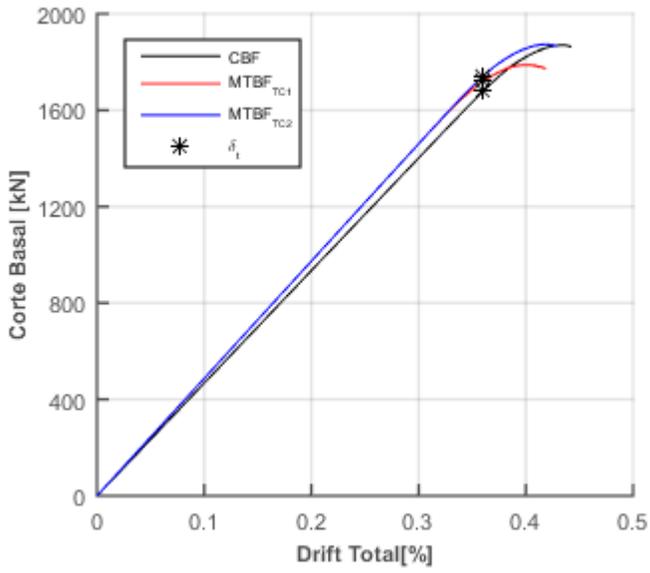
Finalmente, se evidencia que para el modelo CBF se obtuvo como panel crítico el panel 2 para deformaciones menores al 0.45%H, y como panel crítico el panel 1 para deformaciones mayores. En cambio, para los diseños MTBF, se exhiben los dos casos posibles de paneles críticos.

5.2.2. Prototipo 2

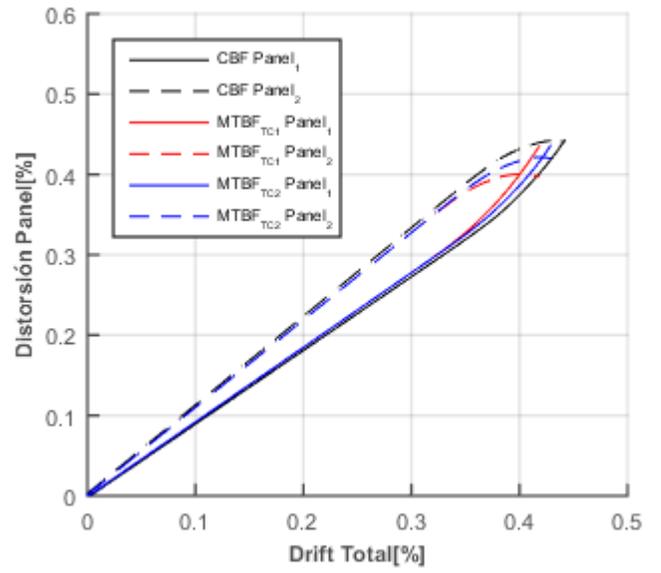
5.2.2.1. Resultados de modelos iniciales

A continuación, se presentan los resultados de los análisis pushover de los modelos iniciales del Prototipo 2. Al comparar los resultados de los análisis de las estructuras diseñados bajo las diferentes normativas, se obtiene que la diseñada bajo el prNCh2369 (INN-Chile, 2018) presenta un patrón aproximadamente equivalente a los obtenidos por el diseño AISC341-16(AISC, 2016a) bajo el análisis de panel crítico 2. Esto, puede verse relacionado en lo obtenido en el diseño bajo la AISC341-16, donde resultó como diseño efectivo al hacer fluir el panel 2. A su vez, los valores de momento flector de la columna entre paneles alcanzan un valor máximo de 0.035Mp para el diseño prNCh2369 y 0.03Mp para el AISC.

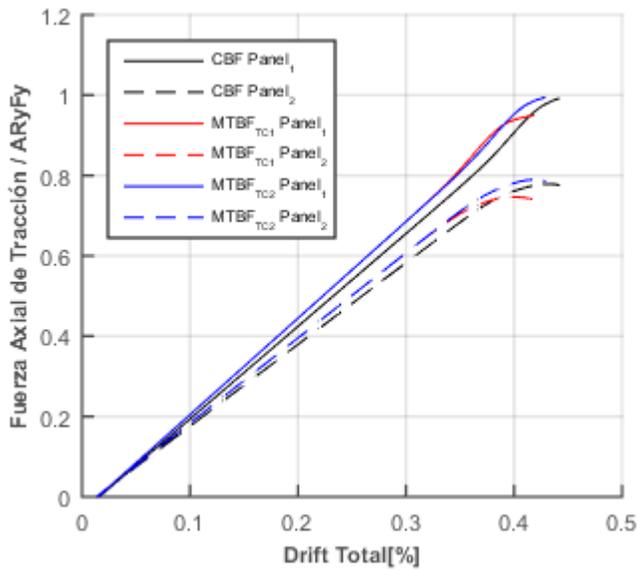
Asimismo, se ve que ambas estructuras llegan a sus valores máximos de resistencia para un drift total de 0.4% y se mantienen en los rangos elásticos para el desplazamiento objetivo. Además, al igual que para el Prototipo 1, los sistemas presentan poca capacidad de incursionar en los rangos inelásticos de deformación. Por lo cual, se decide realizar el mismo esquema de análisis utilizado en el Prototipo 1.



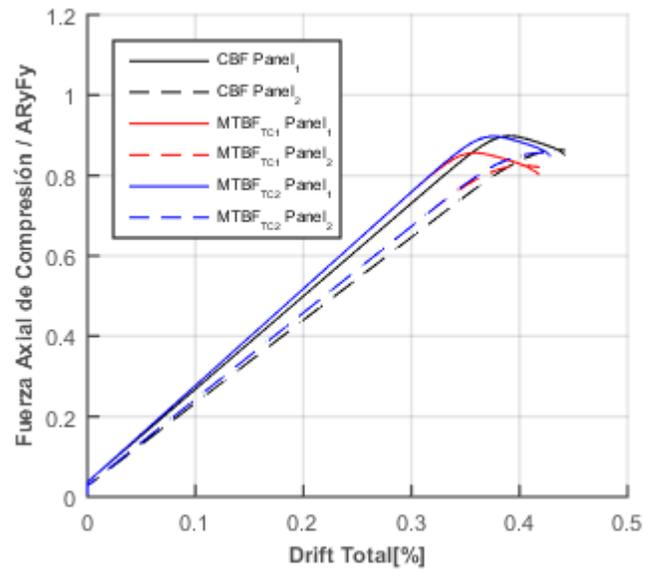
(a): Corte Basal vs. Drift total.



(b): Distorsión panel vs. Drift total.

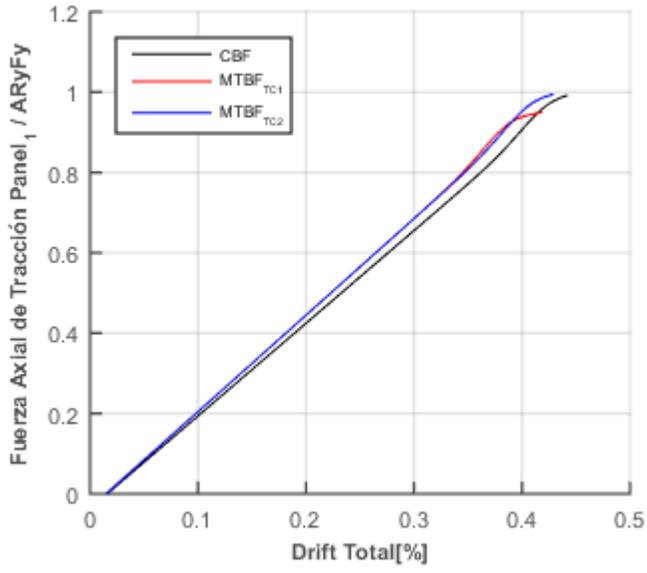


(c): Fuerza de tracción de diagonales vs. Drift total.

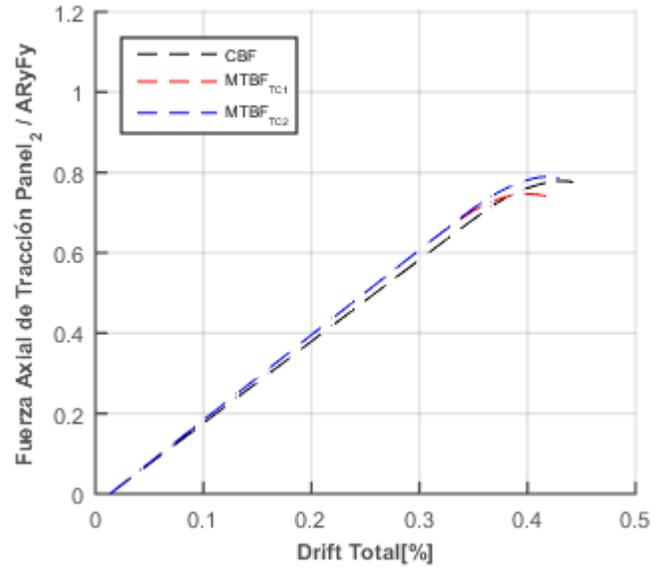


(d): Fuerza de compresión de diagonales vs. Drift total.

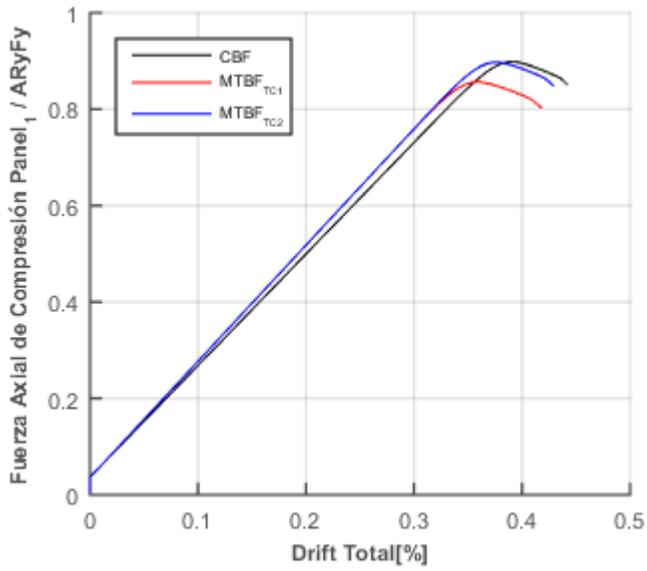
Figura 5. 27: Resultados modelos iniciales. Prototipo 2.



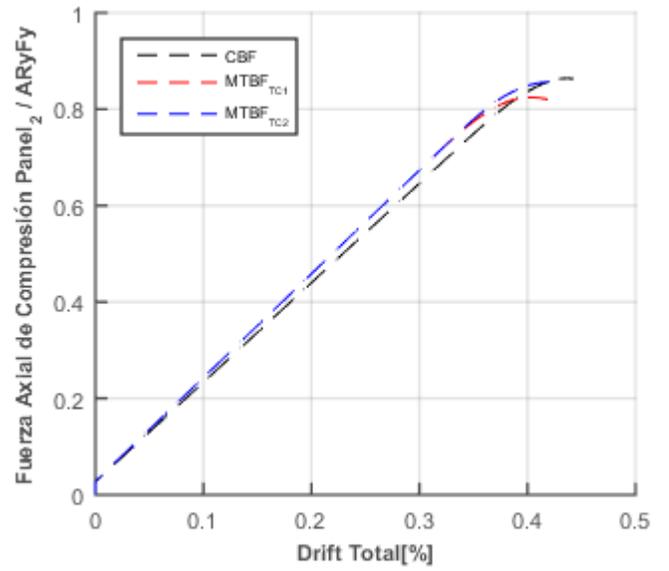
(a): Fuerza de tracción de diagonales panel 1 vs. Drift total.



(b): Fuerza de tracción de diagonales panel 2 vs. Drift total.



(c): Fuerza de compresión de diagonales panel 1 vs. Drift total.



(d): Fuerza de compresión de diagonales panel 2 vs. Drift total.

Figura 5. 28: Resultados modelos iniciales. Prototipo 2.

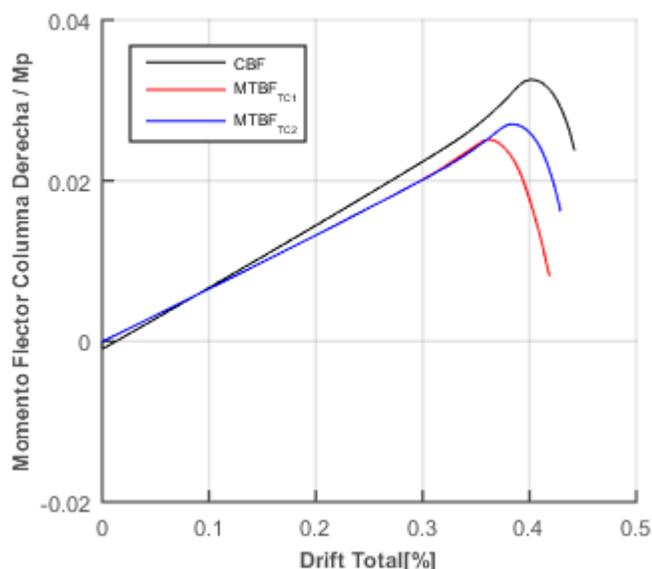


Figura 5. 29: Resultados modelos iniciales. Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total. Prototipo 2.

5.2.2.2. Resultados de modelos modificando perfil de columnas

Los resultados se ubican en el apartado de Anexos, donde se obtiene que, al igual que en los resultados del Prototipo 1, no existe influencia significativa al modificar los perfiles de las columnas.

5.2.2.3. Resultados de modelos modificando el perfil del puntal

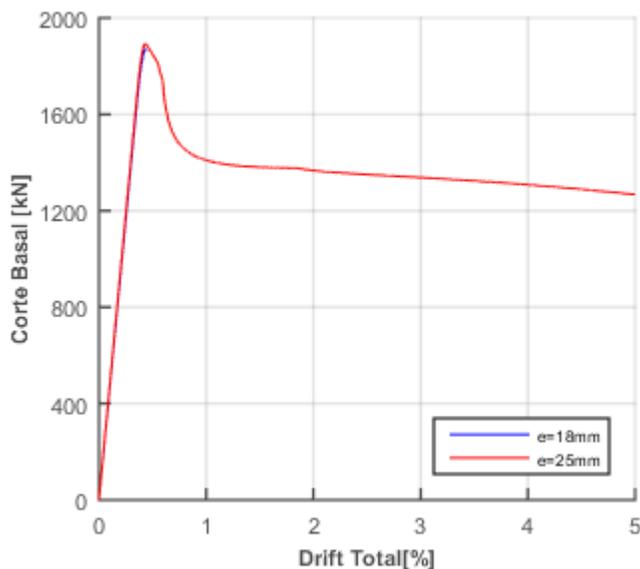
Para el caso del Prototipo 2 se chequea la influencia del cambio del perfil del puntal, debido a que el puntal utilizado se encuentra dimensionado a un 90% de la rigidez lateral requerida, muy cercana a la máxima. Por lo que se comparan los resultados de los modelos iniciales, con puntal HN25x106, versus modelos con perfil de puntal IN30x102, dimensionado a un 70% de la rigidez lateral requerida. Los resultados se ubican en el apartado de Anexos, resultando que, a pesar de estar aumentando la rigidez lateral fuera del plano, no existe diferencia significativa en los resultados.

5.2.2.4. Resultados de modelos modificando el espesor de la conexión gusset

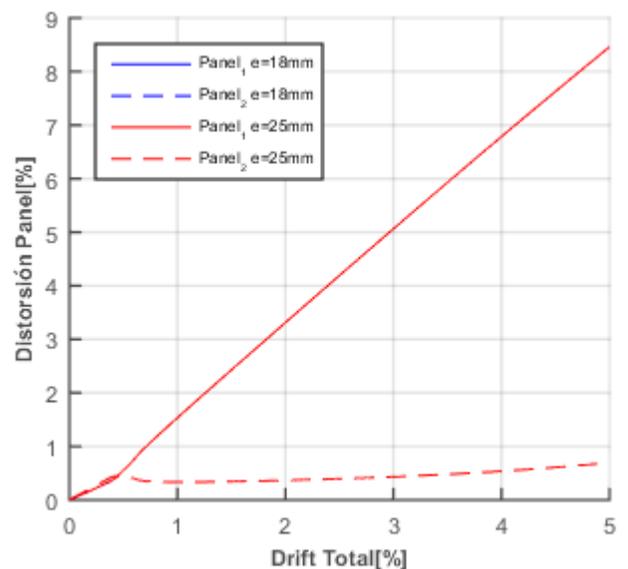
A continuación, y al igual que para el Prototipo 1, se presentan los resultados de los análisis de los sistemas de modelos iniciales modificando los espesores de las conexiones tipo gusset.

- Modelo CBF

Inicialmente, se observa una superposición en los rangos lineales elásticos de los resultados de ambos espesores, con diferencia de que, la respuesta del marco con mayor espesor (25mm) exhibe un aumento en la resistencia en un 1.34% y una incursión mayor en los rangos inelásticos, alcanzando un drift total de 5%H, que representa 11 veces lo obtenido en el marco de espesor de gusset de 18mm. Asimismo, se observa una analogía entre los resultados del Prototipo 1, resultando como panel crítico el panel 1. A su vez, la diagonal traccionada llega a la fluencia en el peak máximo de resistencia del marco, sin presenciarse decaída al aumentar la deformación, y, la diagonal comprimida de este panel, llega a su máximo y luego decae hasta un 0.2% de su capacidad.

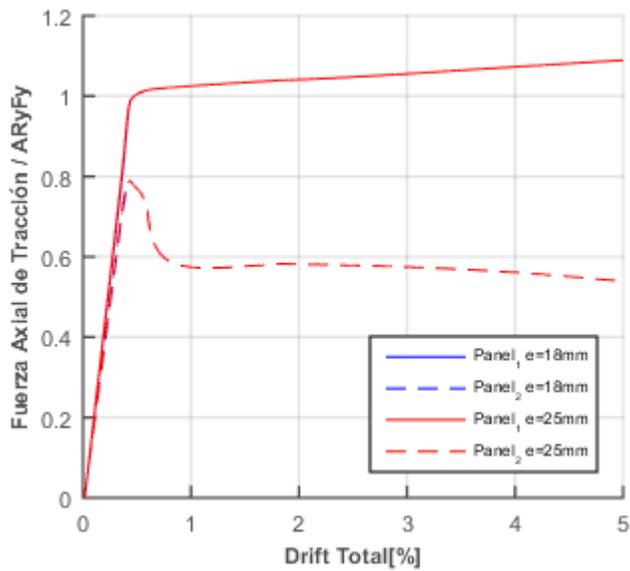


(a): Corte Basal vs. Drift total.

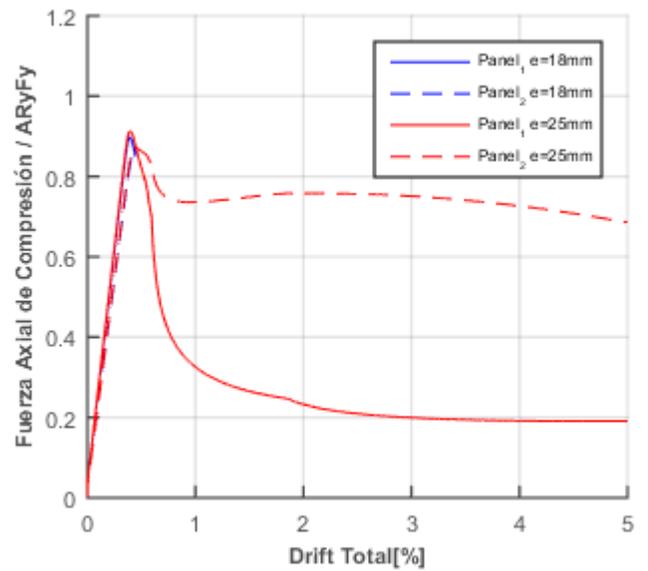


(b): Distorsión panel vs. Drift total.

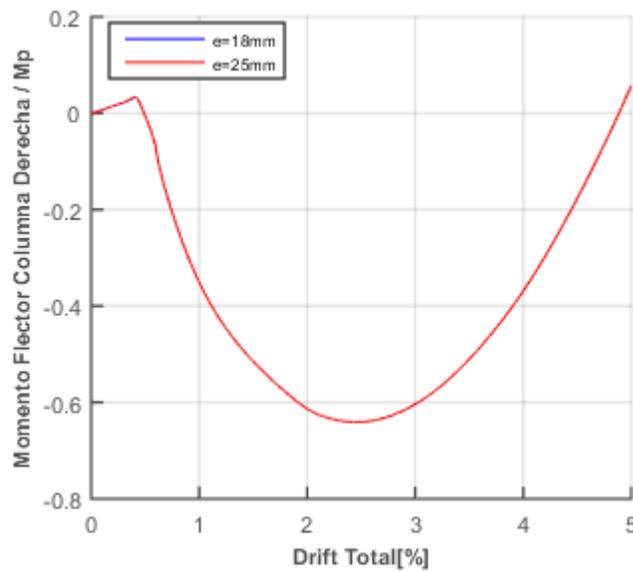
Figura 5. 30: Resultados modelos CBF, para diferentes espesores de conexión gusset. Prototipo 2.



(a): Fuerza de tracción de diagonales vs. Drift total.



(b): Fuerza de compresión de diagonales vs. Drift total.

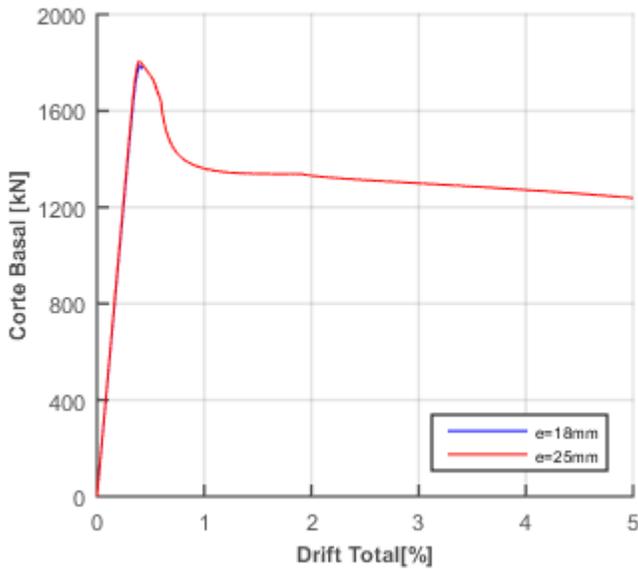


(c): Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total.

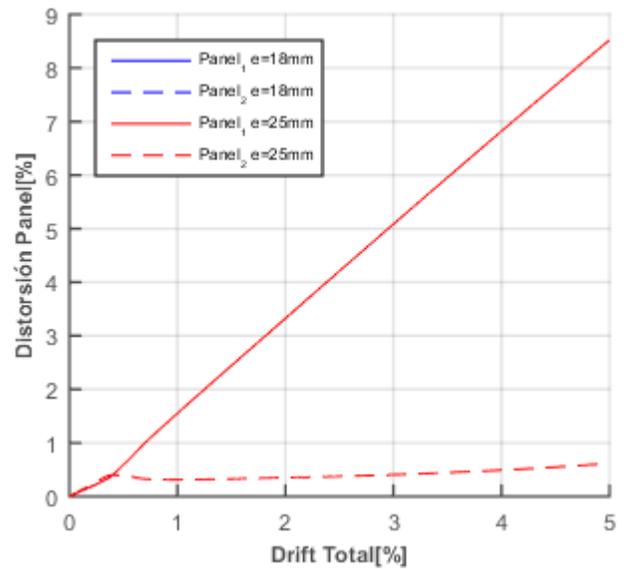
Figura 5. 31: Resultados modelos CBF, para diferentes espesores de conexión gusset. Prototipo 2.

- Modelo MTBF_{TC1}

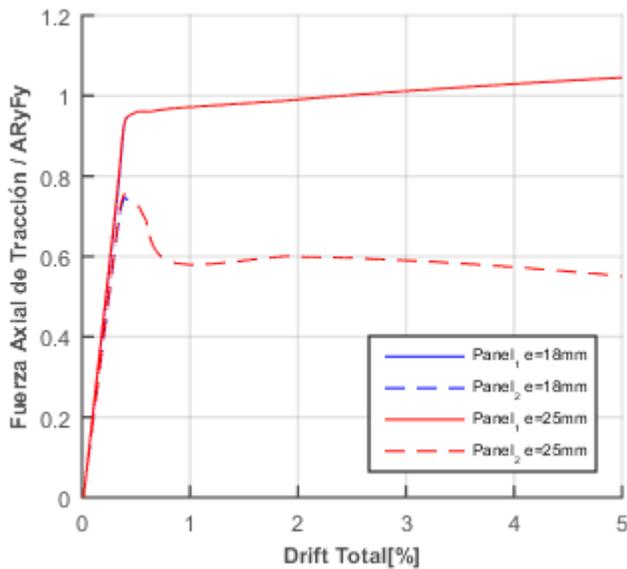
Se observa en los resultados (Figura 5.33 y Figura 5.34) que al igual que para el caso CBF, existe una superposición entre las respuestas en los rangos elásticos. Asimismo, se evidencia que al aumentar el espesor, el marco evidencia un aumento en la resistencia y una mayor incursión en el rango inelástico de deformaciones.



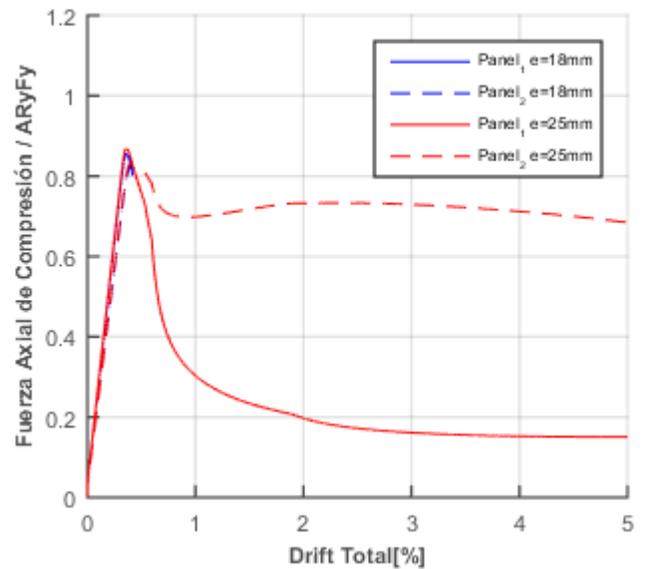
(a): Corte Basal vs. Drift total.



(b): Distorsión panel vs. Drift total.



(c): Fuerza de tracción de diagonales vs. Drift total.



(d): Fuerza de compresión de diagonales vs. Drift total.

Figura 5. 32: Resultados modelos MTBF, panel crítico 1, para diferentes espesores de conexión gusset. Prototipo 2.

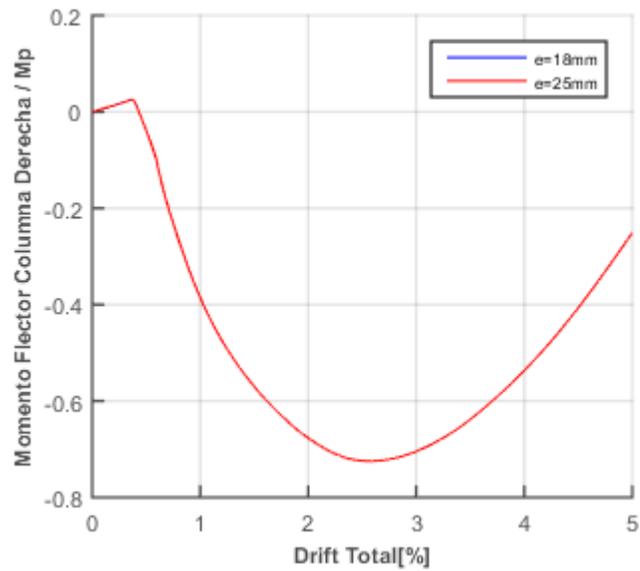
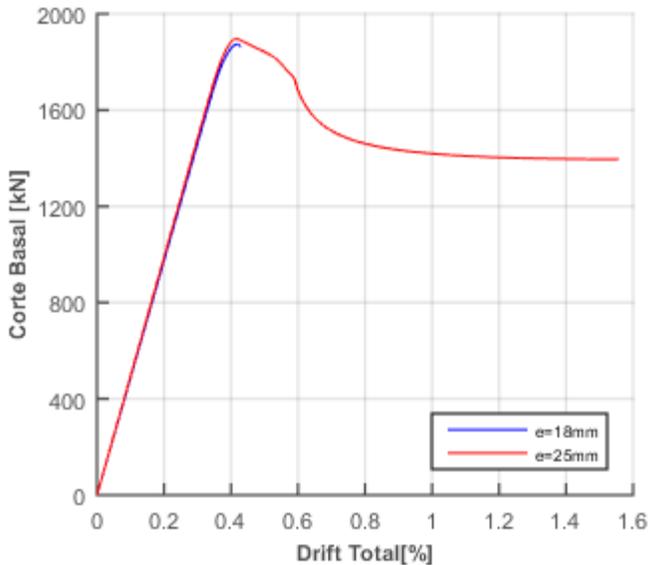


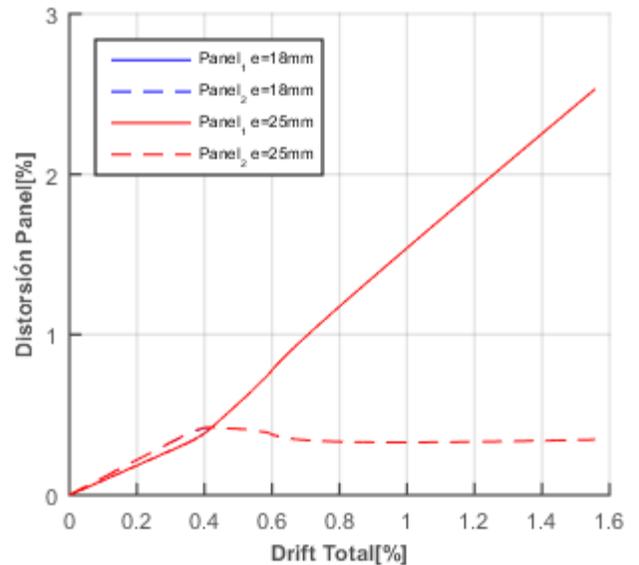
Figura 5. 33: Resultados modelos MTBF, panel crítico 1, para diferentes espesores de conexión gusset. Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total. Prototipo 2.

- Modelo MTBF_{TC2}

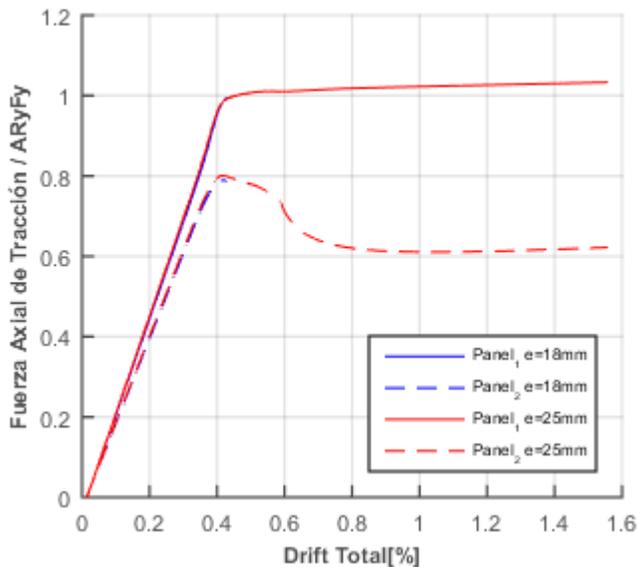
Al igual que para los casos anteriores, los resultados (Figura 5.35 y Figura 5.36) exhiben una superposición en los rangos lineales elásticos, y un aumento en la resistencia al aumentar el espesor de gusset a 25mm, con diferencia de que en este caso el marco alcanza un drift total de 1.5%H, que representa 3.5 veces el del marco con espesor de gusset de 18mm. Asimismo, se obtuvo que luego de pasado el peak máximo de resistencia del marco, es el panel 1 el que acumula mayor deformación, siendo éste el panel crítico, contrario al resultado que se espera al hacer fluir el panel 2 en el análisis.



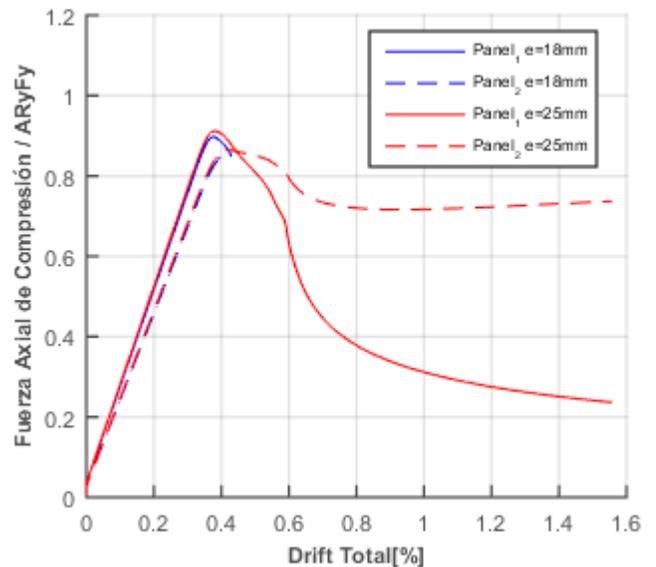
(a): Corte Basal vs. Drift total.



(b): Distorsión panel vs. Drift total.



(c): Fuerza de tracción de diagonales vs. Drift total.



(d): Fuerza de compresión de diagonales vs. Drift total.

Figura 5. 34: Resultados modelos MTBF, panel crítico 2, para diferentes espesores de conexión gusset. Prototipo 2.

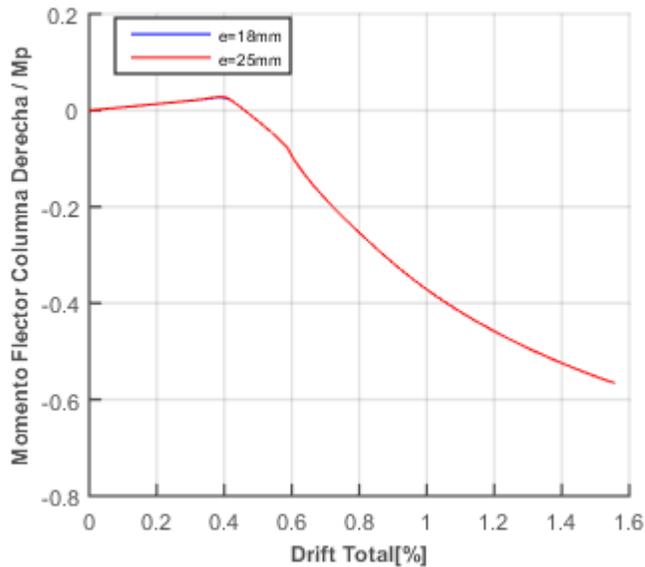


Figura 5. 35: Resultados modelos MTBF, panel crítico 2, para diferentes espesores de conexión gusset. Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total. Prototipo 2.

Se concluye que el cambio de rigidez, en este caso el espesor de la conexión gusset, influye en los resultados de los análisis permitiendo una mayor incursión del sistema en el rango inelástico, mayores a las obtenidas para el Prototipo 1.

Al comparar los resultados de los marcos utilizando un mayor espesor de gusset (25mm), diseñados bajo ambas metodologías, se obtiene que tanto el diseñado bajo el prNCh2369 (INN-Chile, 2018) y bajo la AISC (AISC, 2016a) haciendo fluir el panel 1, presentan una capacidad de incursionar en el rango total de deformaciones analizadas (5%H). Por otra parte, al comparar el marco diseñado bajo la AISC (AISC, 2016a) haciendo fluir el panel 2 respecto al diseñado bajo la normativa nacional prNCh2369 (INN-Chile, 2018), el primero presenta una menor capacidad de incursionar en el rango de deformaciones inelásticas, alcanzado un drift total máximo de 1.5%H.

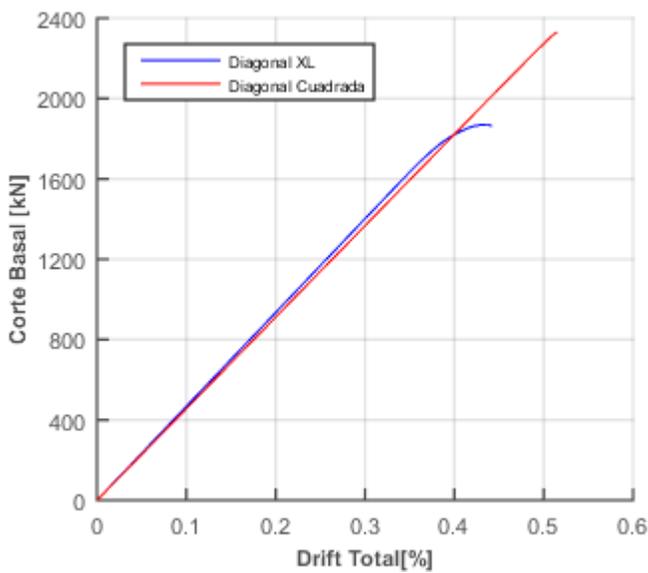
Finalmente se exhibe para los tres casos analizados (CBF, MTBF_{TC1} y MTBF_{TC2}) al panel 1 como el crítico, y, no se evidencia pandeo fuera del plano de la columna comprimida.

5.2.2.5. Resultados de modelos modificando perfiles de diagonales

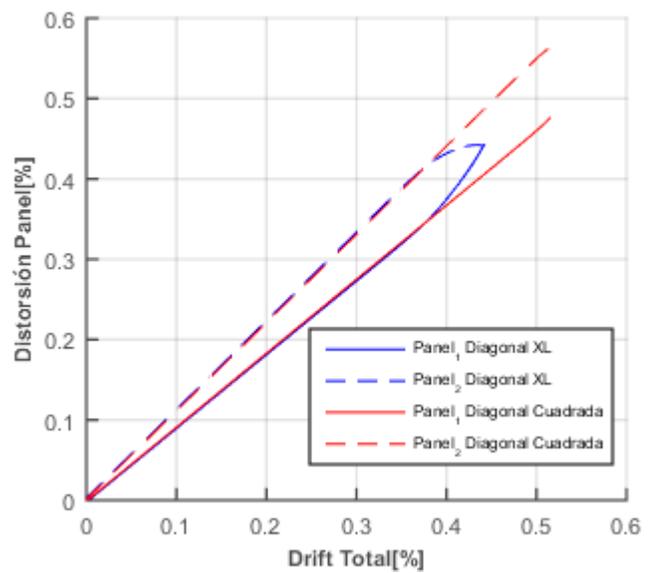
A continuación, y al igual que para el Prototipo 1, se presentan los resultados de los análisis de los sistemas de modelos iniciales modificando los perfiles de las diagonales.

- Modelo CBF

Como se observa (Figura 5.37 y Figura 5.38), los resultados presentan gráficos con patrones semejantes a los del Prototipo 1, donde se evidencia que al utilizar diagonales cuadradas en los modelos diseñados con el prNCh2369 (INN-Chile, 2018) resulta en desempeños lineales con convergencia en los resultados hasta un 0.51% del drift total.

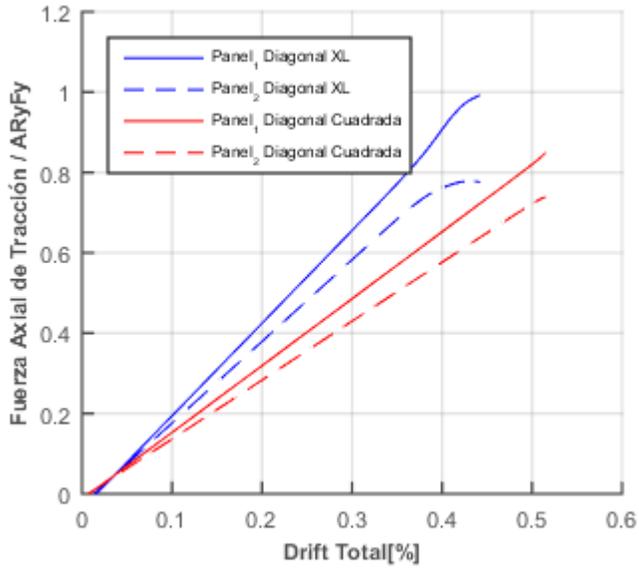


(a): Corte Basal vs. Drift total.

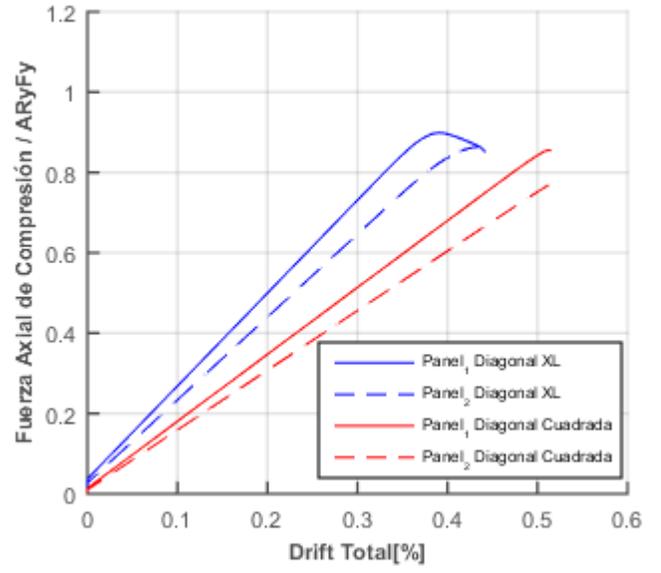


(b): Distorsión panel vs. Drift total.

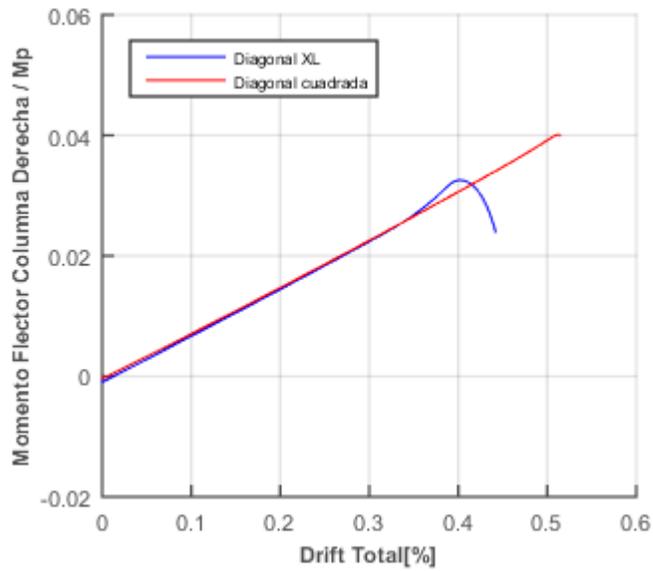
Figura 5. 36: Resultados modelos CBF, para diferentes diagonales. Prototipo 2.



(a): Fuerza de tracción de diagonales vs. Drift total.



(b): Fuerza de compresión de diagonales vs. Drift total.

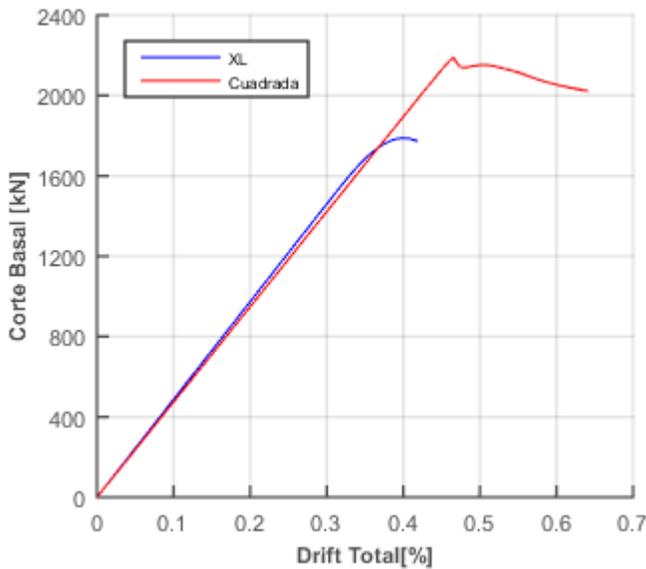


(c): Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total.

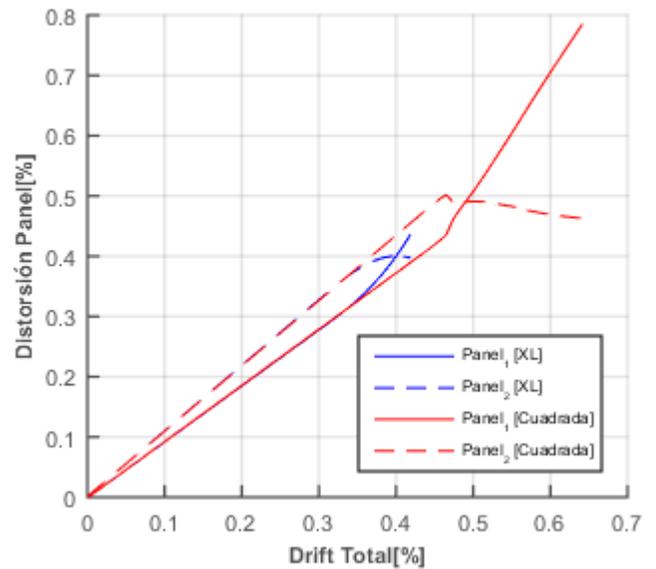
Figura 5. 37: Resultados modelos CBF, para diferentes diagonales. Prototipo 2.

- Modelo MTBF_{TC1}

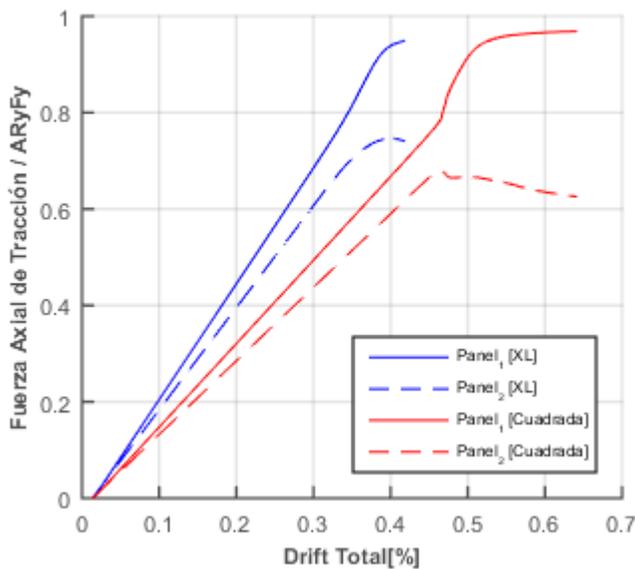
Para el caso del análisis MTBF_{TC1}, el análisis permite mayores deformaciones en el rango inelástico respecto al modelo inicial, convergiendo hasta un 0.64% del drift total; sin embargo, menores que lo obtenido en el Prototipo 1. Asimismo, se exhibe un aumento en el peak máximo de resistencia en un 22%, respecto al modelo con diagonales de sección XL.



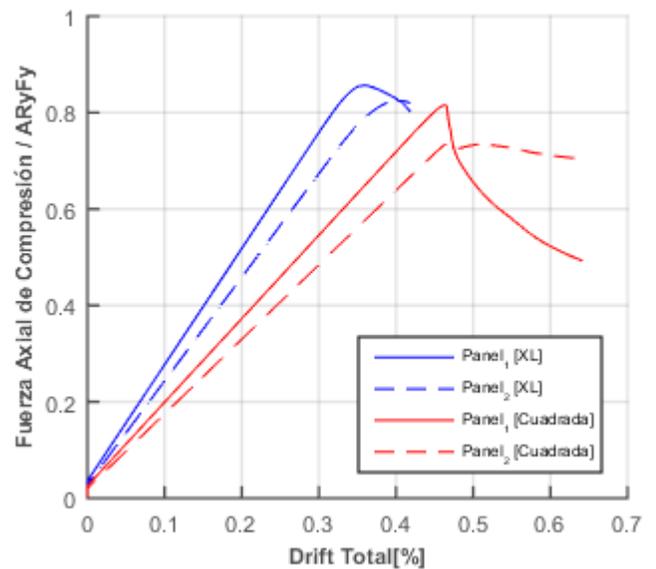
(a): Corte Basal vs. Drift total.



(b): Distorsión panel vs. Drift total.



(c): Fuerza de tracción de diagonales vs. Drift total.



(d): Fuerza de compresión de diagonales vs. Drift total.

Figura 5. 38: Resultados modelos MTBF, panel crítico 1, para diferentes diagonales. Prototipo 2.

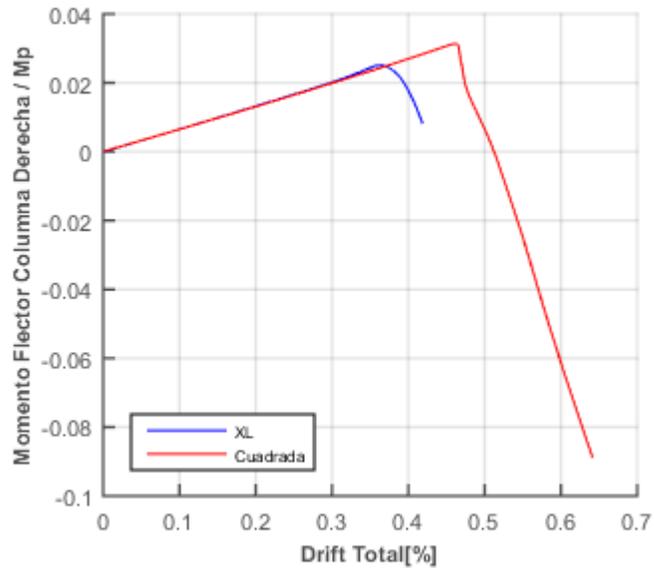
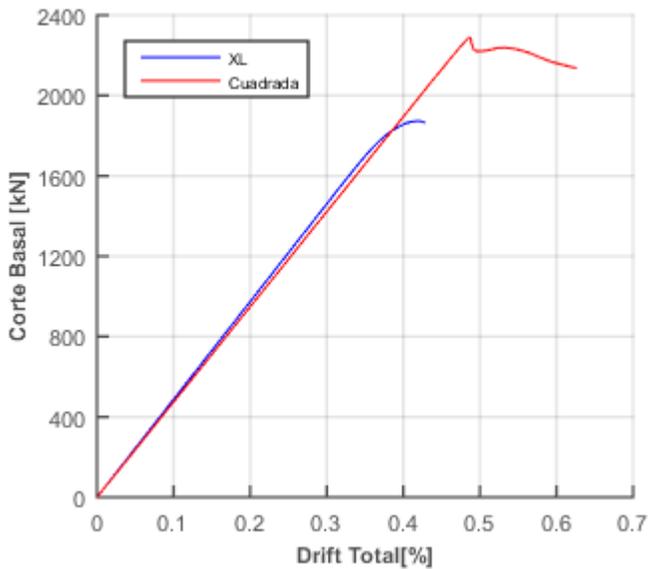


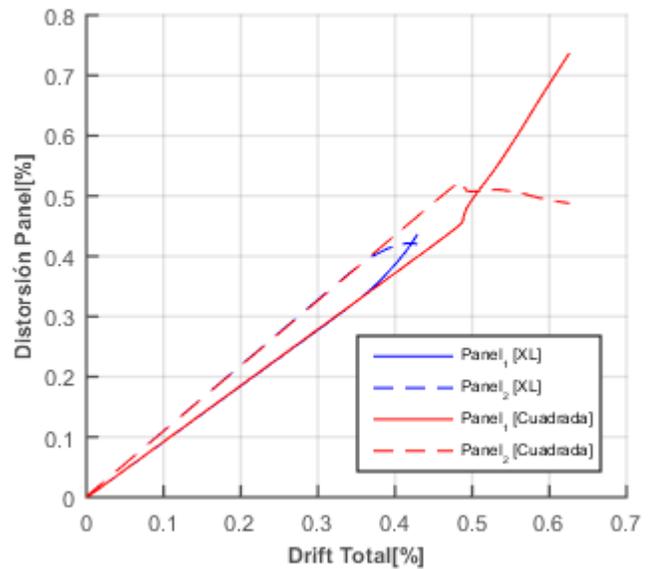
Figura 5. 39: Resultados modelos MTBF, panel crítico 1, para diferentes diagonales. Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total. Prototipo 2.

- Modelo MTBF_{TC2}

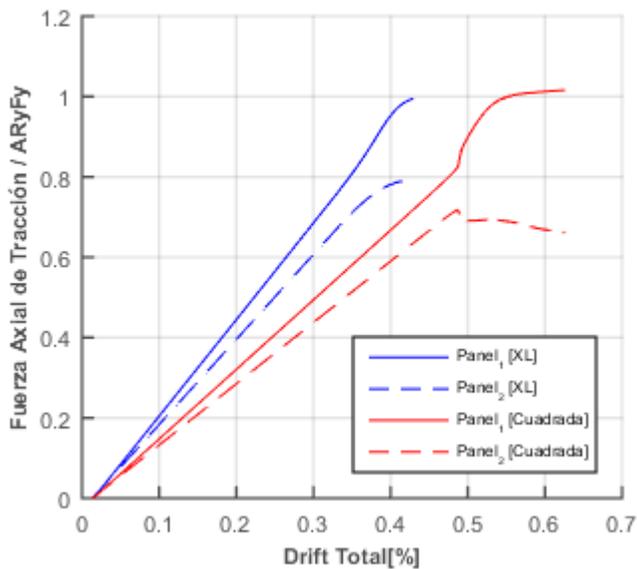
En los resultados (Figura 5.41 y Figura 5.42) se observa que el modelo permite deformaciones pasadas el rango lineal elástico, a diferencia del Prototipo 1. Seguidamente, al igual que para el análisis MTBF_{TC2} con cambio de espesor del gusset, se exhibe que el panel crítico es el 1, a pesar de inducir la fluencia del panel 2, obteniendo patrones de resultados similares respecto a las gráficas de MTBF_{TC1}.



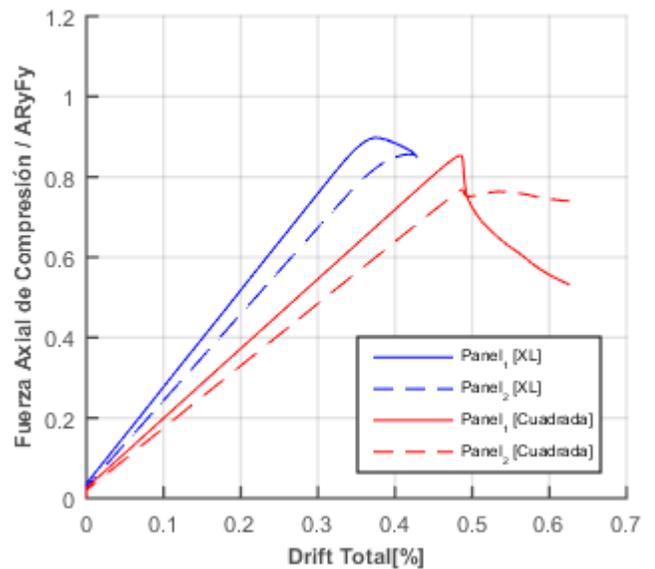
(a): Corte Basal vs. Drift total.



(b): Distorsión panel vs. Drift total.



(c): Fuerza de tracción de diagonales vs. Drift total.



(d): Fuerza de compresión de diagonales vs. Drift total.

Figura 5. 40: Resultados modelos MTBF, panel crítico 2, para diferentes diagonales. Prototipo 2.

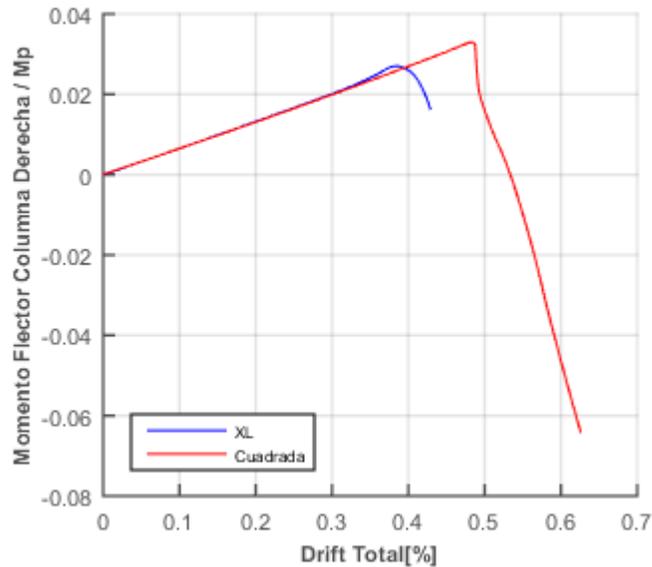


Figura 5. 41: Resultados modelos MTBF, panel crítico 2, para diferentes diagonales. Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total. Prototipo 2.

Finalizando la comparación de resultados para diferentes perfiles de diagonales, XL versus Cuadradas, se observa que al modelar la estructura con diagonales XL, ambos marcos permiten mayores deformaciones, sin evidenciar pandeo fuera del plano de la columna comprimida.

Al comparar los resultados de los marcos utilizando diagonales cuadradas, diseñados bajo ambas metodologías, se obtiene que el diseño bajo la AISC (AISC, 2016a), tanto haciendo fluir el panel 1 como el panel 2, presenta una resistencia 6% menor, permitiendo 25% mayores deformaciones respecto a lo obtenido bajo el diseño del prNCh2369 (INN-Chile, 2018). Asimismo, el marco CBF exhibe una respuesta que se mantiene en el rango lineal elástico, sin alcanzar la fluencia de las diagonales traccionadas. Finalmente, se exhibe para los tres casos analizados, CBF y MTBF, el panel 1 como crítico.

Ahora, y como se realizó para el Prototipo 1, se decide realizar un último set de análisis comparativo respecto a los modelos iniciales, modificando la constante torsional de la XL por el valor de la constante del perfil cuadrado.

5.2.2.6. Resultados de modelos modificando las constantes torsionales

Debido a la analogía entre los resultados respecto al Prototipo 1, estos se ubican en el apartado de Anexos, de donde se sustraen las siguientes observaciones:

- Se evidencia un acople entre los resultados con convergencia hasta un 5%H, permitiendo mayores deformaciones en el rango inelástico.
- Para el caso del modelo CBF se exhibe el panel 1 como crítico. Asimismo, se observa pandeo biaxial de la columna comprimida.
- Para el caso del modelo $MTBF_{TC1}$, se evidencia que la diagonal traccionada, luego de fluir, mantiene su resistencia hasta el final del análisis.
- El caso del modelo $MTBF_{TC2}$ tiene como diferencia respecto a lo obtenido para el Prototipo 1, que se exhibe una concentración de distorsiones en el panel 1, definido como crítico, contrario a lo obtenido en el diseño según la AISC (AISC, 2016a).

Se comprueba de esta forma que otro de los parámetros influyentes en las respuestas de los marcos CBF y MTBF para el Prototipo 2, es el valor de la constante torsional de los perfiles de diagonales. Así, se evidencia que, se necesitaría de una constante 120 veces mayor en los perfiles de diagonales XL, para obtener una mayor incursión en el rango inelástico; situación que es físicamente imposible por ser esta constante una propiedad invariable de cada perfil.

La diferencia entre los casos de ambas metodologías de diseño, CBF y MTBF, al igual que para el Prototipo 1, es que el primero evidencia una reducción de la resistencia del perfil traccionado luego de alcanzada la fluencia, por la reducción de la resistencia de la diagonal comprimida del mismo panel, lo que conlleva a una disminución de la rigidez lateral del marco y un pandeo bidireccional de la columna comprimida. En cambio, para los MTBF no se observa decrecimiento de la resistencia de los perfiles traccionados luego de alcanzada la fluencia, para el rango de deformación analizada, hasta un 5%H.

5.2.2.7. Resumen análisis Prototipo 2

- (1) Al comparar los resultados de los marcos diseñados bajo las dos normativas, prNCh2369 (INN-Chile, 2018) y AISC (AISC, 2016a), se evidencia una poca diferencia entre ellos, con bajas incursiones en los rangos inelásticos. Asimismo, el modelo diseñado por el prNCh2369, CBF, presenta mayores distorsiones en el panel 2, hasta alcanzado el peak máximo de la resistencia del marco (0.45%H), donde se evidencia la fluencia de la diagonal del primer panel.
- (2) La modificación del perfil de la columna propuesto por la disposición AISC341-16 (AISC, 2016a) para marcos multi-panel, no es caracterizada como influyente en la respuesta del sistema.
- (3) La modificación del perfil del puntal, equivalente a un aumento en la restricción fuera del plano del sistema, no es caracterizada como influyente en la respuesta.
- (4) Al aumentar la rigidez de los sistemas, bien sea CBF o MTBF, a través del aumento del espesor de las conexiones tipo gusset, los marcos presentan una mayor incursión en sus rangos inelásticos. Asimismo, se obtiene que tanto el marco diseñado bajo el prNCh2369 (INN-Chile, 2018) y bajo la AISC (AISC, 2016a) haciendo fluir el panel 1, presentan una capacidad de incursionar en el rango total de deformaciones analizadas (5%H), caso contrario a la respuesta del marco diseñado bajo la AISC (AISC, 2016a) haciendo fluir el panel 2, el cual alcanza un drift total máximo menor, igual a 1.5%H.
- (5) Al comparar la respuesta de los sistemas para los diferentes perfiles de diagonales, se obtiene que la respuesta de los marcos MTBF presentan una mayor incursión en los rangos inelásticos y una resistencia 6% menor, respecto a la respuesta CBF. A su vez, la respuesta del marco CBF no exhibe la fluencia de la diagonal.
- (6) Se evidencia una mayor incursión en los rangos inelásticos de los tres modelos al sustituir la constante torsional de las diagonales XL por las cuadradas. Asimismo, se observa que el marco diseñado según el prNCh2369 exhibe pandeo biaxial de la columna comprimida, a diferencia del diseño según la AISC341-16(AISC, 2016a), que no evidencia pandeo fuera del plano.
- (7) Para los tres casos analizados, CBF y MTBF, modificando el espesor de la conexión y la constante torsional, al permitir una mayor incursión en los rangos inelásticos del sistema, se exhibe, luego de pasado los peaks máximos de resistencia de los marcos, como panel crítico el 1.

En otro orden de ideas, se realizó un análisis del marco diseñado por la AISC (AISC, 2016a), MTBF_{TC2}, modificando el puntal del sistema al utilizado por el Prototipo 1 (IN30x102), de donde se obtuvo una convergencia de los resultados hasta un 5%H. Debido a esto, se concluye que para el Prototipo 2 usando diagonales cuadradas y puntal dimensionado fuera del límite de rigidez lateral requerida (70%), se evidencia un aumento de la rigidez lateral del sistema. Esto puede atribuirse a que la metodología de diseño dictada por la AISC(AISC, 2016a) para marcos multi-panel no se encuentra direccionada

para perfiles tipo XL, sino más bien, para perfiles cuadrados que aportan, en conjunto con el puntal, mayor rigidez fuera del plano al marco. Dichos resultados se presentan en el apartado de anexos.

Se concluye que el Prototipo 2 diseñado bajo la normativa nacional prNCh2369 (INN-Chile, 2018) exhibe una incursión en el rango de deformaciones inelásticas 10 veces mayor, respecto a los resultados del marco con cambio de perfil de diagonal. Asimismo, los resultados de los análisis para ambos diseños, evidencian un aumento en la rigidez de los sistemas al aumentar el espesor de sus conexiones y al incrementar ficticiamente la constante torsional del elemento XL, lo que se traduce en un aumento en la rigidez torsional de los marcos.

Finalmente, se exhibe como panel crítico, tanto para el modelo CBF como para los MTBF, el panel 2 para deformaciones menores a la ubicación de la resistencia máxima de los marcos, y el panel 1 para deformaciones mayores; contrario a lo evidenciado en el Prototipo 1, donde cada análisis MTBF presenta su panel crítico dependiendo de la fluencia inducida.

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

- El desempeño sísmico de los marcos multi-panel arriostrados concéntricamente (MTBF) se caracteriza por la respuesta inelástica no uniforme en altura, generada por la concentración de deformaciones en uno de los paneles, donde se inicia el pandeo de la diagonal a compresión y la posterior fluencia de la diagonal en tracción. Esto se traduce en un aumento de la demanda a flexión de las columnas, lo que resulta, en algunos casos, en pandeo por flexión o flexo-torsión. Este comportamiento, puede causar inestabilidad en el plano del marco, antes de generar un mecanismo plástico completo donde todas las diagonales han fluido en tensión, y, las de compresión, hayan llegado a su resistencia al post-pandeo.
- La normativa AISC 341-16 (AISC, 2016a) incluye dentro de la clasificación de marcos concéntricos especiales los marcos multi-panel concéntricamente arriostrados (MTBF).
Dentro de las especificaciones se agrega el cálculo de las demandas sísmicas a través de un análisis de pandeo y fluencia sucesiva entre paneles. Asimismo, se incluyen nuevos requerimientos para el diseño de las columnas y el chequeo de estabilidad lateral y torsional de los marcos.
- Existen dos metodologías para el cálculo de las demandas de las columnas, el método simplificado o de la fuerza y la metodología propuesta por Auger (2017). El método simplificado fue el utilizado en este estudio, ya que según el estudio de Auger (2017) exhibe resultados razonables para marcos de dos paneles sometidos a cargas sísmicas, aunado a que representa un ahorro computacional respecto a la metodología propuesta por Auger (2017).

Respecto a la calibración del modelo computacional se concluye que:

- El modelo numérico utilizado para la calibración de las diagonales exhibe una respuesta satisfactoria al ser comparada respecto a los valores experimentales. Para el modelo de perfiles XL se observa una leve sobreestimación de la resistencia de la sección al post-pandeo y una subestimación de la resistencia a compresión, sin embargo, la respuesta es aceptada.
- El modelo numérico utilizado para la validación de la respuesta del marco multi-panel, puede capturar la respuesta reportada en los del estudio de Imanpour et al. (2016b). Obteniendo como única diferencia remarcable, un mayor valor en el peak máximo de resistencia, el cual, fue atribuido a que, en el modelo numérico utilizado, no se tomaron en cuenta los esfuerzos residuales de las columnas, a diferencia del estudio base.

Respecto al diseño de las estructuras, se puede concluir que:

- En el estudio se define una metodología de diseño para los marcos multi-panel arriostrados concéntricamente, la cual se basa en el procedimiento de diseño dispuesto en el estudio de Imanpour & Tremblay (2016a) aplicando los requerimientos para marcos multi-panel de la normativa AISC341-16 (AISC, 2016a) e incluyendo las disposiciones de carga, análisis sísmico y criterios de esbeltez de los elementos, dispuesto por el proyecto de norma prNCh2369 (INN-Chile, 2018) para marcos arriostrados. Dicha metodología representa un acople entre ambas normativas.
- Los diseños de los marcos Prototipo 1 y 2, obtenidos por la aplicación de la metodología AISC(AISC, 2016a) para marcos multi-panel, genera marcos 20% más pesados que los obtenidos por la metodología de la normativa prNCh2369 (INN-Chile, 2018) para marcos concéntricos, equivalente al aumento en las secciones de columnas y puntales.

Respecto a los resultados de los análisis estáticos no lineales, se concluye que:

- El desempeño estructural de los marcos Prototipo 1 y Prototipo 2 diseñados bajo los requerimientos de la normativa nacional prNCh2369 (INN-Chile, 2018) exhiben resultados que difieren poco a los obtenidos bajo el diseño de la AISC 341-16 (AISC, 2016a). Los primeros, presentan un peak máximo de resistencia 3% mayor y alcanzan drifts totales 1.1 veces lo obtenido bajo el diseño de la AISC 341-16 (AISC, 2016a). Por otro lado, ambos presentan poca incursión en los rangos inelásticos de los sistemas y exhiben desempeños lineales elásticos dentro del límite del desplazamiento objetivo normativo.
Por lo tanto, se evidencia que los requerimientos de diseño de marcos multi-panel (MTBF) incluidos dentro de la normativa AISC341-16 para marcos arriostrados, específicamente en el diseño de columnas y puntales, no son efectivos en el desempeño sísmico de los marcos estudiados, respecto a lo obtenido bajo el uso de la normativa nacional, prNCh2369.
- El desempeño sísmico del Prototipo 1, con igual altura de paneles, diseñado bajo la normativa prNCh2369 (INN-Chile, 2018), exhibe como panel crítico el panel 1. En cambio, el diseñado por la AISC (AISC, 2016a), presenta paneles críticos equivalentes a la fluencia inducida en cada análisis. Por otra parte, el desempeño del Prototipo 2, con mayor altura en el panel 1 (55.4% de la altura total), exhibe para ambas metodologías de diseño al panel de base (1) como el crítico.
Por lo que, se observa un panel crítico más evidente en el marco con mayor altura de panel en la base, contrario al marco con igual altura de paneles, donde ambos paneles pueden ser críticos.
- Los diseños bajo los criterios de la AISC (AISC, 2016a), arrojan como panel crítico del Prototipo 1 el panel 1, y del Prototipo 2 el panel 2, diferente a lo obtenido en los análisis pushover. Comprobando así, que el desempeño sísmico de los marcos en estudio, puede desarrollar un panel crítico diferente a lo obtenido bajo el diseño

de la AISC cuando la relación entre resistencias de corte entre paneles se encuentre entre 1.1 y 1.15.

- Se evidenció que los diagramas de momento flector en la ubicación entre paneles de las columnas comprimidas siguen el patrón de carga axial de los puntales. Los diagramas presentan un peak máximo en el instante en el que la diagonal comprimida del panel en fluencia pandea, para luego, si se está en el caso de fluencia del panel 2, el momento presenta un aumento en su mismo signo, y si se está en la condición de fluencia del panel 1, el momento decae hasta un mínimo, para luego volver a cambiar de signo hasta alcanzar su máximo.
Esto es atribuido a que en el caso de fluencia del panel base (1) el puntal toma la carga axial desbalanceada que pasa de tracción a compresión debido al pandeo de la diagonal del panel 1, para luego volver a tracción por acumulación de deformaciones fuera del plano de la columna comprimida a la altura del panel 1. Caso contrario al hacer fluir el panel 2, donde la carga desbalanceada no genera un cambio de signo sino un aumento de la carga axial del puntal.
- Al comparar los desempeños estructurales obtenidos para ambos prototipos, utilizando las secciones de columnas obtenidas por cada metodología de diseño, resulta como no necesaria, para los casos estudiados, la implementación del requerimiento de diseño de la columna, dispuesto en la normativa AISC341 (AISC, 2016a) para marcos multi-panel.
- Al comparar el desempeño estructural del Prototipo 2 diseñado bajo la normativa AISC (AISC, 2016a), utilizando dos perfiles de puntal dimensionados a un 90% y 70% de la rigidez lateral requerida, se obtiene que este aumento de rigidez, no influye en la respuesta global del sistema estudiado.
Sin embargo, si se evidencia un mejor desempeño estructural al utilizar el puntal dimensionado al 70% de rigidez lateral en el Prototipo 2 con diagonales cuadradas, respecto al que posee el puntal dimensionado al 90% de rigidez. Esto puede atribuirse a que la metodología de diseño dictada por la AISC (AISC, 2016a) para marcos multi-panel no se encuentra direccionada para perfiles tipo XL, sino más bien, para perfiles cuadrados que aportan, en conjunto con el puntal, mayor rigidez fuera del plano al marco.
- Los desempeños estructurales resultantes para ambos prototipos y diseños, exhiben una mayor incursión en los rangos inelásticos al aumentar el espesor de las conexiones tipo gusset en un 40%; esto, debido a que, al aumentar la rigidez de las conexiones, se incrementa la rigidez torsional y fuera del plano, en la base, tope y ubicación entre paneles del marco.
- El desempeño estructural del Prototipo 2 aumentando la conexión del gusset en un 40% exhibe una capacidad de incursionar en el total de deformaciones analizadas (5%H), al igual que el diseñado por la AISC haciendo fluir el panel 1. En cambio, en la respuesta del Prototipo 1 diseñado bajo el prNCh2369 (INN-Chile, 2018) se evidencia una incursión en el rango de deformaciones hasta un 1.3%H equivalente a un 90% lo exhibido por el marco diseñado con los requerimientos de la AISC (AISC, 2016a). Asimismo, ambos prototipos diseñados bajo los

requerimientos de la normativa nacional prNCh2369 (INN-Chile, 2018) exhiben resistencias 4% mayores respecto a los marcos diseñados por la AISC 341-16 (AISC, 2016a).

- Los desempeños estructurales resultantes para ambos prototipos diseñados bajo la normativa AISC (AISC, 2016a), al cambiar el perfil de la diagonal a cuadrado, presentan mayor incursión en los rangos inelásticos de los sistemas. Para el caso del Prototipo 1 diseñado bajo la AISC (AISC, 2016a) al hacer fluir el panel 1 se observa deformaciones últimas 90% mayores, respecto al diseñado bajo el prNCh2369; a su vez, se exhibe en la columna comprimida un pandeo biaxial, caso no observado en la respuesta del diseño por el prNCh2369 (INN-Chile, 2018). En cambio, para el Prototipo 2 diseñado por la AISC (AISC, 2016a) para ambas fluencias de paneles este aumento es del 25%, sin evidenciar pandeo biaxial de la columna. Asimismo, los marcos diseñados por el prNCh2369 (INN-Chile, 2018) no exhiben la fluencia de la diagonal del panel crítico.
- Los desempeños estructurales de ambos prototipos diseñados bajo la normativa nacional prNCh2369 (INN-Chile, 2018) exhiben una mayor incursión en el rango de deformaciones inelásticas, alcanzando para el Prototipo 1 y 2 drift totales mayores en 2.4 y 10 veces, respectivamente, respecto a los resultados de los marcos al cambiar el perfil de diagonal.
- Al cambiar ficticiamente en los modelos la constante torsional de las diagonales XL por las de los perfiles cuadrados, con igual área e inercia, genera para ambos prototipos respuestas estructurales capaces de incursionar en el rango total de deformaciones analizadas (5%H). Asimismo, exhiben desempeños estructurales análogos a lo obtenido según estudios anteriores. Por lo tanto, se necesitaría de una constante torsional 120 veces mayor en los perfiles de diagonales XL, para obtener una mayor incursión en el rango inelástico; situación que es físicamente imposible por ser esta una propiedad invariable de cada perfil. De esta forma se confirma que la diferencia evidenciada entre los resultados al utilizar los diferentes perfiles de diagonal, cuadrada versus XL, se debe principalmente a la diferencia entre rigideces torsionales de los elementos.
- El desempeño evidenciado para los marcos diseñados por el prNCh2369 (INN-Chile, 2018) usando la constante torsional del perfil cuadrado, es el de una reducción de la rigidez lateral del marco luego de la disminución de la resistencia del perfil en fluencia, y el desarrollo del pandeo biaxial de la columna comprimida en la altura del primer panel; contrario a los marcos diseñados por la AISC (AISC, 2016a), donde no se observa decrecimiento de la rigidez ni pandeo fuera del plano de la columna comprimida. Esto se atribuye a la diferencia entre puntales, tanto en los perfiles como su orientación; teniendo para el caso MTBF, puntales orientados tal que, aumentan la rigidez fuera del plano del marco.

Se concluye de esta forma que la respuesta estructural de ambos prototipos diseñados por la normativa nacional prNCh2369 (INN-Chile, 2018) presentan mayores incursiones en los rangos de deformaciones al aumentar el espesor del gusset en un 40% respecto a la respuesta obtenida al cambiar el perfil de sección

XL a cuadrada. Sin embargo, se evidencia que la respuesta de ambos marcos con diferentes alturas de paneles, bajo análisis pushover, bien sean diseñados por la normativa prNCh2369 (INN-Chile, 2018) o la AISC341-16(AISC, 2016a), presentan un mejor desempeño estructural al tener una mayor rigidez torsional y fuera del plano en los sistemas diagonal/conexión de los paneles. Esta rigidez torsional y lateral puede ser incluida en el sistema a través del uso de perfiles de diagonales con grandes rigideces torsionales, como es el caso de los perfiles cuadrados, aunado a la colocación de puntales diseñados bajo los criterios de la AISC341-16 y orientados con el alma en sentido horizontal. También, a través del aumento del espesor de las planchas tipo gusset; siendo el usado en este estudio el de un 40%, respecto a lo obtenido en el diseño.

6.2. Recomendaciones

Respecto a la elaboración de los modelos numéricos de marcos multi-panel se recomienda la implementación del material Steel02 para el acero, definido en el software Opensees. Para los modelos de calibración de los elementos de diagonales se recomienda el uso de fibras, la implementación de un número de elementos mínimo igual a 8, 4 puntos de integración, formulación corotacional, e imperfección fuera del plano igual a $L/1000$. Para el modelo del marco, se recomienda el seguimiento de las definiciones de las propiedades dispuestas en el apartado 3.4.1, e implementar como test de análisis el Normal Displacement Increment; y, de presentar un problema de compatibilidad de deformaciones, disminuir la tasa de análisis.

Por otra parte, respecto a la ejecución de los análisis estáticos no lineales, se recomienda inducir la fluencia de los paneles, diferentes al crítico, cuando la relación entre resistencias a corte se encuentre entre 1.1 y 1.15.

Según los resultados obtenidos de los análisis pushover de las estructuras estudiadas, se sugiere que al utilizar marcos multi-panel arriostrados concéntricamente en zonas sísmicas, se usen diagonales de perfil cuadrado, debido a que presentan mayor rigidez torsional, en conjunto con puntales dispuestas con el alma en sentido horizontal y diseñadas bajo los requerimientos de la AISC (AISC, 2016a). Sin embargo, de utilizar perfiles de sección XL como diagonales, se recomienda el aumento de los espesores de la plancha tipo gusset, respecto a lo obtenido en diseño.

Finalmente, se propone continuar con el estudio del desempeño sísmico de los marcos multi-panel bajo demandas sísmicas chilenas, incluyendo la evaluación de marcos de mayor número de paneles (mayor a 2), y la elaboración de análisis dinámicos no lineales con registros nacionales.

BIBLIOGRAFÍA

- AISC. (2010). ANSI/AISC 341-10 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. *American Institute of Steel Construction*, Chicago, IL.
- AISC. (2016a). ANSI/AISC 341-16 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. *American Institute of Steel Construction*, Chicago, IL.
- AISC. (2016b). ANSI/AISC 360-16, Specification for Structural Steel Buildings. *American Institute of Steel Construction*, Chicago IL.
- ASCE. (2013). *ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation of Existing Buildings*. *American Society of Civil Engineers*, Reston VA.
- ASCE. (2016). SEI/ASCE 7-16, Minimum design loads and associated criteria for Buildings and other Structures. *American Society of Civil Engineers*, Reston VA.
- Auger, K. (2017). *Conception Parasismique Des Contreventements Concentriques En Treillis À Segments Multiples Combinés Aux Poteaux Gravitaires*, Mémoire de maîtrise. École Polytechnique de Montreal.
- Black, G., Wenger, W. A., & Popov, E. P. (1980). *Inelastic Buckling of Steel Struts Under Cyclic Load Reversals*. *October*, 1–163.
- Bruneau, M., Uang, C.-M., & Sabelli, R. (2012). *Ductile Design of Steel Structures* (M. G. Hill (ed.); Second Edi).
- Chen, L., & Tirca, L. (2013). *Simulating the Seismic Response of Concentrically Braced Frames Using Physical Theory Brace Models*. *Journal of Civil Engineering*, 03(02), 69–81.
- Guerrero, R., & Herrera, R. (2017). *Estudio Experimental de los Modos de Falla Predominantes en Perfiles XL de Acero Estructural*. Memoria Para Optar Al Título De Ingeniero Civil. Universidad de Chile, Facultad De Ciencias Físicas Y Matemática, Departamento de Ingeniería Civil.
- Helwig, T., & Yura, J. (1999). Torsional Bracing of Columns. *J. Struct. Eng.*, 125 (5)(May), 547–555.
- Imanpour, A., & Tremblay, R. (2012). *Analytical assessment of stability of unbraced column in two-panel concentrically braced frames*. 3rd International Structural Specialty Conference, June 2012, Edmonton, Alberta, CA.
- Imanpour, Ali, Auger, K., & Tremblay, R. (2016a). *Seismic design and performance of multi-tiered steel braced frames including the contribution from gravity columns under in-plane seismic demand*. Montreal, Quebec, CA. <http://dx.doi.org/10.1016/j.advengsoft.2016.01.021>

- Imanpour, A., Stoakes, C., Tremblay, R., Fahnestock, L., & Davaran, A. (2013). *Seismic Stability Response of Columns in Multi-Tiered Braced Steel Frames for Industrial Applications*. Structures Congress 2013, ASCE 2013, Reston, VA, 2650–2661. <https://doi.org/10.1061/9780784412848.231>
- Imanpour, A., & Tremblay, R. (2014a). *SEISMIC DESIGN OF STEEL MULTI-TIERED BRACED FRAMES Application of Incremental Static Analysis for Design of Steel Multi-Tiered Braced Frames*. EUROSTEEL 2014, September 10-12, 2014, Naples, Italy.
- Imanpour, A., & Tremblay, R. (2014b). *Seismic Performance Evaluation and Design of Multi-Tiered Steel Concentrically Braced Frames*. 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Anchorage, AK.
- Imanpour, Ali, & Tremblay, R. (2016a). *Seismic design and response of steel multi-tiered concentrically braced frames in Canada*. Canadian Journal of Civil Engineering (Vol. 43, Issue 10). <https://doi.org/10.1139/cjce-2015-0399>
- Imanpour, A., & Tremblay, R. (2016b). *Seismic design procedure for steel multi-tiered concentrically braced frames beyond CSA S16 limit*. Annual Conference, Canadian Society for Civil Engineering.
- Imanpour, A., Tremblay, R., & Davaran, A. (2012). *Seismic Evaluation of Multi-Panel Steel Concentrically Braced Frames*. 15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE).
- Imanpour, A., Tremblay, R., & Davaran, A. (2012). *Seismic performance of scbf with bracing members intersecting columns between floors*. Stessa 2012-Mazzolani & Herrera (Eds). 2012 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-62105-2.
- Imanpour, Ali, Tremblay, R., & Davaran, A. (2014). *A new seismic design method for steel multi-tiered braced frames*. Structures Congress 2014 , G. Bell and M. Card, eds., ASCE, Reston VA, 2707-2720.
- Imanpour, Ali, Tremblay, R., Davaran, A., Stoakes, C., & Fahnestock, L. A. (2016b). *Seismic Performance Assessment of Multitiered Steel Concentrically Braced Frames Designed in Accordance with the 2010 AISC Seismic Provisions*. Journal of Structural Engineering, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001561](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001561)
- Imanpour, A., Tremblay, R., Fahnestock, L. A., & Stoakes, C. (2016c). *Analysis and Design of Two-Tiered Steel Braced Frames under In-Plane Seismic Demand*. Journal of Structural Engineering. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001568](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001568)
- INN-Chile. (1976). Especificaciones para el calculo de estructuras de acero para edificios, NCh427.CR76. Instituto Nacional de Normalizacion. Santiago, Chile.
- INN-Chile. (2003). Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, NCh2369

- Of.2003. *Instituto Nacional de Normalizacion*. Santiago, Chile.
- INN-Chile. (2009). Diseño Estructural - Cargas permanentes y cargas de uso, NCh1537, Of2009. *Instituto Nacional de Normalizacion*. Santiago, Chile.
- INN-Chile. (2010). Diseño Estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas, NCh3171.Of2010. *Instituto Nacional de Normalizacion*. Santiago, Chile.
- INN-Chile. (2018). Proyecto de Norma Diseño sismico de estructuras e instalaciones industriales, NCh2369. *Instituto Nacional de Normalizacion*. Santiago, Chile.
- OpenseesWiki. (2019). *Open System for Earthquake Engineering Simulation Web site*. Recuperado de https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Main_Page
- Uriz, P., Filippou, F. C., & Mahin, S. A. (2008). Model for Cyclic Inelastic Buckling of Steel Braces. *Journal of Structural Engineering*. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2008\)134:4\(619\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:4(619))
- Urzúa, C. (2015). *Comparación del Desempeño de dos Estructuras Industriales de Acero Diseñadas segun la Practica Nacional y Disposiciones AISC, Tesis Magister*. Universidad de Chile, Facultad De Ciencias Físicas Y Matemática, Departamento de Ingeniería Civil.

ANEXOS

Anexo A. Modelo calibración de diagonal bajo cargas pseudo estáticas.

```
# Units = kN-mm
wipe; # clear memory of all past model definitions
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3
set dataDir RESULTS; # set up name of data directory (can remove this)
file mkdir $dataDir; # create data directory
source DisplayPlane.tcl; # procedure for displaying a plane in model
source DisplayModel2D.tcl; # procedure for displaying 2D perspective of model

# define procedure
source procRC.txt

set Pi 3.14159265

#Length and number of elements and integration points
# -----
set L 1900.;
set NELEM 8 ; #must be an even number
set ppoint 4

# Initial out-of-straightness
# -----
set f [expr $L/1000.]

#Boundary Conditions
# -----
set bc 0; #0=pinned end brace; 1=fixed end brace

# Type of geometrical nonlinearity
# -----
set transfTag 1
geomTransf Corotational $transfTag

# Steel material properties
# -----
# Plate Properties
set Ep 204.674
set nup 0.3
set Gp [expr $Ep / 2 / (1 + $nup)]
set Fyp 0.347
set RyFyp [expr 1.0 * $Fyp]

# Angle Properties
set Ea 200.
set nua 0.3
set Ga [expr $Ea / 2 / (1 + $nua)]
set Fya 0.316
set RyFya [expr 1.0 * $Fya]

# Section Dimension
# -----
# Plate Dimensions
set ep 6.00; #espesor de la plancha
set hp 240.00; #altura de la plancha

# Angle Dimensions
set t 4.00; #espesor del angulo
set ba 50.00; #ancho del angulo

# Brace properties
set Brace_J 4270.

#Displacement sequence (AISC 2005 BRB Test Protocol)
# -----
```

```

set Dy [expr $Fya / $Ea * $L]
#set Dbm [expr 3. * $Dy]

set C1p [expr 1.0 * $Dy]
set C1n [expr -1.0 * $Dy]
set C2p [expr 0.5 * $Dy]
set C2n [expr -0.5 * $Dy]
set C3p [expr 1.0 * $Dy]
set C3n [expr -1.0 * $Dy]
set C4p [expr 1.5 * $Dy]
set C4n [expr -1.5 * $Dy]
set C5p [expr 2.0 * $Dy]
set C5n [expr -2.0 * $Dy]
set C6p [expr 3.0 * $Dy]
set C6n [expr -3.0 * $Dy]
set C7p [expr 3.5 * $Dy]
set C7n [expr -3.5 * $Dy]
set C8p [expr 4.0 * $Dy]
set C8n [expr -4.0 * $Dy]

set peakpts [list -1. 1. -2. 1.8 -2. 1.8 -2.3 2.3 -3.8 6.5 -3.8 6.5 -3.9 9. -3.9 9. -7.2 14.4 -7.2 14.4 -10.9 16. -11. 16. -11. 16. -11. 16. 0.];
# Displacement peaks
#set peakpts [list $C1p $C1n $C1p $C1n $C2p $C2n $C2p $C2n $C3p $C3n $C3p $C3n $C4p $C4n $C4p $C4n $C5p $C5n $C5p $C5n $C6p $C6n $C6p $C6n $C7p $C7n $C7p $C7n $C8p $C8n $C8p $C8n 0.]; # Displacement peaks
set NSub 200 ; #number of substeps per displacement

# nodes
for {set i 2} {$i <= [expr $NELEM+2]} {incr i 1} {
set xi [expr ($i - 2)*$L/$NELEM];
if {$bc != 1} {
node $i $xi [expr $f*sin($Pi*$xi/$L)] 0;
} else {
node $i $xi [expr $f*(1 - cos(2.*$Pi*$xi/$L))] 0;
}
}

print nodes.out node

#Boundary conditions

if {$bc != 1} {
fix 2 0 1 0;
fix [expr $NELEM+2] 1 1 0;
} else {
fix 2 0 1 1;
fix [expr $NELEM+2] 1 1 1;
}

for {set j 3} {$j < [expr $NELEM+2]} {incr j 1} {
fix $j 0 0 0;
}

#Fiber discretization of the bracing member cross-section

#Brace material
set bbp [expr (0.1 * $RyFyp / 0.04) / $Ep]
set bba [expr (0.08 * $RyFya / 0.04) / $Ea]
set R0 30.
set cR1 0.925
set cR2 0.15
set a1 0.4
set a2 22.
set a3 0.4
set a4 22.
set sigma_r 0.

uniaxialMaterial Steel02 1 $RyFya $Ea $bba $R0 $cR1 $cR2 $a1 $a2 $a3 $a4 $sigma_r; # Angle Material
uniaxialMaterial Steel02 2 $RyFyp $Ep $bbp $R0 $cR1 $cR2 $a1 $a2 $a3 $a4 $sigma_r; # Plate Material

#J of the bracing member (Torsion)
uniaxialMaterial Elastic 3 [expr $Gp * $Brace_J]; #Plate
uniaxialMaterial Elastic 4 [expr $Ga * $Brace_J]; #Angle

```

```

section Fiber 1 {
# Plate
#patch quad      2 2 5 [expr -$sep / 2.] [expr -$hp / 2.] [expr $sep / 2.] [expr -$hp / 2.] [expr $sep / 2.] [expr $hp / 2.] [expr -$sep /
2.] [expr $hp / 2.]
# Top Angle- Horizontal Flange
patch quad      1 5 2 [expr $sep / 2.] [expr $sep / 2.] [expr ($sep / 2.) + $ba] [expr $sep / 2.] [expr ($sep / 2.) + $ba] [expr ($sep / 2.)
+ $t] [expr $sep / 2.] [expr ($sep / 2.) + $t]
# Top Angle- Vertical Flange
patch quad      1 2 5 [expr $sep / 2.] [expr ($sep / 2.) + $t] [expr
($sep / 2.) + $ba] [expr $sep / 2.] [expr ($sep / 2.) + $ba]
# Bottom Angle- Horizontal Flange
patch quad      1 5 2 [expr (-$sep / 2.) - $ba] [expr (-$sep / 2.) - $t] [expr -$sep / 2.] [expr (-$sep / 2.) - $t] [expr -$sep / 2.] [expr -
$sep / 2.] [expr (-$sep / 2.) - $ba] [expr -$sep / 2.]
# Bottom Angle- Vertical Flange
patch quad      1 2 5 [expr (-$sep / 2.) - $t] [expr (-$sep / 2.) - $ba] [expr -$sep / 2.] [expr (-$sep / 2.) - $ba] [expr -$sep / 2.] [expr
(-$sep / 2.) - $t] [expr (-$sep / 2.) - $t] [expr (-$sep / 2.) - $t]
}

#Adding torsional stiffness to the nonlinear beam-column elements
section Aggregator 3 1 T -section 1

#Brace Elements
# -----
set tol 1e-6
set maxlters 100
for {set v 1} {$v < [expr $NELEM+1]} {incr v 1} {
element forceBeamColumn $v [expr $v+1] [expr $v+2] $point 3 $transfTag -iter $maxlters $tol;
}

print elements.out element

numberer RCM
constraints Plain
system SparseGeneral -piv

#Results
# -----
recorder Node -file $dataDir/BRP-F_Input.out -time -node 2 -dof 1 "disp";
recorder Node -file $dataDir/BRP-F_Out.out -time -node [expr $NELEM/2 + 2] -dof 2 "disp";
recorder Element -file $dataDir/Fuerza.out -time -ele 2 force;

set ViewScale 20;
DisplayModel2D DeformedShape $ViewScale ; # display deformed shape, the scaling factor needs to be
adjusted for each model

#Load pattern
# -----
pattern Plain 1 "Linear" {load 2 1.0 0.0 0.0 }

set displayTag 5;
set numTimes 100;
test NormDisplnCr 1e-6 $numTimes $displayTag
test NormUnbalance 1e-3 $numTimes $displayTag

procRC $NSub 2 1 $peakpts; #Number of substeps, Node Number, DOF, Displacement vector

```

Anexo B. Modelo de calibración del marco multi-panel concéntricamente arriostrado.

```

# Analisis pushover estructura MTBF-2 Tieres, 1story
#
# Maria Alejandra Rodriguez
# -----

# Units = KN-mm

#####
# Set Up & Source Definition
#####
wipe all;                                     # clear memory of past model definitions
model BasicBuilder -ndm 3 -ndf 6;           # Define the model builder, ndm = #dimension, ndf = #dofs
set dataDir RESULTS2;                       # set up name of data directory (can remove this)
file mkdir $dataDir;                        # create data directory
source DisplayModel3D.tcl;                  # procedure for displaying 3D perspectives of model
#source DisplayModel2D.tcl;                 # procedure for displaying a 2D perspective of model
source DisplayPlane.tcl;                    # procedure for displaying a plane in a model
#source Wsection.tcl

set Pi 3.14159265

#####
# Define Analysis Type
#####
# Define type of analysis: "pushover" = pushover
set analysisType "pushover";
if {$analysisType == "pushover"} {
    set dataDir Concentrated-Pushover-Output; # name of output folder
    file mkdir $dataDir;                      # create output folder
}

#####
# Define Building Geometry, Nodes and Constraints
#####

# Define structure geometry
set Frame_B 5600.
set Frame_H1 4500.
set Frame_H2 4500.
set Frame_H [expr $Frame_H1 + $Frame_H2]

# -----
# Characteristics of the Braces
# -----
# Brace cross-sectional properties
# Braces Tier 1:
# Section HSS
set Brace_A1 2316.
set Brace_b1 102.
set Brace_d1 102.
set Brace_t1 6.4
set Brace_J1 5616473.
set Brace_I1 3105500.

# Braces Tier 2:
# Section HSS
set Brace_A2 2316.
set Brace_b2 102.
set Brace_d2 102.
set Brace_t2 6.4
set Brace_J2 5616473.
set Brace_I2 3105500.

```

```

# -----
# Characteristics of the Columns
# -----
# Column cross-sectional properties
# W360x79
set d 354.
set bf 205.
set tf 16.8
set tw 9.4
set Column_J 746031.9

# -----
# Rigid Links Properties
# -----

# Length of Rigid Links
# Tier 1:
# Between braces-frame
# Braces
set Rigid_Link_L_up1 359.
set Rigid_Link_L_low1 359.
# Between brace-brace (middle connection)
set Rigid_Link_L_upbb1 359.
set Rigid_Link_L_lowbb1 359.

# Tier 2:
# Between braces-frame
# Braces
set Rigid_Link_L_up2 359.
set Rigid_Link_L_low2 359.
# Between brace-brace (middle connection)
set Rigid_Link_L_upbb2 359.
set Rigid_Link_L_lowbb2 359.

# -----
# Braces Geometry
# -----

# Tier 1
# Continuous Brace
set Brace_L_cc1 [expr pow(($Frame_B * $Frame_B + $Frame_H1 * $Frame_H1),0.5)]
set Brace_L_H1 [expr $Brace_L_cc1 - $Rigid_Link_L_up1 - $Rigid_Link_L_low1]
set c1 [expr $Frame_B/$Brace_L_cc1]; # Brace cosine
set s1 [expr $Frame_H1/$Brace_L_cc1]; # Brace sine
# Cut Brace
set Brace_L_H_cort1 [expr ($Brace_L_H1 - $Rigid_Link_L_upbb1 - $Rigid_Link_L_lowbb1) / 2]; #longitud de diagonal tier 1

# Tier 2
# Continuous Brace
set Brace_L_cc2 [expr pow(($Frame_B * $Frame_B + $Frame_H2 * $Frame_H2),0.5)]
set Brace_L_H2 [expr $Brace_L_cc2 - $Rigid_Link_L_up2 - $Rigid_Link_L_low2]
set c2 [expr $Frame_B/$Brace_L_cc2]; # Brace cosine
set s2 [expr $Frame_H2/$Brace_L_cc2]; # Brace sine
# Cut Brace
set Brace_L_H_cort2 [expr ($Brace_L_H2 - $Rigid_Link_L_upbb2 - $Rigid_Link_L_lowbb2) / 2]; #longitud de diagonal tier 2

# -----
# Columns Geometry
# -----

# Tier 1
set Column_L1 [expr ($Frame_H1 - (2 * $Rigid_Link_L_low1 * $s1))]
# Tier 2
set Column_L2 [expr ($Frame_H2 - (2 * $Rigid_Link_L_low2 * $s2))]

# Column out of plane length
set Column_L [expr ($Frame_H - ($Rigid_Link_L_low1 * $s1) - ($Rigid_Link_L_low2 * $s2))]

# -----
# Number of elements and integration points
# -----
#For braces
set NELEMB 8; # must be an even number

```

```

set point 4
#For columns
set NELEMc 10; # must be an even number
set ppointc 5

# -----
# Initial out-of-straightness
# -----
# Brace out-of-straightness
set f_L [expr 1/500.]
# Column out-of-straightness
set f_Ci [expr 1/1000.]; #in-plane
set f_Co [expr 1/1000.]; #out-of-plane

# -----
# Definition of nodes
# -----

# Column Nodes
# -----

# Nodes that reproduce the hinge between beam and column
# Tier 1
node 1 [expr $Rigid_Link_L_up1*$c1] [expr $Frame_H1] [expr $f_Co * $Column_L * sin($Pi * ($Column_L1 + ($Rigid_Link_L_up1 * $s1) ) / $Column_L)]
node 4 [expr $Frame_B - ($Rigid_Link_L_up1*$c1)] [expr $Frame_H1] [expr $f_Co * $Column_L * sin($Pi * ($Column_L1 + ($Rigid_Link_L_up1 * $s1) ) / $Column_L)]

# Tier 2
node 2 [expr $Rigid_Link_L_up2*$c2] [expr $Frame_H] 0.
node 3 [expr $Frame_B - ($Rigid_Link_L_up2*$c2)] [expr $Frame_H] 0.

# Left Column
# Tier 1
node 100 0. 0. 0.
node [expr $NELEMc + 102] 0. [expr $Frame_H1] [expr $f_Co * $Column_L * sin($Pi * ($Column_L1 + ($Rigid_Link_L_up1 * $s1) ) / $Column_L)]
node [expr $NELEMc + $NELEMc + 104] 0. [expr $Frame_H] 0.

for {set i 101} {$i <= [expr $NELEMc + 101]} {incr i 1} {
set Lci1 [expr ($i - 101) * $Column_L1 / $NELEMc];
set xi1 [expr $f_Ci * $Column_L1 * sin($Pi * $Lci1 / $Column_L1)];
set yi1 [expr (($Rigid_Link_L_low1) * $s1) + $Lci1];
set fi1 [expr $f_Co * $Column_L * sin($Pi * $Lci1 / $Column_L)];
node $i $xi1 $yi1 $fi1;
puts "node $i $xi1 $yi1 $fi1"
}

# Tier 2
for {set i [expr $NELEMc + 103]} {$i <= [expr $NELEMc + $NELEMc + 103]} {incr i 1} {
set Lci2 [expr ($i - $NELEMc - 103) * $Column_L2 / $NELEMc];
set xi2 [expr -$f_Ci * $Column_L2 * sin($Pi * $Lci2 / $Column_L2)];
set yi2 [expr $Frame_H1 + (($Rigid_Link_L_low2) * $s2) + $Lci2];
set fi2 [expr $f_Co * $Column_L * sin($Pi * ($Column_L1 + ($Rigid_Link_L_low1 * $s1) + ($Rigid_Link_L_low2 * $s2) + $Lci2) / $Column_L)];
node $i $xi2 $yi2 $fi2;
puts "node $i $xi2 $yi2 $fi2"
}

# Right Column
# Tier 1
node 200 [expr $Frame_B] 0. 0.
node [expr $NELEMc + 202] [expr $Frame_B] [expr $Frame_H1] [expr $f_Co * $Column_L * sin($Pi * ($Column_L1 + ($Rigid_Link_L_up1 * $s1) ) / $Column_L)]
node [expr $NELEMc + $NELEMc + 204] [expr $Frame_B] [expr $Frame_H] 0.

for {set i 201} {$i <= [expr $NELEMc + 201]} {incr i 1} {
set Lci1 [expr ($i - 201) * $Column_L1 / $NELEMc];
set xi1 [expr $Frame_B + ($f_Ci * $Column_L1 * sin($Pi * $Lci1 / $Column_L1))];
set yi1 [expr (($Rigid_Link_L_low1) * $s1) + $Lci1];
set fi1 [expr $f_Co * $Column_L * sin($Pi * $Lci1 / $Column_L)];
node $i $xi1 $yi1 $fi1;
puts "node $i $xi1 $yi1 $fi1"
}

```

```

# Tier 2
for {set i [expr $NELEMc + 203]} {$i <= [expr $NELEMc + $NELEMc + 203]} {incr i 1} {
set Lci2 [expr ($i - $NELEMc - 203) * $Column_L2 / $NELEMc];
set xi2 [expr $Frame_B + (-$f_Ci * $Column_L2 * sin($Pi * $Lci2 / $Column_L2));];
set yi2 [expr $Frame_H1 + (($Rigid_Link_L_low2) * $s2) + $Lci2];
set fi2 [expr $f_Co * $Column_L * sin($Pi * ($Column_L1 + ($Rigid_Link_L_low1 * $s1) + ($Rigid_Link_L_low2 * $s2) + $Lci2) /
$Column_L)];
node $i $xi2 $yi2 $fi2;
puts "node $i $xi1 $yi2 $fi2"
}

# Nodes of left rigid links
# -----
# Tier 1
node 301 [expr $Rigid_Link_L_low1*$c1] [expr $Rigid_Link_L_low1*$s1] 0.
node 302 [expr $Rigid_Link_L_up1*$c1] [expr $Frame_H1 -($Rigid_Link_L_up1*$s1)] [expr $f_Co
* $Column_L * sin($Pi * ($Column_L1 + ($Rigid_Link_L_up1 * $s1) ) / $Column_L)]
node 303 [expr $Rigid_Link_L_up1*$c1] [expr $Frame_H1] [expr $f_Co * $Column_L * sin($Pi *
($Column_L1 + ($Rigid_Link_L_up1 * $s1) ) / $Column_L)]
# Tier 2
node 304 [expr $Rigid_Link_L_low2*$c2] [expr $Frame_H1 + ($Rigid_Link_L_low2*$s2)] [expr $f_Co
* $Column_L * sin($Pi * ($Column_L1 + ($Rigid_Link_L_up1 * $s1) ) / $Column_L)]
node 305 [expr $Rigid_Link_L_up2*$c2] [expr $Frame_H -($Rigid_Link_L_up2*$s2)] 0.
node 306 [expr $Rigid_Link_L_up2*$c2] [expr $Frame_H] 0.

# Nodes of right rigid links
# -----
# Tier 1
node 401 [expr $Frame_B - ($Rigid_Link_L_low1*$c1)] [expr $Rigid_Link_L_low1*$s1] 0.
node 402 [expr $Frame_B - ($Rigid_Link_L_up1*$c1)] [expr $Frame_H1 -($Rigid_Link_L_up1*$s1)]
[expr $f_Co * $Column_L * sin($Pi * ($Column_L1 + ($Rigid_Link_L_up1 * $s1) ) / $Column_L)]
node 403 [expr $Frame_B - ($Rigid_Link_L_up1*$c1)] [expr $Frame_H1] [expr $f_Co * $Column_L *
sin($Pi * ($Column_L1 + ($Rigid_Link_L_up1 * $s1) ) / $Column_L)]
# Tier 2
node 404 [expr $Frame_B - ($Rigid_Link_L_low2*$c2)] [expr $Frame_H1 + ($Rigid_Link_L_low2*$s2)]
[expr $f_Co * $Column_L * sin($Pi * ($Column_L1 + ($Rigid_Link_L_up1 * $s1) ) / $Column_L)]
node 405 [expr $Frame_B - ($Rigid_Link_L_up2*$c2)] [expr $Frame_H -($Rigid_Link_L_up2*$s2)] 0.
node 406 [expr $Frame_B - ($Rigid_Link_L_up2*$c2)] [expr $Frame_H] 0.

# Rotation of the braces plane
# -----
set Y [expr $f_Co * $Column_L * sin($Pi * ($Column_L1 + ($Rigid_Link_L_up1 * $s1) ) / $Column_L)]; #valor maximo que baja en la
rotacion
# Tier 1
set Xtier1 [expr ($Brace_L_H_cort1 * $Y) / ( (2 * $Brace_L_H_cort1) + (2 * $Rigid_Link_L_lowbb1))]; #value of the maximum out-of-
plane displacement of one brace
set Ztier1 [expr pow(($Xtier1 * $Xtier1 + $Brace_L_H_cort1 * $Brace_L_H_cort1),0.5)]; #value of the total diagonal of one brace
# Tier 2
set Xtier2 [expr ($Brace_L_H_cort2 * $Y) / ( (2 * $Brace_L_H_cort2) + (2 * $Rigid_Link_L_lowbb2))]; #value of the maximum out-of-
plane displacement of one brace
set Ztier2 [expr pow(($Xtier2 * $Xtier2 + $Brace_L_H_cort2 * $Brace_L_H_cort2),0.5)]; #value of the total diagonal of one brace

#Rotation sin, cos and tan
set tanrot [expr $Xtier1 / $Brace_L_H_cort1]
set senrot [expr $Xtier1 / $Ztier1]
set cosrot [expr $Brace_L_H_cort1 / $Ztier1]

# Nodes of Bottom left Braces of each Tier
# -----
# Tier 1
for {set i 501} {$i <= [expr $NELEMb + 501]} {incr i 1} {
set Li [expr ($i - 501) * $Brace_L_H_cort1 / $NELEMb];
set Xi [expr $Li * ($Xtier1 / $Brace_L_H_cort1)]; #cuanto baja el punto respecto a Z=0
set Zi [expr pow(($Xi * $Xi + $Li * $Li),0.5)]; #valor de la diagonal
set Wi [expr $f_L * $Ztier1 * sin($Pi * $Zi / $Ztier1)]; #desplazamiento perpendicular respecto a Zi o nuevo eje de coordenadas
set Lii [expr $Li + ($Wi * $senrot)]; #new position of Li with the rotation
set fii [expr $Xi - ($Wi * $cosrot)]; #out-of-plane displacement with the rotation, respect of Z=0 of the brace
set xi [expr (($Rigid_Link_L_low1 + $Lii) * $c1)];
set yi [expr (($Rigid_Link_L_low1 + $Lii) * $s1)];
set fi [expr $fii];
node $i $xi $yi $fi;
puts "node $i $xi $yi $fi"
}

```

```

}
# Tier 2
for {set i 701} {$i <= [expr $NELEMB + 701]} {incr i 1} {
set Li [expr ($i - 701) * $Brace_L_H_cort2 / $NELEMB];
set Xi [expr ($Brace_L_H_cort2 - $Li) * ($Xtier2 / $Brace_L_H_cort2)];
set Zi [expr pow(($Xi * $Xi + ($Brace_L_H_cort2 - $Li) * ($Brace_L_H_cort2 - $Li)),0.5)];
set Wi [expr $f_L * $Ztier2 * sin($Pi * $Zi / $Ztier2)];
set Lii [expr $Li + ($Wi * $senrot)]; #new position of Li with the rotation
set fii [expr $Xi + ($Wi * $cosrot)]; #out-of-plane displacement with the rotation, respect of Z=0 of the brace
set xi [expr (($Rigid_Link_L_low2 + $Lii) * $c2)];
set yi [expr $Frame_H1 + (($Rigid_Link_L_low2 + $Lii) * $s2)];
set fi [expr $fii + (((($Brace_L_H_cort2 + $Rigid_Link_L_low2 + $Rigid_Link_L_low2) * $f_Co * $Column_L * sin($Pi * ($Column_L1 + ($Rigid_Link_L_up1 * $s1) ) / $Column_L)) / (2 * $Brace_L_H_cort2) + (2 * $Rigid_Link_L_lowbb2)))]);
node $i $xi $yi $fi;
puts "node $i $xi $yi $fi"
}

```

Nodes of Top right Braces of each Tier

Tier 1 (opposite direction of the column out-of-plane displacement)

```

for {set i [expr $NELEMB + 503]} {$i <= [expr $NELEMB + $NELEMB + 503]} {incr i 1} {
set Li [expr ($i - ($NELEMB + 503)) * $Brace_L_H_cort1 / $NELEMB];
set Xi [expr $Li * ($Xtier1 / $Brace_L_H_cort1)];
set Zi [expr pow(($Xi * $Xi + $Li * $Li),0.5)];
set Wi [expr $f_L * $Ztier1 * sin($Pi * $Zi / $Ztier1)];
set Lii [expr $Li - ($Wi * $senrot)]; #new position of Li with the rotation
set fii [expr $Xi + ($Wi * $cosrot)]; #out-of-plane displacement with the rotation, respect of Z=0 of the brace
set xi [expr ($Frame_B / 2) + (($Rigid_Link_L_low1 + $Lii) * $c1)];
set yi [expr ($Frame_H1 / 2) + (($Rigid_Link_L_low1 + $Lii) * $s1)];
set fi [expr $fii + (((($Brace_L_H_cort1 + $Rigid_Link_L_low1 + $Rigid_Link_L_low1) * $f_Co * $Column_L * sin($Pi * ($Column_L1 + ($Rigid_Link_L_up1 * $s1) ) / $Column_L)) / (2 * $Brace_L_H_cort1) + (2 * $Rigid_Link_L_lowbb1)))]);
node $i $xi $yi $fi;
puts "node $i $xi $yi $fi"
}

```

Tier 2 (opposite direction of the column out-of-plane displacement)

```

for {set i [expr $NELEMB + 703]} {$i <= [expr $NELEMB + $NELEMB + 703]} {incr i 1} {
set Li [expr ($i - ($NELEMB + 703)) * $Brace_L_H_cort2 / $NELEMB];
set Xi [expr ($Brace_L_H_cort2 - $Li) * ($Xtier2 / $Brace_L_H_cort2)];
set Zi [expr pow(($Xi * $Xi + ($Brace_L_H_cort2 - $Li) * ($Brace_L_H_cort2 - $Li)),0.5)];
set Wi [expr $f_L * $Ztier2 * sin($Pi * $Zi / $Ztier2)];
set Lii [expr $Li - ($Wi * $senrot)]; #new position of Li with the rotation
set fii [expr $Xi - ($Wi * $cosrot)]; #out-of-plane displacement with the rotation, respect of Z=0 of the brace
set xi [expr ($Frame_B / 2) + (($Rigid_Link_L_low2 + $Lii) * $c2)];
set yi [expr $Frame_H1 + ($Frame_H2 / 2) + (($Rigid_Link_L_low2 + $Lii) * $s2)];
set fi [expr $fii];
node $i $xi $yi $fi;
puts "node $i $xi $yi $fi"
}

```

Nodes of Top left Braces of each tier

Top Brace

Tier 1

```

for {set i 602} {$i <= [expr $NELEMB + 602]} {incr i 1} {
set Li [expr ($i - 602) * $Brace_L_H_cort1 / $NELEMB];
set Xi [expr ($Brace_L_H_cort1 - $Li) * ($Xtier1 / $Brace_L_H_cort1)];
set Zi [expr pow(($Xi * $Xi + ($Brace_L_H_cort1 - $Li) * ($Brace_L_H_cort1 - $Li)),0.5)];
set Wi [expr $f_L * $Ztier1 * sin($Pi * $Zi / $Ztier1)];
set Lii [expr $Li + ($Wi * $senrot)]; #new position of Li with the rotation
set fii [expr $Xi + ($Wi * $cosrot)]; #out-of-plane displacement with the rotation, respect of Z=0 of the brace
set xi [expr (($Rigid_Link_L_up1 + $Lii) * $c1)];
set yi [expr $Frame_H1 - (($Rigid_Link_L_up1 + $Lii) * $s1)];
set fi [expr $fii + (((($Brace_L_H_cort1 + $Rigid_Link_L_low1 + $Rigid_Link_L_low1) * $f_Co * $Column_L * sin($Pi * ($Column_L1 + ($Rigid_Link_L_up1 * $s1) ) / $Column_L)) / (2 * $Brace_L_H_cort1) + (2 * $Rigid_Link_L_lowbb1)))]);
node $i $xi $yi $fi;
puts "node $i $xi $yi $fi"
}

```

Tier 2 (opposite direction of the column out-of-plane displacement)

```

for {set i 802} {$i <= [expr $NELEMB + 802]} {incr i 1} {
set Li [expr ($i - 802) * $Brace_L_H_cort2 / $NELEMB];
set Xi [expr $Li * ($Xtier2 / $Brace_L_H_cort2)];
set Zi [expr pow(($Xi * $Xi + $Li * $Li),0.5)];
set Wi [expr $f_L * $Ztier2 * sin($Pi * $Zi / $Ztier2)];

```

```

set Lii [expr $Li + ($Wi * $senrot)]; #new position of Li with the rotation
set fii [expr $Xi - ($Wi * $cosrot)]; #out-of-plane displacement with the rotation, respect of Z=0 of the brace
set xi [expr (($Rigid_Link_L_up2 + $Lii) * $c2)];
set yi [expr $Frame_H - (($Rigid_Link_L_up2 + $Lii) * $s2)];
set fi [expr $fii];
node $i $xi $yi $fi;
puts "node $i $xi $yi $fi"
}

# Nodes of Bottom right Braces of each tier
# -----
# Tier 1 (opposite direction of the column out-of-plane displacement)
for {set i [expr $NELEMB + 605]} {$i <= [expr $NELEMB + 605 + $NELEMB]} {incr i 1} {
set Li [expr ($i - $NELEMB - 605) * $Brace_L_H_cort1 / $NELEMB];
set Xi [expr ($Brace_L_H_cort1 - $Li) * ($Xtier1 / $Brace_L_H_cort1)];
set Zi [expr pow(($Xi * $Xi + ($Brace_L_H_cort1 - $Li) * ($Brace_L_H_cort1 - $Li)),0.5)];
set Wi [expr $f_L * $Ztier1 * sin($Pi * $Zi / $Ztier1)];
set Lii [expr $Li - ($Wi * $senrot)]; #new position of Li with the rotation
set fii [expr $Xi - ($Wi * $cosrot)]; #out-of-plane displacement with the rotation, respect of Z=0 of the brace
set xi [expr (($Brace_L_cc1 / 2) * $c1) + (($Rigid_Link_L_lowbb1 + $Lii) * $c1)];
set yi [expr (($Brace_L_cc1 / 2) * $s1) - (($Rigid_Link_L_lowbb1 + $Lii) * $s1)];
set fi [expr $fii];
node $i $xi $yi $fi;
puts "node $i $xi $yi $fi"
}

# Tier 2
for {set i [expr $NELEMB + 805]} {$i <= [expr $NELEMB + 805 + $NELEMB]} {incr i 1} {
set Li [expr ($i - $NELEMB - 805) * $Brace_L_H_cort2 / $NELEMB];
set Xi [expr $Li * ($Xtier2 / $Brace_L_H_cort2)];
set Zi [expr pow(($Xi * $Xi + $Li * $Li),0.5)];
set Wi [expr $f_L * $Ztier2 * sin($Pi * $Zi / $Ztier2)];
set Lii [expr $Li - ($Wi * $senrot)]; #new position of Li with the rotation
set fii [expr $Xi + ($Wi * $cosrot)]; #out-of-plane displacement with the rotation, respect of Z=0 of the brace
set xi [expr (($Brace_L_cc2 / 2) * $c2) + (($Rigid_Link_L_lowbb2 + $Lii) * $c2)];
set yi [expr (($Brace_L_cc2 / 2) * $s2) - (($Rigid_Link_L_lowbb2 + $Lii) * $s2) + $Frame_H1];
set fi [expr $fii + (((Brace_L_H_cort2 + $Rigid_Link_L_low2 + $Rigid_Link_L_low2) * $f_Co * $Column_L * sin($Pi * ($Column_L1 + ($Rigid_Link_L_up1 * $s1) ) / $Column_L)) / (2 * $Brace_L_H_cort2) + (2 * $Rigid_Link_L_lowbb2))];
node $i $xi $yi $fi;
puts "node $i $xi $yi $fi"
}

# Nodes of middle connection of brace
# -----
# Tier 1
node [expr $NELEMB + 502] [expr ($Frame_B / 2)] [expr ($Frame_H1 / 2)]
[expr (($Brace_L_H_cort1 + $Rigid_Link_L_low1) * $f_Co * $Column_L * sin($Pi * ($Column_L1 + ($Rigid_Link_L_up1 * $s1) ) / $Column_L)) / ( (2 * $Brace_L_H_cort1) + (2 * $Rigid_Link_L_lowbb1))]
node [expr $NELEMB + 603] [expr (($Brace_L_cc1 / 2) * $c1) - (($Rigid_Link_L_lowbb1) * $c1)] [expr (($Brace_L_cc1 / 2) * $s1) + (($Rigid_Link_L_lowbb1) * $s1)]
[expr (($Brace_L_H_cort1 + $Rigid_Link_L_low1 + $Rigid_Link_L_low1) * $f_Co * $Column_L * sin($Pi * ($Column_L1 + ($Rigid_Link_L_up1 * $s1) ) / $Column_L)) / ( (2 * $Brace_L_H_cort1) + (2 * $Rigid_Link_L_lowbb1))]
node [expr $NELEMB + 604] [expr (($Brace_L_cc1 / 2) * $c1) + (($Rigid_Link_L_lowbb1) * $c1)] [expr (($Brace_L_cc1 / 2) * $s1) - (($Rigid_Link_L_lowbb1) * $s1)]
[expr ($Brace_L_H_cort1 * $f_Co * $Column_L * sin($Pi * ($Column_L1 + ($Rigid_Link_L_up1 * $s1) ) / $Column_L)) / ( (2 * $Brace_L_H_cort1) + (2 * $Rigid_Link_L_lowbb1))]

# Tier 2
node [expr $NELEMB + 702] [expr ($Frame_B / 2)] [expr $Frame_H1 + ($Frame_H2 / 2)]
[expr (($Brace_L_H_cort2 + $Rigid_Link_L_low2) * $f_Co * $Column_L * sin($Pi * ($Column_L1 + ($Rigid_Link_L_up1 * $s1) ) / $Column_L)) / ( (2 * $Brace_L_H_cort2) + (2 * $Rigid_Link_L_lowbb2))]
node [expr $NELEMB + 803] [expr (($Brace_L_cc2 / 2) * $c2) - (($Rigid_Link_L_lowbb2) * $c2)] [expr $Frame_H1 + (($Brace_L_cc2 / 2) * $s2) + (($Rigid_Link_L_lowbb2) * $s2)]
[expr ($Brace_L_H_cort2 * $f_Co * $Column_L * sin($Pi * ($Column_L1 + ($Rigid_Link_L_up1 * $s1) ) / $Column_L)) / ( (2 * $Brace_L_H_cort2) + (2 * $Rigid_Link_L_lowbb2))]
node [expr $NELEMB + 804] [expr (($Brace_L_cc2 / 2) * $c2) + (($Rigid_Link_L_lowbb2) * $c2)] [expr $Frame_H1 + (($Brace_L_cc2 / 2) * $s2) - (($Rigid_Link_L_lowbb2) * $s2)]
[expr (($Brace_L_H_cort2 + $Rigid_Link_L_low2 + $Rigid_Link_L_low2) * $f_Co * $Column_L * sin($Pi * ($Column_L1 + ($Rigid_Link_L_up1 * $s1) ) / $Column_L)) / ( (2 * $Brace_L_H_cort2) + (2 * $Rigid_Link_L_lowbb2))]

# Nodes of leaning column (P-Delta column)
# NodeTag 900
# -----
node 900 [expr $Frame_B + 1000] 0. 0.
node 901 [expr $Frame_B + 1000] [expr $Frame_H] 0.

```

```

print nodes.out node

# -----
# Boundary conditions
# -----
# Bases
fix 100 1 1 1 0 1 0
fix 200 1 1 1 0 1 0
fix 900 1 1 1 0 1 0

#Between tiers
fix [expr 102 + $NELEMc] 0 0 0 0 1 0
fix [expr 202 + $NELEMc] 0 0 0 0 1 0

#Top of column-diafragm location
fix [expr 104 + $NELEMc + $NELEMc] 0 0 1 0 1 0
fix [expr 204 + $NELEMc + $NELEMc] 0 0 1 0 1 0

# -----
# Equal translational displacements at member connections
# -----

# Node to node of gussets
# Tier 1
equalDOF 301 501 1 2 3 6
equalDOF 302 602 1 2 3 6
equalDOF 401 [expr $NELEMb + 605 + $NELEMb] 1 2 3 6
equalDOF 402 [expr $NELEMb + $NELEMb + 503] 1 2 3 6
equalDOF [expr $NELEMb + 603] [expr $NELEMb + 602] 1 2 3 6
equalDOF [expr $NELEMb + 604] [expr $NELEMb + 605] 1 2 3 6

# Tier 2
equalDOF 304 701 1 2 3 6
equalDOF 305 802 1 2 3 6
equalDOF 404 [expr $NELEMb + 805 + $NELEMb] 1 2 3 6
equalDOF 405 [expr $NELEMb + $NELEMb + 703] 1 2 3 6
equalDOF [expr $NELEMb + 803] [expr $NELEMb + 802] 1 2 3 6
equalDOF [expr $NELEMb + 804] [expr $NELEMb + 805] 1 2 3 6

# Between column nodes to beam nodes, per tiers
# Tier1
equalDOF 303 1 1 2 3 4 5
equalDOF 403 4 1 2 3 4 5
# Tier2
equalDOF 306 2 1 2 3 4 5
equalDOF 406 3 1 2 3 4 5

#####
# Define Section Properties and Elements
#####

# Materials
# Steel material properties
# -----

# Materials
set E 200.
set nu 0.3
set G [expr $E / 2 / (1 + $nu)]

# Parameters for steel02
set R0 30.
set cR1 0.925
set cR2 0.15
set a1 0.4
set a2 22.
set a3 0.4
set a4 22.
set sigma_r 0.

# Brace Tier 2
set RyFy2 0.460

```

```

set bb2 [expr (0.1 * $RyFy2 / 0.04) / $E]

# Brace Tier 1
set Fy1 [expr $RyFy2 * 0.95]
set bb1 [expr (0.1 * $Fy1 / 0.04) / $E]

# Columns
set Fyc 0.345
set bbc [expr (0.1 * $Fyc / 0.04) / $E]

# Material definitions
# -----

# Material for Brace Tier 1 (Critic)
uniaxialMaterial Steel02 11 $Fy1 $E $bb1 $R0 $cR1 $cR2 $a1 $a2 $a3 $a4 $sigma_r;
# Material for Brace Tier 2 (Non critic)
uniaxialMaterial Steel02 12 $RyFy2 $E $bb2 $R0 $cR1 $cR2 $a1 $a2 $a3 $a4 $sigma_r;
# J of the bracing member (Torsion)
# Tier 1
uniaxialMaterial Elastic 2 [expr $G * $Brace_J1]
# Tier 2
uniaxialMaterial Elastic 20 [expr $G * $Brace_J2]

# Material for Columns
uniaxialMaterial Steel02 13 $Fyc $E $bbc $R0 $cR1 $cR2 $a1 $a2 $a3 $a4 $sigma_r;
# J of the column member (Torsion)
uniaxialMaterial Elastic 21 [expr $G * $Column_J]

# -----
# Gusset Properties
# -----
# Gusset Stiffness & Strength of the braces

# Tier 1:
set Gusset_C_bending_up1 510000.
set Gusset_Mp_bending_up1 9710.
set Gusset_C_torsion_up1 439000.
set Gusset_C_bending_low1 510000.
set Gusset_Mp_bending_low1 9710.
set Gusset_C_torsion_low1 439000.

# C and M of brace end springs for out-of-plane buckling - local axis 5 (y)
uniaxialMaterial Steel02 3 $Gusset_Mp_bending_up1 $Gusset_C_bending_up1 0.01 20 0.925 0.15
uniaxialMaterial Steel02 4 $Gusset_Mp_bending_low1 $Gusset_C_bending_low1 0.01 20 0.925 0.15

# C of brace end springs for torsion - local axis 4 (x)
uniaxialMaterial Elastic 5 $Gusset_C_torsion_up1
uniaxialMaterial Elastic 6 $Gusset_C_torsion_low1

# Tier 2:
set Gusset_C_bending_up2 510000.
set Gusset_Mp_bending_up2 9710.
set Gusset_C_torsion_up2 439000.
set Gusset_C_bending_low2 510000.
set Gusset_Mp_bending_low2 9710.
set Gusset_C_torsion_low2 439000.

# C and M of brace end springs for out-of-plane buckling - local axis 5 (y)
uniaxialMaterial Steel02 7 $Gusset_Mp_bending_up2 $Gusset_C_bending_up2 0.01 20 0.925 0.15
uniaxialMaterial Steel02 8 $Gusset_Mp_bending_low2 $Gusset_C_bending_low2 0.01 20 0.925 0.15

# C of brace end springs for torsion - local axis 4 (x)
uniaxialMaterial Elastic 9 $Gusset_C_torsion_up2
uniaxialMaterial Elastic 10 $Gusset_C_torsion_low2

# -----
# Elements properties
# -----

# Braces elements - Fiber discretization of the bracing member cross-section
# -----
# Tier 1

```

```

# FiberTag=1
set bc1 [expr $Brace_b1 - $Brace_t1]
set dc1 [expr $Brace_d1 - $Brace_t1]
set rc1 [expr ($Brace_A1 / $Brace_t1 - 2. * ($bc1 + $dc1)) / (2. * $Pi - 8.)]

section Fiber 1 {
# Top flange
patch quad      11 6 5 [expr -$bc1 / 2. + $rc1] [expr $dc1 / 2. - $Brace_t1 / 2.] [expr $bc1 / 2. - $rc1] [expr $dc1 / 2. - $Brace_t1 / 2.]
[expr $bc1 / 2. - $rc1] [expr $dc1 / 2. + $Brace_t1 / 2.] [expr -$bc1 / 2. + $rc1] [expr $dc1 / 2. + $Brace_t1 / 2.]
# Botton flange
patch quad      11 6 5 [expr -$bc1 / 2. + $rc1] [expr -$dc1 / 2. - $Brace_t1 / 2.] [expr $bc1 / 2. - $rc1] [expr -$dc1 / 2. - $Brace_t1 / 2.]
[expr $bc1 / 2. - $rc1] [expr -$dc1 / 2. + $Brace_t1 / 2.] [expr -$bc1 / 2. + $rc1] [expr -$dc1 / 2. + $Brace_t1 / 2.]
# LHS web
patch quad      11 5 6 [expr -$bc1 / 2. - $Brace_t1 / 2.] [expr -$dc1 / 2. + $rc1] [expr -$bc1 / 2. + $Brace_t1 / 2.] [expr -$dc1 / 2. + $rc1]
[expr -$bc1 / 2. + $Brace_t1 / 2.] [expr $dc1 / 2. - $rc1] [expr -$bc1 / 2. - $Brace_t1 / 2.] [expr $dc1 / 2. - $rc1]
# RHS web
patch quad      11 5 6 [expr $bc1 / 2. - $Brace_t1 / 2.] [expr -$dc1 / 2. + $rc1] [expr $bc1 / 2. + $Brace_t1 / 2.] [expr -$dc1 / 2. + $rc1]
[expr $bc1 / 2. + $Brace_t1 / 2.] [expr $dc1 / 2. - $rc1] [expr $bc1 / 2. - $Brace_t1 / 2.] [expr $dc1 / 2. - $rc1]
# Top LHS corner
patch circ 11 4 5 [expr -$bc1 / 2. + $rc1] [expr $dc1 / 2. - $rc1] [expr $rc1 - $Brace_t1 / 2.] [expr $rc1 + $Brace_t1 / 2.]
2.] 90.0
# Lower LHS corner
patch circ 11 4 5 [expr -$bc1 / 2. + $rc1] [expr -$dc1 / 2. + $rc1] [expr $rc1 - $Brace_t1 / 2.] [expr $rc1 + $Brace_t1 / 2.]
2.] 180.0
# Lower RHS corner
patch circ 11 4 5 [expr $bc1 / 2. - $rc1] [expr -$dc1 / 2. + $rc1] [expr $rc1 - $Brace_t1 / 2.] [expr $rc1 + $Brace_t1 / 2.]
2.] 270.0
# Top RHS corner
patch circ 11 4 5 [expr $bc1 / 2. - $rc1] [expr $dc1 / 2. - $rc1] [expr $rc1 - $Brace_t1 / 2.] [expr $rc1 + $Brace_t1 / 2.]
2.] 0.0
}

```

Adding torsional stiffness to the nonlinear beam-column element

```

# Torsional section tag =3
section Aggregator 3 2 T -section 1

```

```

# Tier 2
# FiberTag=2
set bc2 [expr $Brace_b2 - $Brace_t2]
set dc2 [expr $Brace_d2 - $Brace_t2]
set rc2 [expr ($Brace_A2 / $Brace_t2 - 2. * ($bc2 + $dc2)) / (2. * $Pi - 8.)]

```

```

section Fiber 2 {
# Top flange
patch quad      12 6 5 [expr -$bc2 / 2. + $rc2] [expr $dc2 / 2. - $Brace_t2 / 2.] [expr $bc2 / 2. - $rc2] [expr $dc2 / 2. - $Brace_t2 / 2.]
[expr $bc2 / 2. - $rc2] [expr $dc2 / 2. + $Brace_t2 / 2.] [expr -$bc2 / 2. + $rc2] [expr $dc2 / 2. + $Brace_t2 / 2.]
# Botton flange
patch quad      12 6 5 [expr -$bc2 / 2. + $rc2] [expr -$dc2 / 2. - $Brace_t2 / 2.] [expr $bc2 / 2. - $rc2] [expr -$dc2 / 2. - $Brace_t2 / 2.]
[expr $bc2 / 2. - $rc2] [expr -$dc2 / 2. + $Brace_t2 / 2.] [expr -$bc2 / 2. + $rc2] [expr -$dc2 / 2. + $Brace_t2 / 2.]
# LHS web
patch quad      12 5 6 [expr -$bc2 / 2. - $Brace_t2 / 2.] [expr -$dc2 / 2. + $rc2] [expr -$bc2 / 2. + $Brace_t2 / 2.] [expr -$dc2 / 2. + $rc2]
[expr -$bc2 / 2. + $Brace_t2 / 2.] [expr $dc2 / 2. - $rc2] [expr -$bc2 / 2. - $Brace_t2 / 2.] [expr $dc2 / 2. - $rc2]
# RHS web
patch quad      12 5 6 [expr $bc2 / 2. - $Brace_t2 / 2.] [expr -$dc2 / 2. + $rc2] [expr $bc2 / 2. + $Brace_t2 / 2.] [expr -$dc2 / 2. + $rc2]
[expr $bc2 / 2. + $Brace_t2 / 2.] [expr $dc2 / 2. - $rc2] [expr $bc2 / 2. - $Brace_t2 / 2.] [expr $dc2 / 2. - $rc2]
# Top LHS corner
patch circ 12 4 5 [expr -$bc2 / 2. + $rc2] [expr $dc2 / 2. - $rc2] [expr $rc2 - $Brace_t2 / 2.] [expr $rc2 + $Brace_t2 / 2.]
2.] 90.0
# Lower LHS corner
patch circ 12 4 5 [expr -$bc2 / 2. + $rc2] [expr -$dc2 / 2. + $rc2] [expr $rc2 - $Brace_t2 / 2.] [expr $rc2 + $Brace_t2 / 2.]
2.] 180.0
# Lower RHS corner
patch circ 12 4 5 [expr $bc2 / 2. - $rc2] [expr -$dc2 / 2. + $rc2] [expr $rc2 - $Brace_t2 / 2.] [expr $rc2 + $Brace_t2 / 2.]
2.] 270.0
# Top RHS corner
patch circ 12 4 5 [expr $bc2 / 2. - $rc2] [expr $dc2 / 2. - $rc2] [expr $rc2 - $Brace_t2 / 2.] [expr $rc2 + $Brace_t2 / 2.]
2.] 0.0
}

```

```

# Adding torsional stiffness to the nonlinear beam-column element
# Torsional section tag =4
section Aggregator 4 20 T -section 2

# Structural-Steel W-Section properties
# -----

# Beams
# Tier 1
# Beam W250x58
set Beam_A1 7420.
set Beam_Iy1 87000000.
set Beam_Iz1 18700000.
set Beam_J1 375979.

# Roof
# Beam W250x58
set Beam_A2 7420.
set Beam_Iy2 18700000.
set Beam_Iz2 87000000.
set Beam_J2 375979.

# Columns

#set ColSecTag 5
#      W360x7.9
set nfdw 16;           # number of fibers along dw
set nftw 2;           # number of fibers along tw
set nbf 16;           # number of fibers along bf
set nfft 4;           # number of fibers along tf
set dw [expr $d - 2 * $tf]
set y1 [expr -$d/2]
set y2 [expr -$dw/2]
set y3 [expr $dw/2]
set y4 [expr $d/2]
set z1 [expr -$bf/2]
set z2 [expr -$tw/2]
set z3 [expr $tw/2]
set z4 [expr $bf/2]

section Fiber 5 {
#Bottom Left flange
patch quadr 13 $nbf $nfft [expr -$bf/2] [expr -$d/2] [expr -$tw/2] [expr -$d/2] [expr -$tw/2] [expr -$dw/2] [expr -$bf/2] [expr -$dw/2]
#Bottom Right flange
patch quadr 13 $nbf $nfft [expr $tw/2] [expr -$d/2] [expr $bf/2] [expr -$d/2] [expr $bf/2] [expr -$dw/2] [expr $tw/2] [expr -$dw/2]
#Web
patch quadr 13 $nftw $nfdw [expr -$tw/2] [expr -$d/2] [expr $tw/2] [expr -$d/2] [expr $tw/2] [expr $d/2] [expr -$tw/2] [expr $d/2]
#Top Left flange
patch quadr 13 $nbf $nfft [expr -$bf/2] [expr $dw/2] [expr -$tw/2] [expr $dw/2] [expr -$tw/2] [expr $d/2] [expr -$bf/2] [expr $d/2]
#Top Right flange
patch quadr 13 $nbf $nfft [expr $tw/2] [expr $dw/2] [expr $bf/2] [expr $dw/2] [expr $bf/2] [expr $d/2] [expr $tw/2] [expr $d/2]
}

#Wsection 5 13 $d $bf $tf $tw $nfdw $nftw $nbf $nfft;

# Adding torsional stiffness to the nonlinear beam-column element of the column
# Torsional section tag =6
section Aggregator 6 21 T -section 5

# -----
# Vector for definitions of the member local axes
# -----
set vecxzX 0
set vecxzY 0
set vecxzZ 1

# -----
# Type of geometric nonlinearity (1-linear, 2-Pdelta, 3-Corotational)
# -----
geomTransf Linear 1 $vecxzX $vecxzY $vecxzZ
geomTransf PDelta 2 $vecxzX $vecxzY $vecxzZ
geomTransf Corotational 3 $vecxzX $vecxzY $vecxzZ
set transfTag 3

```

```

set transfTagPdelta 2

# -----
# Define Elements
# -----

# Brace Elements
# -----
set tol 1e-6
set maxlters 100

# Bottom left Brace per tier
# Tier 1
# Tag = 500
for {set j 501} {$j < [expr $NELEMB + 501]} {incr j 1} {
element forceBeamColumn $j [expr $j] [expr $j + 1] $point 3 $transfTag -iter $maxlters $tol;
}
# Tier 2
# Tag = 700
for {set j 701} {$j < [expr $NELEMB + 701]} {incr j 1} {
element forceBeamColumn $j [expr $j] [expr $j + 1] $point 4 $transfTag -iter $maxlters $tol;
}

# Top right Brace per tier
# Tier 1
# Tag = NELEMB + 505
for {set j [expr $NELEMB + 503]} {$j < [expr $NELEMB + $NELEMB + 503]} {incr j 1} {
element forceBeamColumn $j [expr $j] [expr $j + 1] $point 3 $transfTag -iter $maxlters $tol;
}
# Tier 2
# Tag = NELEMB + 705
for {set j [expr $NELEMB + 703]} {$j < [expr $NELEMB + $NELEMB + 703]} {incr j 1} {
element forceBeamColumn $j [expr $j] [expr $j + 1] $point 4 $transfTag -iter $maxlters $tol;
}

# Top left Brace per tier
# Tier 1
# Tag = 602
for {set i 602} {$i < [expr $NELEMB + 602]} {incr i 1} {
element forceBeamColumn $i [expr $i] [expr $i + 1] $point 3 $transfTag -iter $maxlters $tol;
}
# Tier 2
# Tag = 802
for {set i 802} {$i < [expr $NELEMB + 802]} {incr i 1} {
element forceBeamColumn $i [expr $i] [expr $i + 1] $point 4 $transfTag -iter $maxlters $tol;
}

# Bottom right Brace per tier
# Tier 1
# Tag = NELEM + 605
for {set i [expr $NELEMB + 605]} {$i < [expr $NELEMB + 605 + $NELEMB]} {incr i 1} {
element forceBeamColumn $i [expr $i] [expr $i + 1] $point 3 $transfTag -iter $maxlters $tol;
}
# Tier 2
# Tag = NELEM + 805
for {set i [expr $NELEMB + 805]} {$i < [expr $NELEMB + 805 + $NELEMB]} {incr i 1} {
element forceBeamColumn $i [expr $i] [expr $i + 1] $point 4 $transfTag -iter $maxlters $tol;
}

# Ghost trusses to the braces (with very small stiffness) to diminish convergence problems
# -----
uniaxialMaterial Elastic 50 1.; # Unit axial stiffness
# Tier 1
element corotTruss 1001 301 [expr 501 + $NELEMB] [expr 0.001 * $Brace_L_H_cort1] 50; # A adjusted such that axial deformation =
1000 x P (and P is small)
element corotTruss 1002 [expr $NELEMB + 503] 402 [expr 0.001 * $Brace_L_H_cort1] 50; # A adjusted such that axial deformation =
1000 x P (and P is small)
element corotTruss 1003 302 [expr 603 + $NELEMB] [expr 0.001 * $Brace_L_H_cort1] 50; # A adjusted such that axial deformation =
1000 x P (and P is small)
element corotTruss 1004 [expr 604 + $NELEMB] 401 [expr 0.001 * $Brace_L_H_cort1] 50; # A adjusted such that axial deformation =
1000 x P (and P is small)
#Tier 2

```

```

element corotTruss 1005 304 [expr 701 + $NELEMB] [expr 0.001 * $Brace_L_H_cort2] 50; # A adjusted such that axial deformation =
1000 x P (and P is small)
element corotTruss 1006 [expr $NELEMB + 703] 405 [expr 0.001 * $Brace_L_H_cort2] 50; # A adjusted such that axial deformation =
1000 x P (and P is small)
element corotTruss 1007 305 [expr 803 + $NELEMB] [expr 0.001 * $Brace_L_H_cort2] 50; # A adjusted such that axial deformation =
1000 x P (and P is small)
element corotTruss 1008 [expr 804 + $NELEMB] 404 [expr 0.001 * $Brace_L_H_cort2] 50; # A adjusted such that axial deformation =
1000 x P (and P is small)

```

```

# Add rigid truss elemnts to assure that the beam nodes move horizontaly together
# -----

```

```

set ArigidT 10000.; # define area of truss section (make much larger than A of frame elements)
uniaxialMaterial Elastic 60 $E; # Unit axial stiffness
# command: element truss $eleID $iNode $jNode $A $materialID
element truss 1009 [expr 104 + $NELEMC + $NELEMC] [expr 204 + $NELEMC + $NELEMC] $ArigidT 60;

```

```

#Column Elements
set tolc 1e-6
set maxltersec 100

```

```

# Left Column

```

```

# Tier 1

```

```

# Tag=100

```

```

for {set j 101} {$j < [expr $NELEMC + 101]} {incr j 1} {
element forceBeamColumn $j [expr $j] [expr $j + 1] $ptointc 6 $transfTag -iter $maxltersec $tolc;
}

```

```

# Tier 2

```

```

# Tag=NELEM + 103

```

```

for {set j [expr 103 + $NELEMC]} {$j < [expr $NELEMC + 103 + $NELEMC]} {incr j 1} {
element forceBeamColumn $j [expr $j] [expr $j + 1] $ptointc 6 $transfTag -iter $maxltersec $tolc;
}

```

```

# Right Column

```

```

# Tier 1

```

```

# Tag=200

```

```

for {set j 201} {$j < [expr $NELEMC + 201]} {incr j 1} {
element forceBeamColumn $j [expr $j] [expr $j + 1] $ptointc 6 $transfTag -iter $maxltersec $tolc;
}

```

```

#Tier 2

```

```

#Tag=NELEM + 203

```

```

for {set j [expr 203 + $NELEMC]} {$j < [expr $NELEMC + 203 + $NELEMC]} {incr j 1} {
element forceBeamColumn $j [expr $j] [expr $j + 1] $ptointc 6 $transfTag -iter $maxltersec $tolc;
}

```

```

# Beams (elastic)
# -----

```

```

#Tags=40.100

```

```

element elasticBeamColumn 40100 1 4 $Beam_A1 $E $G $Beam_J1 $Beam_ly1 $Beam_lz1 $transfTag
element elasticBeamColumn 40200 2 3 $Beam_A2 $E $G $Beam_J2 $Beam_ly2 $Beam_lz2 $transfTag

```

```

# Gravity Column (P-D)

```

```

# Tag=900

```

```

# -----

```

```

set Ad 40480.;

```

```

#suma de secciones transversales de

```

```

todas las columnas

```

```

set I1xd 908520000.0;

```

```

#suma de inercias de columnas (eje débil)

```

```

set I1yd 96640000.0;

```

```

set Jd 2984128.0;

```

```

#element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $G $J $ly $lz $transfTag

```

```

element elasticBeamColumn 900 900 901 $Ad $E $G $Jd $I1xd $I1yd $transfTagPdelta;

```

```

# element corotTruss $eleTag $iNode $jNode $A $matTag

```

```

uniaxialMaterial Elastic 100 $E; # Unit axial stiffness

```

```

element truss 901 [expr 204 + $NELEMC + $NELEMC] 901 $Ad 100;

```

```

# -----

```

```

# CONNECTIONS

```

```

# -----

```

```

# Rigid Links (Elastic)

```

```

# Tags=50.100

```

```

# BRACES
# Tier 1
set Arlb1 5516.
set Jrlb1 5616474.
set lyrlb1 3242033.
set lzrlb1 13772167.
# Tier 2
set Arlb2 5516.
set Jrlb2 5616474.
set lyrlb2 3242033.
set lzrlb2 13772167.

# Bottom left braces
# Tier 1
element elasticBeamColumn 50101 100 301 $Arlb1 $E $G $Jrlb1 $lyrlb1 $lzrlb1 $transfTag
element elasticBeamColumn 50102 [expr $NELEMB + 501] [expr $NELEMB + 502] $Arlb1 $E $G $Jrlb1 $lyrlb1 $lzrlb1 $transfTag
element elasticBeamColumn 50103 [expr $NELEMB + 502] [expr $NELEMB + 503] $Arlb1 $E $G $Jrlb1 $lyrlb1 $lzrlb1 $transfTag
# Tier 2
element elasticBeamColumn 50104 [expr $NELEMC + 102] 304 $Arlb2 $E $G $Jrlb2 $lyrlb2 $lzrlb2 $transfTag
element elasticBeamColumn 50105 [expr $NELEMB + 701] [expr $NELEMB + 702] $Arlb2 $E $G $Jrlb2 $lyrlb2 $lzrlb2 $transfTag
element elasticBeamColumn 50106 [expr $NELEMB + 702] [expr $NELEMB + 703] $Arlb2 $E $G $Jrlb2 $lyrlb2 $lzrlb2 $transfTag

# Top right braces
# Tier 1
element elasticBeamColumn 50107 402 [expr $NELEMC + 202] $Arlb1 $E $G $Jrlb1 $lyrlb1 $lzrlb1 $transfTag
# Tier 2
element elasticBeamColumn 50108 405 [expr $NELEMC + $NELEMC + 204] $Arlb2 $E $G $Jrlb2 $lyrlb2 $lzrlb2 $transfTag

# Top left braces
# Tier 1
element elasticBeamColumn 50109 [expr 102 + $NELEMC] 302 $Arlb1 $E $G $Jrlb1 $lyrlb1 $lzrlb1 $transfTag
element elasticBeamColumn 50110 [expr $NELEMB + 603] [expr $NELEMB + 502] $Arlb1 $E $G $Jrlb1 $lyrlb1 $lzrlb1 $transfTag
# Tier 2
element elasticBeamColumn 50111 [expr 104 + $NELEMC + $NELEMC] 305 $Arlb2 $E $G $Jrlb2 $lyrlb2 $lzrlb2 $transfTag
element elasticBeamColumn 50112 [expr $NELEMB + 803] [expr $NELEMB + 702] $Arlb2 $E $G $Jrlb2 $lyrlb2 $lzrlb2 $transfTag

# Bottom right braces
# Tier 1
element elasticBeamColumn 50113 [expr $NELEMB + 502] [expr $NELEMB + 604] $Arlb1 $E $G $Jrlb1 $lyrlb1 $lzrlb1 $transfTag
element elasticBeamColumn 50114 200 401 $Arlb1 $E $G $Jrlb1 $lyrlb1 $lzrlb1 $transfTag
# Tier 2
element elasticBeamColumn 50115 [expr $NELEMB + 702] [expr $NELEMB + 804] $Arlb2 $E $G $Jrlb2 $lyrlb2 $lzrlb2 $transfTag
element elasticBeamColumn 50116 [expr $NELEMC + 202] 404 $Arlb2 $E $G $Jrlb2 $lyrlb2 $lzrlb2 $transfTag

# COLUMNS
set Arlc 15995.
set Jrhc 746031952.
set lyrlc 227380640.
set lzrlc 298378457.

# Tier 1
element elasticBeamColumn 50117 100 101 $Arlc $E $G $Jrlc $lyrlc $lzrlc $transfTag
element elasticBeamColumn 50118 [expr 101 + $NELEMC] [expr 102 + $NELEMC] $Arlc $E $G $Jrlc $lyrlc $lzrlc $transfTag
element elasticBeamColumn 50119 [expr 201 + $NELEMC] [expr 202 + $NELEMC] $Arlc $E $G $Jrlc $lyrlc $lzrlc $transfTag
element elasticBeamColumn 50120 200 201 $Arlc $E $G $Jrlc $lyrlc $lzrlc $transfTag
# Tier 2
element elasticBeamColumn 50121 [expr 102 + $NELEMC] [expr $NELEMC + 103] $Arlc $E $G $Jrlc $lyrlc $lzrlc $transfTag
element elasticBeamColumn 50122 [expr 103 + $NELEMC + $NELEMC] [expr 104 + $NELEMC + $NELEMC] $Arlc $E $G $Jrlc $lyrlc $lzrlc $transfTag
element elasticBeamColumn 50123 [expr 203 + $NELEMC + $NELEMC] [expr 204 + $NELEMC + $NELEMC] $Arlc $E $G $Jrlc $lyrlc $lzrlc $transfTag
element elasticBeamColumn 50124 [expr $NELEMC + 202] [expr $NELEMC + 203] $Arlc $E $G $Jrlc $lyrlc $lzrlc $transfTag

# BEAMS
# Tier 1
set Arls1 13294.4
set Jrhs1 375979.
set lyrls1 104400000.
set lzrls1 37400000.
# Tier 2
set Arls2 13294.4
set Jrhs2 375979.

```

```

set lyr1s2 37400000.
set lz1s2 104400000.

# Tier 1
element elasticBeamColumn 50125 [expr 102 + $NELEMC] 303 $Ar1s1 $E $G $Jr1s1 $lyr1s1 $lz1s1 $transfTag
element elasticBeamColumn 50126 403 [expr 202 + $NELEMC] $Ar1s1 $E $G $Jr1s1 $lyr1s1 $lz1s1 $transfTag
# Tier 2
element elasticBeamColumn 50127 [expr 104 + $NELEMC + $NELEMC] 306 $Ar2s2 $E $G $Jr2s2 $lyr2s2 $lz2s2 $transfTag
element elasticBeamColumn 50128 406 [expr 204 + $NELEMC + $NELEMC] $Ar2s2 $E $G $Jr2s2 $lyr2s2 $lz2s2 $transfTag

# Local axes of the brace springs
# Tier 1
set x1 $c1
set x2 $s1
set x3 0.
set yp1 [expr -$s1]
set yp2 $c1
set yp3 0.

# Tier 2
set x12 $c2
set x22 $s2
set x32 0.
set yp12 [expr -$s2]
set yp22 $c2
set yp32 0.

# Rotational Springs at Brace Ends - Gussets
# Tier 1
element zeroLength 60100 301 501 -mat 6 4 -dir 4 5 orient $x1 $x2 $x3 $yp1 $yp2 $yp3
element zeroLength 60101 [expr $NELEMB + $NELEMB + 503] 402 -mat 5 3 -dir 4 5 orient $x1 $x2 $x3 $yp1 $yp2 $yp3

element zeroLength 60102 302 602 -mat 5 3 -dir 4 5 orient $x1 -$x2 $x3 -$yp1 $yp2 $yp3
element zeroLength 60103 [expr $NELEMB + 602] [expr $NELEMB + 603] -mat 6 4 -dir 4 5 orient $x1 -$x2 $x3 -$yp1 $yp2 $yp3
element zeroLength 60104 [expr $NELEMB + 604] [expr $NELEMB + 605] -mat 5 3 -dir 4 5 orient $x1 -$x2 $x3 -$yp1 $yp2 $yp3
element zeroLength 60105 [expr $NELEMB + 605 + $NELEMB] 401 -mat 6 4 -dir 4 5 orient $x1 -$x2 $x3 -$yp1 $yp2 $yp3

# Tier 2
element zeroLength 60106 304 701 -mat 10 8 -dir 4 5 orient $x12 $x22 $x32 $yp12 $yp22 $yp32
element zeroLength 60107 [expr $NELEMB + $NELEMB + 703] 405 -mat 9 7 -dir 4 5 orient $x12 $x22 $x32 $yp12 $yp22 $yp32

element zeroLength 60108 305 802 -mat 9 7 -dir 4 5 orient $x12 -$x22 $x32 -$yp12 $yp22 $yp32
element zeroLength 60109 [expr $NELEMB + 802] [expr $NELEMB + 803] -mat 10 8 -dir 4 5 orient $x12 -$x22 $x32 -$yp12 $yp22
$yp32
element zeroLength 60110 [expr $NELEMB + 804] [expr $NELEMB + 805] -mat 9 7 -dir 4 5 orient $x12 -$x22 $x32 -$yp12 $yp22
$yp32
element zeroLength 60111 [expr $NELEMB + 805 + $NELEMB] 404 -mat 10 8 -dir 4 5 orient $x12 -$x22 $x32 -$yp12 $yp22 $yp32

print elem.out ele

#####
# Braces Results
#####

recorder Node -file SD_CBF.out -time -node [expr 104 + $NELEMC + $NELEMC] -dof 1 disp; # Overall lateral frame response

#Reacciones en la base
recorder Node -file $dataDir/SD_CBF_Reactions_1.out -time -node 100 -dof 1 2 6 reaction; # Need sum of reactions from two nodes
linked with EQDOF
recorder Node -file $dataDir/SD_CBF_Reactions_2.out -time -node 200 -dof 1 2 6 reaction

#Recorder rigid links braces
# Tier 1
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_Brace_Force_Tlow1.out -time -ele 50101 force; # Esquina inferior izquierda Note: global
forces (resultant of Fx & Fy = brace force), de nodo a nodo: 100-301
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_Brace_Force_Tup1.out -time -ele 50107 force; # Esquina inferior izquierda Note: global
forces (resultant of Fx & Fy = brace force), de nodo a nodo: 100-301
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_Brace_Force_Cup1.out -time -ele 50109 force; # Esquina superior izquierda, de nodo a
nodo: N+102-302
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_Brace_Force_Clow1.out -time -ele 50114 force; # Esquierna inferior derecha
# Tier 2
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_Brace_Force_Tlow2.out -time -ele 50104 force; # Esquina inferior izquierda Note: global
forces (resultant of Fx & Fy = brace force), de nodo a nodo: N+102-304

```

```

recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_Brace_Force_Tup2.out -time -ele 50108 force; # Esquina inferior izquierda Note: global
forces (resultant of Fx & Fy = brace force), de nodo a nodo: N+102-304
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_Brace_Force_Cup2.out -time -ele 50111 force; # Esquina superior izquierda, de nodo a
nodo: 2N+104-305
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_Brace_Force_Clow2.out -time -ele 50116 force; # Esquina inferior derecha

#Recorder element braces
# Tier 1
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_BraceTensionT1_Force.out -time -ele 501 518 localForce;
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_BraceCompressionT1_Force.out -time -ele 602 620 localForce;
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_BraceTensionT1_DeformationTF.out -time -ele 501 518 508 511 505 515 section 3 fiber
[expr -$bc1 / 2. + $rc1] [expr $dc1 / 2. - $Brace_t1 / 2.] stressStrain; # Fiber Top flange
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_BraceCompressionT1_DeformationTF.out -time -ele 602 620 609 613 606 617 section 3
fiber [expr -$bc1 / 2. + $rc1] [expr $dc1 / 2. - $Brace_t1 / 2.] stressStrain; # Fiber Top flange

# Tier 2
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_BraceTensionT2_Force.out -time -ele 701 718 localForce;
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_BraceTensionT2_DeformationTF.out -time -ele 701 718 708 711 705 715 section 4 fiber
[expr -$bc2 / 2. + $rc2] [expr $dc2 / 2. - $Brace_t2 / 2.] stressStrain; # Fiber Top flange
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_BraceCompressionT2_Force.out -time -ele 802 820 localForce;
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_BraceCompressionT2_DeformationTF.out -time -ele 802 820 809 813 806 817 section 4
fiber [expr -$bc2 / 2. + $rc2] [expr $dc2 / 2. - $Brace_t2 / 2.] stressStrain; # Fiber Top flange

#Beam forces
#Tier 1
recorder Element -file $dataDir/Beam1Force.out -time -ele 40100 force;
#Tier 2
recorder Element -file $dataDir/Beam2Force.out -time -ele 40200 force;

#Recorder rigid links of the columns in tier 1
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_LeftColumn_RLForce.out -time -ele 50117 50118 force;
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_RightColumn_RLForce.out -time -ele 50120 50119 force;

#Recorder of column elements in tier 1
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_LeftColumn_Force.out -time -ele 101 102 103 104 105 106 107 108 109 110 localForce;
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_LeftColumn_DeformationTF.out -time -ele 101 section 6 fiber [expr -$bf/2] [expr -$d/2]
stressStrain; # Fiber Top flange
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_LeftColumn_Deformation.out -time -ele 101 basicDeformation;
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_RightColumn_Force.out -time -ele 201 202 203 204 205 206 207 208 209 210 localForce;
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_RightColumn_DeformationTF.out -time -ele 201 section 6 fiber [expr $tw/2] [expr -$d/2]
stressStrain; # Fiber Top flange
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_RightColumn_Deformation.out -time -ele 201 basicDeformation;

#Recorder rigid links of the columns in tier 2
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_LeftColumn_RLForceT2.out -time -ele 50121 50122 force;
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_RightColumn_RLForceT2.out -time -ele 50124 50123 force;

#Recorder of column elements in tier 2
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_LeftColumn_ForceT2.out -time -ele 113 114 115 116 117 118 119 120 121 122 localForce;
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_LeftColumn_DeformationTFT2.out -time -ele 113 section 6 fiber [expr -$tw/2] [expr -$d/2]
stressStrain; # Fiber Top flange
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_LeftColumn_DeformationT2.out -time -ele 113 basicDeformation;
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_RightColumn_ForceT2.out -time -ele 213 214 215 216 217 218 219 220 221 222 localForce;
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_RightColumn_DeformationTFT2.out -time -ele 213 section 6 fiber [expr $tw/2] [expr $dw/2]
stressStrain; # Fiber Top flange
recorder Element -file $dataDir/SD_CBF_RightColumn_DeformationT2.out -time -ele 213 basicDeformation;

#####
#      Recorders of the structure
# #####
# record drift histories
# drift recorder command: recorder Drift -file $filename -iNode $NodeI_ID -jNode $NodeJ_ID -dof $dof -perpDirn
$Record.drift.perpendicular.to.this.direction
recorder Drift -file $dataDir/Drift_Story1.out -iNode 100 -jNode [expr 102 + $NELEMc] -dof 1 -perpDirn 2;
recorder Drift -file $dataDir/Drift_Story2.out -iNode [expr 102 + $NELEMc] -jNode [expr 104 + $NELEMc + $NELEMc] -dof 1 -perpDirn
2;
recorder Drift -file $dataDir/Drift_Roof.out -iNode 100 -jNode [expr 104 + $NELEMc + $NELEMc] -dof 1 -perpDirn 2;

# record base shear reactions
recorder Node -file $dataDir/Vbase.out -node 100 200 900 -dof 1 reaction;

#Desplazamiento columna izquierda

```

```

recorder Node -file $dataDir/DesplazamientoColumnal.out -time -node 100 101 102 103 104 105 106 107 108 109 110 111 112 113
114 115 116 117 118 119 120 121 122 123 -dof 1 2 3 disp;
#Desplazamiento columna derecha
recorder Node -file $dataDir/DesplazamientoColumnaD.out -time -node 200 201 202 203 204 205 206 207 208 209 210 211 212 213
214 215 216 217 218 219 220 221 222 223 -dof 1 2 3 disp;

```

```

#####
#   Display Deformed Shape
#####
    set NTiers 2;
    set h_story 12000;
    recorder display "AISC_[expr $NTiers]Tiers BF_Elevation" 950 10 600 500 -wipe
    prp 0 0 0;
        # projection reference point (prp); defines the center of projection (viewer eye)
    vup 0 1 0;
        # view-up vector (vup)
    vpn 0 1 1;
        # view-plane normal (vpn)
    viewWindow [expr -1.8 * $h_story] [expr 1.8 * $h_story] [expr -0.7 * $h_story] [expr 0.7 * $h_story];# coordiantes of the
window relative to prp
    display 1 4 1;

    recorder display "AISC_[expr $NTiers]Tiers BF_3D" 550 10 600 500 -wipe
    prp 0 0 0;
        # projection reference point (prp); defines the center of projection (viewer eye)
    vup 0 1 0;
        # view-up vector (vup)
    vpn -2 1 1;
        # view-plane normal (vpn)
    viewWindow [expr -0.6 * $h_story] [expr 0.6 * $h_story] [expr -0.8 * $h_story] [expr 0.8 * $h_story];           #
coordiantes of the window relative to prp
    display 1 4 1;

    recorder display "AISC_[expr $NTiers]Tiers BF_Section" 10 10 600 500 -wipe
    prp 0 0 0;
        # projection reference point (prp); defines the center of projection (viewer eye)
    vup 0 1 0;
        # view-up vector (vup)
    vpn 1 0 0;
        # view-plane normal (vpn)
    viewWindow [expr -0.6 * $h_story] [expr 0.6 * $h_story] [expr -0.7 * $h_story] [expr 0.7 * $h_story];           #
coordiantes of the window relative to prp
    display 1 4 1;

#####
#   Calculation of Dynamic Properties (Initial-Undamaged State)
#####

# Masses
mass [expr 104 + $NELEMc + $NELEMc] 0.2 0. 0. 0. 0. 0.;
mass [expr 204 + $NELEMc + $NELEMc] 0.2 0. 0. 0. 0. 0.;

# Period
set omega1 [expr pow([eigen frequency 1], 0.5)]
set T1 [expr 2 * 3.1416 / $omega1]
puts " Period = $T1 s (Initial state)"

# Rayleigh Damping
set Damping 0.02
set alpha [expr 2 * $Damping * $omega1];
rayleigh $alpha 0. 0. 0.

# Applying Gravity Loads
#command: pattern PatternType $PatternID TimeSeriesType
pattern Plain 1 "Linear" {

    # point loads on frame column nodes
    set P_F2 [expr -260.];           # load on each frame node in Floor 2

    # Floor 2 loads
    load [expr 104 + $NELEMc + $NELEMc] 0.0 $P_F2 0.0 0.0 0.0 0.0;
    load [expr 204 + $NELEMc + $NELEMc] 0.0 $P_F2 0.0 0.0 0.0 0.0;

```

```

    }

# Applying a small lateral load to obtain lateral stiffness
# -----

# Load pattern
# -----
pattern Plain 2 "Linear" {
load [expr 104 + $NELEMc + $NELEMc] 0.01 0. 0. 0. 0. 0.
}

pattern Plain 3 "Linear" {
load [expr 104 + $NELEMc + $NELEMc] 0. 0. 0.01 0. 0. 0.
}

# Static analysis
# -----
set Tol 1.0e-6;
numberer RCM
constraints Plain
system SparseGeneral -piv
test NormDisplncr $Tol 6 ;
algorithm Newton;
set NstepGravity 10; # apply gravity in 10 steps
set DGravity [expr 1./$NstepGravity]; # first load increment;
integrator LoadControl $DGravity;
analysis Static;
integrator LoadControl 0.1
analyze 10

# maintain constant gravity loads and reset time to zero
loadConst -time 0.0
puts "Model Built"

#####
# Pushover Analysis #
#####
if {$analysisType == "pushover"} {
puts "Running Pushover..."
# assign lateral loads and create load pattern: use ASCE 7-10 distribution
set lat2 100000.; # force on each frame node in Floor 2

pattern Plain 4 Linear {
load [expr 104 + $NELEMc + $NELEMc] $lat2 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
}

# display deformed shape:
#set ViewScale 5;
#DisplayModel2D DeformedShape $ViewScale ; # display deformed shape, the scaling factor needs to be adjusted for each
model

# Define DISPLAY 3D -----
set xPixels 1200; # height of graphical window in pixels
set yPixels 800; # height of graphical window in pixels
set xLoc1 10; # horizontal location of graphical window (0=upper left-most corner)
set yLoc1 10; # vertical location of graphical window (0=upper left-most corner)
set dAmp 1; # scaling factor for viewing deformed shape, it depends on the dimensions of the model
DisplayModel3D DeformedShape $dAmp $xLoc1 $yLoc1 $xPixels $yPixels 0

# displacement parameters
set IDctrlNode [expr 104 + $NELEMc + $NELEMc]; # node where disp is
read for disp control
set IDctrlDOF 1; # degree of freedom read for disp control (1 = x displacement)
set Dmax [expr 0.05*$Frame_H]; # maximum displacement of pushover: 10% roof drift
set Dincr [expr 0.1]; # displacement increment

# analysis commands
constraints Plain; # how it handles boundary conditions
numberer RCM; # renumber dof's to minimize band-width
(optimize)

```

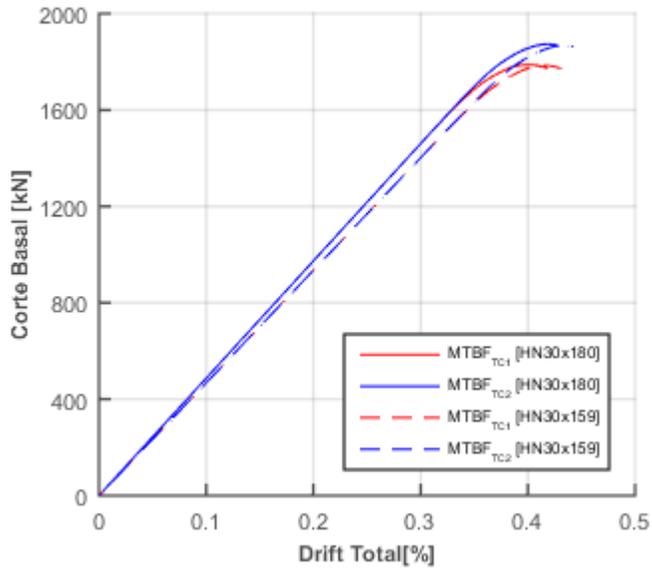
```

        system BandGeneral;                                # how to store and solve the system of equations in
the analysis (large model: try UmfPack)
test NormDisplncr 1.0e-6 200;                            # tolerance, max iterations
algorithm Newton;                                        # use Newton's solution algorithm: updates tangent stiffness at
every iteration
integrator DisplacementControl $IDctrlNode $IDctrlDOF $Dincr; # use displacement-controlled analysis
analysis Static;                                        # define type of analysis: static for pushover
set Nsteps [expr int($Dmax/$Dincr)];# number of pushover analysis steps
set ok [analyze $Nsteps];                               # this will return zero if no convergence problems were encountered
puts "Pushover complete";                               # display this message in the command window
}
wipe all;

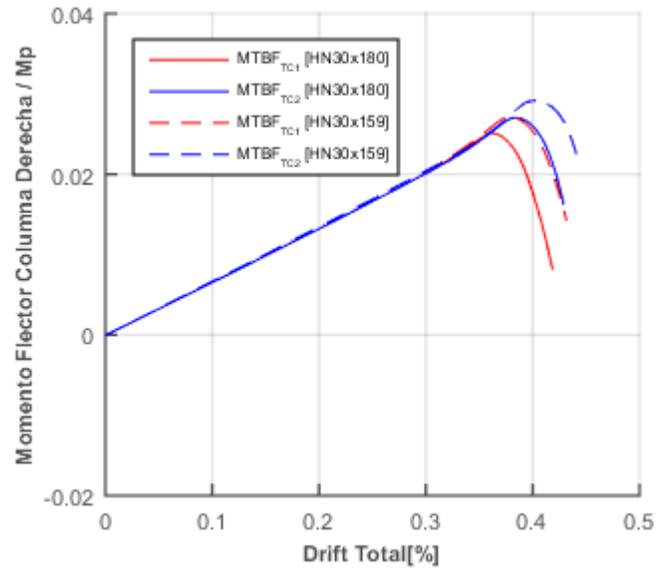
```

Anexo C. Resultados análisis estático no lineal Prototipo 2.

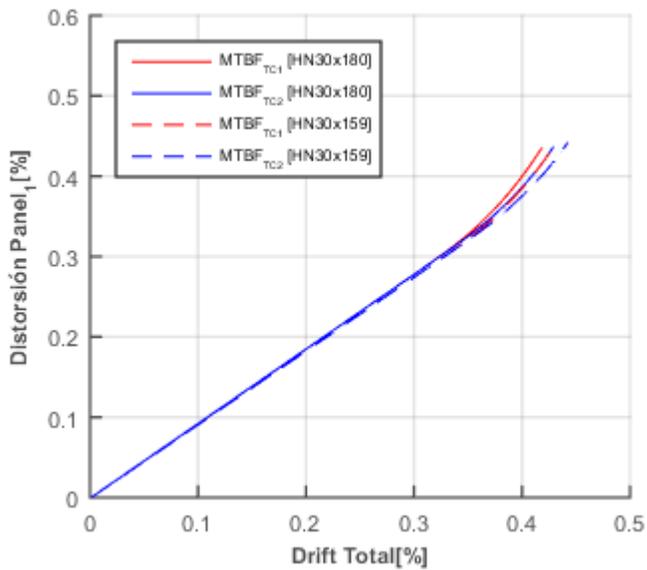
C1. Resultados modelo Prototipo 2 con modificación de columnas



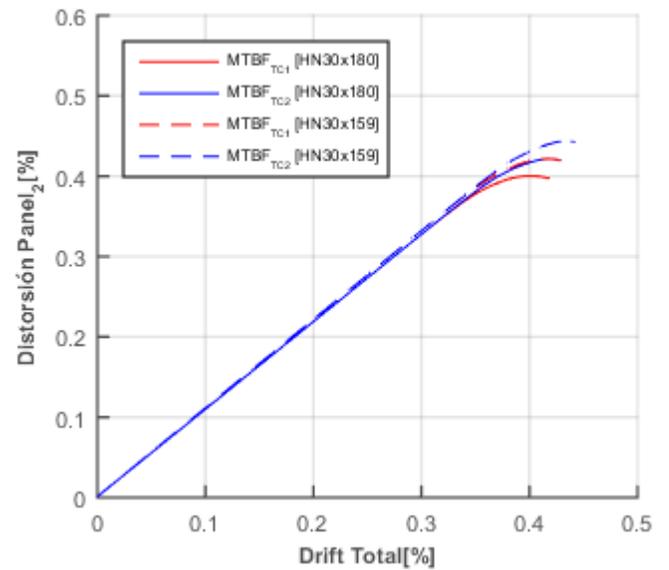
(a): Fuerza de tracción de diagonales panel 1 vs. Drift total.



(b): Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total.

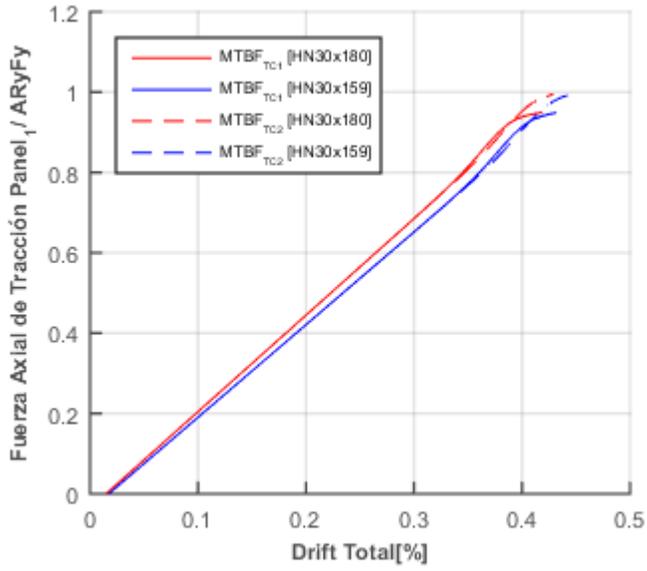


(c): Distorsión panel 1 vs. Drift total.

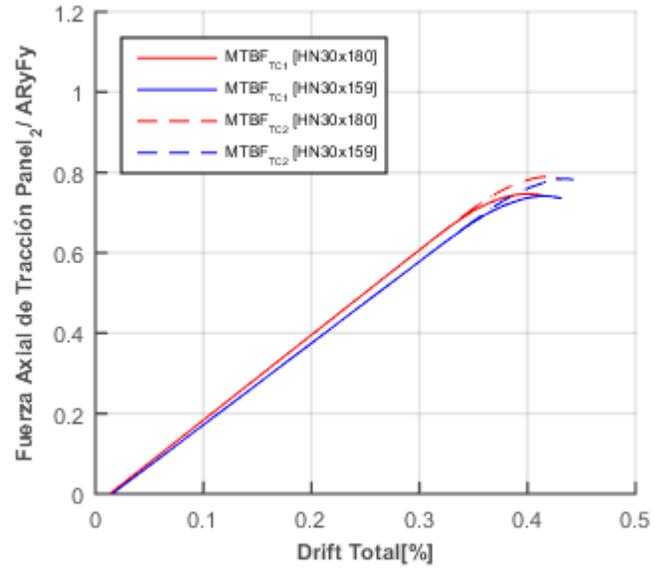


(d): Distorsión panel 2 vs. Drift total.

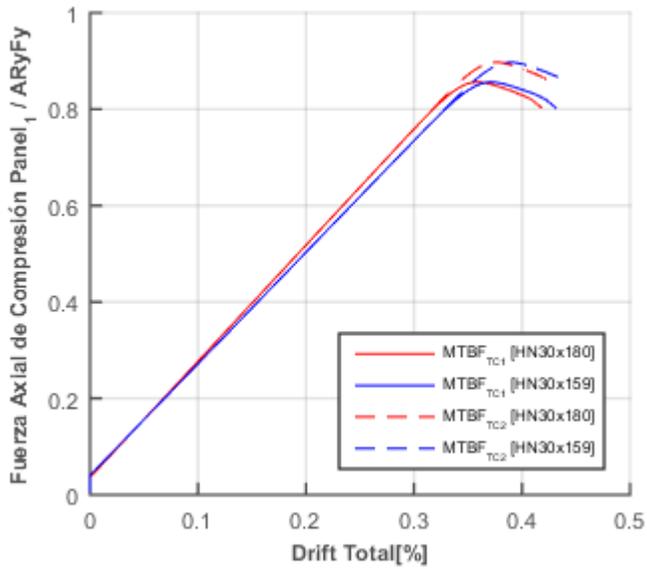
Figura C1.1: Resultados modelos diferentes columnas Prototipo 2.



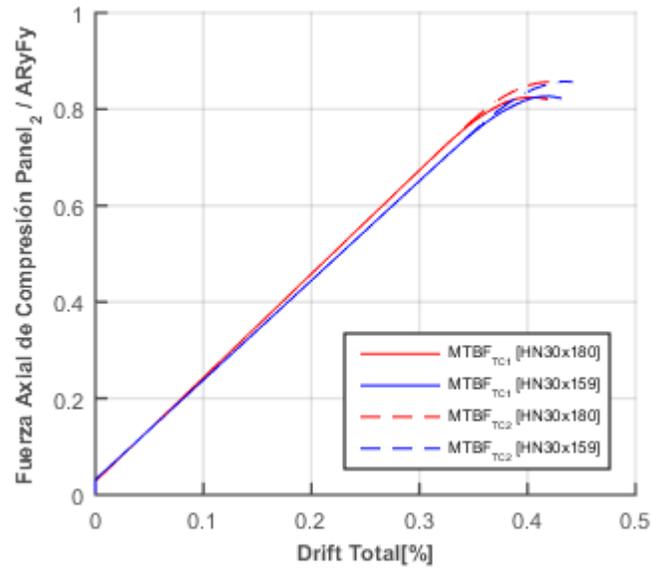
(a): Fuerza de tracción de diagonales panel 1 vs. Drift total.



(b): Fuerza de tracción de diagonales panel 2 vs. Drift total.



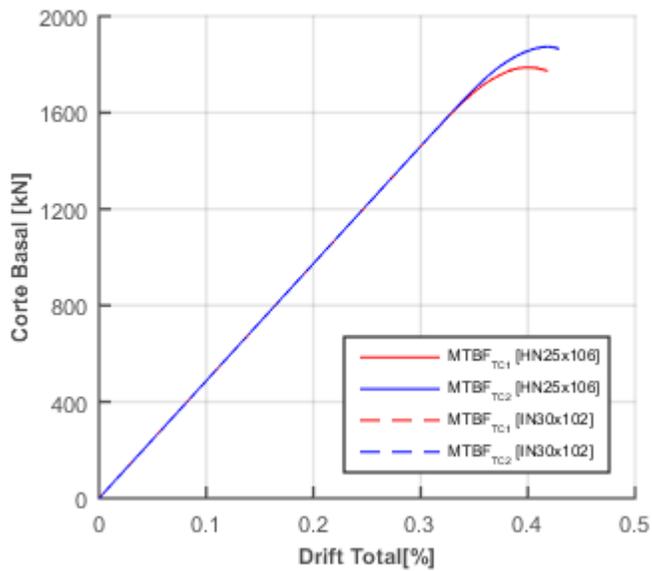
(c): Fuerza de compresión de diagonales panel 1 vs. Drift total.



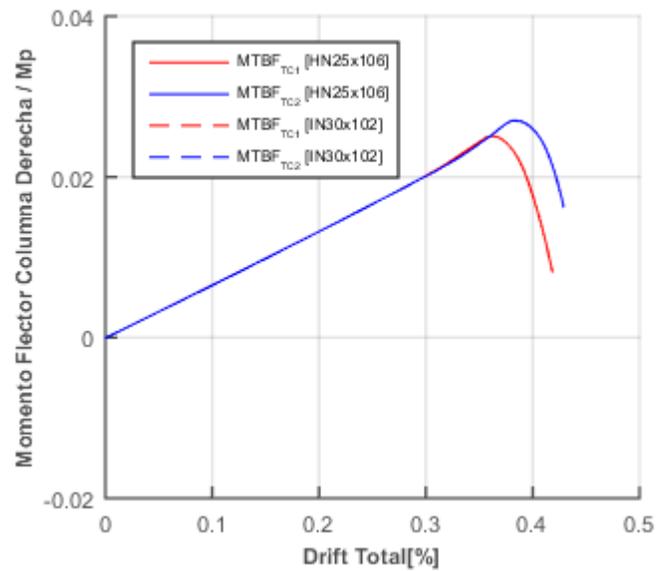
(d): Fuerza de compresión de diagonales panel 2 vs. Drift total.

Figura C1.2: Resultados modelos diferentes columnas Prototipo 2.

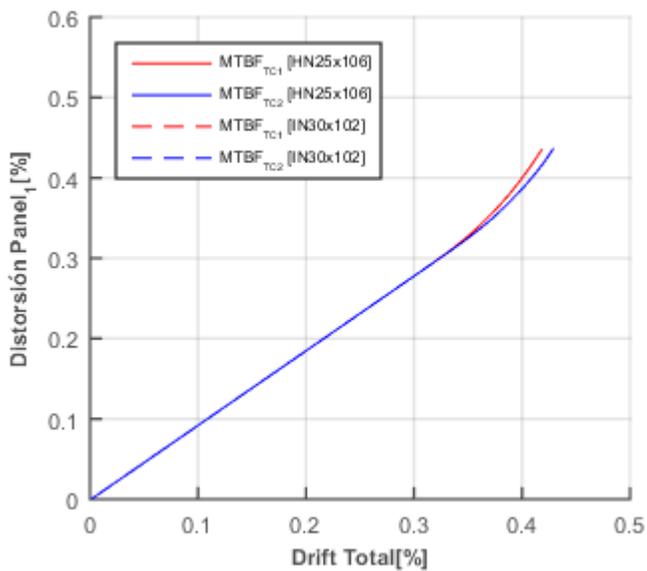
C2. Resultados modelo Prototipo 2 con modificación del puntal



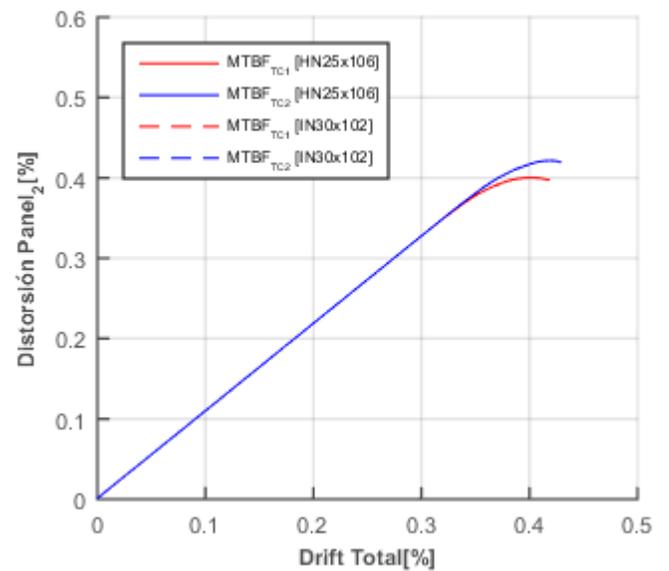
(a): Fuerza de tracción de diagonales panel 1 vs. Drift total.



(b): Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total.

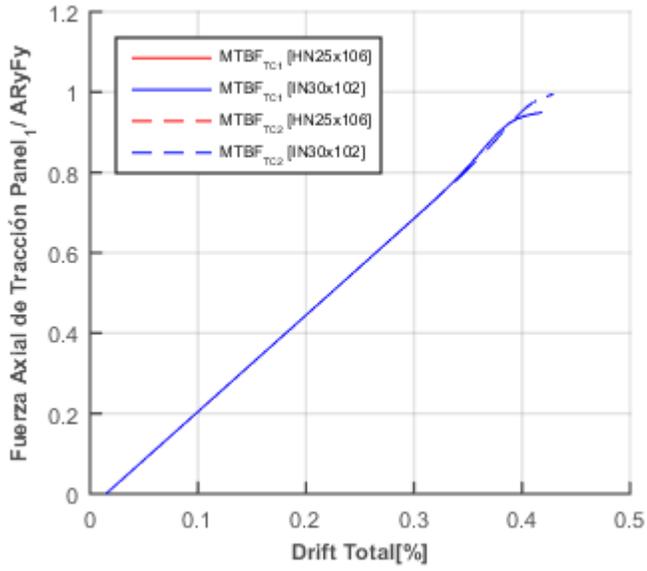


(c): Distorsión panel 1 vs. Drift total.

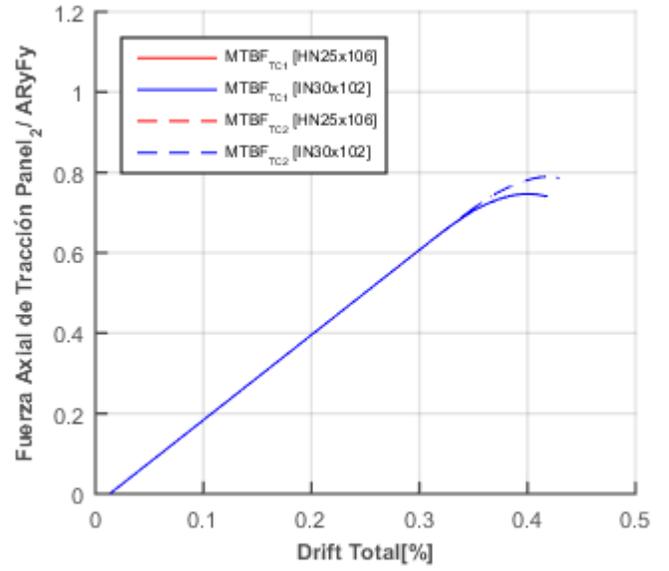


(d): Distorsión panel 2 vs. Drift total.

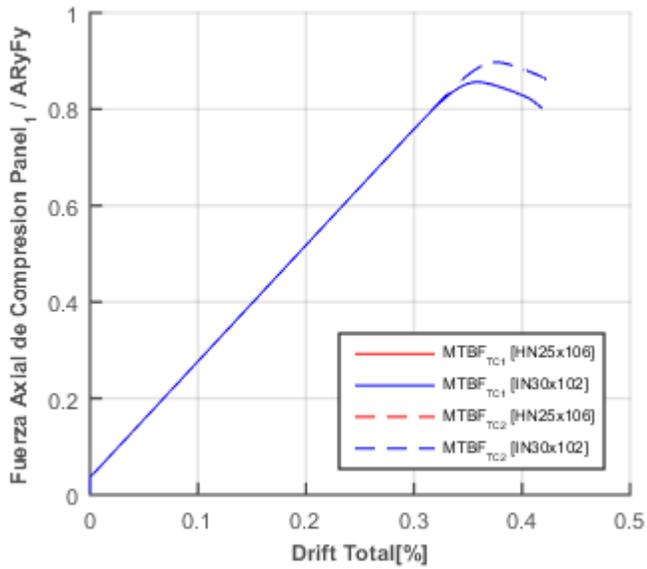
Figura C2.1: Resultados modelos diferentes puntales, Prototipo 2.



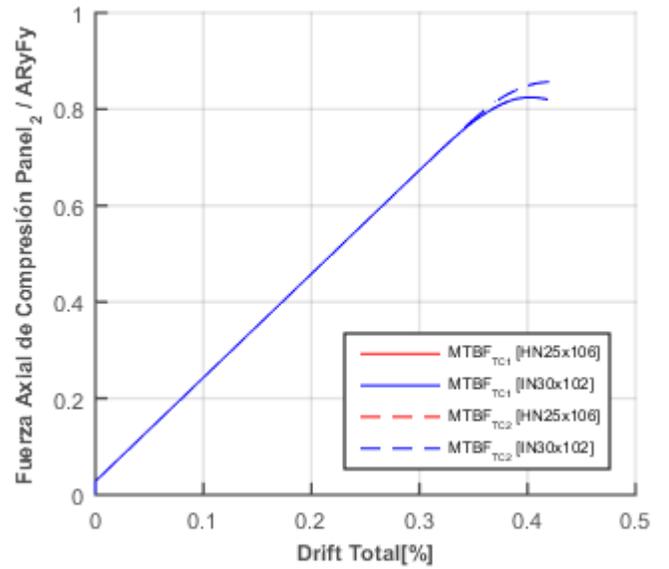
(a): Fuerza de tracción de diagonales panel 1 vs. Drift total.



(b): Fuerza de tracción de diagonales panel 2 vs. Drift total.



(c): Fuerza de compresión de diagonales panel 1 vs. Drift total.

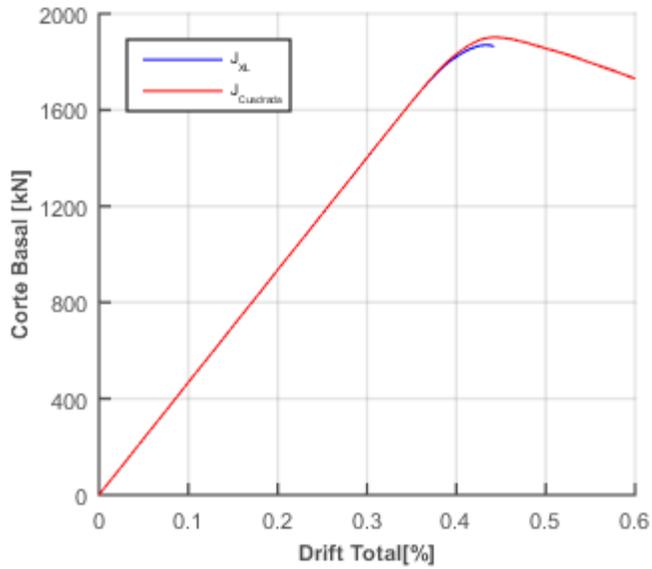


(d): Fuerza de compresión de diagonales panel 2 vs. Drift total.

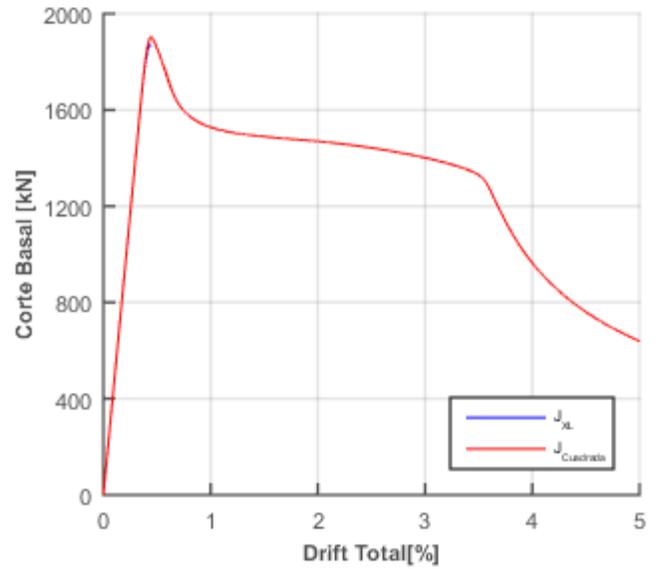
Figura C2.2.: Resultados modelos diferentes puntales, Prototipo 2.

C3. Resultados modelo Prototipo 2 modificando constante torsional de diagonales

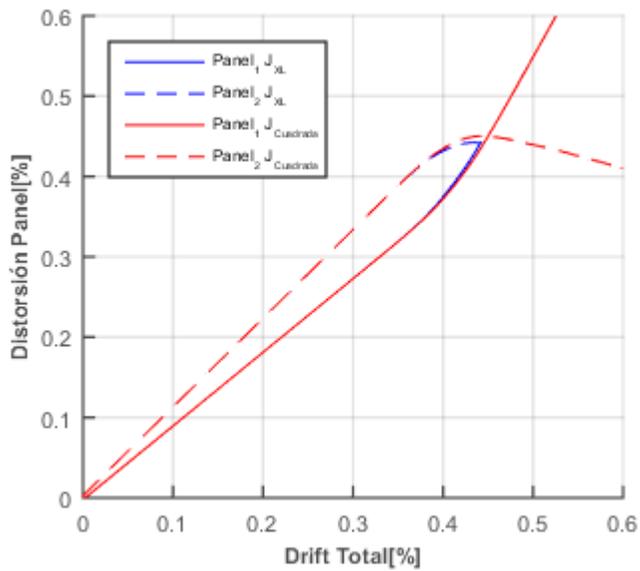
- Modelo CBF



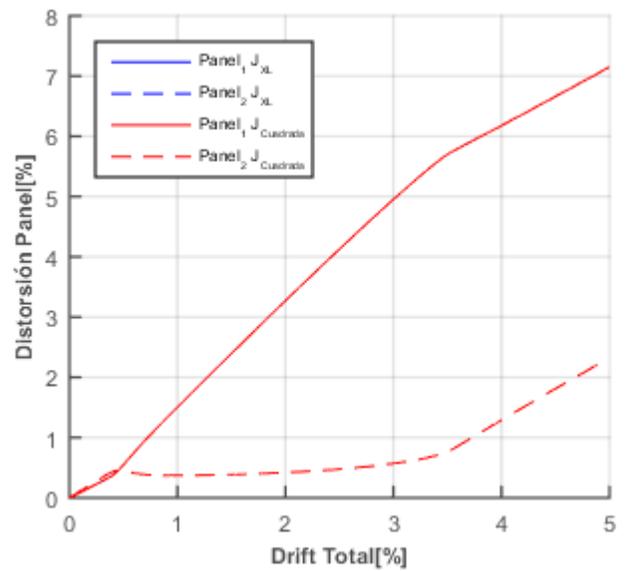
(a): Corte Basal vs. Drift total.



(b): Corte Basal vs. Drift total, hasta un 5%H.

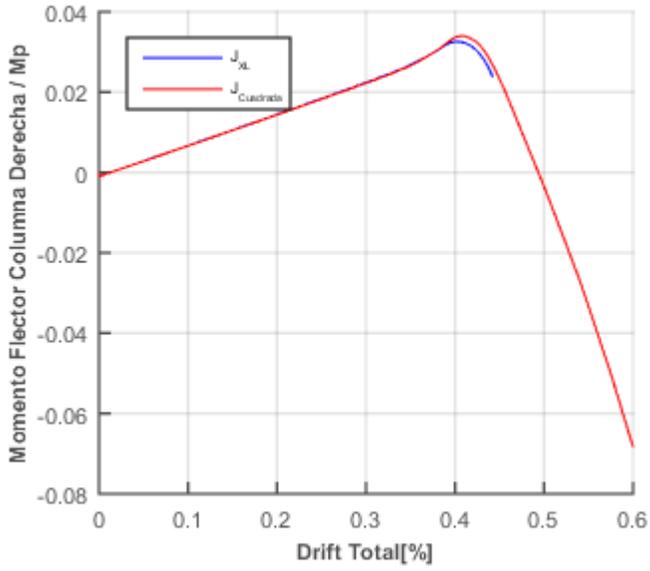


(c): Distorsión Panel vs. Drift total.

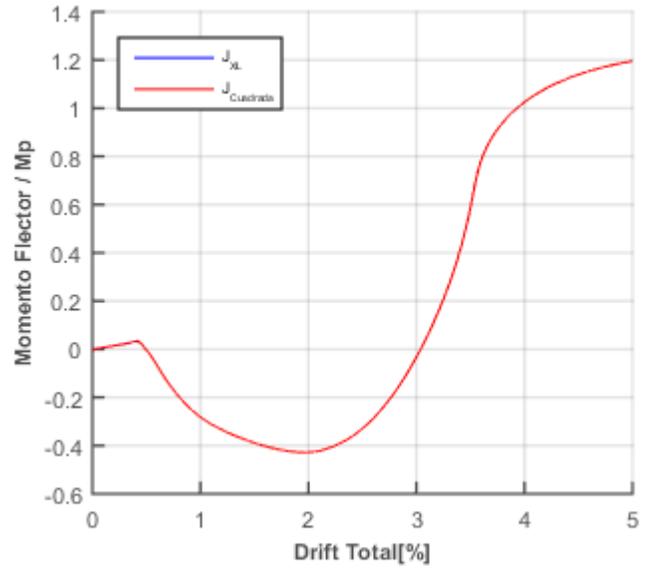


(d): Distorsión Panel vs. Drift total, hasta un 5%H

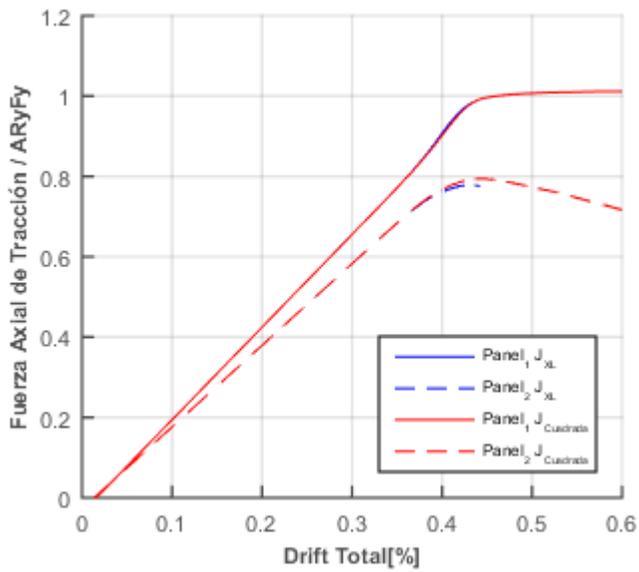
Figura C3.1: Resultados modelos CBF, para diferentes constantes torsionales, Prototipo 2.



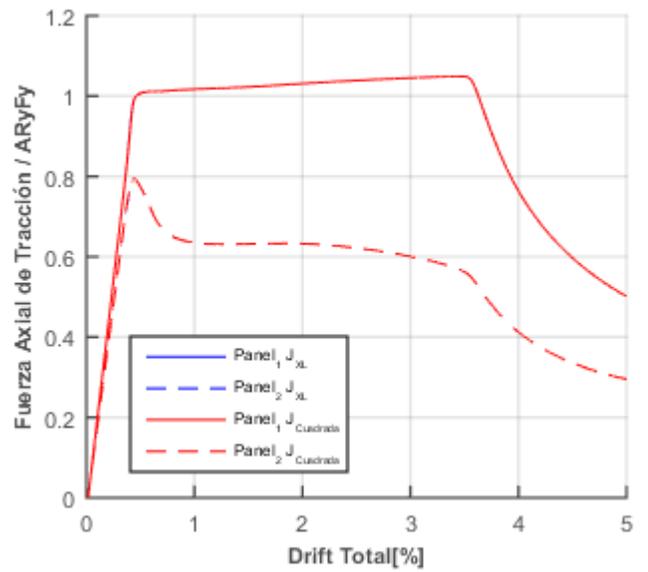
(a): Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total.



(b): Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total, hasta un 5%H.

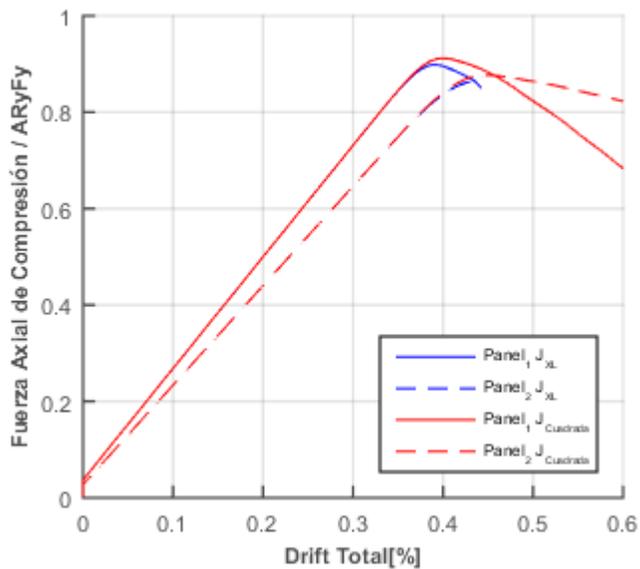


(c): Fuerza de tracción de diagonales vs. Drift total.

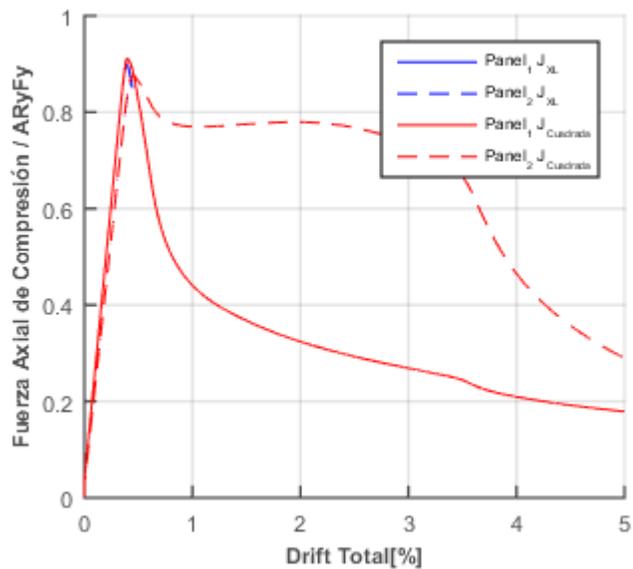


(d): Fuerza de tracción de diagonales vs. Drift total, hasta un 5%H

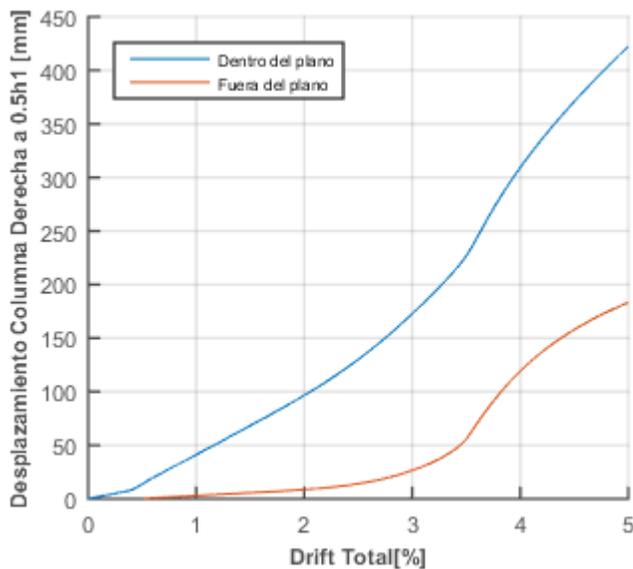
Figura C3.2: Resultados modelos CBF, para diferentes constantes torsionales, Prototipo 2.



(a): Fuerza de compresión de diagonales vs. Drift total.



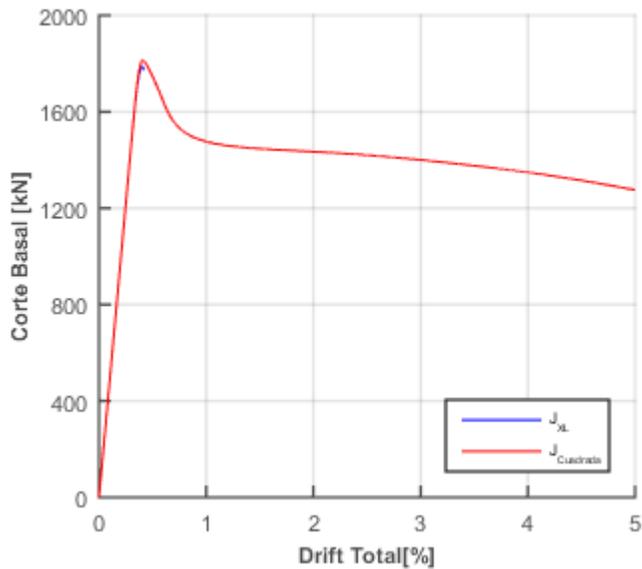
(b): Fuerza de compresión de diagonales vs. Drift total, hasta un 5%H



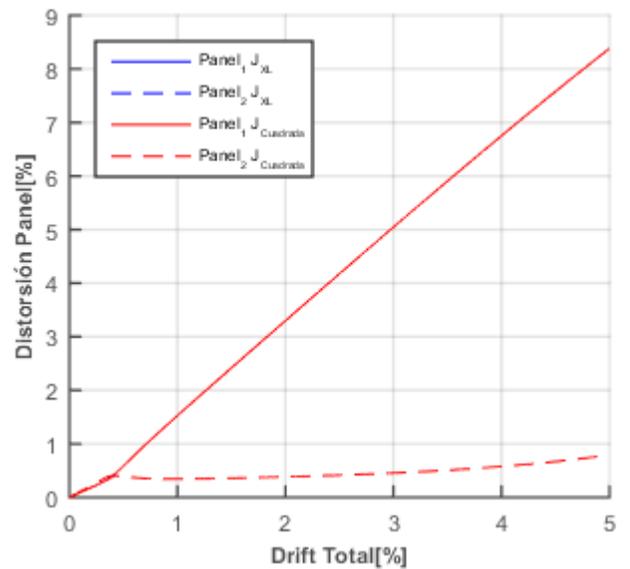
(c): Desplazamiento dentro y fuera del plano de la columna derecha a 0.5h1 vs. Drift total.

Figura C3.3: Resultados modelos CBF, para diferentes constantes torsionales, Prototipo 2.

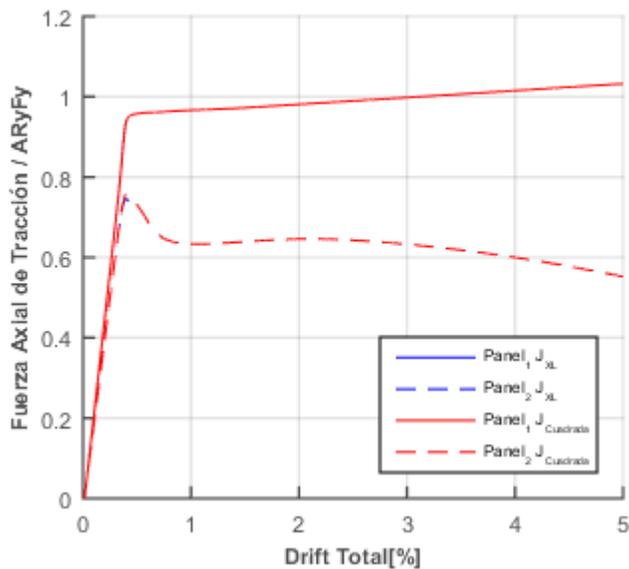
- Modelos MTBF_{TC1}



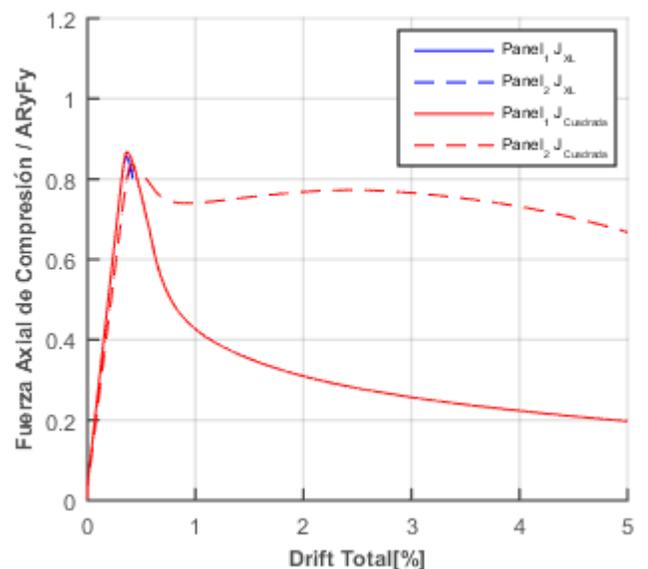
(a): Corte Basal vs. Drift total.



(b): Distorsión panel vs. Drift total.



(c): Fuerza de tracción de diagonales vs. Drift total.



(d): Fuerza de compresión de diagonales vs. Drift total.

Figura C3.4: Resultados modelos MTBF, panel crítico 1, para diferentes constantes torsionales, Prototipo 2.

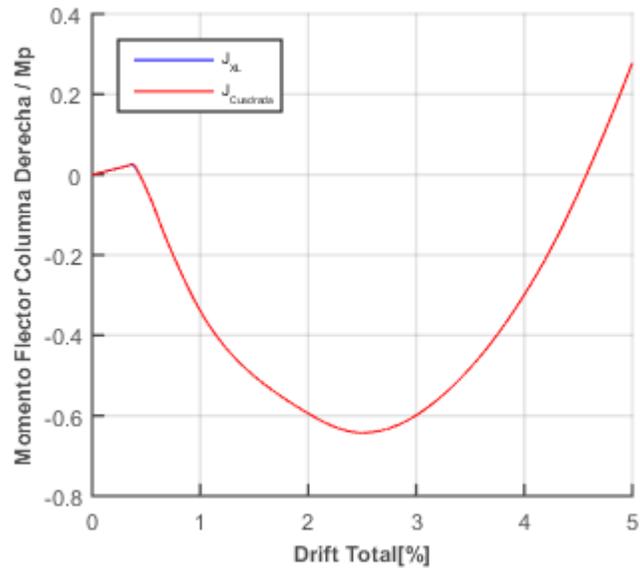
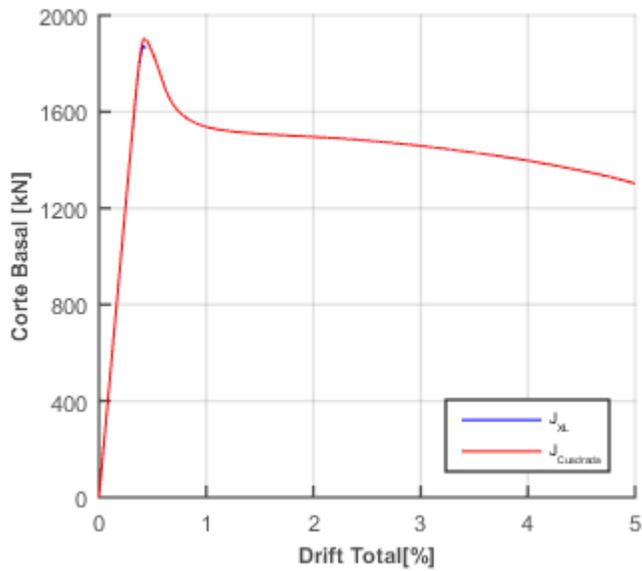
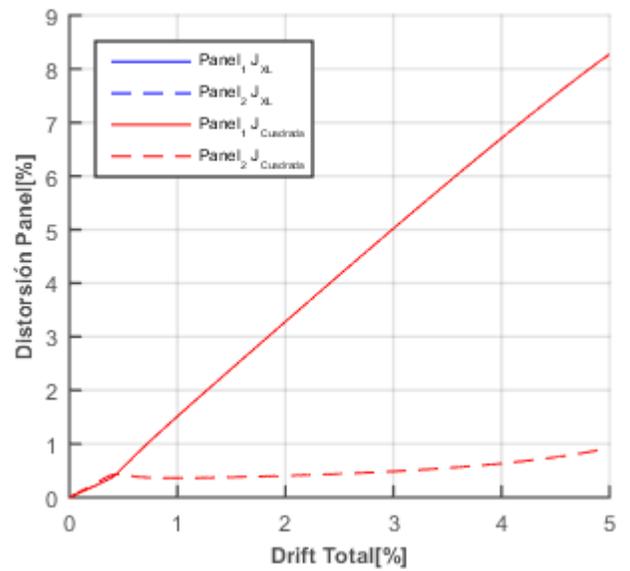


Figura C3.5: Resultados modelos MTBF, panel crítico 1, para diferentes constantes torsionales, Prototipo 2. Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total.

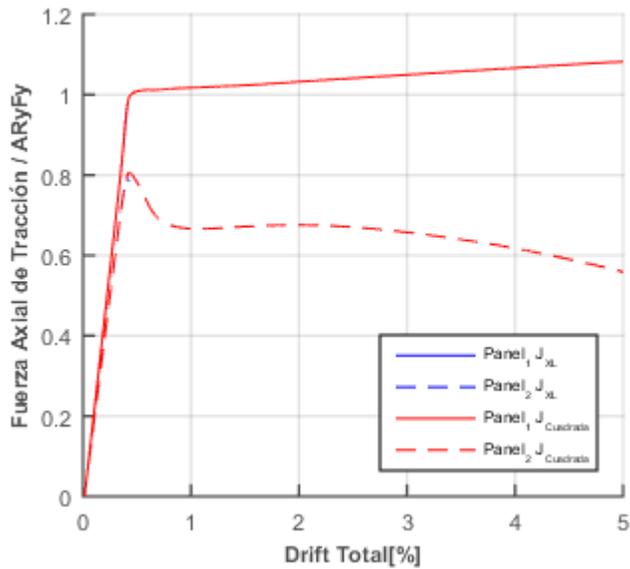
- Modelos MTBF_{TC2}



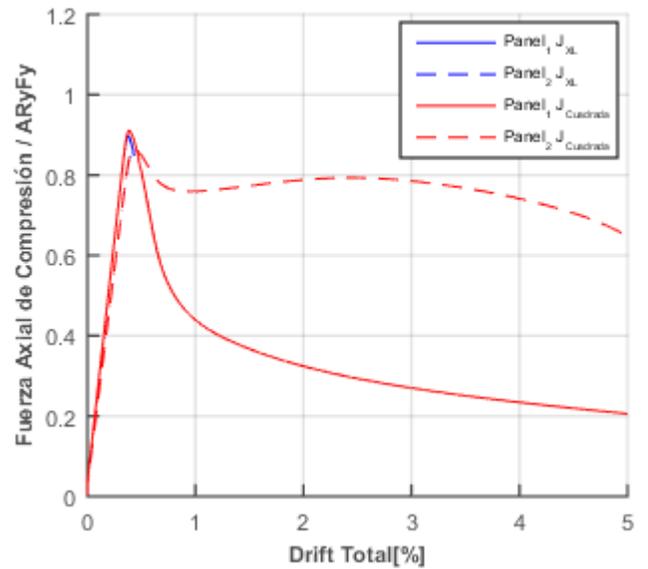
(a): Corte Basal vs. Drift total.



(b): Distorsión panel vs. Drift total.



(c): Fuerza de tracción de diagonales vs. Drift total.



(d): Fuerza de compresión de diagonales vs. Drift total.

Figura C3.6: Resultados modelos MTBF, panel crítico 2, para diferentes constantes torsionales, Prototipo 2.

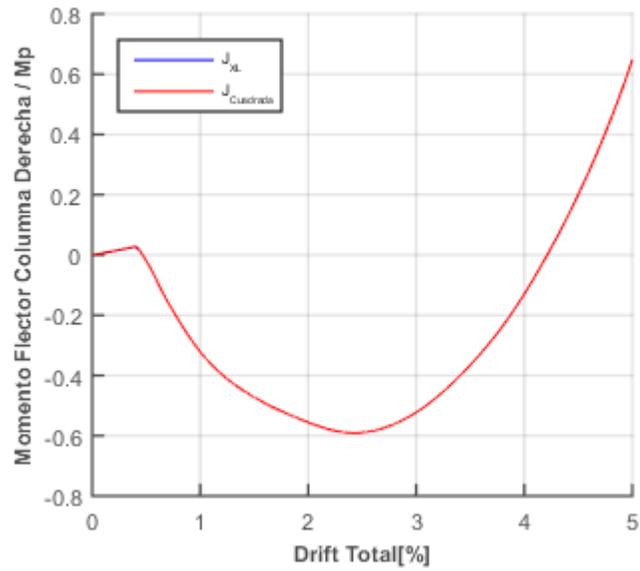
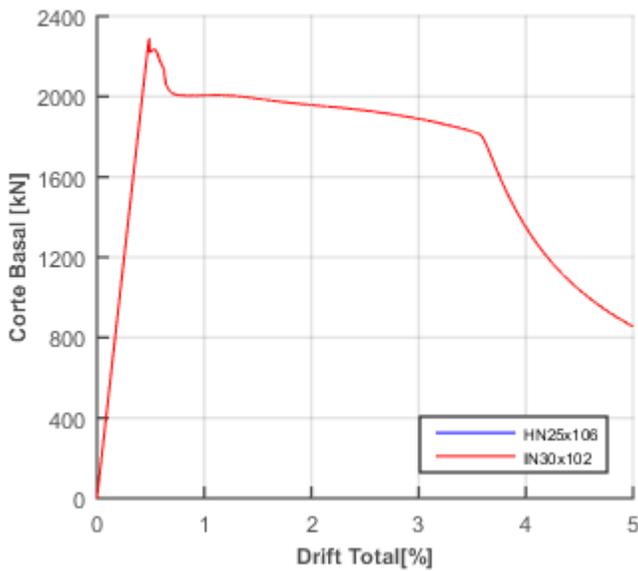
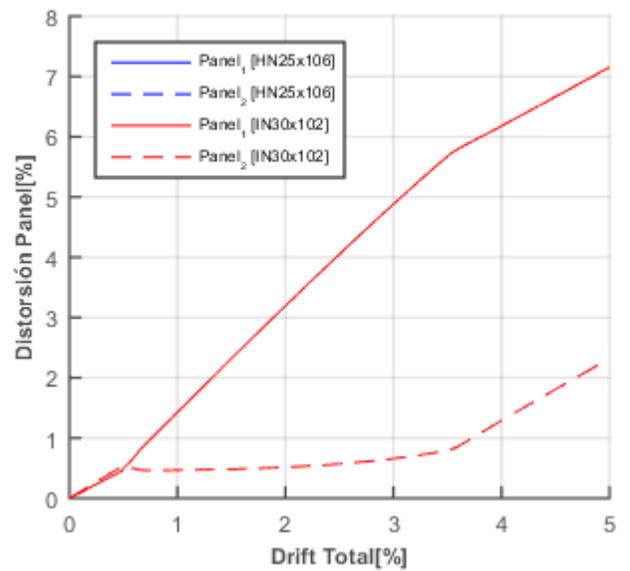


Figura C3.7: Resultados modelos MTBF, panel crítico 2, para diferentes constantes torsionales, Prototipo 2. Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total.

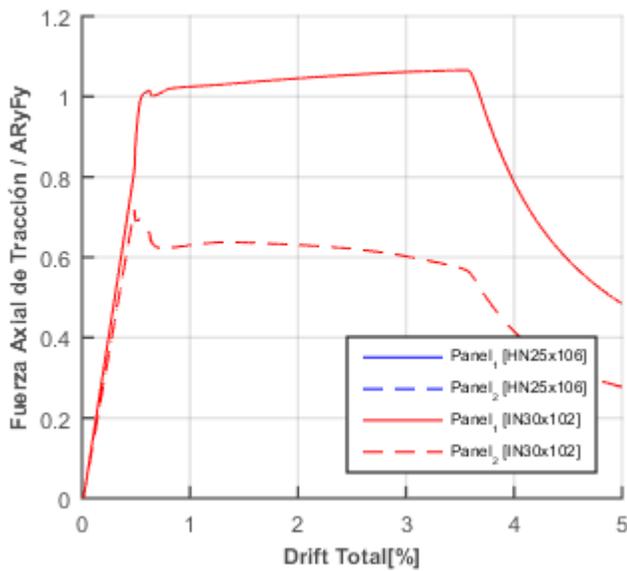
C4. Resultados modelo Prototipo 2 con diagonales cuadradas modificando el puntal



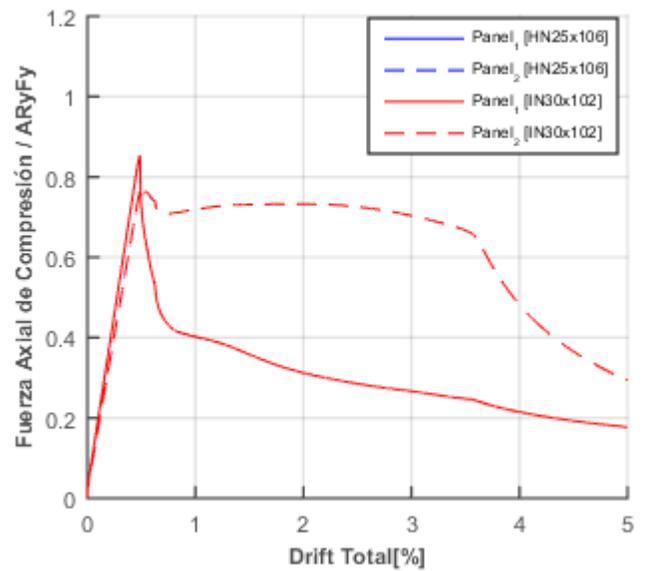
(a): Corte Basal vs. Drift total.



(b): Distorsión panel vs. Drift total.



(c): Fuerza de tracción de diagonales vs. Drift total.



(d): Fuerza de compresión de diagonales vs. Drift total.

Figura C4.1: Resultados modelos diagonal cuadrada, para diferentes secciones de columna, Prototipo 2.

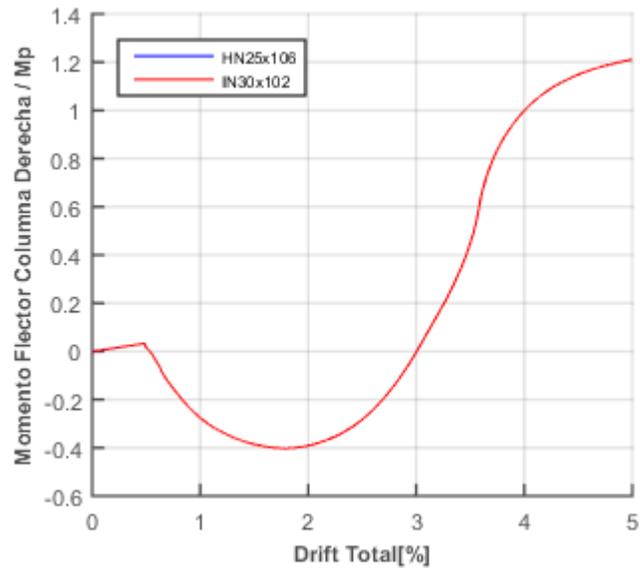


Figura C4.2: Resultados modelos diagonal cuadrada, para diferentes secciones de columna, Prototipo 2. Momento flector en ubicación entre paneles de columna derecha vs. Drift total.