

Universidad De Valparaíso
Facultad De Ingeniería
Escuela De Ingeniería Civil



**Evaluación de Marcos con Sistemas Mixtos de
Arriostramientos para Edificios de Baja Altura en Chile**

Por

Nicol Esperanza Orellana González

Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en
Ciencias de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil

Profesor Guía: Juan Carlos González Blacud

Enero, 2022

Agradecimientos

Al término de esta gran etapa de mi vida no puedo evitar agradecer a las personas que se hicieron fundamental en los momentos difíciles, en especial a mi madre Clara que me dió la oportunidad de estudiar con el gran esfuerzo que hace a diario y durante todo este tiempo me ha alentado confiado de mis capacidades. De igual manera, agradezco a Ignacio, una persona maravillosa que conocí durante esta fase universitaria y se convirtió en el mejor partner, que ante toda dificultad estuvo ahí brindándome todo su amor y siempre, creyendo en mis habilidades.

Por otra parte, agradezco a mis compañeros Javiera, July y Valentín, personas que me brindaron su amistad y con los cuales compartimos grandes tardes de estudio, divirtiéndonos con sus locuras.

Finalmente, a mi profesor guía Juan Carlos, gracias por su paciencia y entrega de conocimientos, con los cuales se pudo concretar este Trabajo de Título.

Tabla de contenidos

Capítulo I.....	13
1. Descripción del trabajo.....	13
1.1 Introducción.....	13
1.2 Objetivos.....	14
1.2.1 Objetivo general.....	14
1.2.2 Objetivos específicos.....	14
1.3 Metodología.....	15
1.4 Alcances.....	16
Capítulo II.....	17
2. Antecedentes.....	17
2.1 Filosofía de diseño.....	17
2.1.1 Conceptos claves.....	18
2.2 Sistemas de protección estructural.....	20
2.2.1 Sistema convencional.....	21
2.2.2 Aislación sísmica.....	22
2.2.3 Disipadores de energía pasiva (PED).....	23
2.2.4 Control activo.....	24
2.3 Sistemas sismorresistentes.....	24
2.3.1 Marcos especiales arriostrados concéntricamente, “SCBF”.....	24
2.3.2 Marcos con diagonales restringidas al pandeo, “BRB”.....	27
2.3.3 Marcos con elementos auto-centrantes, “SC”.....	29
2.4 Comparación entre los sistemas: SCBF-BRB-SC.....	32
Capítulo III.....	33
3. Normas de diseño.....	33
3.1 Diseño sísmico de edificios, “NCh433”.....	33
3.1.1 Análisis modal espectral.....	33
3.1.2 Corte basal (Q_0).....	36
3.1.3 Desplazamientos.....	37
3.2 Diseño sísmico de edificios con sistemas pasivos de disipación de energía – Requisitos y métodos de ensayo, “NCh3411”.....	37
3.2.1 Análisis modal espectral.....	38
3.2.2 Corte basal (Q_0).....	40
3.2.3 Desplazamientos.....	40
3.3 Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso, “NCh1537”.....	41

3.4	Diseño Estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas, "NCh3171"	41
3.5	Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, "AISC 341"	42
3.5.1	Marcos especiales concéntricos, <i>SCBF</i>	42
3.5.2	Marcos con diagonal restringida al pandeo, <i>BRB</i>	44
3.6	Specification for Structural Steel Buildings, "AISC 360"	45
Capítulo IV.....		46
4.	Diseño y análisis de estructuras sismorresistentes	46
4.1	Características generales.....	46
4.1.1	Configuración de los arriostramientos.....	48
4.1.2	Cargas y Peso sísmico.....	50
4.1.3	Parámetros sísmicos.....	50
4.1.4	Perfiles utilizados	51
4.1.5	Diseño de las riostras.....	52
4.2	Estructuras de 4 pisos.....	54
4.2.1	Sistema mixto: <i>BRB - SCBF</i>	55
4.2.1.1	Selección de elementos <i>BRB</i>	56
4.2.1.2	Análisis modal espectral.....	59
4.2.1.3	Diseño por capacidad.....	63
4.2.2	Estructura sólo con marcos <i>BRB</i>	69
4.2.2.1	Selección de elementos <i>BRB</i>	69
4.2.2.2	Análisis modal espectral.....	71
4.2.2.3	Diseño por capacidad.....	73
4.3	Estructuras de 8 pisos.....	76
4.3.1	Sistema mixto: <i>BRR - SCBF</i>	77
4.3.1.1	Análisis modal espectral.....	79
4.3.1.2	Diseño por capacidad.....	82
4.3.2	Estructura sólo con marcos <i>BRB</i>	87
4.3.2.1	Análisis modal espectral.....	88
4.3.2.2	Diseño por capacidad.....	91
Capítulo V.....		94
5.	Análisis no lineal.....	94
5.1	<i>OpenSees</i>	94
5.2	Modelación de las estructuras.....	95
5.2.1	Marcos <i>SCBF</i>	98
5.2.2	Marcos <i>BRB</i>	99
5.2.3	Marcos <i>SC</i>	101

5.3	Periodos y Rigidez	102
5.4	Análisis no lineal estático, “ <i>Pushover</i> ”	103
5.4.1	Estructuras de 4 pisos	105
5.4.2	Estructuras de 8 pisos	107
5.5	Análisis cíclico cuasi-estático	109
5.6	Análisis no lineal dinámico (tiempo-historia)	114
5.6.1	Deformaciones Residuales	118
5.6.2	<i>Drift</i> máximo por piso	121
5.6.3	Deformaciones máximas	123
5.6.4	Aceleraciones absolutas	126
Capítulo VI	129
6.	Conclusiones	129
Referencias	131
ANEXOS	137
Anexo A	137
A.1	Resistencia esperada del acero, según calidad - AISC 341-16	137
A.2	Comparación entre un SMP y SDS – NCh3411:2007	138
Anexo B: Verificación de resistencia – AISC360-16	139
B.1	Propiedades de los miembros	139
B.1.a	Bajo compresión	139
B.1.b	Bajo flexión	140
B.2	Diseño de miembros en tracción	142
B.3	Diseño de miembros en compresión	144
B.4	Diseño de miembros en flexión	149
B.5	Diseño de miembros a corte	152
B.6	Diseño de miembros a flexo-compresión	154
B.7	Conexiones	158
B.7.1	Conexión viga-columna	158
B.7.2	Conexión riostra, marco <i>SCBF</i>	162
B.7.3	Conexión riostra, marco <i>BRB</i>	164
Anexo C: Verificación de ductilidad– AISC341-16	166
Anexo D: Datos relevantes en el diseño y análisis lineal	169
D.1	Estructura con marcos arriostrados mixtos de 4 pisos	169
D.2	Estructura con marcos arriostrados con BRB de 4 pisos	171
D.3	Estructura con marcos arriostrados mixtos, de 8 pisos	172
D.4	Estructura con marcos arriostrados con BRB de 8 pisos	175

Anexo E: Datos relevantes en análisis no lineal en <i>OpenSees</i>	178
E.1 Nodos y elementos	178
E.2 Planos de conexiones viga-columnas y riostras	181
E.3 Comportamiento de riostras en análisis Pushover	183
E.4 Comportamiento de riostras en análisis cíclico	190
E.5 Comportamiento de riostras en análisis tiempo-historia	200
E.5.1 En el primer piso	200
E.5.2 A lo alto del edificio	210

Índice de figuras

Figura 2. 1: Mecanismo de fluencia en sistemas sismorresistentes [26].....	17
Figura 2. 2: Diagrama esfuerzo-deformación representativo de un acero dulce [28].....	19
Figura 2. 3: Representación de la energía disipada en un ciclo de carga y descarga [30].	20
Figura 2. 4: Respuesta de la estructura de acuerdo con la protección sísmica aplicada [32].....	21
Figura 2. 5: Sistema de un grado de libertad sometido a carga sísmica. [33].....	21
Figura 2. 6: (a) Estructura con aislamiento sísmico [35]; (b) Aislador elastomérico y (c) Aislador elastomérico con núcleo de plomo [36].....	22
Figura 2. 7: Comportamiento de una estructura con PED [38].	23
Figura 2. 8: Tipos de configuración para Marcos Especiales Arriostrados Concéntricamente [44].	25
Figura 2. 9: Comportamiento inelástico de los marcos concéntricos [44].	25
Figura 2. 10: (a) Riostra sometida a compresión; (b) Diagrama P- δ de riostra ante cargas cíclicas; (c) Diagrama P- Δ de riostra ante cargas cíclicas. [47].....	26
Figura 2. 11: Zonas protegidas en riostras [43].	27
Figura 2. 12: Ciclo de histéresis de una riostra BRB y común [51].	27
Figura 2. 13: (a) Composición de las riostras BRB y (b) fallas comunes [51].	28
Figura 2. 14: Configuraciones típicas de los marcos BRB [44].	28
Figura 2. 15: Conexión apernada, rotulada y soldada en diagonales BRB [52].	29
Figura 2. 16: Composición del amortiguador SMA [58].	30
Figura 2. 17: Concepto del sistema SCED con mecanismo de disipación por fricción [61].	30
Figura 2. 18: Disipador de fricción [61].	31
Figura 2. 19: Ciclo de histéresis de una riostra auto-centrante, SC. [23]	31
Figura 3. 1: Representación del comportamiento del espectro de pseudo aceleración [64].	39
Figura 4. 1: Sección transversal de la losa colaborante utilizada [66].	46
Figura 4. 2: Planta referencial de los modelos.	47
Figura 4. 3: Diagrama de cuerpo libre de un arriostramiento en “X” enfocado en vigas [44].	48
Figura 4. 4: Diagrama de cuerpo libre de un arriostramiento en “X” enfocado en columnas [44]. ..	49
Figura 4. 5: Representación del comportamiento de un marco BRB [68].	53
Figura 4. 6: (a) Vista en planta y (b) Vista en 3D. Estructuras de 4 pisos.	54
Figura 4. 7: (a) Disposición de los arriostramientos externos; (b) Disposición de los arriostramientos internos.....	54
Figura 4. 8: Vista en elevación de la estructura con arriostramiento interno. Estructura mixta 4 pisos.	55
Figura 4. 9: Vista en elevación de la estructura con arriostramiento externo. Estructura mixta 4 pisos.	55
Figura 4. 10: Marco externo con BRB.	57
Figura 4. 11: Funda HSS.	58
Figura 4. 12: Espectro de diseño, NCh3411. Estructura mixta de 4 pisos.	60
Figura 4. 13: Espectro de diseño, NCh433. Estructura mixta de 4 pisos.	61
Figura 4. 14: Corte por piso combinado. Estructura mixta 4 pisos.	61
Figura 4. 15: Drifts con respecto al centro de masa. Estructura mixta 4 pisos.	62
Figura 4. 16: Drifts entre la diferencia de coordenada (0,0) - CM. Estructura mixta 4 pisos.	62
Figura 4. 17: Parámetros β y ω para arriostramientos externos BRB [67].	64
Figura 4. 18: Capacidad viga W14x53.	65
Figura 4. 19: Marco interno SCBF.....	66
Figura 4. 20: Marco externo e interno con BRB.	69
Figura 4. 21: Espectro de diseño, NCh3411. Estructura con marcos BRB, 4 pisos.	72
Figura 4. 22: Corte por piso combinado. Estructura con marcos BRB, 4 pisos.....	72
Figura 4. 23: Drifts estructura con marcos BRB, 4 pisos.	73

Figura 4. 24: (a) Vista en planta y (b) Vista en 3D. Estructuras de 8 pisos.	76
Figura 4. 25: Vista en elevación de la estructura con arriostramiento externo. Estructura mixta 8 pisos.	77
Figura 4. 26: Vista en elevación de la estructura con arriostramiento interno. Estructura mixta 8 pisos.	78
Figura 4. 27: Espectros de diseño en dirección “x”. Estructura mixta de 8 pisos.	80
Figura 4. 28: Corte por piso combinado. Estructura mixta 8 pisos.	81
Figura 4. 29: Drifts con respecto al centro de masa. Estructura mixta 8 pisos.	81
Figura 4. 30: Drifts de la diferencia entre coordenada (0,0) - CM. Estructura mixta 8 pisos.	82
Figura 4. 32: Distribución de las diagonales BRB en marcos: (a) externos - (b) internos. Estructura 8 pisos.	88
Figura 4. 32: Espectro de diseño, NCh3411. Estructura con marcos BRB, 8 pisos.	89
Figura 4. 33: Corte por piso combinado. Estructura con marcos BRB, 8 pisos.	90
Figura 4. 34: Drifts estructura con marcos BRB, 8 pisos.	90
Figura 5. 1: Representación de la modelación en OpenSees, estructuras 4 pisos.	95
Figura 5. 2: Representación de la modelación en OpenSees, estructuras 8 pisos.	96
Figura 5. 3: Disposición de las fibras en secciones viga-columna [74].	97
Figura 5. 4: Curva Fuerza-Deformación del material Steel02 [21].	97
Figura 5. 5: Distribución en riostras tubulares circulares. (a) Transversal; (b) Longitudinal.	98
Figura 5. 6: (a) Composición de un BRB; (b) Modelo BRB en OpenSees. [77]	99
Figura 5. 7: Modelo histérico de la riostra SCED en OpenSees [82].	102
Figura 5. 8: Secuencia del análisis Pushover [83].	103
Figura 5. 9: Análisis incremental sistema BRB-SC de 4 pisos.	105
Figura 5. 10: Análisis incremental sistema BRB-SCBF de 4 pisos, bajo la norma NCh3411.	106
Figura 5. 11: Análisis incremental sistema BRB-SCBF de 4 pisos, bajo la norma NCh433.	106
Figura 5. 12: Análisis incremental sistema SC-SCBF de 4 pisos, bajo la norma NCh3411.	106
Figura 5. 13: Análisis incremental sistema SC-SCBF de 4 pisos, bajo la norma NCh433.	107
Figura 5. 14: Análisis incremental sistema BRB-SC de 8 pisos.	108
Figura 5. 15: Análisis incremental sistema BRB-SCBF de 8 pisos, bajo la norma NCh3411.	108
Figura 5. 16: Análisis incremental sistema BRB-SCBF de 8 pisos, bajo la norma NCh433.	108
Figura 5. 17: Análisis incremental sistema SC -SCBF de 8 pisos, bajo la norma NCh3411.	109
Figura 5. 18: Análisis incremental sistema SC -SCBF de 8 pisos, bajo la norma NCh433.	109
Figura 5. 19: Historia de desplazamiento, caso 1.	110
Figura 5. 20: Historia de desplazamiento, caso 2.	110
Figura 5. 21: Curvas de histéresis teóricas antes varios ciclos de carga. a) SCBF; b) BRB; c) SC. [22].	110
Figura 5. 22: Representación del análisis cuasi-estático en riostras SCBF.	111
Figura 5. 23: Representación del análisis cuasi-estático en riostras BRB.	111
Figura 5. 24: Representación del análisis cuasi-estático en riostras SC.	112
Figura 5. 25: Zonificación sísmica [4].	114
Figura 5. 26: Registro de Constitución, sentido longitudinal.	115
Figura 5. 27: Registro de Concepción, sentido longitudinal.	115
Figura 5. 28: Registro de Viña del Mar, sentido Este-Oeste.	115
Figura 5. 29: Representación de la histéresis, en el análisis tiempo-historia para riostras SCBF.	116
Figura 5. 30: Representación de la histéresis, en el análisis tiempo-historia para riostras BRB.	117
Figura 5. 31: Representación de la histéresis, en el análisis tiempo-historia para riostras SC.	117
Figura 5. 32: Deformaciones residuales en estructuras de 4 pisos. Registro: (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar.	118
Figura 5. 33: Deformaciones residuales en estructuras de 8 pisos. Registro: (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar.	120

Figura 5. 34: Drift máximo por nivel en estructuras de 4 pisos. Registro de: (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar.	121
Figura 5. 35: Drift máximo por nivel en estructuras de 8 pisos. Registro de: (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar.	122
Figura 5. 36: Deformaciones máximas en estructuras de 4 pisos. Registro de: (a) Constitución, (b)Concepción y (c) Viña del Mar.....	124
Figura 5. 37: Deformaciones máximas por nivel, en estructuras de 8 pisos. Registro de: (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar.....	125
Figura 5. 38: Aceleraciones absolutas en estructuras de 4 pisos. Registro de: (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar.	126
Figura 5. 39: Aceleraciones absolutas en estructuras de 8 pisos. Registro de: (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar.	127

Índice de tablas

Tabla 1. 1: Sistemas mixtos propuestos.....	14
Tabla 2. 1: Clasificación del acero estructural, valores de F_y y F_u	19
Tabla 2. 2: Sistemas de protección sísmica.....	20
Tabla 2. 3: Comparación entre los sistemas sismorresistentes.....	32
Tabla 3. 1: Coeficiente de importancia.....	34
Tabla 3. 2: Aceleración efectiva.....	34
Tabla 3. 3: Valores máximos de los factores de modificación de respuesta.....	35
Tabla 3. 4: Parámetros según tipo de suelo.....	35
Tabla 3. 5: Valores de coeficiente sísmico.....	36
Tabla 3. 6: Valor de factor de reducción β_1	39
Tabla 3. 7: Parámetros espectro de diseño SDI.....	39
Tabla 3. 8: Combinaciones de carga.....	41
Tabla 3. 9: Resistencia esperada de la riostra.....	42
Tabla 3. 10: Instrucción de verificación de cada elemento.....	45
Tabla 4. 1: Sistemas mixtos, diseñados en rango lineal.....	46
Tabla 4. 2: Estados límites de servicio.....	47
Tabla 4. 3: Cargas aplicas en todos los modelos.....	50
Tabla 4. 4: Parámetros sísmicos aplicados de todos los modelos.....	50
Tabla 4. 5: Propiedades geométricas de las vigas utilizadas.....	51
Tabla 4. 6: Propiedades geométricas de columnas utilizadas.....	51
Tabla 4. 7: Características de un acero de calidad A36.....	52
Tabla 4. 8: Propiedades del perfil Yoder 10"-40.....	56
Tabla 4. 9: Características de los elementos BRB. Estructura mixta 4 pisos.....	56
Tabla 4. 10: Geometría elemento BRB, riostra externa.....	57
Tabla 4. 11: Área suministrada en el núcleo de acero. Estructura mixta 4 pisos.....	57
Tabla 4. 12: Área, funda y capacidad del elemento BRB. Estructura mixta 4 pisos.....	58
Tabla 4. 13: Dimensiones fundas. Estructura mixta 4 pisos.....	58
Tabla 4. 14: Verificación en las fundas. Estructura mixta 4 pisos.....	59
Tabla 4. 15: Peso y masa sísmica. Estructura mixta 4 pisos.....	59
Tabla 4. 16: Periodos y masa equivalentes. Estructura mixta 4 pisos.....	60
Tabla 4. 17: Corte basal determinado por el análisis modal espectral. Estructura mixta 4 pisos.....	60
Tabla 4. 18: Razón de uso de elementos BRB. Estructura mixta 4 pisos.....	63
Tabla 4. 19: Deformaciones unitarias. Estructura mixta 4 pisos.....	64
Tabla 4. 20: Valores de tensión y compresión máxima riostra externa BRB. Estructura mixta 4 pisos.....	65
Tabla 4. 21: Diseño por capacidad de vigas, marcos externos BRB. Estructura mixta 4 pisos.....	65
Tabla 4. 22: Diseño por capacidad de columnas, marcos externos. Estructura mixta de 4 pisos.....	66
Tabla 4. 23: Diseño por capacidad de vigas – Mecanismo 1, arriostamientos internos. Estructura mixta 4 pisos.....	67
Tabla 4. 24: Diseño por capacidad de vigas – Mecanismo 2, arriostamientos internos. Estructura mixta 4 pisos.....	68
Tabla 4. 25: Diseño por capacidad en columnas – Mecanismo 1, arriostamientos internos. Estructura mixta 4 pisos.....	68
Tabla 4. 26: Diseño por capacidad en columnas – Mecanismo 2, arriostamientos internos. Estructura mixta 4 pisos.....	68
Tabla 4. 27: Geometría elemento BRB, marco externo e interno.....	69
Tabla 4. 28: Área suministrada en el núcleo de acero. Estructura con marcos BRB, 4 pisos.....	70

Tabla 4. 29: Funda y capacidad del elemento BRB. Estructura con marcos BRB, 4 pisos.	70
Tabla 4. 30: Verificación fundas. Estructura con marcos BRB, 4 pisos.	70
Tabla 4. 31: Peso y masa sísmica. Estructura con marcos BRB, 4 pisos.	71
Tabla 4. 32: Periodos y masa equivalentes. Estructura con marcos BRB, 4 pisos.	71
Tabla 4. 33: Corte basal determinado por el análisis modal espectral. Estructura con marcos BRB, 4 pisos.	71
Tabla 4. 34: Razón de uso de elementos BRB. Estructura con marcos BRB, 4 pisos.	73
Tabla 4. 35: Deformaciones unitarias. Estructura con marcos BRB, 4 pisos.	74
Tabla 4. 36: Valores de tensión y compresión máxima de las riostras. Estructura con marcos BRB, 4 pisos.	75
Tabla 4. 37: Diseño por capacidad de vigas. Estructura con marcos BRB, 4 pisos.	75
Tabla 4. 38: Diseño por capacidad de columnas. Estructura con marcos BRB, 4 pisos.	76
Tabla 4. 39: Propiedades del perfil Yoder 8"	78
Tabla 4. 40: Características de los elementos BRB. Estructura mixta 8 pisos.	79
Tabla 4. 41: Peso y masa sísmica. Estructura mixta 8 pisos.	79
Tabla 4. 42: Periodos y masa equivalentes. Estructura mixta 8 pisos.	79
Tabla 4. 43: Corte basal determinado por el análisis modal espectral. Estructura mixta 8 pisos. ...	80
Tabla 4. 44: Razón de uso de elementos BRB. Estructura mixta 8 pisos.	82
Tabla 4. 45: Deformaciones unitarias. Estructura mixta 8 pisos.	83
Tabla 4. 46: Valores de tensión y compresión máxima riostra externa BRB. Estructura mixta 8 pisos.	84
Tabla 4. 47: Diseño por capacidad de vigas, marcos externos BRB. Estructura mixta 8 pisos.	84
Tabla 4. 48: Diseño por capacidad de columnas, marcos externos. Estructura mixta de 8 pisos. ...	85
Tabla 4. 49: Diseño por capacidad de vigas – Mecanismo 1, arriostramientos internos. Estructura mixta 8 pisos.	86
Tabla 4. 50: Diseño por capacidad de vigas – Mecanismo 2, arriostramientos internos. Estructura mixta 8 pisos.	86
Tabla 4. 51: Diseño por capacidad en columnas – Mecanismo 1, arriostramientos internos. Estructura mixta 8 pisos.	87
Tabla 4. 52: Diseño por capacidad en columnas – Mecanismo 2, arriostramientos internos. Estructura mixta 8 pisos.	87
Tabla 4. 53: Características de los diagonales BRB. Estructura con sistema BRB, 8 pisos.	87
Tabla 4. 54: Peso y masa sísmica. Estructura con marcos BRB, 8 pisos.	88
Tabla 4. 55: Periodos y masa equivalentes. Estructura con marcos BRB, 8 pisos.	89
Tabla 4. 56: Corte basal determinado por el análisis modal espectral. Estructura con marcos BRB, 8 pisos.	89
Tabla 4. 57: Razón de uso de elementos BRB. Estructura con marcos BRB, 8 pisos.	91
Tabla 4. 58: Deformaciones unitarias. Estructura con marcos BRB, 8 pisos.	91
Tabla 4. 59: Valores de tensión y compresión máxima de las riostras. Estructura con marcos BRB, 8 pisos.	92
Tabla 4. 60: Diseño por capacidad de vigas. Estructura con marcos BRB, 8 pisos.	92
Tabla 4. 61: Diseño por capacidad de columnas. Estructura con marcos BRB, 8 pisos.	93
Tabla 5. 1: Componentes para generar un modelo en OpenSees.	94
Tabla 5. 2: Propiedades del material para vigas y columnas.	97
Tabla 5. 3: Propiedades del material para riostras en marcos SCBF.	99
Tabla 5. 4: Propiedades del material para riostras en marcos BRB.	100
Tabla 5. 5: Área suministrada en elementos BRB según tipo de estructura.	101
Tabla 5. 6: Valores de b_1 y p_1	101
Tabla 5. 7: Diferencia entre periodos fundamentales, dirección "x".	102
Tabla 5. 8: Diferencia en la rigidez.	103
Tabla 5. 9: Factor k para las fuerzas laterales en el análisis Pushover.	104

Tabla 5. 10: Límite de fluencia en el análisis Pushover, estructuras de 4 pisos.....	105
Tabla 5. 11: Límite de fluencia en el análisis Pushover, estructuras de 8 pisos.....	107
Tabla 5. 12: Comparación de fuerzas AISC41-16 y OpenSees. Modelos 4 pisos.	112
Tabla 5. 13: Comparación de fuerzas AISC41-16 y OpenSees. Modelos 8 pisos.	113
Tabla 5. 14: Valor máximo de deformación residual en estructuras de 4 pisos, bajo los tres registros.	119
Tabla 5. 15: Valor máximo de deformación residual en estructuras de 8 pisos, bajo los tres registros.	119
Tabla 5. 16: Valor de drift máximo, bajo los tres registros.	123
Tabla 5. 17: Valor de la deformación máxima bajo los 3 registros, estructura 4 pisos.....	123
Tabla 5. 18: Valor de la deformación máxima bajo los 3 registros, estructura 8 pisos.....	123
Tabla 5. 19: Valor máximo de aceleración absoluta bajo los 3 registros.	128

Capítulo I.

1. Descripción del trabajo

1.1 Introducción

En Chile sin lugar a duda son importantes los materiales de hormigón armado y acero estructural para la confección de estructuras. Sin embargo, según datos entregado por el Instituto Chileno del Acero (ICHA) no es muy recurrente que se utilice el acero en edificios de uso habitacional, esto debido a que se requiere una mano de obra de mayor precisión y que la arquitectura en Chile se encuentra más calificada para los diseños de hormigón armado [1]. No obstante, el acero estructural se ha implantado como material constructivo en edificios de uso industrial, es decir en bodegas y plantas productivas en Chile, dado que es un material resistente y dúctil, por lo que facilitaría el diseño sismorresistente impuestos por los códigos de diseño [2]. Sobre esta base, el presente trabajo centra su análisis en marcos arriostrados de acero para estructuras de uso industrial, específicamente, oficinas.

En lo que respecta al diseño sismorresistente, éste puede ser implementado mediante una demanda sísmica a base de desplazamientos, energía o fuerzas, siendo esta última la más utilizada puesto que se define a partir de espectros de aceleraciones a base de las propiedades dinámicas de la estructura. Análogamente, en todo proyecto estructural debe de considerarse un diseño por capacidad ya que los elementos deben ser capaces de resistir las fuerzas que se producen bajo un sismo evitando fallas frágiles. En definitiva, los conceptos de resistencia, rigidez y ductilidad en el diseño de las estructuras es lo primordial, dado que la edificación debe contar con la capacidad de deformarse lateralmente, absorber y disipar energía sin colapsar [3]. La normativa vigente en Chile para cumplir dichos principios corresponde ser la NCh433.Of.96.mod2012 [4] “Diseño Sísmico de Edificios” para el análisis sísmico, al igual que la NCh3411:2007 “Diseño sísmico de edificios con sistemas pasivos de disipación de energía – Requisitos y métodos de ensayo” [5], además de, las normas estadounidenses redactadas por el Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC341-16 [6] y AISC360-16 [7]).

Por otra parte, existen estudios previos que señalan un buen comportamiento en estructuras de acero que en sus diseños incluyen sistemas disipadores de energía, que, si bien no evitan el ingreso de la energía traspasada del suelo a la estructura, si permiten que la disipación se concentre en los elementos confeccionados para esos fines [8]. Dentro de las estructuras de acero más comunes para resistir cargas sísmicas se encuentran los marcos especiales arriostrados concéntricamente encontrados en la literatura como “*Special Concentrically Braced Frames, SCBF*” [9] y los marcos con diagonales restringidas al pandeo o bien llamadas “*Buckling Restrained Braced, BRB*”; ambos poseen una gran rigidez lateral, gran capacidad de disipación de energía y son estructura de bajo costo.

Los modelos *SCBF* se utilizan y diseñan con la finalidad de disipar la energía a través del pandeo de sus riostras, sin embargo, cuentan con la desventaja que posterior al primer pandeo o mecanismo de fluencia su resistencia y/o rigidez estructural disminuye significativamente por lo que suelen quedar deformaciones residuales en las estructuras. Por el contrario, los modelos *BRB* pertenecen a un sistema disipador pasivo mecánico de energía, son estructuras más flexibles ya que el área del núcleo de la riostra es más pequeña permitiendo así la fluencia en ella, pero no cuentan con la capacidad de recuperación al momento permitir la primera deformación en la estructura, además que, en Chile no se cuenta con un manual de diseño para reemplazar una diagonal averiada. [10]

En resumen, ambas estructuras a pesar de poseer una alta rigidez lateral siempre dejan deformaciones residuales, bajo movimientos sísmicos en vista que no disponen de un mecanismo de recentrado. De acuerdo con lo anterior, es que, en los últimos tiempos se ha propuesto y estudiado un tipo de marco de acero que incluye elementos auto-centrantes (“*Self Centering, SC*”) siendo su finalidad principal concentrar el daño en elementos estructurales de fácil reemplazo y por sobre todo permite la recuperación de la estructura a su centro de origen. No obstante, estos tipos cuentan con una mínima capacidad para disipar energía trayendo como consecuencia aceleraciones absolutas elevadas en la estructura [11] y [12].

En base a todo lo dicho, es que el presente trabajo de título buscará combinar y diseñar los tipos de marcos arriostrados y elementos auto-centrantes en una misma estructura, pudiendo así establecer un modelo con mejor respuesta estructural ante eventos sísmicos.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Analizar y comparar la respuesta estructural en edificios habitacionales con marcos de acero de 4 y 8 pisos, combinando sistemas de arriostramientos para beneficiar la capacidad de disipar energía, minimizar las deformaciones residuales y obtener valores bajos de aceleraciones absolutas al mismo tiempo. Dichas combinaciones se forman a partir de marcos especiales arriostrados concéntricamente “*SCBF*”, marcos con diagonales restringidas al pandeo “*BRB*” y marco de acero que incluye elementos auto-centrantes “*SC*”, tal y como lo refleja la *Tabla 1. 1*.

Tabla 1. 1: *Sistemas mixtos propuestos*

<i>BRB – SCBF</i>
<i>SC – SCBF</i>
<i>BRB- SC</i>

1.2.2 Objetivos específicos

- ✓ Diseñar las estructuras con los sistemas de arriostramientos mixtos, fundamentando el diseño según bibliografía y normas vigentes en Chile.
- ✓ Realizar el análisis lineal y comparación de los elementos estructurales utilizados en cada uno de los modelos.
- ✓ Desarrollar los análisis: no-lineal estático (Pushover), cíclico o cuasi-estático y no-lineal dinámico (tiempo-historia) considerando tres registros sísmicos: Constitución, Concepción y Viña del Mar, todos en base a lo ocurrido en el terremoto del Maule en el año 2010.

- ✓ Comparación de la respuesta sísmica que se obtiene de los sistemas de arriostramientos mixtos, además de, contrastar los resultados frente a estudios previos que revelen el comportamiento de marcos con un solo tipo de arriostramiento.
- ✓ Obtener conclusiones relevantes para poder establecer o no una mejora en la respuesta estructural a partir de los sistemas de arriostramientos mixtos para enfrentar terremotos en Chile.

1.3 Metodología

- ✓ Recopilación y revisión bibliográfica de los tipos de arriostramientos que se utilizarán en este estudio: arriostramientos convencionales (*SCBF*), arriostramientos con elementos restringidos al pandeo (*BRB*) y arriostramientos con dispositivos auto-centrantes (*SC*).
- ✓ Revisión de las normas de diseño chilenas vigentes, específicamente la NCh433.Of.mod.2012 [4], Decreto Supremo D.S61 de 2011 [13] y NCh3411:2012 [5] para el diseño sísmico; la NCh1537.Of.2009 [14] y NCh3171.Of.2010 [15] para el diseño estructural; la NCh427/1:2016 [16] para establecer criterios de construcción en acero y algunas otras que sean relevantes.
- ✓ Revisión de normas norteamericanas aplicadas en Chile, tales como la AISC341-16 [6] la cual establece requisitos esenciales con respecto a los sistemas de arriostramientos y la AISC360-16 [7] utilizada en la verificación de la resistencia de los elementos.
- ✓ Definición de la geometría base de los edificios tomando como referencia el estudio realizado por Shahria *et. al.* [17] y M.I.S. Hernández [18]. Cabe señalar que para los edificios de 8 pisos se necesitó establecer un cambio en el diseño estructural, ya que se debió considerar el área que le daba cabida a un ascensor según lo establecido por la O.G.U.C [19] aplicando arriostramientos perimetrales a su alrededor, dejando como consecuencia edificios asimétricos y con variaciones en la rigidez del diafragma.
- ✓ Modelación tridimensional de los sistemas mixtos propuestos en el software ETABS v17.0.1 en su versión educacional disponible en la web [20]. Este análisis lineal considera una zona sísmica 3 y tipo de suelo D.
- ✓ Verificación de las deformaciones, esbelteces y resistencia de los elementos estructurales seleccionados.
- ✓ Modelación bidimensional de los sistemas mixtos propuestos en el software *OpenSees* [21] para el análisis no lineal estático (*Pushover*), cíclico y el análisis no lineal dinámico (tiempo-historia).
- ✓ Obtención de los resultados de deformación, *drift* máximos y residuales, además de, la aceleración absoluta en cada modelo en análisis.
- ✓ Se comparan los resultados de los modelos mixtos obtenidos bajo ambas normas de diseño sísmico y los modelos de Hernández [18].

1.4 Alcances

- ✓ Para el análisis lineal de la estructura que contenga marcos con elementos auto-centrantes, se propone y asume que, tienen las mismas características que presentan los marcos *BRB*. Lo anterior implica considerar el mismo criterio para la elección del perfil, análisis modal espectral, esfuerzo de fluencia y rigidez inicial. Esta propuesta se basa en el trabajo de Hernández [18], Tremblay *et. al.* [22] y Chen *et. al.* [23]
- ✓ Se diseñan cuatro modelos en total en el análisis lineal, dos para cada edificio de 4 y 8 pisos. Recordando la diferencia de norma sísmica aplicada y la similitud de los sistemas *BRB* con *SC*. Cada edificio será de uso industrial con perfiles de acero y losa colaborante.
- ✓ Para el caso de la modelación en el software *OpenSees*, es decir, ejecutando el análisis no lineal, se estudiarán seis estructuras diferenciándose el uso de la diagonal con elementos auto-centrantes.
- ✓ Como los marcos *BRB* y *SC* pertenecen a la categoría de sistemas de disipadores pasivos deben regir su análisis por la norma sísmica NCh3411, mientras que, los arriostramientos concéntricos deben hacerlo en base a la NCh433. Como en este caso se combinan los sistemas de arriostramientos se establece un análisis y diseño aplicando ambas normas.
- ✓ Para el análisis sísmico, se considera suelo tipo D y zona sísmica 3.
- ✓ No se diseñan las fundaciones de la estructura, sólo se considera que las columnas se encuentran simplemente apoyadas en la base.

Capítulo II.

2. Antecedentes

En ese capítulo se expone la teoría necesaria para desarrollar y entender el trabajo, el cual abarca desde lo más general a lo más específico. En primer lugar, se define y esclarece la filosofía del diseño estructural. Posteriormente, se detallan los sistemas de control estructural existentes y los sistemas sismorresistentes utilizados en este trabajo, destacando su comportamiento en base a estudios previos.

2.1 Filosofía de diseño

De manera general, toda construcción debe basar su diseño en la teoría de una estructura “sismorresistente”, es decir, una estructura capaz de tolerar un evento sísmico sin sufrir daños considerables. De ahí que, se debe proporcionar de suficiente capacidad para disipar energía a la estructura en base a la rigidez y amortiguamiento, claramente considerando los costos y diseños arquitectónicos.

La AISC341-16 [6] clasifica a las estructuras sismorresistentes en dos: sistemas resistentes a momentos y sistemas de marcos arriostrados, tal y como queda reflejado en la *Figura 2. 1*. La primera se destaca por ser estructuras cuya resistencia lateral depende de la capacidad a flexión y corte de sus elementos (vigas y columnas) que idealmente se busca sean superiores a las solicitaciones en un sismo. Además, su capacidad de deformación está determinada por la capacidad de rotación que tienen las uniones en el rango post-elástico, ésta se desarrolla después de que se ha alcanzado la resistencia máxima alguno de los elementos [24]. Por otra parte, los sistemas de marcos arriostrados cuentan con la particularidad de poseer riostras en sus diseños, las cuales resultan ser las encargadas de resistir fuerzas laterales permitiendo así diseñar vigas y columnas sólo bajo cargas gravitacionales. Cabe señalar que las riostras trabajan sólo a tracción y compresión, de ahí que, su comportamiento se encuentra limitado por la capacidad a la fluencia tendiendo a dejar deformaciones inelásticas y el pandeo [25].

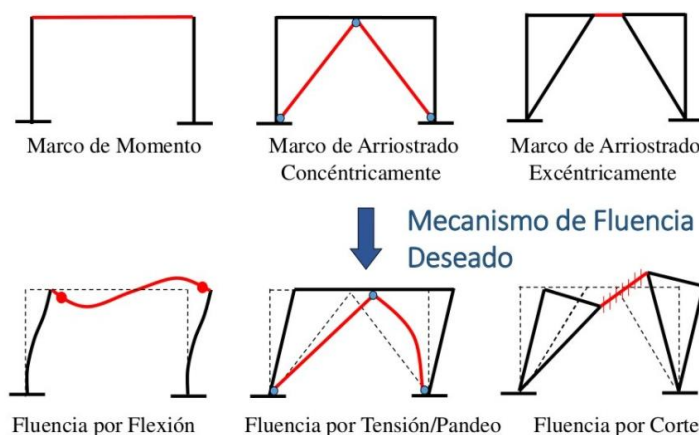


Figura 2. 1: Mecanismo de fluencia en sistemas sismorresistentes [26].

En la figura anterior, también se observa que existen dos tipos de marcos arriostrados, concéntrica y excéntrica. Estos se diferencian principalmente porque en los arriostramientos concéntricos las barras llegan a un punto en común, generando un nudo donde se evita la ocurrencia de excentricidades en la viga, las cuales provocarían traspaso de esfuerzos de corte y flexión, como pasa en los marcos arriostrados excéntrica.

Por último, J.P del Pozo [27] indica que, además de utilizar la filosofía del diseño sismorresistente debe incluirse un “Diseño por Capacidad”, garantizando así que la estructura responderá de forma sólida y que la energía introducida por el sismo será disipada de forma adecuada. Es preciso señalar que, el diseño por capacidad consiste en generar un mecanismo de colapso en la estructura el cual, ante una eventual falla será controlada y esperada por el Ingeniero Civil, es decir, se originarían fallas dúctiles. Lo anterior implica aceptar que en toda estructura existirán dos tipos de elementos estructurales:

- ✓ Elementos fusibles: Se diseñan con la finalidad de que sean los únicos que se plastifiquen ante una falla para no comprometer la estabilidad global de la estructura, es decir, en ellos habrá cabida para las rótulas plástica. De manera simplificada, en este tipo de elementos será donde se disipe la energía transmitida por los movimientos del suelo.
- ✓ Elementos elásticos: Corresponde al resto de los elementos que componen a la estructura y deben comportarse de manera elástica durante un terremoto, es decir, sólo deben de resistir las cargas máximas esperadas.

En el caso de un marco arriostrado convencional o con disipadores pasivos, los elementos fusibles son riostras y conexiones que ésta tendría con vigas y columnas. Por lo tanto, los elementos elásticos serían las vigas y columnas.

2.1.1 Conceptos claves

Resistencia nominal: Resistencia de una estructura, es decir, de sus elementos estructurales para soportar efectos de carga estáticas o dinámicas. La metodología para obtener este parámetro se encuentra determinada en la norma NCh427:2016.

Resistencia de diseño: Consiste a la multiplicación entre la resistencia nominal por el correspondiente factor de resistencia ϕ dictaminado por la NCh427:2016.

Resistencia requerida: Corresponde a la “demanda” o “solicitud” a la que se encuentra sometido el elemento estructural. Este parámetro es obtenido desde el análisis estructural ya que en él son incluidas las combinaciones de carga.

Rigidez estructural: Resulta ser la característica principal que posee una estructura, ya que hace referencia a su capacidad para deformarse al momento de recibir cargas.

Ductilidad: Capacidad que tiene un material para deformarse, pero no romperse cuando se encuentra sometido a altas cargas, es decir, cuando sobrepasa su límite elástico. La ductilidad se define como la razón entre la deformación máxima (ϵ_u) y la deformación a la fluencia (ϵ_y) extraídos desde el diagrama esfuerzo-deformación, tal y como se observa en la *Figura 2. 2*.

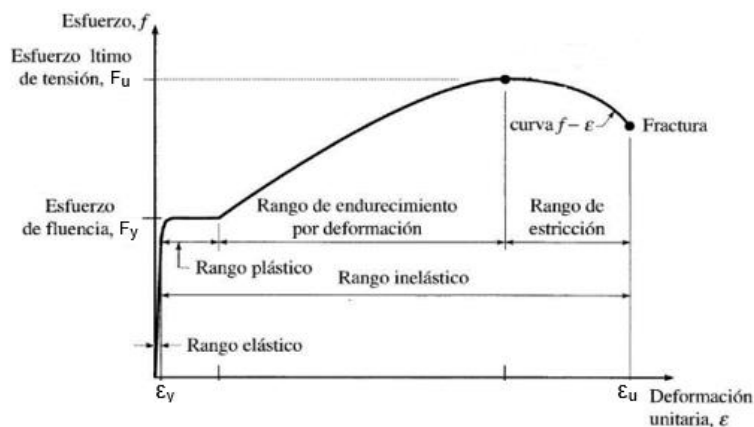


Figura 2. 2: Diagrama esfuerzo-deformación representativo de un acero dulce [28].

Es importante señalar que la norma ASTM (*American Society for Testing and Materials*) clasifica el tipo de acero en tres grupos como se puede observar en la *Tabla 2. 1*, indicando los esfuerzos mínimos de fluencia (F_y) y a la tensión (F_u). Este criterio también es considerado en las especificaciones de la AISC (*American Institute of Steel Construction*), por ende, son aplicadas en Chile.

Tabla 2. 1: Clasificación del acero estructural, valores de F_y y F_u .

Tipo de Acero	Designación de la ASTM	F_y [MPa]	F_u [MPa]	
Al Carbono	A36	253	407,7 – 562,4	
	A53 Gr. B	246	421,8	
	A500	Gr. B	295,2 – 323,3	407,7
		Gr. C	323,3 – 351,5	435,8
	A501	Gr. A	253	407,7
		Gr. B	351,5	492,1
	A529	Gr. 50	351,5	456,9 – 703
Gr. 55		386,6	492,1 - 703	
Baja Aleación - Alta Resistencia	A572	Gr.: 42 / 50 / 55 / 60 / 65	295,2 / 351,5 / 386,6 / 421,8 / 456,9	
	A618	Gr. I y II	351,5	492,1
		Gr. III	351,5	351,5
	A913	50	351,5	421,8
		60	421,8	527,2
		65	456,9	562,4
		70	492,1	632,7
	A992		351,5	456,9
Baja Aleación - Alta Resistencia - Resistente a la Corrosión	A242	295,2 / 323,3 / 351,5	442,8 / 471 / 492,1	
	A588	351,5	492,1	
	A847	351,5	492,1	

Fuente: Adaptado de [29].

Disipación de energía: Capacidad de la estructura para perder la energía suministrada durante un evento sísmico. Lo anterior se logra en mayor proporción cuando se implementan elementos estructurales diseñados con esta cualidad, de todas maneras, las vigas y columnas que conforman un marco también cumplen ese papel. Por otra parte, esta disipación de energía se ve reflejada en el diagrama de esfuerzo deformación (área bajo la curva) ante un ciclo de carga y descarga, ver *Figura 2. 3*.

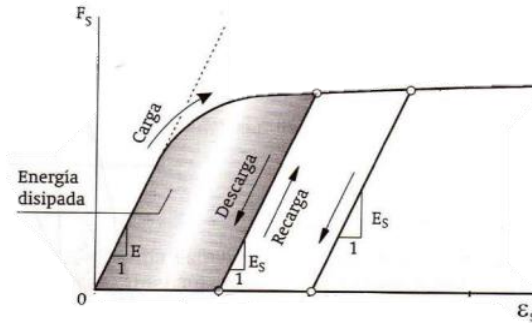


Figura 2. 3: Representación de la energía disipada en un ciclo de carga y descarga [30].

2.2 Sistemas de protección estructural

Para mejorar el comportamiento estructural y la seguridad ante eventos naturales, como terremotos y vientos en edificios, es que se han investigado, desarrollado y utilizado dispositivos de control estructural. Autores como M.C. Constantinou *et. al.* [31] y T.T. Soong *et. al.* [32] clasifican en tres áreas estos sistemas de protección estructural: aislamiento sísmico, disipación de energía pasiva (PED) y control activo, plasmados en la *Tabla 2. 2*. Se señala también, que tanto el control pasivo y activo tienen como base un sistema convencional, representado en la respuesta que tienen las estructuras ante una excitación (ver *Figura 2. 4*).

Tabla 2. 2: Sistemas de protección sísmica.

Aislamiento sísmico	Disipación de energía pasiva (PED)	Control activo
<ul style="list-style-type: none"> - Cojinetes elastoméricos 	<ul style="list-style-type: none"> - Amortiguadores metálicos 	<ul style="list-style-type: none"> - Sistemas de arriostramiento activo
<ul style="list-style-type: none"> - Cojinetes de caucho de plomo 	<ul style="list-style-type: none"> - Amortiguadores de fricción - Amortiguadores de fluidos viscosos 	<ul style="list-style-type: none"> - Amortiguadores de masa activa
<ul style="list-style-type: none"> - Péndulo de fricción deslizante 	<ul style="list-style-type: none"> - Amortiguadores VE - Amortiguadores de masa sintonizados - Amortiguadores de líquido ajustados 	<ul style="list-style-type: none"> - Rigidez variable o sistemas de amortiguación - Materiales inteligentes

Fuente: Adaptado de [32].

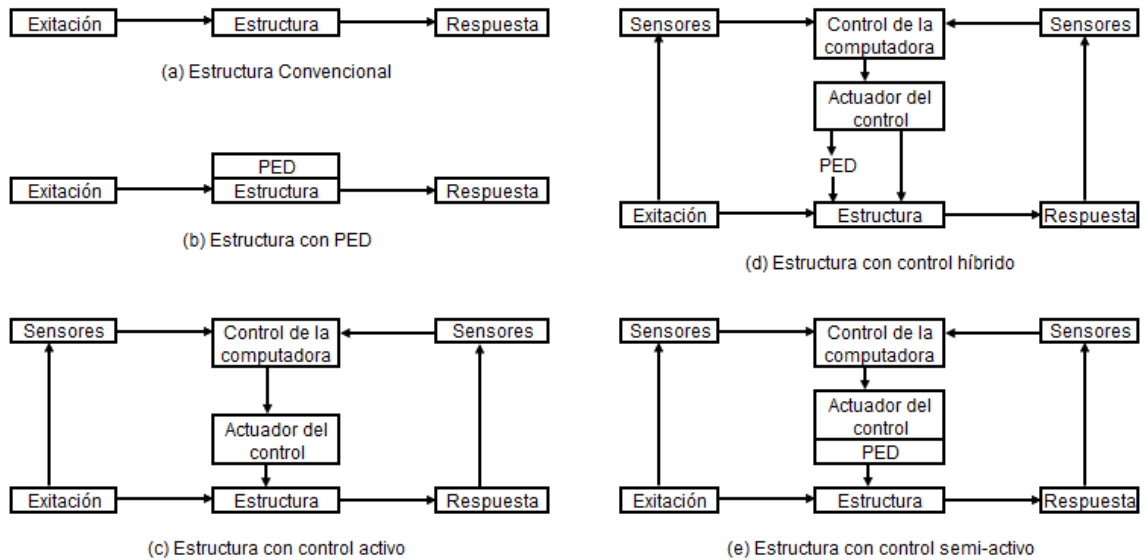


Figura 2. 4: Respuesta de la estructura de acuerdo con la protección sísmica aplicada [32].

2.2.1 Sistema convencional

Resulta ser el principio básico de los sistemas de control pasivo y activo, en él la disipación de energía se da por medio de las rótulas plásticas manifestadas por fluencia o pandeo de los elementos estructurales. A modo de ejemplo, se presenta el comportamiento de una estructura de un grado de libertad (ver Figura 2. 5) y cuya ecuación de movimiento corresponde ser la expresión 2.1.

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = -m\ddot{x}_g(t) \tag{2.1}$$

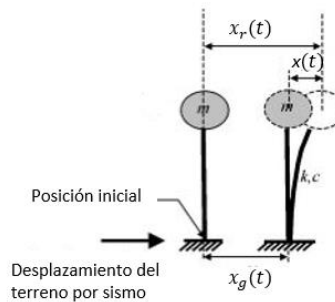


Figura 2. 5: Sistema de un grado de libertad sometido a carga sísmica. [33]

La masa del sistema se identifica por la letra “m”, la cual se encuentra soportada por resortes con rigidez elástica lineal total “k” y un amortiguador con coeficiente de amortiguamiento “c”. Como se indica también, este sistema se encuentra sometido a una carga sísmica donde “ $\ddot{x}_g(t)$ ” representa la aceleración del suelo y la respuesta del modelo responde con un desplazamiento lateral “ $x(t)$ ”

relativo al suelo. De manera esquemáticamente la respuesta de éste y todos los sistemas que tengan un control convencional se encuentra descrito en la *Figura 2. 4.a*.

Continuando con el ejemplo de una estructura de un grado de libertad e incorporando disipadores de energía pasivo, la ecuación de movimiento cambiaría a la plasmada en la ecuación 2.2. En ella se encuentran los términos " $\Gamma x(t)$ " y " \bar{m} ", quienes indican la fuerza y masa del PED, respectivamente. En tanto, la respuesta de estos sistemas se representa en la *Figura 2. 4.b*.

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) + \Gamma x(t) = -(m + \bar{m})\ddot{x}_g(t) \quad 2.2$$

Por último, cuando a la estructura de un grado de libertad se le incorporan sistemas de control activo la ecuación de movimiento representativa sería la ecuación 2.3, donde se puede observar la adhesión del término " $u(t)$ " el cual denota la fuerza del control aplicado. El comportamiento esquemático se encuentra en la *Figura 2. 4.c*.

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = -mu(t) - m\ddot{x}_g(t) \quad 2.3$$

En el caso de las estructuras híbridas y semiactivas la ecuación de movimiento consiste en una combinación de las ecuaciones 2.2 y 2.3, dado que en su diseño incorporan disipadores pasivos y fuerzas de control activas. La respuesta de dichos sistemas se encuentra en las *Figura 2. 4.d* y *2.4.e*, respectivamente.

2.2.2 Aislación sísmica

Los aisladores sísmicos tienen el objetivo de transmitir la carga vertical y aislar la parte apoyada sobre el sistema actuando como filtro ante la energía que se traspasa durante movimientos sísmicos (*Figura 2. 6.a*). Lo anterior permite reducir la rigidez del sistema estructural ya que introduce un amortiguamiento, además de, reducir las aceleraciones, vibraciones y deformaciones en la estructura [34]. En la *Figura 2. 6.b* y *2.6.c* se observan los diseños de aisladores tipo cojinetes elastoméricos y cojinetes de caucho de plomo, respectivamente.

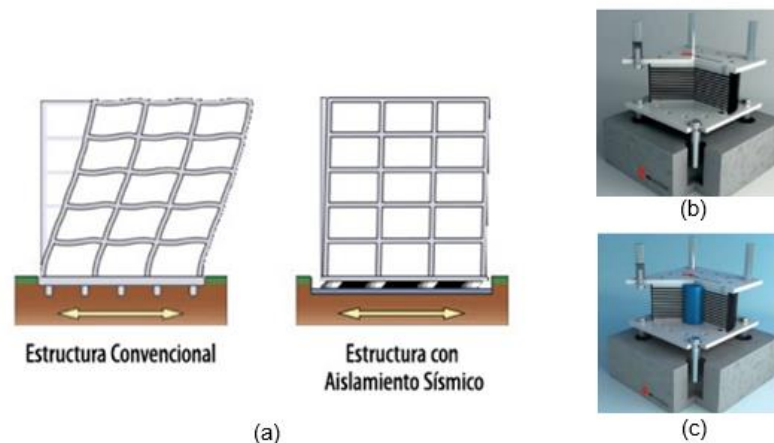


Figura 2. 6: (a) Estructura con aislamiento sísmico [35]; (b) Aislador elastomérico y (c) Aislador elastomérico con núcleo de plomo [36].

2.2.3 Disipadores de energía pasiva (PED)

El control pasivo cuenta con la capacidad de absorber energía, es decir, permite la reducción de la respuesta dinámica (deformaciones y daños) en la estructura a la que pertenecen. De hecho, [37] enfatiza en que con este tipo de sistemas los esfuerzos inducidos por el sismo pueden disminuir hasta en un 50% y se logra introduciendo dispositivos especiales mejorando así los niveles de amortiguamiento, rigidez y resistencia estructural, tal como se observa en la *Figura 2. 7*.

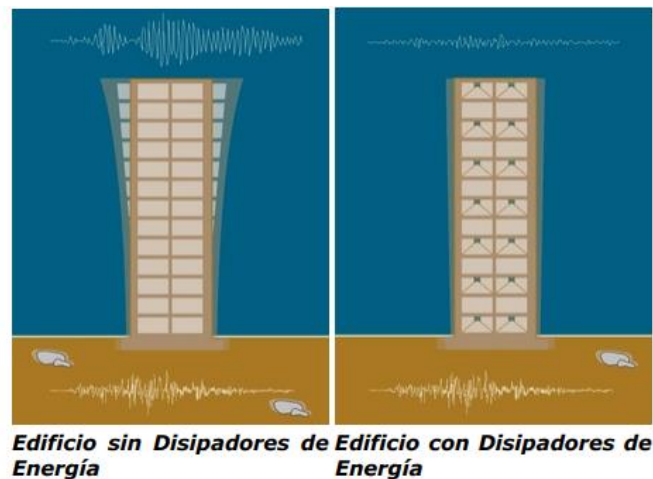


Figura 2. 7: Comportamiento de una estructura con PED [38].

Se destaca que, los disipadores de energía son clasificados según sea su activación: deslizamiento, velocidad, combinación de estos o movimiento (fuerzas inerciales), todo en base a las vibraciones que se originan durante un sismo. De acuerdo con lo anterior [8], [32] y [39] indican que, dentro de la categoría de PED activados por deslizamientos se encuentran los dispositivos metálicos, friccionales, de extrusión de materiales (*BRB*) y auto-centrantes (*SC*), siendo estos dos últimos los analizados de forma combinadas en este estudio; todos tienen como finalidad disipar la energía a través de deformaciones plásticas o deformación por fricción. Por otra parte, los PED activados por velocidad tienen como objetivo aumentar el amortiguamiento de la estructura manteniendo constante su rigidez; dentro de esta categoría se encuentran los dispositivos viscosos y fluido-viscosos. En consecuencia, de los puntos anteriores, los PED activados por una combinación de desplazamiento y velocidad, aportan rigidez y amortiguamiento extra a la estructura, encontrándose dentro de esta categoría los dispositivos viscoelásticos sólidos. Y, por último, aquellos activados por movimiento son amortiguadores de masa sincronizada, es decir, son dispositivos incorporados en el techo de la estructura, cuyo trabajo es acoplar la frecuencia natural de vibración y del oscilador resonante para reducir la respuesta dinámica.

2.2.4 Control activo

El control activo en las estructuras civiles fue introducido por primera vez por Yao [40] como un medio de proteger los edificios altos contra grandes cargas de viento. Destacando que este tipo de control consta en aplicar fuerzas a través de sensores, controladores y procesamiento en tiempo real a la estructura que pertenecen, modificando así su comportamiento dinámico de forma deseable. Esta fuerza aplicada puede ser capaz de agregar y disipar energía de la estructura. Dicho lo anterior, es que Sinan Korkmaz [41] hace hincapié que la confiabilidad de los sensores o controladores, además de, los altos costos de mantenimiento hacen discutible la utilización de controles activos para la mitigación de peligros naturales.

Cabe destacar que, dentro de los sistemas de control activo también se encuentran las estructuras con sistemas híbridos y semiactivos. Ambos, son una combinación de sistemas pasivos y activos por lo que las estructuras requieren una menor energía mecánica suministrada, implicando que al momento de un corte de energía las estructuras aún seguirán manteniendo cierto grado de protección.

2.3 Sistemas sismorresistentes

Como bien se señaló en los objetivos de este trabajo, los sistemas sismorresistentes utilizados son los marcos especiales arriostrados concéntricamente, los marcos arriostrados con diagonales restringidas al pandeo y marcos con elementos auto-centrantes, por lo que a continuación se detalla en qué consisten y su comportamiento en base a estudios previos.

2.3.1 Marcos especiales arriostrados concéntricamente, “SCBF”

Su sigla proviene de su nombre en inglés “*Special Concentrically Braced Frames*” y son parte de los sistemas de protección estructural convencional, ya que se componen por perfiles de acero dispuestos de forma diagonal conectados a vigas y columnas por medio de placas de refuerzo o bien llamadas “placas Gusset”.

Este tipo de marcos se caracterizan por ser estructuras rígidas ante cargas laterales, por lo que suelen ser aplicados en edificios de baja y mediana altura en zonas de alta demanda sísmica [42]. Por consiguiente, en la *Figura 2. 8* se aprecian las configuraciones permitidas, en ellas se destacan la forma de la diagonal en “X”, “V” y “V” invertida. Morales *et. al.* [43] enfatiza en que el ángulo que forma la riostra respecto a la horizontal es uno de los parámetros principales para elegir la configuración, puesto que la eficiencia de las riostras en cuanto a la rigidez que brinda se produce cuando el ángulo se encuentra entre 40° y 50°, siendo el valor ideal 45°. Además, en pórticos con arriostramientos en “V” y “V” invertida se debe ser riguroso y cumplir con condiciones especiales para evitar daños en la zona central de la viga donde se conectan las riostras, pues se generan esfuerzos de flexión.

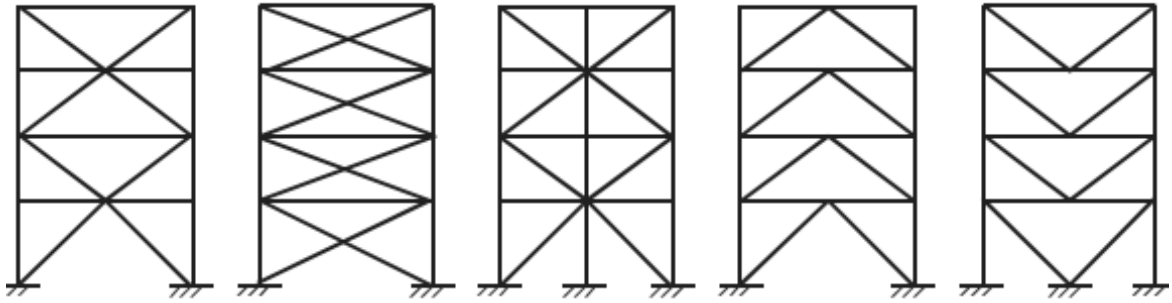


Figura 2. 8: Tipos de configuración para Marcos Especiales Arriostrados Concéntricamente [44].

En lo que respecta al diseño, Cerna [45] indica que los marcos especiales arriostrados concéntricamente se proyectan para desarrollar deformaciones inelásticas significativas y disipar energía mediante la fluencia o el pandeo de las riostras en ciclos de carga y descarga, de modo que, las vigas deben ser capaces de trabajar sometidas a fuerzas axiales y a un momento flector cuando las riostras se doblen o cedan para no alterar la estabilidad de las columnas. Al respecto, las reglas de diseño son establecidas por las normas estadounidenses redactadas por el Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC) y su análisis sísmico debe ser reducido por un factor de reducción "R" alto puesto que, se garantiza una capacidad de deformación plástica alta trayendo como consecuencia la reducción del corte basal de diseño.

El comportamiento inelástico de los marcos SCBF se encuentra representado en la *Figura 2. 9*, mientras que, a modo de ejemplo en la *Figura 2. 10* se detalla el actuar de una riostra sometida a una carga axial que le impone la compresión " P_c " y cuya respuesta se presenta en términos de desplazamiento axial " δ " y desplazamiento transversal ubicado en el centro del arriostramiento " Δ " [46].

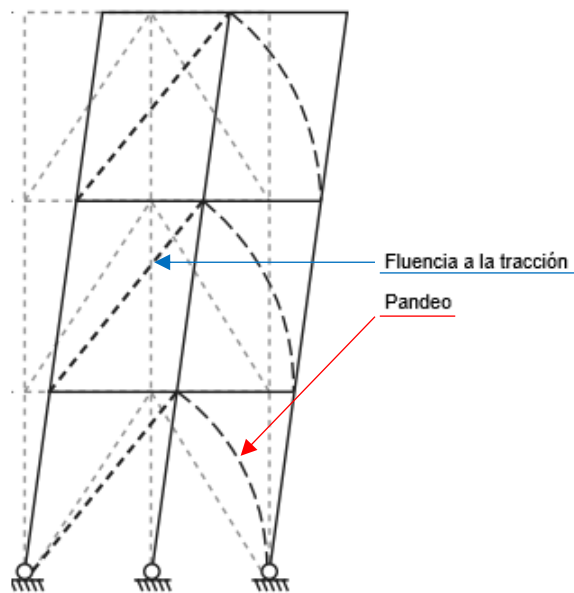


Figura 2. 9: Comportamiento inelástico de los marcos concéntricos [44].

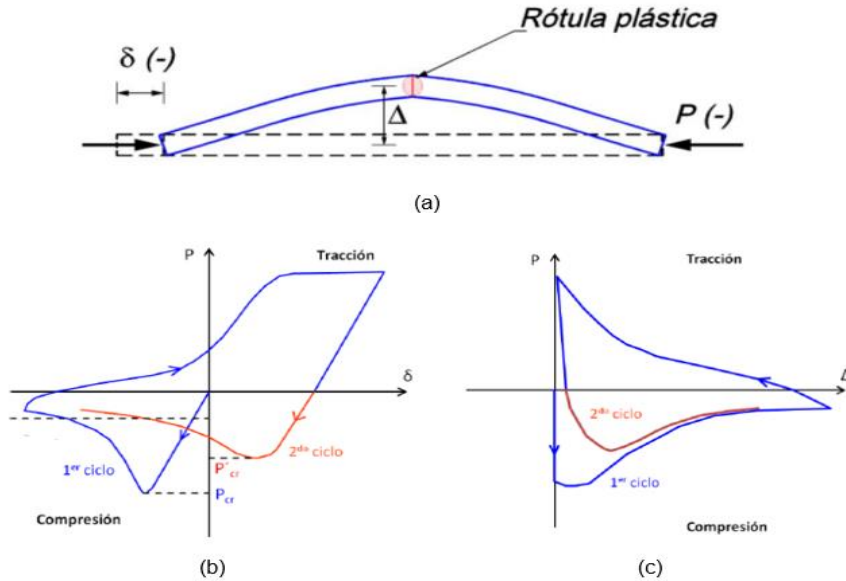


Figura 2. 10: (a) Riostra sometida a compresión; (b) Diagrama $P-\delta$ de riostra ante cargas cíclicas; (c) Diagrama $P-\Delta$ de riostra ante cargas cíclicas. [47]

En la *Figura 2. 10.b* se percibe que, al momento de aplicar la carga axial en compresión a la riostra, ésta tiene un comportamiento de un elemento lineal y elástico. Claro que a medida que se ve aumentada la magnitud de carga el arriostamiento alcanza su pandeo global " P_{cr} " (carga crítica de pandeo). Al mismo tiempo, como en una estructura la riostra es la encargada de resistir las cargas laterales no puede ser un elemento demasiado esbelto produciendo un pandeo en rango inelástico, de modo que la descarga de éstos no se realizará siguiendo la trayectoria de carga, dejando deformaciones plásticas. En efecto, el arriostamiento no solo sufrirá acortamiento axial sino también presentará deflexión lateral como se presenta en la *Figura 2. 10.c* permitiendo esfuerzos internos de flexión.

En síntesis, luego de un ciclo de carga y descarga el arriostamiento aumenta su deformación axial y desplazamiento lateral, trayendo como consecuencia la formación de rótula plástica ubicado en parte central del elemento. Desde otro punto de vista, en la *Figura 2. 11* se observan las partes donde se pueden producir las rótulas plásticas como consecuencia del pandeo flexional en riostras dispuestas de forma diagonal en una dirección o en "X", dichas partes son catalogadas como "zonas protegidas", donde también se incluyen las conexiones [46].

Con respecto a este último punto, durante décadas el método más usado para conectar elementos estructurales fue el remachado, pero en la actualidad, tornillos y soldadura han cobrado gran protagonismo en las conexiones de acero estructural dado que el proceso constructivo es más rápido. Los tornillos de alta resistencia tienen una ventaja económica y requieren de una mano de obra menos especializada, sin embargo, para ser utilizados deben de someterse a cálculos para su chequeo en los estados límites principales necesarios para el diseño. En lo que respecta a una unión soldada, ésta requiere de menos cálculo y menos material, haciéndola una opción más práctica y solicitada en el área de la construcción [48].

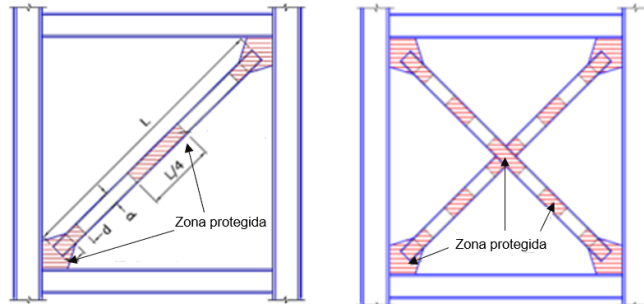


Figura 2. 11: Zonas protegidas en riostras [43].

2.3.2 Marcos con diagonales restringidas al pandeo, “BRB”

Su sigla proviene de su nombre en inglés “*Buckling Restrained Braced*” y son un caso particular de un sistema con arriostramientos concéntricos, además, son clasificados como un amortiguamiento histerético (metálico) dentro de los disipadores de energía pasivos. Por otra parte, son considerados como una solución eficaz para el control de la derivada lateral debido a su comportamiento estable, dúctil y predecible bajo cargas cíclicas. [49]

De manera análoga, [50] destaca que los sistemas *BRB* pueden lograr un comportamiento similar en tensión como compresión y que en su conducta histerética no existe una degradación de la resistencia ni rigidez como en el caso de una riostra de acero común (*Figura 2. 12*), esto conlleva a tener un sistema estructural con altos beneficios económicos en el costo del material y gestión de operaciones, por eso es ampliamente utilizado y reconocido en el área de la ingeniería.

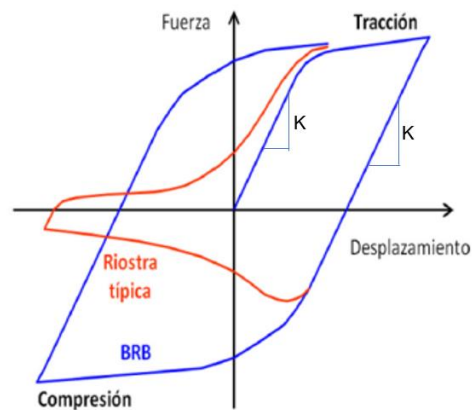


Figura 2. 12: Ciclo de histéresis de una riostra *BRB* y común [51].

Es preciso señalar que, las riostras de pandeo restringido se encuentran formadas por un núcleo de acero recubierto por una capa antiadherente, éste, a su vez, se encuentra dentro de un tubo exterior el cual se rellena con mortero o algún material confinante, como lo señala la *Figura 2. 13.a*. El núcleo de acero es quien proporciona la capacidad de deformación inelástica del elemento pudiendo ser de geometría cuadrada, rectangular, circular o cruciforme. Por el contrario, el tubo exterior que comúnmente es un perfil HSS circular o cuadrado, siendo el encargado de suministra la restricción

del pandeo local y global del núcleo, fallas comunes a las que se ven expuestas las diagonales (*Figura 2. 13.b*). No obstante, la capa antiadherente cobra vital importancia dado que permite que el elemento central se deforme axialmente (dilatación lateral) cuando se encuentra comprimido bajo cargas sísmicas, sin inferir en el mortero ni tubo exterior. [51]

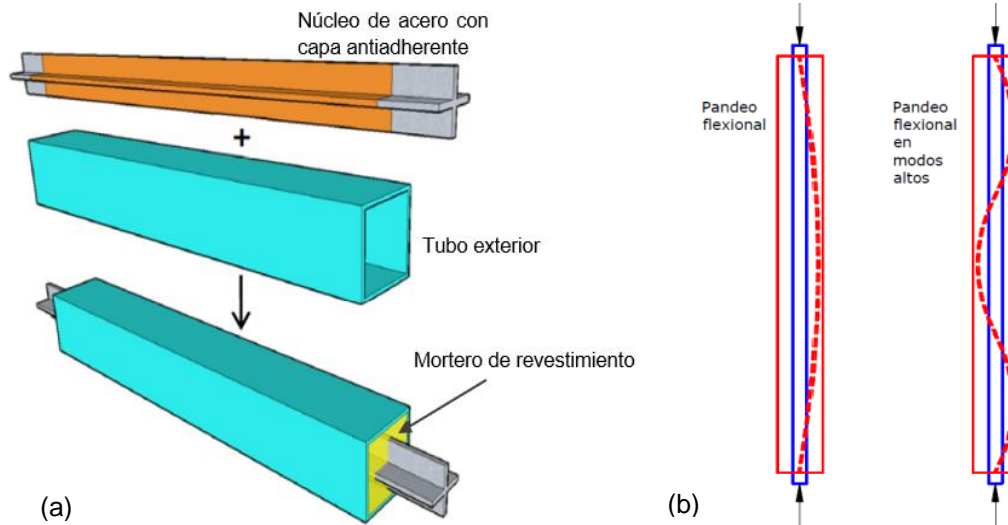


Figura 2. 13: (a) Composición de las riostras BRB y (b) fallas comunes [51].

En lo que respecta al método de diseño *Sabelli et al.* [44] esclarece y simplifica un procedimiento basado en las normas ASCE7 y AISC341, el cual se basa en la capacidad de desplazamiento de las riostras, en otras palabras, en un modelo elástico perfectamente plástico. Al mismo tiempo, sólo recomienda las configuraciones de arriostramientos de la *Figura 2. 14*, puesto que de otro modo las diagonales no son factibles dada su composición.

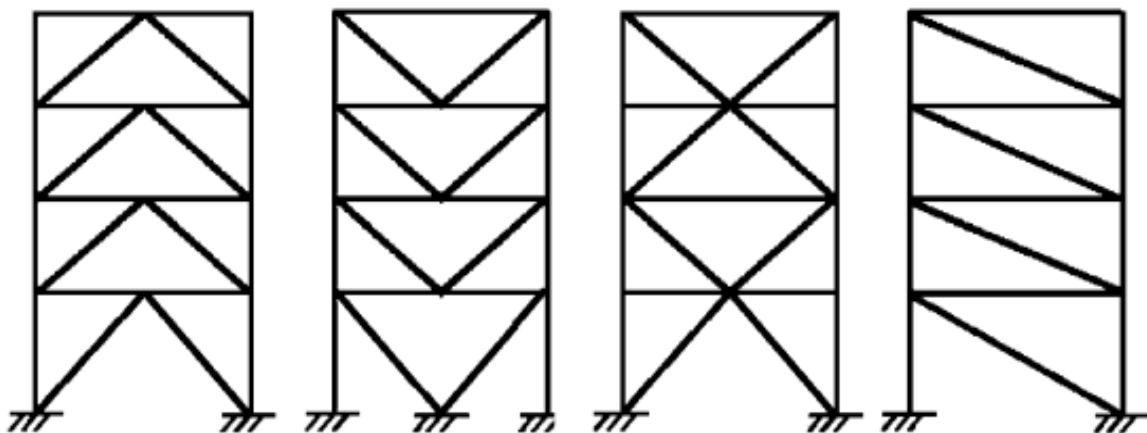


Figura 2. 14: Configuraciones típicas de los marcos BRB [44].

Las conexiones típicas en una riostra de pandeo restringido son por medio de pernos, soldadura o una conexión rotulada, detalladas en la *Figura 2. 15*. La primera es la forma más utilizada ya que, al igual que en marcos *SCBF*, la riostra se une en los extremos por una placa Gusset con placas y pernos, admitiendo perforaciones sobredimensionadas para el montaje y una gran cantidad de pernos para proveer una mejor distribución de esfuerzos en la placa con tal que no incurra en el rango inelástico. Por otra parte, la conexión rotulada conecta a la placa Gusset mediante un pasador entregándole un mayor largo de fluencia a la riostra. Finalmente, la soldadura es la conexión menos utilizada por la complejidad en el montaje, ya que consiste en reemplazar los pernos por cordones de metal. [52]



Figura 2. 15: Conexión apernada, rotulada y soldada en diagonales BRB [52].

2.3.3 Marcos con elementos auto-centrantes, “SC”

Si bien es cierto que las estructuras que contemplen marcos *SCBF* o *BRB* han evitado el colapso estructural bajo eventos sísmicos, estos dejan evidentes deformaciones plásticas residuales. Lo anterior trae como consecuencia el mal comportamiento en las funciones estructurales y excesos en costos de reconstrucción, por ello ha sido fundamental el desarrollo de un sistema estructural sismorresistente con capacidad de auto-centrado. [53]

Sun et. al. [53] también resalta que, de forma general existen dos enfoques para realizar la función de auto-centrado: los tendones o cables postensados de alta resistencia y las aleaciones con memoria de forma (del inglés, *Shape Memory Alloys* “*SMA*”). Estas últimas, se refieren a un tipo especial de aleaciones metálicas que pueden recuperarse de la deformación al calentarse o descargar (efecto superelástico), además, poseen una excelente resistencia a la corrosión y una buena vida útil a la fatiga [54], [55], [56] y [57]. El *SMA* más utilizado son aquellos que contienen alambres de Ni-Ti (Nitinol, aleación de níquel con titanio) para generar el comportamiento de auto-centrado, de igual manera, ellos sirven como núcleo y armadura del amortiguador como se aprecia en la *Figura 2. 16*. También, se destaca la existencia de dos varillas de acero que pasan por las ranuras, alargan los cables de Ni-Ti transfiriendo las fuerzas de resistencia entre ellos y los bloques de acero [58].

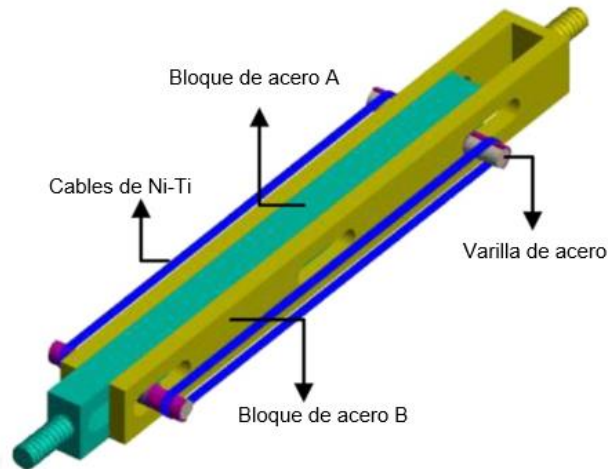


Figura 2. 16: Composición del amortiguador SMA [58].

Por otra parte, los tendones pretensados son un elemento de refuerzo que se pueden montar de manera similar a las riostras tradicionales o de disipadores de amortiguación, por lo mismo es que suelen ser utilizados para reducir la deformación residual de las estructuras, en otras palabras, aporta rigidez axial y capacidad de carga axial [59] y [60]. En lo que respecta a su composición, este sistema consta con elementos de fricción, viscosidad y fluencia, además de, una serie de elementos guía. No obstante, como su capacidad de deformación es muy limitada Christopoulos desarrolló una riostra telescópica auto-centrante con disipación de energía de alargamiento mejorado, encontrado en la literatura como *Self-Centering Energy-Dissipative "SCED"*, cuyos estudios validaron un comportamiento superior al de un tirante pretensado común y sólo se logra considerando un dispositivo de fricción localizado en la mitad de la barra (*Figura 2. 17 y Figura 2. 18*). [61] y [62]

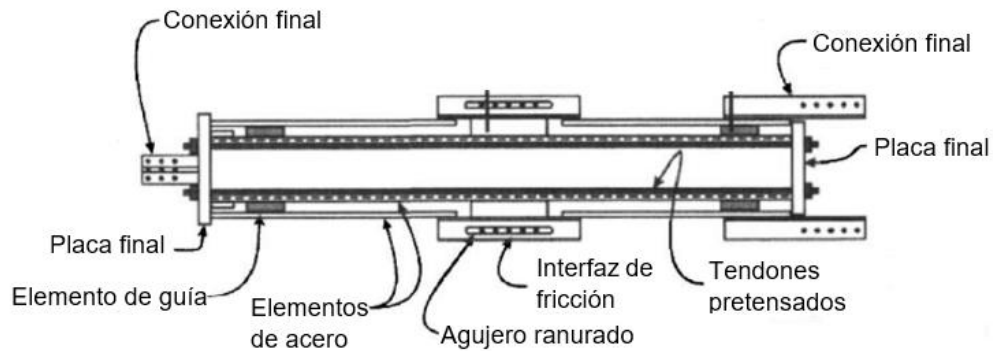


Figura 2. 17: Concepto del sistema SCED con mecanismo de disipación por fricción [61].

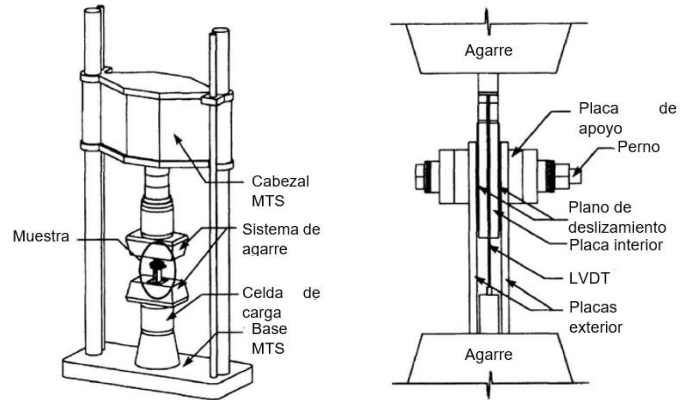


Figura 2. 18: Disipador de fricción [61].

Se debe de hacer énfasis que ambos sistemas tienen un comportamiento histerético de forma de bandera (llevado a inglés como *flag-shaped*) reflejado en la *Figura 2. 19* y respaldados por [53]- [62]. En la figura se destaca una variación entre la rigidez en etapa elástica inicial (K_0) y posterior a la activación del elemento auto-centrante (K_{1-2-3}), donde autores como Tremblay *et. al.* [22] y Chen *et. al.* [23] permiten suponer que en la etapa elástica inicial los elementos SC tienen un comportamiento idéntico a los elementos BRB, siendo éste el alcance principal del presente trabajo.

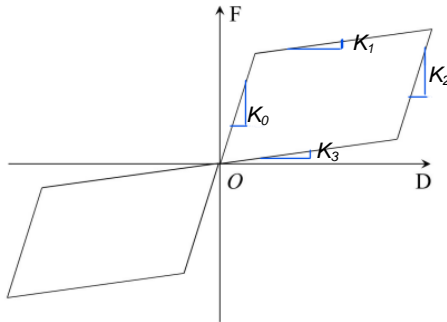


Figura 2. 19: Ciclo de histéresis de una riostra auto-centrante, SC. [23]

2.4 Comparación entre los sistemas: SCBF-BRB-SC

A modo de resumen, en la *Tabla 2. 3* se observan las ventajas y desventajas de los sistemas sismorresistentes previamente descritos.

Tabla 2. 3: Comparación entre los sistemas sismorresistentes.

	SCBF	BRB	SC
Ventajas	<p>Aportan gran resistencia lateral a la estructura, permitiendo controlar los desplazamientos a los que se ven sometidos.</p> <p>Los perfiles dañados son de fácil reemplazo.</p>	<p>Aportan gran rigidez lateral, la cual no disminuye posterior al punto de activación. Esto trae como consecuencia una disminución en las aceleraciones absolutas de la estructura y mayor capacidad para disipar energía.</p> <p>No permite el pandeo en riostras, originando menos daños estructurales.</p>	<p>Cuenta con el sistema de recentrado, por lo que tiende a dejar una mínima cantidad de deformación residual en la estructura.</p> <p>Existe una variación en la rigidez posterior a la activación del elemento, que muchas veces resulta ser mayor que el rango lineal.</p>
Desventajas	<p>La resistencia cambia posterior al pandeo originado en el primer ciclo de cargas, disminuyendo así su capacidad para disipar energía.</p> <p>Deja grandes deformaciones residuales en la estructura, ya que no cuenta con un sistema de recentrado.</p>	<p>El diseño es variable, dado que los elementos y sus respectivas características tienen que ser establecidos por el proveedor.</p> <p>En Chile no existe una norma ni decreto en el cual se establezca el criterio para tener que reemplazar alguna riostra dañada, destacando que este tipo de diagonales son compuestas por acero y hormigón, cuyas fallas no necesariamente serán visibles, afectando así el desempeño de la estructura a la cual pertenecen.</p> <p>Dado que no cuenta con un sistema de recentrado, deja deformaciones residuales a la estructura a la cual pertenecen.</p>	<p>No cuenta con una gran capacidad para disipar energía, trayendo como consecuencia una baja cantidad de amortiguamiento, es decir, permite aumentar las aceleraciones absolutas en la estructura durante un evento sísmico.</p> <p>No cuentan con un diseño propio en estado lineal estático, trayendo consigo una variación de la respuesta en estado inelástico.</p>

Capítulo III.

3. Normas de diseño

La norma chilena más utilizada al momento de diseñar estructuras de acero es la NCh2369.Of2003 puesto que establece el “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales” [63], sin embargo, ésta deja a criterio que para edificios tipo oficinas pueda aplicarse sus disposiciones o las establecidas por la NCh433, siendo esta última la aplicada en este trabajo. Además, se hace necesario emplear la NCh3411 para el diseño sísmico en aquellas estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía utilizados en este trabajo. Por otra parte, fueron utilizadas las normas NCh1537 y NCh3171 para el diseño estructural, aparte de, la NCh427 para establecer criterios de construcción en acero. Al mismo tiempo, se aplican las normas norte americanas (*American Institute of Steel Construction*) vigentes en Chile, tales como la AISC341 la cual establece requisitos esenciales con respecto a los sistemas de arriostramientos y la AISC360 utilizada en la verificación de la resistencia de los elementos.

A continuación, se presenta un resumen de las normas recién mencionadas, apuntando sus alcances, objetivos y disposiciones más importantes para el presente documento. Si se desea tener información extra para otros casos de estudios y que no sean considerado en éste, se recomienda acudir a la norma en cuestión.

3.1 Diseño sísmico de edificios, “NCh433”

La NCh433 modificada en 2012 contiene los cambios impuestos por el Decreto Supremo N°61 vigente desde el año 2011, quien fue confeccionado posterior al terremoto del año 2010. Esta norma aborda el Diseño Sísmico en Edificios de carácter habitacional, comercial y de oficina, donde establece dos modalidades de análisis dependiendo de las características del edificio a diseñar. La primera metodología corresponde al “análisis estático”, éste tiene grandes limitantes puesto que, sólo admite edificios de una altura no superior a los 20 metros, con una categoría de importancia I o II y por, sobre todo, estructuras que se establecerán en una zona sísmica 1. En cambio, la segunda metodología, y más utilizada, corresponde ser el “análisis modal espectral” quien va acompañado de un espectro de diseño asignado a la estructura, por lo demás sólo considera estructuras que poseen modos normales de vibración tradicional y un amortiguamiento de 5% del amortiguamiento crítico.

En los alcances de este trabajo fue mencionado que esta norma fue aplicada en el diseño del sistema mixto con marcos de arriostramiento convencional especial y disipadores pasivos (*BRB-SCBF* o *SC-SCBF*), cuyo análisis sísmico fue sobre un tipo de suelo D y zona sísmica 3, se destaca que sólo fue posible aplicar un análisis modal espectral, el cual se exhibe a continuación.

3.1.1 Análisis modal espectral

El espectro de diseño que se utiliza es el de pseudo aceleración “ S_{α} ”, en otras palabras, a la estructura se le ingresa una demanda sísmica en base a fuerzas. La ecuación que la representa es la 3.1, identificando los parámetros de factor de importancia “ I ”, aceleración efectiva máxima “ A_0 ”, factores amplificadores “ S ” - “ α ” y, por último, un factor de reducción de la aceleración espectral “ R^* ”.

$$S_a = \frac{S * A_0 * \alpha}{R^*/I} \quad 3.1$$

En la *Tabla 3. 1* se aprecian los valores del coeficiente de importancia y que se le atribuyen al inmueble, según sea su propósito. Una construcción categoría I es aquella no habitacional y presenta un bajo riesgo para vidas humanas, en otras palabras, es aquella construcción provisoria y de almacenaje. Por otra parte, una categoría II y III se les asigna a estructuras habitacionales privadas o de uso público, con la diferencia que la III son construcciones para gran cantidad de habitantes. Para acabar, una categoría IV abarca construcciones estructuras clasificadas como instalaciones esenciales y públicas, como hospitales, cuarteles, etc.

Tabla 3. 1: Coeficiente de importancia.

Categoría del edificio	I
I	0,6
II	1,0
III	1,2
IV	1,2

Fuente: Adaptado de [4]

En lo que respecta a la aceleración efectiva máxima del suelo, como se puede observar en la *Tabla 3. 2*, depende de la zona sísmica en la que se pretende modelar y diseñar la estructura. La norma propone designar una zona sísmica 1 a todo territorio nacional que se encuentre cercano a la cordillera; una zona sísmica 2 es aquella que se encuentra en la franja central de Chile, es decir, entre la cordillera de la costa y la cordillera de Los Andes; la zona sísmica 3 toda aquel que se ubique en la zona costera.

Tabla 3. 2: Aceleración efectiva.

Zona sísmica	A ₀
1	0,2 g
2	0,3 g
3	0,4 g

Fuente: Adaptado de [4]

Por otra parte, el factor de amplificación “ α ” se obtiene de la expresión 3.2 y al igual que el factor “S” depende del tipo de suelo, además de, el modo de vibrar de la estructura “ T_n ”. En cambio, el factor de reducción en el espectro de la aceleración espectral se consigue con la ecuación 3.3 y se necesita del período correspondiente al modo con mayor masa traslacional “ T^* ” de acuerdo con la dirección de análisis, de “ T_0 ” un parámetro que depende del tipo de suelo y “ R_0 ” que consiste en un factor de modificación de la respuesta estructural dependiente del sistema estructural (*Tabla 3. 3*).

$$\alpha = \frac{1 + 1,45 * \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad 3.2$$

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,1 * T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad 3.3$$

Tabla 3. 3: Valores máximos de los factores de modificación de respuesta.

Sistema sismorresistente en acero	R ₀
Marcos corriente (OMF)	5
Marcos intermedios (IMF)	6
Marcos especiales (SMF)	11
Marco de vigas enrejadas (STMF)	10
Marcos concéntricos corrientes (OCBF)	5
Marcos concéntricos especiales (SCBF)	8
Marcos excéntricos (EBF)	10

Fuente: Adaptado de [4].

Se aclara que, la norma impone la siguiente clasificación de suelos: un tipo A será aquel que tiene rocas o se encuentra cementado; el B incluye suelos de roca blanda o fracturada, es decir, suelos muy densos o firmes; un suelo tipo C es denso y firme; tipo D solamente un suelo medianamente denso; el E un suelo de consistencia mediana y uno tipo F, abarca a todo aquel suelo especial. En la *Tabla 3. 4* se pueden encontrar los factores y valores que se deben de utilizar según se requiera en el análisis y, donde se demuestra que entre los suelos C y E existe una diferencia del 30% aproximadamente entre la magnitud de los parámetros, por lo que prevalece un buen estudio de suelo al momento de diseñar.

Tabla 3. 4: Parámetros según tipo de suelo.

Tipo de Suelo	S	T ₀ [s]	T' [s]	n	p
A	0,9	0,15	0,2	1,0	2,0
B	1,0	0,3	0,35	1,33	1,5
C	1,05	0,4	0,45	1,4	1,6
D	1,2	0,75	0,85	1,8	1,0
E	1,3	1,2	1,35	1,8	1,0
F	*	*	*	*	*

Fuente: Adaptado de [4]

Continuando con la explicación, una vez ingresado el espectro de pseudo aceleración y determinados los periodos naturales con los modos de vibrar de la estructura, se debe de calcular las masas equivalentes para cada modo "n" y dirección de análisis "r" con la ecuación 3.4. Por su puesto que, la norma restringe que sólo sean considerados en el análisis los modos normales cuya suma de masas equivalentes sean mayor o igual al 90% de la masa total.

$$M_{n,i} = \frac{L_{n,i}^2}{M_n} \quad 3.4$$

$$L_{n,i} = \{\phi_n\}^T [M] \{r_i\} \quad ; \quad M_n = \{\phi_n\}^T [M] \{\phi_n\}$$

Siendo:

- ✓ $L_{n,i}$: Factor de participación correspondiente al modo “ n ”, en la dirección “ i ”.
- ✓ $\{\phi_n\}$: Vector que simboliza la forma de vibrar asociada al modo “ n ”.
- ✓ $[M]$: Matriz de masa de la estructura.
- ✓ $\{r_i\}$: Vector compuesto por 1 o 0 según sea el grado de libertad acorde a la dirección de análisis “ i ”.
- ✓ M_n : Masa del modo “ n ”.

Para terminar, todos los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales, además de, las solicitaciones de diseño para cada elemento estructural deben de estimarse en base al aporte de cada uno de los modos de vibrar. Trayendo como consecuencia que, desplazamientos y cortes basales deban estar dentro de las limitaciones máximas y/o mínimas establecidas por la norma.

3.1.2 Corte basal (Q_0)

Los esfuerzos de corte horizontal en la base se obtienen directamente del software en el que se esté modelando la estructura y previamente se haya incorporado el espectro de pseudo aceleración. En primera instancia, cuando el espectro no ha sido corregido ($R^* = 1$) los esfuerzos de corte adquieren el apellido de “elásticos” ($Q_{elástico}$). Pero, cuando se termina de corregir, ya sea por considerar el tipo de sistema sismorresistente o los límites máximos y mínimos, éste adquiere el nombre de “ Q_0 ”.

El corte máximo se obtiene con la ecuación 3.5 y el corte mínimo con la 3.6. Ambos, comparten los parámetros de coeficiente de importancia “ I ”, peso sísmico de la estructura “ P ” y un coeficiente sísmico “ $C_{máx}$ o C_{min} ”.

$$Q_{máx} = C_{máx} * I * P \quad 3.5$$

$$Q_{min} = C_{min} * I * P \quad ; \quad C_{min} = \frac{A_0 S}{6g} \quad 3.6$$

En el caso del coeficiente sísmico máximo, se acude a la *Tabla 3. 5* ya que depende del sistema sismorresistente. Por otra parte, cuando se consideren arriostramientos mixtos será utilizado el factor igual $0,35 * A_0 S / 6g$ para el coeficiente de comportamiento sísmico de la estructura detallado en versiones antiguas de la NCh433 [64], dado que dicho valor era empleado a estructuras con arriostramientos en acero estructural independiente del sistema de disipación empleado.

Tabla 3. 5: Valores de coeficiente sísmico.

Sistema sismorresistente en acero	$C_{máx} \left[\frac{A_0 S}{6g} \right]$
Marcos corriente (OMF)	0,55
Marcos intermedios (IMF)	0,45
Marcos especiales (SMF)	0,35
Marco de vigas enrejadas (STMF)	0,35
Marcos concéntricos corrientes (OCBF)	0,6
Marcos concéntricos especiales (SCBF)	0,4
Marcos excéntricos (EBF)	0,35

Fuente: Adaptado de [4].

Aplicado el primer factor de corrección, es decir, el que depende del sistema sismorresistente R^* y el corte basal resultante no está en el rango $[Q_{min}; Q_{máx}]$ debe destinarse un segundo factor de corrección como se observa en la ecuación 3.7. El uso del corte máximo o mínimo como divisor es aplicado según sea la cercanía del resultado con R^* .

$$R^{**} = \frac{Q_{elástico}}{Q_x} = \frac{Q_0 * R^*}{Q_x} ; x = \text{máximo o mínimo} \quad 3.7$$

3.1.3 Desplazamientos

De acuerdo con la sección 5.9 de la norma, se establece que el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido desde el centro de masa en cada una de las direcciones de análisis, no debe superar los 2 ‰ (ecuación 3.8). A su vez, cuando se mide el mismo desplazamiento, pero en cualquier punto de la planta restado del de centro de masa, no debe exceder en más de 1 ‰, ecuación 3.9.

$$Drift_{máx} = \frac{\Delta cm_{j+1} - \Delta cm_j}{h_{j+1} - h_j} \leq 0,002 \quad 3.8$$

$$Drift_{máx} = \frac{\Delta punto_{j+1} - \Delta punto_j}{h_{j+1} - h_j} - \frac{\Delta cm_{j+1} - \Delta cm_j}{h_{j+1} - h_j} \leq 0,001 \quad 3.9$$

En ambas expresiones “j” hace énfasis al número de piso.

3.2 Diseño sísmico de edificios con sistemas pasivos de disipación de energía – Requisitos y métodos de ensayo, “NCh3411”

Esta norma se aplica al diseño y construcción, cuya estructura contemple disipadores de energía pasivos activados por desplazamientos o velocidad. En lo que respecta al tipo de obra, abarca instalaciones industriales, puentes, plantas eléctricas, entre otras. Dicho lo anterior, esta norma fue utilizada para el diseño cuyo sistema contine marcos *BRB-SC* y, además, aquellos sistemas *BRB-SCBF* o *SC-SCBF* puesto que uno de los propósitos de este trabajo es evidenciar la diferencia entre el diseño con la norma NCh433 y NCh3411.

Para empezar, es importante definir la categoría a la que pertenece el sistema sismorresistente puesto que de ello dependerán algunos parámetros relevantes a incluir en el diseño sísmico que serán descritos o mencionados posteriormente.

Las categorías son 3 y se detallan a continuación:

- ✓ **Categoría 1:** A esta pertenece todo aquel sistema disipador que es incorporado para mejorar el desempeño sísmico de la estructura, es decir, forma parte del sistema sismorresistente. Las restricciones de esta categoría son: el sistema disipador debe recibir por lo menos el 75% del corte basal total de la estructura, deben de existir disipadores en todos los niveles del edificio y de carácter concéntrico conectados a vigas y columnas. Entre estos sistemas se encuentran las diagonales con pandeo restringido (*BRB*), disipadores de energía basados en la fricción y otros sistemas histeréticos.
- ✓ **Categoría 2:** Incluye los sistemas que no califican como categoría 1, además de, sistemas con disipadores de energía que son incluidos al sistema sismorresistente principal. La finalidad es mejorar la respuesta sísmica y estructural, controlar el daño o contribuir a la seguridad de los ocupantes en caso de sismos severos. La restricción de esta categoría es la reducción de al menos un 20% en la energía que debe disipar la estructura sismorresistente cuando se incorporan los disipadores de energía en la estructura.
- ✓ **Categoría 3:** Abarca toda aquella estructura con disipadores que no califique en la categoría 1 y 2. La razón es que su contribución estructural es de baja magnitud, siendo de poco aporte al momento de controlar eventos sísmicos.

Por otra parte, la presente norma, al igual que la NCh433 establece criterios referentes a la metodología a ocupar en el análisis sísmico. Por ello, se sigue aplicando un análisis modal espectral a las estructuras, recordando que están diseñadas en una zona sísmica 3 sobre un tipo de suelo D.

3.2.1 Análisis modal espectral

Como se expuso en el Capítulo 3.1.1, el análisis se basa en ingresar un espectro de pseudo aceleración a la estructura, denominado en la presente norma como “Sismo de Servicio, *SDS*”, cuya ecuación corresponde ser la 3.10.

$$SDS = \frac{S * A_0 * \alpha}{R^* / I * \beta_1} \quad 3.10$$

Siendo:

- ✓ **A_0, α, I :** Parámetros de aceleración efectiva, factor de amplificación y coeficiente de importancia, respectivamente. Todos se rigen y ocupan en base a las disposiciones de la NCh433.
- ✓ **S :** Factor de amplificación. Para categoría 1 o 2 se permite considerar $S = 1$, en cambio para una estructura categoría 3 sigue la clasificación de la NCh433.
- ✓ **R^* :** Factor de reducción en el espectro de la aceleración espectral. Como se expuso en la ecuación 3.3 del presente documento, este parámetro depende de las características del suelo y del factor de modificación de respuesta “ R_0 ”, es decir, depende del sistema sismorresistente utilizado. La norma NCh3411 indica que para categoría 1 R_0 como valor máximo puede ser 8, en cambio para cualquiera de las otras dos categorías se adoptan los valores de la norma NCh433 (tabla 3.3).
- ✓ **β_1 :** Factor de reducción dependiente del tipo de categoría al que pertenezca el diseño sismorresistente, tal y como se observa en la *Tabla 3. 6*.

Tabla 3. 6: Valor de factor de reducción β_1

Categoría 1	$\beta_1 = 1,33$
Categoría 2 o 3	$\beta_1 =$ cociente de los cortes basales del edificio sin y con disipadores

Cabe destacar que, dentro de las especificaciones de la norma NCh3411 también se alude a otros dos espectros de diseño enfocados en un sismo de diseño “SDI” y un sismo máximo probable “SMP”. El primero, se rige por la norma chilena NCh2745:2013 [65] y el comportamiento de pseudo aceleración se plasma en la *Figura 3. 1*, por otra parte, en la *Tabla 3. 7* se reflejan los parámetros que deben de utilizar según cada tipo de suelo.

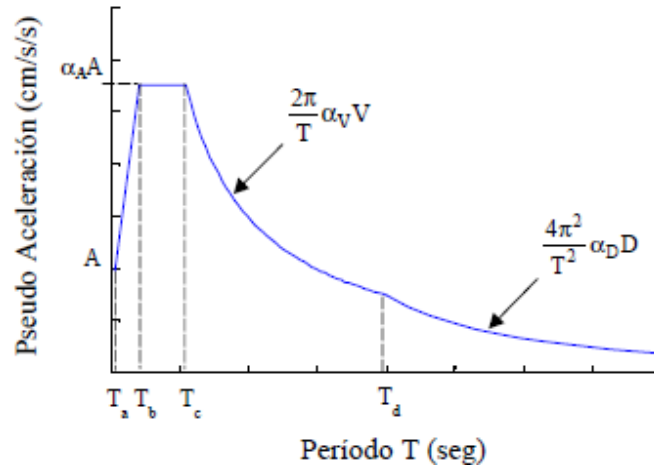


Figura 3. 1: Representación del comportamiento del espectro de pseudo aceleración [64].

Tabla 3. 7: Parámetros espectro de diseño SDI.

Suelo según NCh433	T_a [s]	T_b [s]	T_c [s]	T_d [s]	T_e [s]	T_f [s]	α_{AA} [cm/s ²]	α_{vV} [cm/s]	α_{dD} [cm]
A	0,03	0,11	0,29	2,51	10	33	1085	50	20
B	0,03	0,2	0,54	2	10	33	1100	94	30
C y D	0,03	0,375	0,68	1,58	10	33	1212	131	33

Fuente: Adaptado de [64]

Con respecto al espectro de un sismo máximo probable (SMP), éste suele ser utilizado en el diseño de aquellos elementos del sistema que no les corresponden funcionar como un disipador, es decir, aquellos que deben permanecer elásticos durante un sismo alto. La curva representativa del SMP se obtiene multiplicando el espectro SDI por un factor constante de 1,2 y corresponde a un nivel máximo del movimiento de suelo que puede ocurrir en el lugar de edificación en zonas de alta sismicidad. En este trabajo, se decidió no hacer uso de este tipo de sismo puesto que las magnitudes en pseudo aceleración sobrepasan los 10m/s² existiendo una diferencia del 1000% aproximadamente entre los valores que arroja un sismo de diseño cuyo propósito reflejar las características de absorción y disipación de energía que tendría el sistema sismorresistente utilizado (ver Anexo A.2).

Por otra parte, y continuando con el análisis, se arrastra desde la norma NCh433 la restricción de que todos los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales, además de, las sollicitaciones de diseño para cada elemento estructural estén en función al aporte de cada uno de los modos de vibrar. Por ello, tanto los desplazamientos como los cortes basales deben estar dentro de las limitaciones máximas y/o mínimas establecidas.

3.2.2 Corte basal (Q_0)

En el artículo 5.1.1 de la norma en cuestión queda establecido que el corte basal sísmico y mínimo en una estructura es el obtenido gracias a la expresión 3.11. Como se observa, tiende a ser el mismo que establece la NCh433, pero incluye el factor de reducción β_1 dependiente de la categoría del modelo.

$$V_{min} = Q_{min} = \frac{A_0 * S * I * P}{6g * \beta_1} \quad 3.11$$

$$V_{máx} = Q_{máx} = 0,35 * \frac{A_0 * S * I * P}{6g * \beta_1} \quad 3.12$$

Si bien es cierto que la norma NCh3411 no se refiere al límite en el corte máximo de diseño, el presente trabajo propone y hace uso del criterio impuesto por la norma NCh433, pero se incorpora el factor de reducción β_1 en la ecuación 3.12.

Se recuerda que, si el corte basal de la estructura " Q_0 " no se encuentra dentro del rango $[V_{min}; V_{máx}]$ debe destinarse un factor de corrección como se observa en la ecuación 3.13, donde el divisor dependerá de que si falta (V_{min}) o sobra ($V_{máx}$) para estar dentro del rango.

$$R^{**} = \frac{Q_0 * R^*}{V_{min \text{ o } máx}} \quad 3.13$$

3.2.3 Desplazamientos

En cuanto a los desplazamientos límites, la NCh3411 permite utilizar los criterios de la NCh433. Por lo demás, también considera válido verificar las deformaciones incluyendo el efecto del amortiguamiento que aportan los disipadores, para ello debe de ejecutarse un análisis dinámico no lineal.

3.3 Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso, “NCh1537”

Antes de hacer el prediseño de los elementos estructurales, es necesario disponer del cálculo de las cargas que serán soportadas por la estructura a modelar y diseñar. Para ello, la norma NCh1537 estipula que deben ser consideradas las cargas muertas (permanente) “D” y viva (temporal) “L”, según sea la finalidad de la construcción, es decir, el uso que se le dará (Sección 8.2, Tabla 4 - NCh1537).

Se esclarece que las cargas permanentes son aquella que permanece indefinidamente en la estructura, como: el peso propio de los elementos estructurales (vigas, columnas y losas) y no estructurales (tabiquería o acabados). En cambio, una carga viva o temporal es aquella que, con certeza se presentará periódicamente durante la vida útil de la estructura como, por ejemplo: las personas y mobiliario en un edificio, los vehículos en un puente carretero o el empuje de aguas en una piscina.

En el caso de una modelación y respectivo diseño de un edificio, se hace relevante considerar un peso permanente adicional “ D_{ad} ” distribuido encima de las losas que serán habitadas, puesto que con esto se simula la carga muerta de los elementos no estructurales y por ende no modelados. El valor mínimo que establece la norma es de 100 Kg/m².

3.4 Diseño Estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas, “NCh3171”

Como se mencionó en la introducción de este capítulo, esta norma impone las combinaciones de cargas en su versión más actualizada de acuerdo con la filosofía LRFD de resistencia última, es decir, con factores de amplificación en las cargas. Las combinaciones solamente utilizadas en este trabajo se encuentran detalladas en la *Tabla 3. 8*.

Tabla 3. 8: Combinaciones de carga.

1,4D
1,2D + 1,6L
1,2D + L
1,2D +/- 1,4E + L
0,9D +/- 1,4E

Fuente: Adaptado de [15].

Donde las variables expuestas señalan: “D” las cargas permanentes o muertas; “E” cargas sísmicas; “L” sobrecarga de uso o cargas vivas.

Se aconseja que, cuando el diseño requiera incorporar cargas de nieve (S), lluvia (R) o carga de viento (W) se acuda a la norma en cuestión puesto que, deben de incorporarse otro tipo de combinaciones de cargas.

3.5 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, “AISC 341”

La presente norma establece las bases de diseño para cada uno de los sistemas sismorresistentes, es decir, ejecuta el Diseño por Capacidad de los elementos estructurales. Se recalca que, sólo serán explicados los requisitos para los marcos especiales arriostrados concéntricos (*SCBF*) y marcos con diagonales restringidas al pandeo (*BRB*). Para el caso de los marcos con elementos auto-centrantes, en los alcances del trabajo se impuso la consideración en la similitud de características que presentan los marcos *BRB* en rango lineal.

3.5.1 Marcos especiales concéntricos, *SCBF*

El proceso de diseño se encuentra en la sección F.2 de la AISC341-16 [6]. En él se destaca que la base para este tipo de estructura es proporcionar una significativa capacidad de deformación inelástica a través del pandeo y fluencia del arriostramiento en tensión, por ello la importancia de estudiar cada uno de los elementos estructurales (riostros, vigas y columnas) y conexiones de éstos.

A continuación, de manera simplificada se detallan los criterios relevantes para la selección del perfil estructural considerados en el presente trabajo. Para más información o detalle, se recomienda acudir a la norma directamente.

3.5.1.1 Riostra

La incorporación de riostras en el modelo es para que resistan entre 30 a 70% de la fuerza sísmica y para cumplir su objetivo debe tener una esbeltez de:

$$\lambda = \frac{KL}{r} \leq 200$$

Donde *K* es un factor de longitud efectiva, el cual depende de las condiciones de vínculo de los extremos del perfil; para el caso de una diagonal se considera como *K=1*. Por otra parte, los parámetros *L* y *r* son valores de longitud y radio de giro de la diagonal, respectivamente.

Por otra parte, la riostra sometida a tracción desarrolla su resistencia esperada a tensión, mientras que, a compresión desarrolla su resistencia post-pandeo. Los valores de dichas resistencias se obtienen de los cálculos que indica la *Tabla 3. 9*.

Tabla 3. 9: Resistencia esperada de la riostra.

Tensión	$R_y * F_y * A_g$
Compresión	$\min \{R_y * F_y * A_g; 1,14 * F_{cre} * A_g\}$
Post-pandeo	$0,3 * \min \{R_y * F_y * A_g; 1,14 * F_{cre} * A_g\}$

Siendo:

- ✓ R_y : La resistencia esperada del acero;
- ✓ F_y : El esfuerzo de fluencia del acero;
- ✓ A_g : Sección bruta del perfil;
- ✓ F_{cre} : Corresponde a la carga crítica determinada en AISC360, capítulo E. Se encuentra como " F_{cr} " y se reemplaza un esfuerzo de fluencia igual a $R_y F_y$. en lugar de solo F_y .

3.5.1.2 Vigas y Columnas

Ambos elementos se diseñan y analizan para el peor de los casos, por ello la norma propone 2 mecanismos. El primero consiste en combinar la resistencia esperada a tracción de la riostra y la fuerza de compresión esperada de ésta. Mientras que el segundo une la resistencia esperada a tracción de la riostra y la resistencia post-pandeo.

3.5.1.3 Conexiones

Existen dos tipos de conexiones, la primera es viga – columna y la segunda, en la riostra. Para ambas debe de cumplirse ciertos requisitos y se describen a continuación.

Viga-columna

Se debe de cumplir al menos una de las siguientes alternativas:

- a) La conexión se diseña con una conexión simple capaz de permitir una rotación de 0.0025 [rad].
- b) La conexión se diseña para resistir un momento flector igual al $\min \{1.1R_y M_p ; 1.1 \sum (R_y F_y Z)\}$; donde Z es el módulo plástico de la sección transversal de la columna.

Riostra

Las conexiones de las riostras deben cumplir los siguientes requisitos:

- a) La resistencia requerida a tracción debe adoptarse como la menor entre:
 - La resistencia a fluencia esperada de la riostra.
 - La máxima carga axial que puede ser transferida a la riostra, determinada mediante análisis estructural.
- b) La resistencia requerida a compresión es al menos igual a la resistencia esperada a compresión en la riostra.
- c) Como la riostra debe resistir los efectos inducidos por la formación de rótulas plásticas en los extremos cuando se produce el pandeo global de la riostra, se requiere cumpla al menos uno de los siguientes criterios:
 - Resistencia flexional requerida: La resistencia a flexión de la conexión debe ser como mínimo $1.1R_y M_p$, donde M_p se determina con respecto al eje crítico de pandeo.
 - Capacidad de rotación: La conexión debe ser capaz de permitir la rotación impuesta por el pandeo de la riostra.

3.5.2 Marcos con diagonal restringida al pandeo, *BRB*

Se parte de la base que, el diseño del dispositivo debe venir analizado y certificado por el proveedor. La norma en su capítulo F.4 indica que se debe tener atención en el comportamiento de éstos y los otros elementos estructurales, incluidas las conexiones, ya que la finalidad de los marcos *BRB* es que se produzcan las deformaciones inelásticas dada la fluencia de las riostras en tensión y compresión.

Por su parte, las deformaciones esperadas son las correspondientes a una deriva del piso de al menos el 2% de la altura del piso o dos veces la deriva del piso de diseño, lo que sea mayor, además de las deformaciones de las riostras resultantes de la deformación del marco debido a la carga de gravedad.

En base a lo antes descrito, se presentan de forma resumida los requisitos para la elección del elemento.

3.5.2.1 Riostra

La resistencia axial de diseño en tensión y compresión, de acuerdo con el estado límite de fluencia, se determinarán como:

$$\phi P_{y_{sc}} = \phi * F_{y_{sc}} * A_{sc}$$

$$\phi = 0,9, \text{ para método LRFD}$$

Como el núcleo debe ser el capaz de resistir toda la fuerza axial que llega a la riostra, A_{sc} y $F_{y_{sc}}$ serán el área de la sección transversal y tensión de fluencia mínima, respectivamente del perfil de acero.

Por otra parte, la resistencia esperada de las riostras en compresión es de:

$$\beta * \omega * R_y * P_{y_{sc}}$$

Mientras que la resistencia en tensión será de:

$$\omega * R_y * P_{y_{sc}}$$

Donde:

- ✓ $P_{y_{sc}}$: Corresponde ser el límite de fluencia axial del núcleo de acero;
- ✓ β : El factor de ajuste de la resistencia a la compresión;
- ✓ ω : Factor de ajuste del endurecimiento por deformación.

Con respecto a los parámetros β y ω la norma indica que estos pueden ser calculados o bien, pueden ser proporcionados por el proveedor de los elementos.

3.5.2.2 Vigas y Columnas

Al igual que en el caso de los marcos *SCBF*, ambos elementos estructurales se diseñan y analizan para la peor de las circunstancias, en este caso para cuando las riostras alcanzan su resistencia esperada en compresión y tensión.

3.5.2.3 Conexiones

Para el caso de la conexión viga – columna se debe de cumplir al menos una de las siguientes alternativas:

- a) La conexión se diseña con una conexión simple capaz de permitir una rotación de 0.0025 [rad].
- c) La conexión se diseña para resistir un momento flector igual al $\min \{1.1R_y M_p ; 1.1 \sum (R_y F_y Z)\}$; donde Z es el módulo plástico de la sección transversal de la columna.

Por el contrario, las conexiones de las riostras deben ser capaces de tolerar la resistencia a compresión y tensión de éstas.

3.6 Specifications for Structural Steel Buildings, “AISC 360”

Esta normativa al igual que la NCh427 tiene como propósito entregar los procedimientos de verificación a la resistencia a todo elemento estructural de acero, recordando que en todo modelo se encuentran sometidos a solicitaciones de carga y de conexiones. En la *Tabla 3. 10* se encuentran los elementos y su respectivo análisis de verificación.

Tabla 3. 10: Instrucción de verificación de cada elemento.

Columnas	Compresión y flexocompresión
Vigas	Flexión y corte
Riostras	Compresión y tracción, sólo en el caso de los marcos SCBF.

Se destaca que, esta norma incluye ambos métodos, LRFD y ASD, en forma paralela. No obstante, en el presente trabajo se discute y presenta ecuaciones de verificación o dimensionamiento vinculadas únicamente al método LRFD como se expuso en el capítulo 3.4.

En lo que respecta a la verificación, ésta se mide como la razón de uso “ R_u ” a la que se encuentra sometido el elemento, siendo un valor aceptable bajo 1. Donde la resistencia requerida es aquella a la que se encuentra sometido el elemento estructural, mientras que, la resistencia de diseño es la capacidad de éste.

$$R_u = \frac{\text{Resistencia requerida}}{\text{Resistencia de diseño}} * 1 \leq 1$$

Capítulo IV.

4. Diseño y análisis de estructuras sismorresistentes

En este capítulo se presenta la modelación en el software ETABS v17.0.1 de uso educacional, el diseño y análisis lineal de las estructuras tridimensionales con sistemas de arriostramientos mixtos. Todo en base a las normas expuestas previamente.

Se destaca que, como no existe una normativa que establezca el diseño de una diagonal con características auto-centrantes, estudios previos como Tremblay *et. al.* [22] y Chen *et. al.* [23] permiten considerar un comportamiento idéntico a una diagonal restringida al pandeo sólo en rango elástico, es decir, sugieren una similitud en rigidez y capacidad. De acuerdo a esto, el presente estudio reemplazo el diseño de una riostra SC por uno BRB, en otras palabras, los modelos diseñados no fueron tres, sino que sólo dos y se refleja en la *Tabla 4. 1*.

Tabla 4. 1: Sistemas mixtos, diseñados en rango lineal.

BRB - SCBF	BRB - SCBF
SC - SCBF	
BRB- SC	BRB

4.1 Características generales

Los alcances de este trabajo son diseñar edificios de oficinas de 4 y 8 pisos con sistemas de arriostramientos mixtos, bajo el uso de oficina privadas sin equipos. En lo que respecta a la geometría de las estructuras en cuestión, se tomó como referencia los estudios de Issa [17] y Hernández [18]. Ambos coinciden en estructuras de marcos de acero con una altura entrepiso de 3,3 [m], además de, considerar 5 vanos por lado espaciados cada 5 [m]. Por su parte, la planta de cada nivel fue considerada como una losa colaborante Instadeck con un espesor sobre la cresta de 5 [cm] y un espesor total (placa + hormigón) de 11,35 [cm], como se indica en la *Figura 4. 1*, cuyo peso propio deriva en 212 [Kg/m²]. La calidad de acero en la placa es A653SGr.37 y la del hormigón G25.

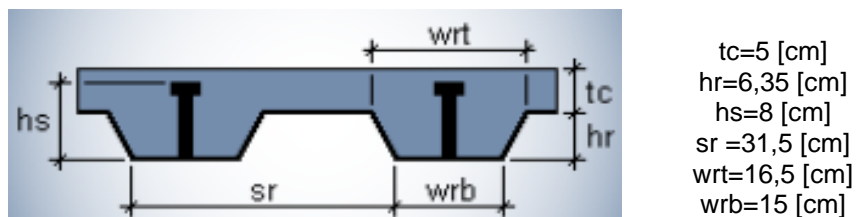


Figura 4. 1: Sección transversal de la losa colaborante utilizada [66].

Por otra parte, para minimizar la sensación de deformaciones en la losa cuando se encuentra sometida a cargas de servicio, el Manual Técnico Instadek [66] recomienda una distancia máxima de 2,5 [m] entre dos apoyos. Lo que debió ser considerado y replicado en todas las plantas de cada edificio tal y como se observa en la *Figura 4. 2*, donde se contempla la instalación de filas de vigas o bien llamadas "vigas secundarias", sirviendo de apoyo para la losa colaborante.

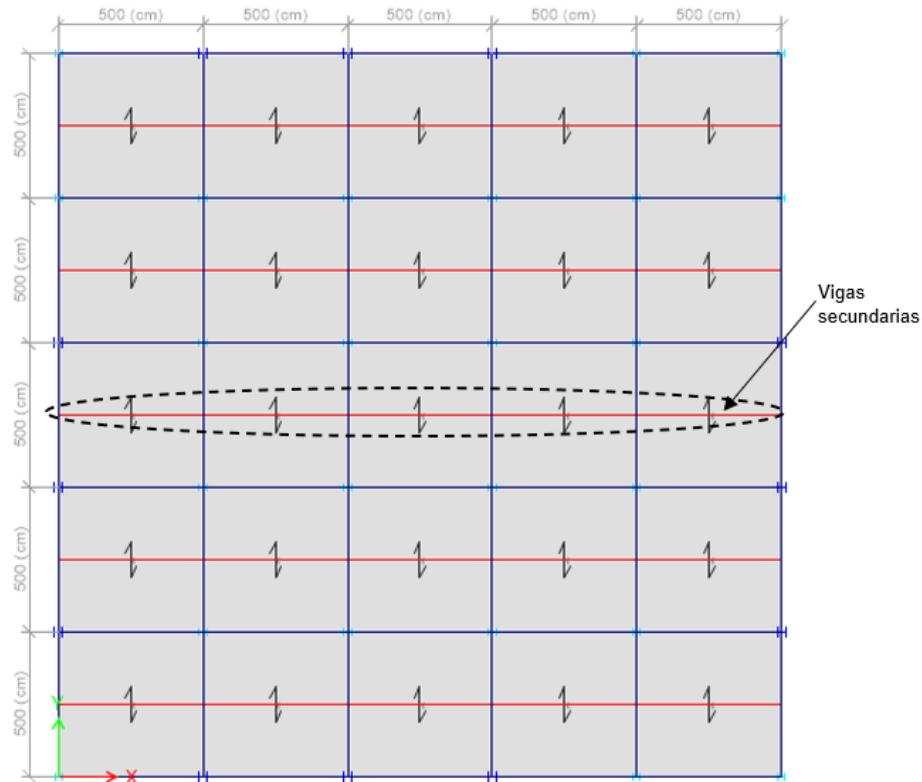


Figura 4. 2: Planta referencial de los modelos.

Posterior al diseño estructural la losa fue evaluada ante la deflexión vertical tal como lo indica la *Tabla 4. 2*. Para lo anterior, se acudió a lo dispuesto en la norma ASCE7-16 quien define los límites de $L/360$ para los pisos (o techos) sometidos sólo a cargas vivas, mientras que, para miembros sometidos a carga muerta y viva, la deflexión límite es de $L/240$. Por otro lado, el Manual Técnico Instadek establece una deflexión máxima de $L/180$. En ambos casos “L” representa a la longitud del vano (5 [m]).

Tabla 4. 2: Estados límites de servicio.

Cargas	Deflexión [mm]		Estados Límites		
	Estructuras de 4 pisos	Estructura de 8 pisos	L/180 [mm]	L/240 [mm]	L/360 [mm]
Vivas (L)	2,3	4,3	-	-	13,9
Permanentes y Vivas (D + L)	5,9	10,8	27,8	20,8	13,9

4.1.1 Configuración de los arriostramientos

Se dispondrán arriostramientos en forma de “X” en dos pisos. Para ello Sabelli et al. [44] explica con ayuda de un diagrama de cuerpo libre como es que se transmiten los esfuerzos desde las riostras a los nudos de vigas de forma estática (Figura 4. 3) ayudando así al diseño por capacidad de los elementos.

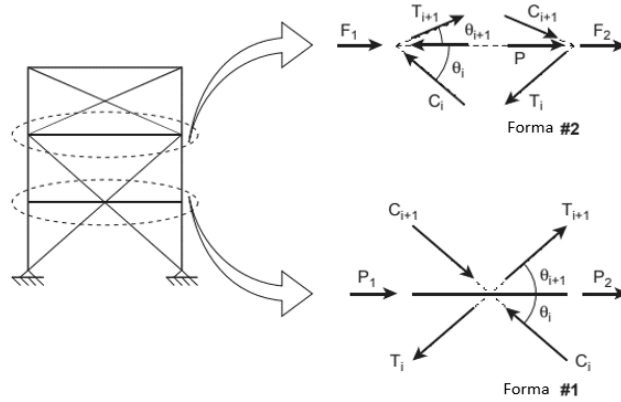


Figura 4. 3: Diagrama de cuerpo libre de un arriostramiento en “X” enfocado en vigas [44].

En este caso, las abreviaturas “C” y “T” corresponden a la resistencia esperada a la compresión y tracción de la riostra, respectivamente. Recordando que el diseño por capacidad es determinado por las fuerzas máximas esperadas de los elementos. Por su parte, el subíndice “i” o “i+1” hace referencia al piso base o al que está por sobre éste. Por último, los términos “θ” y “F o P” representan el ángulo de inclinación de la riostra y las fuerzas que se transmite a la viga, correspondientemente.

El primer diagrama de cuerpo libre identifica el comportamiento para una viga apoyada en sus extremos y a media longitud un nudo en el cual descargan o juntan las riostras. Para un marco cargado simétricamente, las fuerzas serán del tipo $P_1 = P_2 = P$ dando como resultado una carga axial en la viga obtenida desde la expresión 4.1. Idealmente, si las riostras en cuestión son de igual propiedad y misma resistencia esperada se llegará a no tener ningún tipo de esfuerzo en la viga.

$$\sum F_x = 2 * P + (T_{i+1} + C_{i+1}) * \cos(\theta)_{i+1} - (T_i + C_i) * \cos(\theta)_i \quad 4.1$$

En cambio, el segundo diagrama la viga abarca toda la anchura del vano arriostrado, trayendo como consecuencia la cobertura de las resistencias esperadas a tensión y compresión de las riostras. Estas fuerzas se redistribuyen de forma interna en la viga y actuará como un miembro de transferencia de cargas, incluso para el caso de cargas sísmicas aplicadas simétricamente en la estructura. Para una relación dada de F_1/F_2 dictada por las características de la trayectoria de la carga horizontal, la fuerza axial en la viga P , se obtiene resolviendo las siguientes dos ecuaciones de equilibrio:

$$P = P_{ui} = (T_{i+1}) * \cos(\theta)_{i+1} - (C_i) * \cos(\theta)_i + F_1 \quad 4.2.a$$

$$P = P_{uj} = (T_i) * \cos(\theta)_i - (C_{i+1}) * \cos(\theta)_{i+1} - F_2 \quad 4.2.b$$

Trayendo como consecuencia una fuerza resultante en las vigas de $F1+F2$ y se representa como:

$$F1 + F2 = F_i = (T_i + C_i) * \cos(\theta)_i - (T_{i+1} + C_{i+1}) * \cos(\theta)_{i+1} \quad 4.2.c$$

Por su puesto que, el valor de carga axial en la viga resultará ser el máximo valor entre $\{P_{ui}; P_{uj}\}$.

Al mismo tiempo, la transferencia de carga proveniente desde las riostras también afecta en el comportamiento y capacidad que deben poseer las columnas, puesto que actúan como cargas gravitacionales, además de, todas las cargas aplicadas en la estructura ($D+D_{ad}+L$). En la *Figura 4. 4* queda representando el comportamiento en las columnas, mientras que en las expresiones 4.3.a y 4.3.b se observa el cálculo matemático para la obtención de la carga a compresión a la que se encuentra sometida una columna con llegada de 2 riostras y cuando no las hay, respectivamente.

$$P_{e_i} = (C_{i+1}) * \cos(\theta)_{i+1} + (T_i) * \cos(\theta)_i + P_{u_i} \quad 4.3.a$$

$$P_{e_i} = P_{e_{i+1}} + P_{u_i} \quad 4.3.b$$

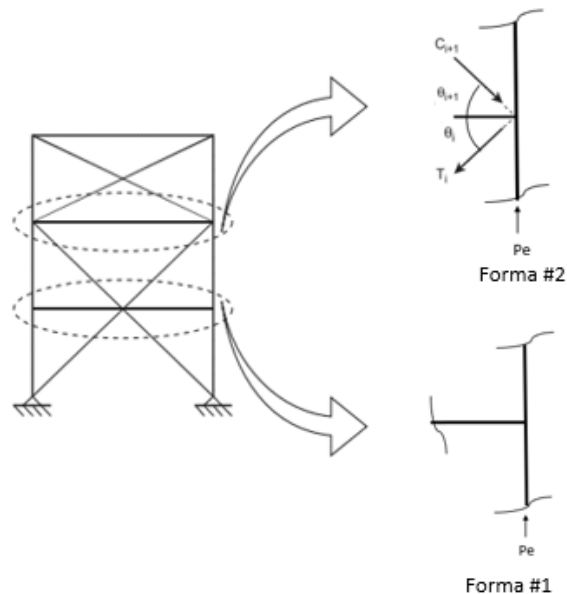


Figura 4. 4: Diagrama de cuerpo libre de un arriostramiento en "X" enfocado en columnas [44].

Se destaca que el término P_{u_i} corresponde ser la carga gravitacional obtenida desde las cargas aplicadas en la estructura. Este valor se extrae desde el software ETABS v17.0.1 (donde se ejecutó la modelación de la estructura) de la combinación de carga:

$$1,2 * (D + D_{ad}) + 1,6 * L \quad 4.4$$

Para concluir, se seleccionaron perfiles para vigas y columnas que cumplieran con la capacidad de soportar las cargas resultantes de la máxima resistencia o trabajo de las riostras de acuerdo con lo solicitado por las normas AISC341 y AISC360, apartado 3.5 y 3.6 del presente trabajo.

4.1.2 Cargas y Peso sísmico

Al ser edificios de oficina sin equipos, las carga a la que se encuentran sometidos son las plasmadas en la *Tabla 4. 3*, según lo indicado en la NCh1537. Se recuerda que en el *apartado 3.4* del presente trabajo, se encuentran las combinaciones de carga que son de uso para ver el comportamiento de la estructura en su estado más crítico.

Tabla 4. 3: Cargas aplicas en todos los modelos.

D	Es considerado el peso de cada elemento estructural, además de, la losa colaborante de cada nivel.
D _{ad}	Valor fijo de 1,5 [kPa] por cada planta del edificio incluido el techo, simulando elementos no estructurales.
L	Valor fijo de 2,5 [kPa] por cada planta del edificio, según uso.
E	Fuerza sísmica, que se obtiene desde la aplicación del análisis sísmico.

En lo que respecta al peso sísmico de la estructura, este se obtiene de la expresión 4.5 correspondiente al valor mínimo que determina la norma NCh433.

$$P = (D + D_{ad}) + 0,25 * L \quad 4.5$$

4.1.3 Parámetros sísmicos

Para el análisis modal espectral se dispone de dos normas, NCh433 y NCh3411, donde ambas consideran un mismo suelo y zona sísmica. Se recuerda que, al proponer combinaciones de marcos convencionales y disipadores pasivos, puede ser utilizada cualquiera de las normas siendo parte de los objetivos de este trabajo poder recomendar cual es la mejor opción.

En cuanto a los parámetros, éstos se entregan y diferencian a continuación:

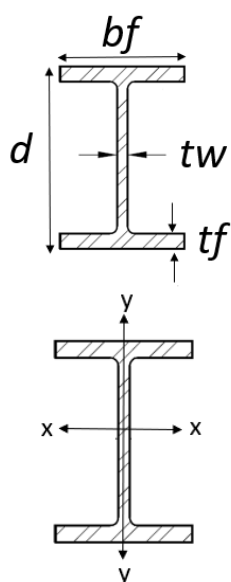
Tabla 4. 4: Parámetros sísmicos aplicados de todos los modelos.

Parámetros	NCh 3411	NCh 433
Zona Sísmica	3	3
A _o /g	0,4	0,4
Categoría	II	II
I	1	1
Tipo Suelo	D	D
S	1	1,2
To	0,75	0,75
T'	0,85	0,85
n	1,8	1,8
P	1	1
B1	1,33	-
Ro	8	8

4.1.4 Perfiles utilizados

De manera general se utilizaron perfiles “W” extraídos desde el catálogo ICHA del año 2010 [67] para vigas y columnas que componen la estructura de los marcos, excluyendo los arriostramientos. En la *Tabla 4. 5* se observan las propiedades geométricas de todas las vigas utilizadas. Mientras que, en la *Tabla 4. 6* se observan las características de las columnas de los modelos de 4 y 8 pisos.

Tabla 4. 5: Propiedades geométricas de las vigas utilizadas



Parámetro		Viga 1 W14x53	Viga 2 W14x38	Viga 3 W10x17
d [mm]		353	358	257
tw [mm]		9	8	6
bf [mm]		205	172	102
tf [mm]		17	13	8
Peso propio	P_p [Kg/m]	79	57	25
Área	A [cm ²]	101	72	32
Módulo de inercia	I_{xx} [cm ⁴]	22518	16025	3409
Módulo elástico	W_{xx} [cm ³]	1276	895	266
Radio de giro	r_x [cm]	15	15	10
Módulo de inercia	I_{yy} [cm ⁴]	2402	1111	148
Módulo elástico	W_{yy} [cm ³]	235	129	29
Radio de giro	r_y [cm]	5	4	2
Módulo plástico	Z_{xx} [cm ³]	1427	1008	306
Constante torsional	J [cm ⁴]	81	33	7

La viga 1 fue aplicada en los marcos donde se encuentran los arriostramientos, caso contrario de la viga 2. A su vez, la viga 3 fue considerada para las filas de vigas que sirven de apoyo a la losa colaborante (vigas secundarias).

Tabla 4. 6: Propiedades geométricas de columnas utilizadas.

Parámetro	Columna 1 W12x96	Columna 2 W12x152	Columna 3 W14X159	Columna 4 W14X257	Columna 5 W8x67
d [mm]	327	348	381	417	229
tw [mm]	14	22	19	30	14
bf [mm]	310	318	396	406	210
tf [mm]	23	36	30	48	24
P_p [Kg/m]	143	226	236	383	100
A [cm ²]	182	288	301	488	127
I_{xx} [cm ⁴]	34672	59521	79084	141519	11322
W_{xx} [cm ³]	2150	3421	411	6795	991
r_x [cm]	14	14	16	17	9
I_{yy} [cm ⁴]	11238	18897	31134	53694	3688
W_{yy} [cm ³]	725	1190	1572	2642	351
r_y [cm]	8	8	10	10	5
Z_{xx} [cm ³]	2409	3982	4703	7981	1149
J [cm ⁴]	285	1074	820	3292	210

Como se observa, se utilizaron 5 tipos de columnas en total por lo que a continuación se explica donde fueron colocadas:

- ✓ Columna 1: Marcos arriostrados externos de la estructura mixta *BRB-SCBF* y en marcos arriostrados externos e internos de la estructura con *BRB*, ambos de 4 pisos.
- ✓ Columna 2: Marcos internos arriostrados de la estructura mixta *BRB-SCBF* de 4 pisos.
- ✓ Columna 3: Marcos arriostrados externos de la estructura mixta *BRB-SCBF* y en marcos arriostrados externos e internos de la estructura con *BRB*, ambos de 8 pisos.
- ✓ Columna 4: Marcos internos arriostrados de la estructura mixta *BRB-SCBF* de 8 pisos.
- ✓ Columna 5: Perfil utilizado en todo marco que no se encuentre vinculado a alguna riostra en estructuras de 4 y 8 pisos.

De manera general, todos los perfiles (en vigas y columnas) antes mencionados son de calidad A36 y sus características son:

Tabla 4. 7: Características de un acero de calidad A36.

Módulo de elasticidad E_s [kg/cm ²]	Coefficiente de Poisson	Módulo de corte G [kg/cm ²]	Peso propio P_p [kg/m ³]	Límite de fluencia F_y [kg/cm ²]	Límite de rotura F_u [kg/cm ²]
2100000	0,3	784193	7850	2530	4080

Finalmente, en el *Anexo B* se pudo encontrar la verificación a la resistencia de cada uno de los elementos estructurales según lo estipulado por la AISC360.

4.1.5 Diseño de las riostras

Para la elección del perfil que fue dispuesto en forma diagonal en los marcos *SCBF*, sólo bastó con hacer un análisis en el cual se vieron disminuidas las deformaciones laterales de la estructura a la que pertenecen bajo fuerzas sísmicas y, también, fueron sometidas a la verificación de resistencia para evaluar su razón de uso.

Por el contrario, en el caso de los marcos *BRB*, éstos deben basar su diseño en torno a la capacidad de su núcleo que por lo general es facilitado por el proveedor del perfil, además de, las fuerzas que recaen en él y las deformaciones que provocan. En este trabajo fue utilizado el catálogo del fabricante CoreBrace [68] quien explica el comportamiento de un marco arriostrado con diagonales restringidas al pandeo mediante la *Figura 4. 5*, cuya terminología radica en que:

- ✓ H_{wp} : Longitud de la columna en que se apoya la riostra.
- ✓ W_{wp} : Longitud de la viga en que se apoya la riostra.
- ✓ L_{wp} : Longitud total del arriostramiento.
- ✓ Δ_{brace} : Deformación longitudinal de la riostra.
- ✓ Δ_{frame} : Deformación longitudinal de la viga, cuyo limite es del 2% de la altura de la columna. Valor recomendado por el fabricante.

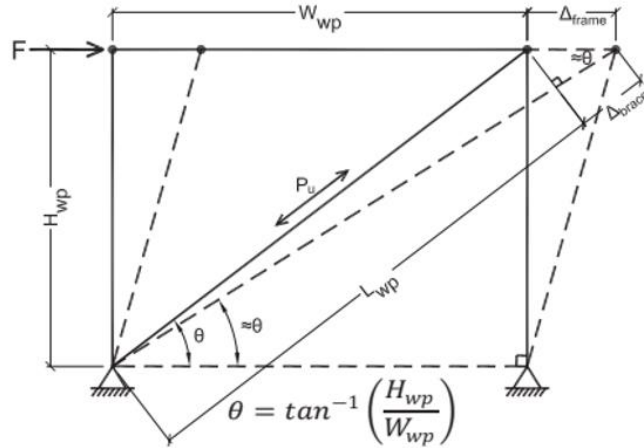


Figura 4. 5: Representación del comportamiento de un marco BRB [68].

En el catálogo, también se deja en evidencia que los elementos *BRB* poseen una rigidez variable dada su composición: un núcleo de acero, zona de transición y zona de conexión. Por simplicidad este fabricante destaca que la rigidez efectiva (rigidez real) de los elementos pueden ser considerado mediante la ecuación:

$$K_{eff} = \frac{A_{sc} * (KF * E)}{L_{wp}} = KF * K_{sc_wp} \quad 4.6.a$$

Donde A_{sc} corresponde al área del núcleo de acero, KF un factor de ajuste de la rigidez axial suministrado por el fabricante, E el módulo de elasticidad del acero y L_{wp} ya descrito como la longitud total del arriostramiento. Por su parte el factor que agrupa el área, largo y propiedad del acero (K_{sc_wp}) se conoce como la rigidez axial del núcleo de fluencia proyectada de principio a fin del elemento en diagonal.

Con relación al factor de ajuste “ KF ” CoreBrace lo propone como una aproximación en la razón de la longitud total del arriostramiento y la longitud neta del núcleo de acero (L_{sc}), siendo esta última considera un 60% de L_{wp} , llegando a una aproximación en la rigidez efectiva de:

$$K_{eff} = \frac{L_{wp}}{L_{sc}} * K_{sc_wp} \cong 1,67 * K_{sc_wp} \quad 4.6.b$$

Luego de esta explicación, es posible especificar y modelar la diagonal a utilizar mediante a las consideraciones de la AISC341, detalladas brevemente en la sección 3.5.2 de este trabajo.

Para finalizar, luego de modelado y ejecutado el análisis sísmico correspondiente, debe de verificarse el correcto comportamiento de la estructura, es decir, se verifica que la deformada de la viga en cada piso no se encuentren sobre el 2% de la altura entre piso. En este punto, se propone corroborar la conducta en base a la deformación unitaria existente en la riostra “ ϵ_{br} ” versus el límite en ella “ ϵ ”, cuyas expresiones corresponden ser:

$$\epsilon_{BR} = \frac{2 * \Delta_{br}}{L_{sc}} ; \Delta_{br} = \frac{C_d * Pu}{K_{sc_wp}} \quad 4.7.a$$

$$\epsilon = \frac{2\% * H * \cos(\theta)}{L_{sc}} \quad 4.7.b$$

4.2 Estructuras de 4 pisos

La propuesta de diseño se encuentra en la *Figura 4. 6*, donde se observa la distribución de los arriostramientos externos e internos. En efecto la estructura cuenta con una altura total de 13,2 [m] y una planta continua de área (A) 625 [m²].

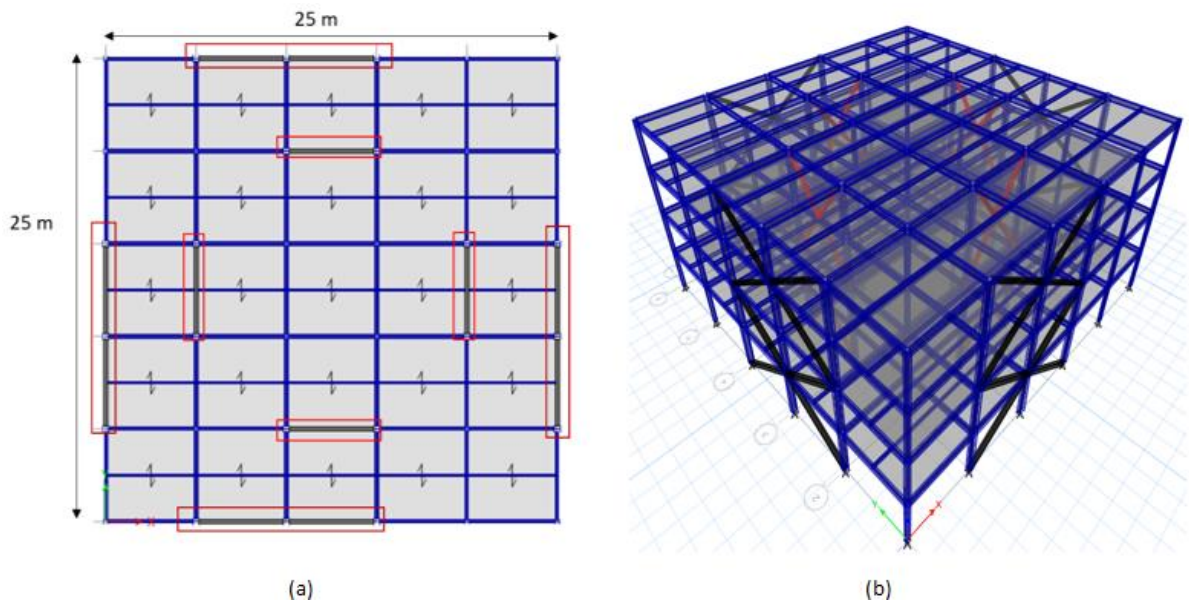


Figura 4. 6: (a) Vista en planta y (b) Vista en 3D. Estructuras de 4 pisos.

En lo que respecta a los arriostramientos, en la *Figura 4. 7* se observa que son en forma de “X” en dos pisos, impidiendo tener así esfuerzos de flexión en las vigas de los pisos impares.

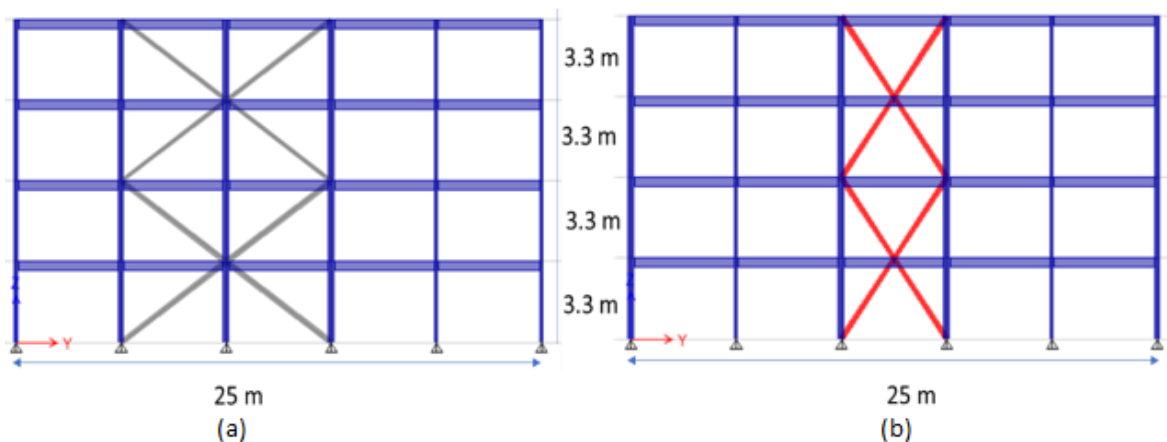


Figura 4. 7: (a) Disposición de los arriostramientos externos; (b) Disposición de los arriostramientos internos.

4.2.1 Sistema mixto: **BRB - SCBF**

Al ser un sistema que mezcla marcos convencionales y marcos con disipadores pasivos, se genera la disyuntiva de cuál de las normas para el diseño sísmico sería correcto utilizar. En este trabajo, se contemplaron ambas normas (NCh433 y NCh3411) y se diseñó en base a ellas, dando origen a dos estructuras por separado.

Se comenzó por definir qué, los arriostramientos externos serán diagonales restringidas al pandeo, mientras que los arriostramientos internos serán convencionales. En las *Figura 4. 8* y *Figura 4. 9* se observa la distribución de los elementos estructurales previamente mencionados, destacando la utilización de perfiles huecos *HSS* tubulares (*Yoder 10°* [69]) en caso de los marcos *SCBF*, mientras que en las diagonales restringidas al pandeo se diferenció entre elementos para pisos superiores (*BRB* piso 3 y 4) e inferiores (*BRB* piso 1 y 2) ya que las fuerzas que se transmiten en un sismo o por gravedad se concentran siempre a nivel de suelo.

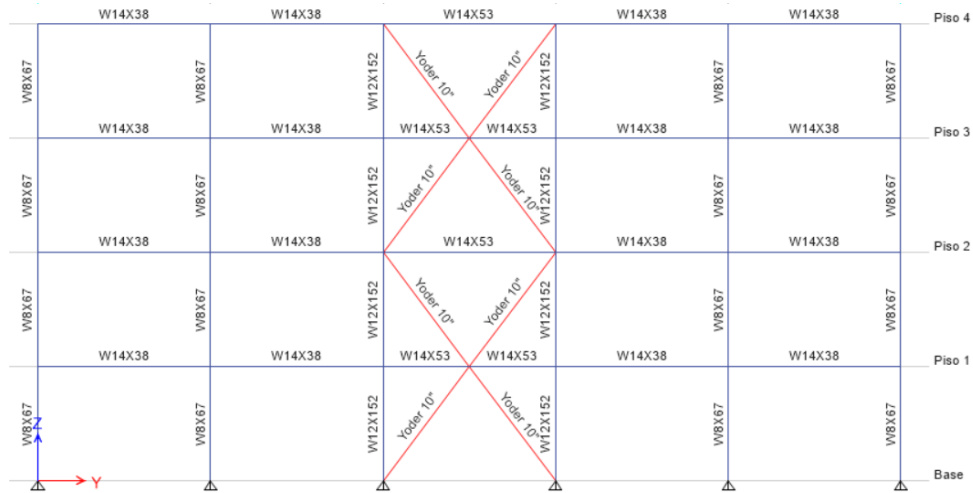


Figura 4. 8: Vista en elevación de la estructura con arriostramiento interno. Estructura mixta 4 pisos.

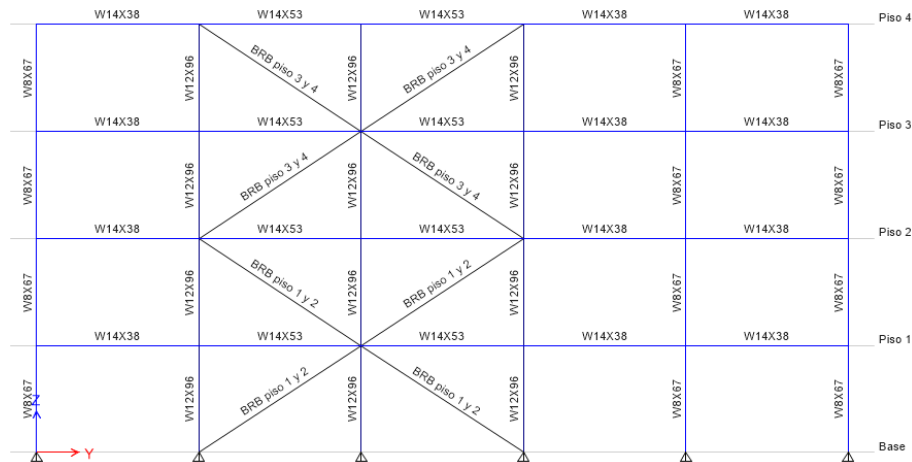
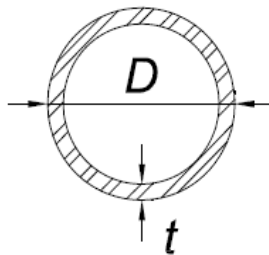


Figura 4. 9: Vista en elevación de la estructura con arriostramiento externo. Estructura mixta 4 pisos.

Las características de las diagonales utilizadas se detallan en la *Tabla 4. 8* y *Tabla 4. 9*. En esta última se observa que los elementos *BRB* dependen significativamente del espectro de diseño aplicado, ya que en el caso de la norma NCh3411 su sismo de diseño (SDS) ocupa un factor de reducción en base al sistema disipador pasivo, por lo que, las fuerzas transmitidas a la estructura tienden a ser menores.

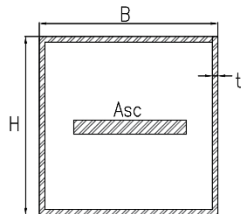
Tabla 4. 8: Propiedades del perfil Yoder 10"-40



Riostras Yoder 10" - N° Schudel 40		
D	273	mm
t	9,27	mm
Pp	60,29	kg/m
A	76,8	cm ²
I _{xx} - I _{yy}	6686	cm ⁴
W _{xx} - W _{yy}	490	cm ³
r _x - r _y	9,33	cm
Z _{xx} - Z _{yy}	645	cm ³
Calidad del acero: A53 Gr.B		
F _y - F _u [kg/cm ²]	2460	4218
E _s	2100000	[kg/cm ²]

En el *Anexo B* se encuentra su verificación a la resistencia

Tabla 4. 9: Características de los elementos *BRB*. Estructura mixta 4 pisos.



Norma sísmica	NCh433		NCh3411		
	Pisos	Funda	As [cm ²]	Funda	As [cm ²]
	3 y 4	HSS 8"X8"X5/16"	19	HSS 8"X8"X5/16"	13
	1 y 2	HSS 10"X10"X5/16"	26	HSS 8"X8"X5/16"	19

Calidad del acero: A36

A continuación, se presenta como fue el proceso de selección de las diagonales *BRB*, los análisis modales espectrales realizados y verificaciones del diseño por capacidad de los elementos estructurales.

4.2.1.1 Selección de elementos *BRB*

En la *Figura 4.10* se observa en detalle cómo es la posición de los elementos en el arriostramiento y en la *Tabla 4. 10* los parámetros relevantes para realizar el análisis, cuyas definiciones fueron expuestas en el apartado 4.1.5.

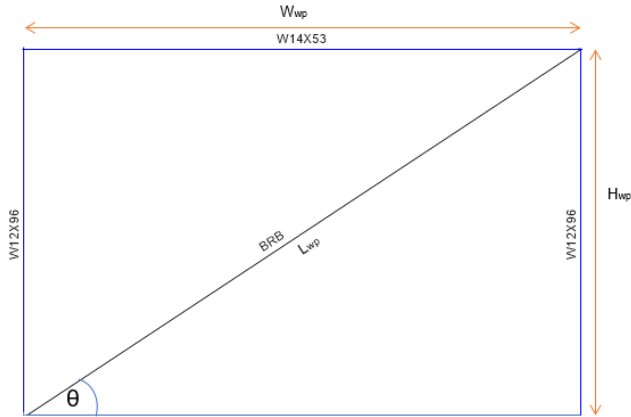


Figura 4. 10: Marco externo con BRB.

Tabla 4. 10: Geometría elemento BRB, riostra externa.

H _{wp}	330	[cm]
W _{wp}	500	[cm]
θ	33,4	[°]
L _{wp}	599	[cm]
L _{sc}	359	[cm]
KF	1,67	-
Calidad A36	F _y = 2530 [kg/cm ²]	

Con respecto a la elección del núcleo y funda de los elementos, se empezó por extraer la carga axial última (P_u) que recae en ellos como si fuesen un perfil de acero normal y se hizo uso de la expresión que revela la resistencia axial de diseño en un BRB detallado en la norma AISC341. Despejando el término de interés, el área del núcleo de acero se obtiene como:

$$P_u = F_y * A_{sc} \rightarrow A_{sc} = \frac{P_u}{F_y}$$

En la *Tabla 4. 11* se observan los resultados del área requerida y área suministrada en las diagonales, recordando que se está manejando el catálogo de CoreBrace [68]. Es preciso señalar que la carga manipulada es la máxima en dirección "X" e "Y" que de forma coincidente resultaron ser semejantes, lo que permitió considerar un mismo elemento. Por otra parte, dada la magnitud de la carga en los primeros pisos se tuvo que determinar un área de núcleo mayor y, además, entre un modelo diseñado bajo la NCh3411 y NCh433, el área suministrada requirió ser aproximadamente un 40% más grande.

Tabla 4. 11: Área suministrada en el núcleo de acero. Estructura mixta 4 pisos.

Norma sísmica aplicada: NCh3411

Piso	Dirección X		Dirección Y		A _{sc} , suministrado [cm ²]
	Pu [Ton]	A _{sc} , requerido [cm ²]	Pu [Ton]	A _{sc} , requerido [cm ²]	
4	15,0	6,6	16,4	7,2	13
3	26,0	11,4	27,3	12,0	13
2	33,1	14,5	35,3	15,5	19
1	38,4	16,8	38,9	17,1	19

Norma sísmica aplicada: NCh433

Piso	Dirección X		Dirección Y		A _{sc} , suministrado [cm ²]
	Pu [Ton]	A _{sc} , requerido [cm ²]	Pu [Ton]	A _{sc} , requerido [cm ²]	
4	23,1	10,2	25,2	11,1	19
3	40,0	17,6	42,2	18,6	19
2	50,6	22,2	53,9	23,7	26
1	58,4	25,6	59,1	26,0	26

Para la funda se acudió nuevamente al catálogo puesto que, depende directamente del área suministrada y las dimensiones del marco al que pertenece la riostra. En la *Tabla 4. 12* se encuentran las características y su capacidad a la compresión (ΦP_n), lo que corrobora en primera instancia que cumple ante las cargas de diseño.

Tabla 4. 12: Área, funda y capacidad del elemento BRB. Estructura mixta 4 pisos.

Norma sísmica	NCh3411			NCh433			
	Pisos	A_{sc} [cm ²]	Funda HSS	ΦP_n [Ton]	A_{sc} [cm ²]	Funda HSS	ΦP_n [Ton]
	3 y 4	13	8"X8"X5/16"	30	19	8"X8"X5/16"	43
	1 y 2	19	8"X8"X5/16"	43	26	10"X10"X5/16"	59

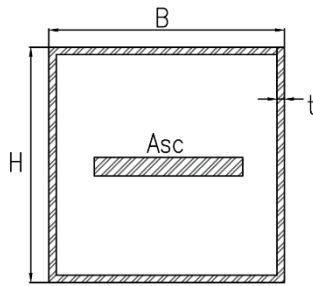


Figura 4. 11: Funda HSS.

Tabla 4. 13: Dimensiones fundas. Estructura mixta 4 pisos.

	HSS 8"X8"X5/16"	HSS 10"X10"X5/16"
H y B [mm]	203,2	254
t [mm]	7,9	7,9
I [cm ²]	3787,7	7658,7
A [cm ²]	60,5	76,8

Luego, como la funda de acero debe ser capaz de evitar el pandeo global en elemento *BRB*, pero no de resistir carga axial Watanabe *et. al.* [70] sugiere utilizarla para una rigidez a flexión tal punto que:

$$\frac{Pe}{Py} \geq 1$$

Siendo:

- ✓ P_y : La fuerza de fluencia del elemento, identificado anteriormente ($P_y = F_y A_{sc, suministrada}$);
- ✓ P_e : Fuerza de Euler en la funda de acero, determinada por la expresión:

$$Pe = \frac{\pi^2 * E * I_{sc}}{L_{wp}^2}$$

- ✓ E : Módulo de elasticidad del acero;
- ✓ I_{sc} : Momento de inercia de la funda de acero;

Ahora bien, asumiendo que el endurecimiento por deformación cíclica aumentará la resistencia a la compresión de la riostra en un 30% y se incluye un factor de resistencia (Φ) igual a 0,85 en el numerador, se obtendrá que:

$$\frac{\Phi * Pe}{1,3 * Py} \geq 1 \rightarrow \frac{Pe}{Py} \geq 1,5$$

De esta forma, aplicada la verificación recomendada por Watanabe en estos elementos trajo los siguientes resultados:

Tabla 4. 14: Verificación en las fundas. Estructura mixta 4 pisos.

Norma sísmica aplicada: NCh 3411

Pisos	Funda	Pe [Ton]	Py [Ton]	Pe/Py	Verificación
3 y 4	HSS 8"X8"X5/16"	218,8	32,9	6,7	Cumple
1 y 2	HSS 8"X8"X5/16"	218,8	48,1	4,6	Cumple

Norma sísmica aplicada: NCh 433

Pisos	Funda	Pe [Ton]	Py [Ton]	Pe/Py	Verificación
3 y 4	HSS 8"X8"X5/16"	218,8	48,1	4,6	Cumple
1 y 2	HSS 10"X10"X5/16"	442,4	65,8	6,7	Cumple

En síntesis, se valida la aplicación y selección de las fundas para cada estructura. Este procedimiento debe de ser replicado para cualquier edificación que implemente en ella elementos capaces de resistir el pandeo.

4.2.1.2 Análisis modal espectral

Para empezar, se tuvo consideración del peso sísmico (P) de la estructura y los periodos de vibración que hay en ella de acuerdo con el sistema disipador ocupado. A pesar, de que se disponen de diferentes diagonales *BRB* dada las cargas establecidas por las normas NCh433 y NCh3411, esto no intervino en la magnitud del valor de peso y masa sísmica por lo que de manera genérica los resultados se encuentran plasmados en la *Tabla 4. 15* y donde, además, se encuentra la razón de P/A que hay en cada uno de los pisos, siendo valores razonables para construcciones en acero.

Tabla 4. 15: Peso y masa sísmica. Estructura mixta 4 pisos.

Masa sísmica [Ton*s ² /m]		Peso sísmico [Ton]	
124		1216	
Piso	Masa [Ton*s ² /m]	Peso [Ton]	P/A [Ton/m ²]
4	30	293	0,47
1 al 3	31	304	0,49
Base	1	11	0,02

En la *Tabla 4. 16* se observan los periodos fundamentales máximos y masas equivalentes (M_e) para cada dirección en las estructuras, recalando que se encuentran bajo diferentes espectros de diseño por lo tanto la estructura bajo la NCh433 resulto levemente más rígida. Por supuesto que, en el análisis y software en que se modelaron las estructuras se incluyeron 12 modos de vibración, donde la suma de masas equivalentes fue mayor al 90% de la masa total de la edificación, ya que eso estipula la normativa NCh433 y fue replicado en este trabajo para la NCh3411.

Tabla 4. 16: Periodos y masa equivalentes. Estructura mixta 4 pisos.

Modo	Norma sísmica: NCh3411			Norma sísmica: NCh433		
	Periodo [s]	M_{ex} [%]	M_{ey} [%]	Periodo [s]	M_{ex} [%]	M_{ey} [%]
2	0,412	85,89	0	0,397	85,92	0
1	0,426	0	85,09	0,41	0	85,18

Con estos precedentes fue posible realizar el análisis modal espectral de acuerdo con cada una de las normas. En las **Figura 4. 12** y **Figura 4. 13** quedan reflejados los comportamientos de las estructuras en donde las curvas “SDS” corresponden a los espectros de pseudo aceleración impuestos por la NCh3411, mientras que los “ S_a ” están bajo los criterios de la NCh433. También, se identifican los espectros reducidos por el sistema sismorresistente utilizado (R^*), quienes al encontrarse por sobre el límite de corte máximo dan origen a una segunda reducción (R^{**}). Estos últimos antecedentes, se hallan en la **Tabla 4. 17** y se observa que, los factores de reducción final coinciden en magnitud para ambas direcciones de análisis por lo que las curvas de pseudo aceleración serán relativamente idénticas.

Tabla 4. 17: Corte basal determinado por el análisis modal espectral. Estructura mixta 4 pisos.

Modelo con norma sísmica	Direc.	P	Q_o elástico	%P	R^*	Q_o	%P	$Q_{m\acute{a}x}$	%P	R^{**}
		[ton]	[ton]			[ton]		[ton]		
NCh3411	X	1216	931	76,6	4,26	219	18,0	128	10,5	7,27
	Y	1216	931	76,5	4,32	215	17,7		7,28	
NCh433	X	1216	1469	120,8	4,19	351	28,9	204	16,8	7,20
	Y	1216	1472	121,0	4,25	346	28,5			7,20

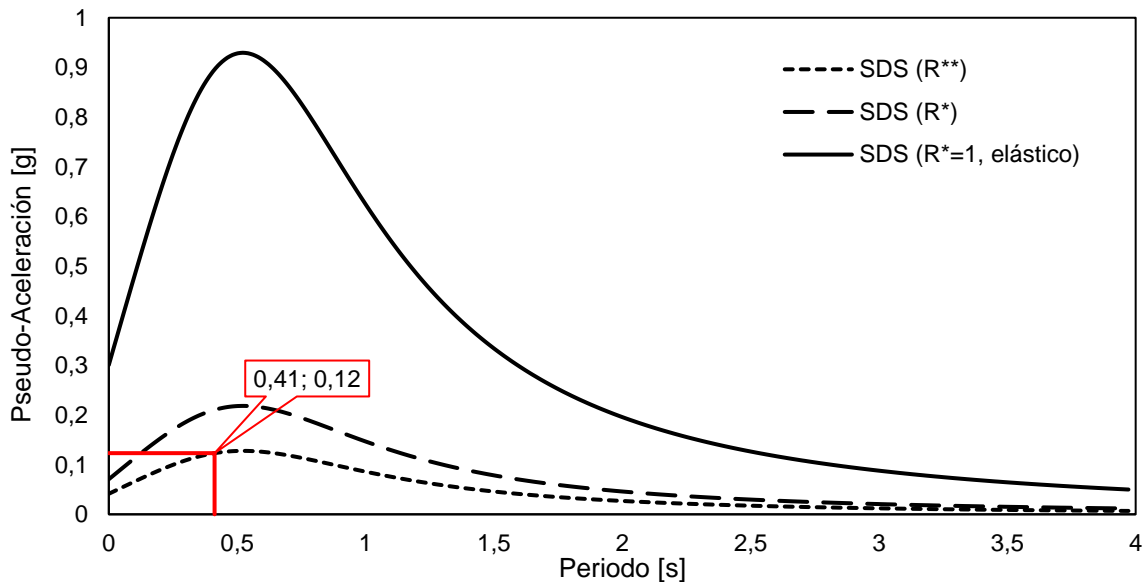


Figura 4. 12: Espectro de diseño, NCh3411. Estructura mixta de 4 pisos.

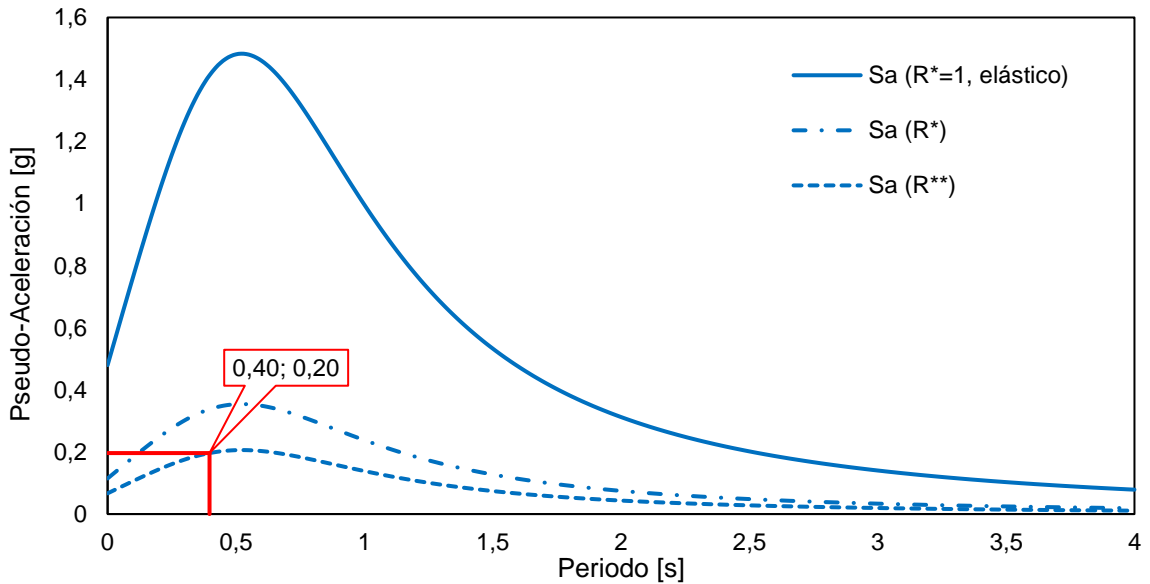


Figura 4. 13: Espectro de diseño, NCh433. Estructura mixta de 4 pisos.

En lo que respecta al corte por piso, en la *Figura 4. 14* se observa la distribución que hay en cada nivel de la estructura. Al mismo tiempo, se remarca la condición que el corte máximo sea 128 [Ton] bajo el análisis modal espectral de la NCh3411 y 204 [Ton] bajo la NCh433, ambos se producen en la base de la estructura coincidiendo con la lógica de que por ahí se transmiten los esfuerzos ante el movimiento del suelo.

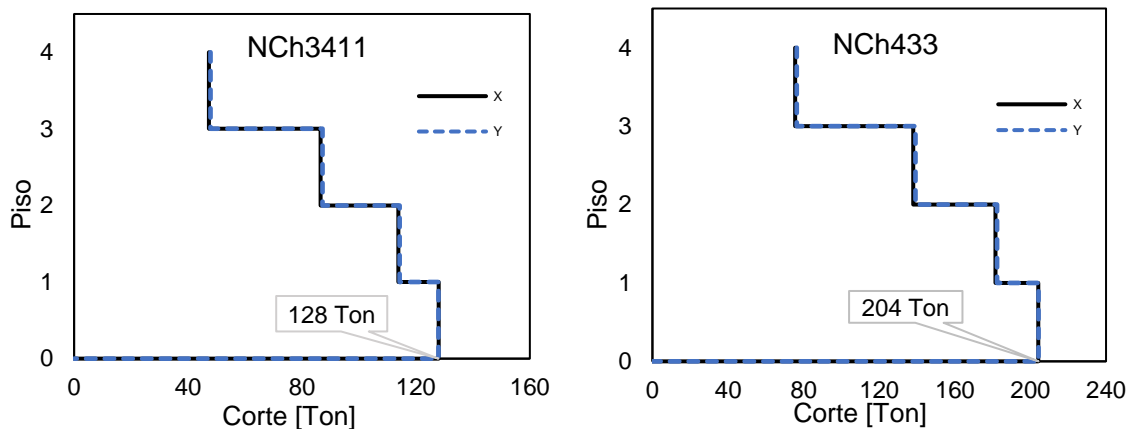


Figura 4. 14: Corte por piso combinado. Estructura mixta 4 pisos.

Otra de las restricciones en el análisis modal espectral es el desplazamiento sísmico entre pisos, el cual debe ser inferior a 2 ‰ en el caso que sea medido en el centro de masa de cada diafragma y de 1 ‰ en la oportunidad que sea medido en cualquier otro lugar de la planta menos el desplazamiento del centro de masa. En las *Figura 4. 15* y *Figura 4. 16* se aprecian los desplazamientos desde los criterios antes mencionados, permitiendo concluir que la estructura cumple con los requisitos muy por debajo del límite.

El punto de medición del desplazamiento lateral en el diafragma en cada nivel fue en la coordenada (0,0), en otras palabras, fue medido en una de las 4 esquinas de la estructura cuyos datos se encuentran en el Anexo D.1.

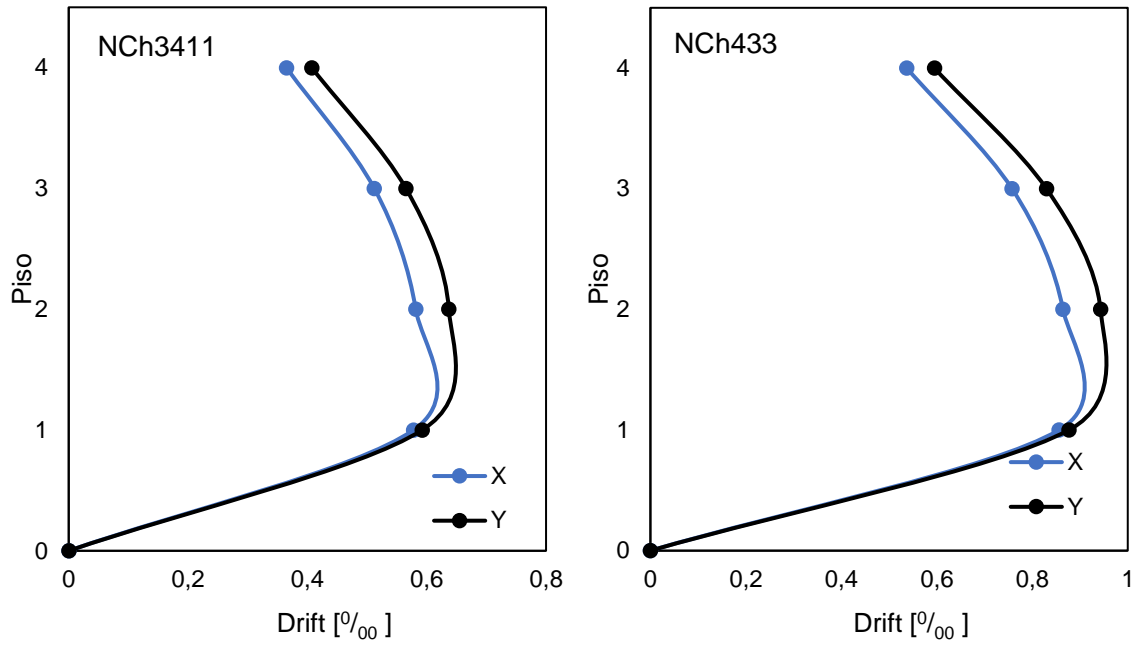


Figura 4. 15: Drifts con respecto al centro de masa. Estructura mixta 4 pisos.

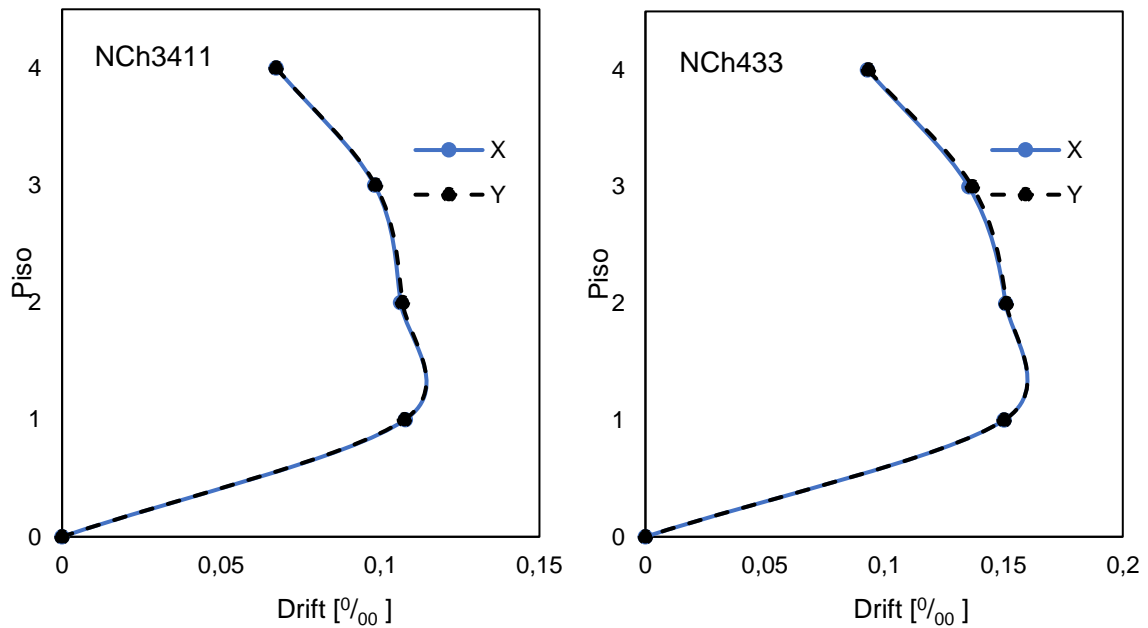


Figura 4. 16: Drifts entre la diferencia de coordenada (0,0) - CM. Estructura mixta 4 pisos.

4.2.1.3 Diseño por capacidad

Para mayor claridad esta sección se distribuye en arriostramientos externos e internos, puesto que se recuerda la distribución de los sistemas de arriostramientos: por fuera de la estructura se dispuso de diagonales *BRB* y por dentro perfiles de acero convencionales (*SCBF*), cuyas restricciones se especifican en la norma AISC341.

a) Marcos externos arriostrados

Realizado el análisis modal espectral con los elementos *BRB* ya incorporados, fue necesario corroborar la razón de uso entre la resistencia requerida y la resistencia de diseño designada. Los resultados se encuentran en la *Tabla 4. 18*, donde se puede concluir que en ningún caso las diagonales están trabajando sobre el 50% bajo las cargas que rigen por la NCh3411 y un 62% bajo la NCh433. Por otra parte, se confirma que hay una mayor demanda en los pisos inferiores dada la descarga del peso por gravedad y las fuerzas sísmicas.

Tabla 4. 18: Razón de uso de elementos *BRB*. Estructura mixta 4 pisos.

Norma sísmica aplicada: NCh 3411

Piso	Pu _x [Ton]	Pu _y [Ton]	ΦPn [Ton]	Ru máx
4	7,5	8,3	30	28%
3	11,4	12,4	30	42%
2	18,0	19,5	43	45%
1	19,9	20,3	43	47%

Norma sísmica aplicada: NCh 433

Piso	Pu _x [Ton]	Pu _y [Ton]	ΦPn [Ton]	Ru máx
4	13,9	15,3	43	35%
3	21,7	23,4	43	54%
2	32,2	34,7	59	59%
1	36,0	36,8	59	62%

También, se verificó la deformación en la viga a la que se conecta la riostra puesto que no se puede encontrar sobre el 2% de la altura entre piso. Recordando las expresiones 4.7.a y 4.7. b de este documento, se obtiene que la deformación unitaria límite es de:

$$\varepsilon = \frac{2\% * H * \cos(\theta)}{L_{sc}} = \frac{2\% * 330 * \cos(33,4)}{359} = 1,54 [\%]$$

Mientras que las deformaciones unitarias existentes, se observan en la *Tabla 4. 19* pudiendo deducir que en todos los niveles se cumple la restricción.

Tabla 4. 19: Deformaciones unitarias. Estructura mixta 4 pisos.

Norma sísmica aplicada: NCh 3411

Piso	Dirección X		Dirección Y	
	Δbr	ϵ_{br} [%]	Δbr	ϵ_{br} [%]
4	0,5	0,3	0,6	0,3
3	0,8	0,5	0,9	0,5
2	0,9	0,5	1,0	0,5
1	1,0	0,5	1,0	0,6

Norma sísmica aplicada: NCh 433

Piso	Dirección X		Dirección Y	
	Δbr	ϵ_{br} [%]	Δbr	ϵ_{br} [%]
4	0,7	0,4	0,8	0,4
3	1,1	0,6	1,2	0,6
2	1,2	0,6	1,3	0,7
1	1,3	0,7	1,3	0,7

Por otra parte, la AISC 341 impone que en el caso de los marcos *BRB* el diseño por capacidad en los miembros adyacentes a las riostras (vigas y columnas), se debe considerar la resistencia esperada de ella en compresión y en tensión:

$$\beta * \omega * R_y * P_y \quad / \quad \omega * R_y * P_y$$

Con respecto a los parámetros β y ω se utilizaron los valores proporcionados por el proveedor de los elementos en cuestión (Figura 4. 17). Siendo para este caso 1,07 y 1,43, respectivamente.

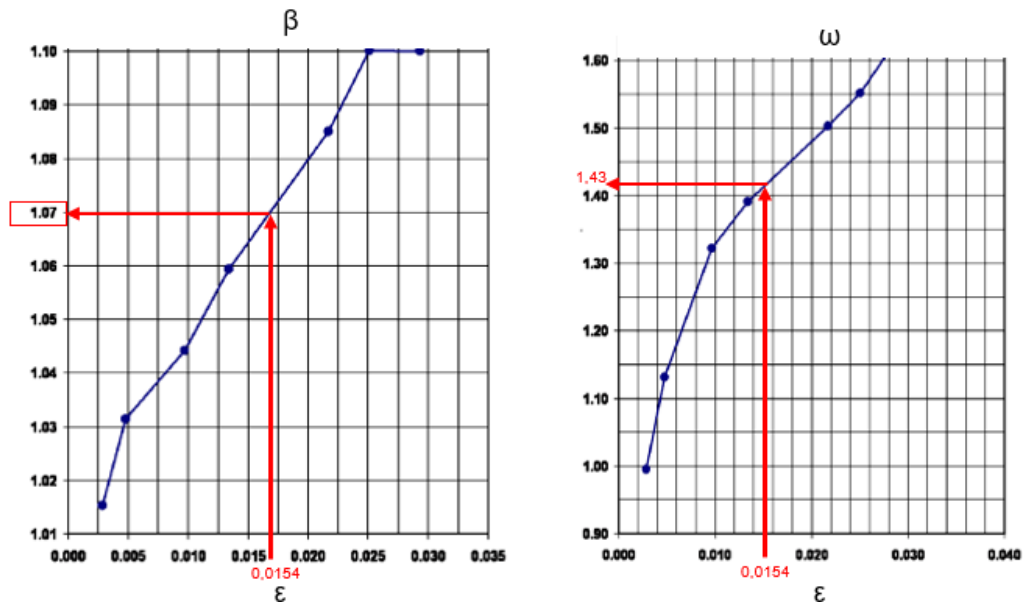


Figura 4. 17: Parámetros β y ω para arriostramientos externos *BRB* [67].

De igual manera, el valor de R_y se tomó como 1,5 considerando que el material es una barra estructural laminada en caliente, calidad A36 (*Anexo A.1*). Finalmente, los resultados de tensión y compresión máxima de las riostras se reflejan en la *Tabla 4. 20*.

Tabla 4. 20: Valores de tensión y compresión máxima riostra externa BRB. Estructura mixta 4 pisos.

Pisos	Norma sísmica: NCh 3411			Norma sísmica: NCh 433		
	$P_{y_{sc}}$ [Ton]	$T_{máx}$ [Ton]	$C_{máx}$ [Ton]	$P_{y_{sc}}$ [Ton]	$T_{máx}$ [Ton]	$C_{máx}$ [Ton]
3 y 4	32,9	70,5	75,5	48,1	103,1	110,3
1 y 2	48,1	103,1	110,3	65,8	141,1	151,0

Continuando con el diseño por capacidad en vigas, fue empleado el criterio expuesto en la sección 4.1.1 de este documento en lo que respecta al traspaso de fuerzas en marcos arriostrados en forma de "X" en dos pisos. Los resultados se aprecian en la **Tabla 4. 21**, donde se puede concluir que la carga máxima que debe de resistir el elemento estructural rodea las 7 [Ton] y ocurre precisamente en un piso par que es donde la viga abarca toda la anchura del vano arriostrado, trayendo como consecuencia la cobertura de las resistencias esperadas a tensión y compresión de las riostras en su totalidad. Como se recuerda, la viga utilizada en marcos arriostrados es W14x53 cuya capacidad se observa en la *Figura 4. 18*, trayendo como resultado una razón de uso no superior al 3%.

Tabla 4. 21: Diseño por capacidad de vigas, marcos externos BRB. Estructura mixta 4 pisos.

Norma sísmica aplicada: NCh 3411

Piso "i"	T_i [Ton]	C_i [Ton]	T_{i+1} [Ton]	C_{i+1} [Ton]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	F_i [Ton]	P_{ui} [Ton]	P_{uj} [Ton]	P_u [Ton]	R_u
4	70,5	75,5	0,0	0,0	33,42	0,00	121,9	-2,1	-2,1	2,1	1%
3	70,5	75,5	70,5	75,5	33,42	33,42	0,0	0,0	0,0	0,0	0%
2	103,1	110,3	70,5	75,5	33,42	33,42	56,3	-5,1	-5,1	5,1	2%
1	103,1	110,3	103,1	110,3	33,42	33,42	0,0	0,0	0,0	0,0	0%

Norma sísmica aplicada: NCh 433

Piso "i"	T_i [Ton]	C_i [Ton]	T_{i+1} [Ton]	C_{i+1} [Ton]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	F_i [Ton]	P_{ui} [Ton]	P_{uj} [Ton]	P_u [Ton]	R_u
4	103,1	110,3	0,0	0,0	33,42	0,00	178,1	-3,0	-3,0	3,0	1%
3	103,1	110,3	103,1	110,3	33,42	33,42	0,0	0,0	0,0	0,0	0%
2	141,1	151,0	103,1	110,3	33,42	33,42	65,6	-7,1	-7,1	7,1	3%
1	141,1	151,0	141,1	151,0	33,42	33,42	0,0	0,0	0,0	0,0	0%

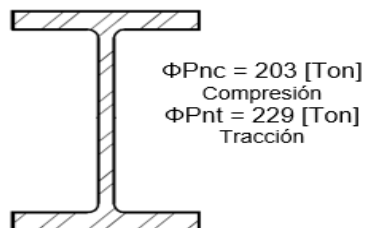


Figura 4. 18: Capacidad viga W14x53.

Para el caso de las columnas también fue aplicada la teoría de la sección 4.1.1, donde se hace énfasis a la incorporación de las cargas gravitacionales que recaen en los perfiles en su diagramada de cuerpo libre. Para este estudio, la combinación de carga LRFD utilizada fue $1,2(D+D_{ad}) + 1,6L$, es decir, sólo cargas estáticas. Los resultados se encuentran en la *Tabla 4. 22*, quedando demostrado que la resistencia requerida está por debajo de los 385 [Ton] que corresponde a la resistencia de diseño de los perfiles W12x96 que son los dispuestos en marcos arriostrados.

Tabla 4. 22: Diseño por capacidad de columnas, marcos externos. Estructura mixta de 4 pisos.

Norma sísmica aplicada: NCh 3411

Piso "i"	T _i [Ton]	C _i [Ton]	T _{i+1} [Ton]	C _{i+1} [Ton]	θ _i [°]	θ _{i+1} [°]	Pe _i [Ton]	Pu=1,2(D+D _{ad}) +1,6L [Ton]	Pe _i + Pu [Ton]	R _u
4	70,5	75,5	0,0	0,0	33,42	0	38,9	12,4	51,3	13%
3	70,5	75,5	70,5	75,5	33,42	33,42	38,9	24,7	63,6	17%
2	103,1	110,3	70,5	75,5	33,42	33,42	137,2	37,0	174,2	45%
1	103,1	110,3	103,1	110,3	33,42	33,42	137,2	49,1	186,3	48%

Norma sísmica aplicada: NCh 433

Piso "i"	T _i [Ton]	C _i [Ton]	T _{i+1} [Ton]	C _{i+1} [Ton]	θ _i [°]	θ _{i+1} [°]	Pe _i [Ton]	Pu=1,2(D+D _{ad}) +1,6L [Ton]	Pe _i + Pu [Ton]	R _u
4	103,1	110,3	0,0	0,0	33,42	0	56,8	12,3	69,1	18%
3	103,1	110,3	103,1	110,3	33,42	33,42	56,8	24,6	81,4	21%
2	141,1	151,0	103,1	110,3	33,42	33,42	195,3	36,8	232,0	60%
1	141,1	151,0	141,1	151,0	33,42	33,42	195,3	48,9	244,2	63%

b) Marcos internos arriostrados

En la *Figura 4. 19* queda reflejado el arriostramiento en marcos internos de la estructura de 4 pisos.

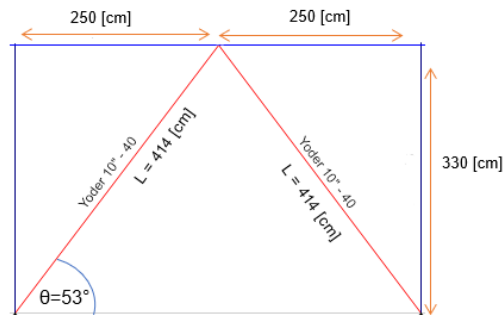


Figura 4. 19: Marco interno SCBF.

Como los arriostramientos son en base a perfiles tubulares, específicamente Yoder 10", se debió verificar que su esbeltez fuera inferior a 200 puesto que es el límite impuesto por normativa para cumplir con el trabajo a compresión. Donde el resultado fue que:

$$\lambda = \frac{KL}{r} = \frac{1 * 414}{9,33} = 44,4 \leq 200$$

Cumpliendo con esta primera condición, se realizó el diseño por capacidad para vigas y columnas adyacentes a la riostra. En ambos casos se realizaron los mecanismos que impone la norma AISC341 para marcos SCBF, el primero combinando la resistencia esperada a tensión y la fuerza de compresión esperada de la riostra. Mientras que la segunda se unen la resistencia esperada a tensión con la resistencia post-pandeo.

La resistencia esperada a tensión de la riostra es de:

$$R_y * F_y * A_g = 302 \text{ [Ton]}$$

Mientras que, la resistencia esperada es:

$$\min \{R_y * F_y * A_g; 1,14 * F_{cre} * A_g\} = 295 \text{ [Ton]}$$

Y, por último, la resistencia esperada post-pandeo:

$$0,3 * \min \{R_y * F_y * A_g; 1,14 * F_{cre} * A_g\} = 88 \text{ [Ton]}$$

Siendo:

- ✓ $R_y = 1,6$. Representa a los perfiles huecos HSS calidad A53 (Anexo A. 1).
- ✓ $F_y = 2460 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$, también es parámetro proveniente de la calidad del acero.
- ✓ $A_g = 76,8 \text{ [cm}^2\text{]}$, área del perfil Yoder 10"
- ✓ $F_{cre} = 0,658 \left(\frac{R_y * F_y}{F_e} \right) * R_y * F_y$; $F_e = \frac{\pi^2 * E_s}{\lambda^2}$

Con estos antecedentes se concretó el diseño por capacidad, ocupando el mismo criterio que los marcos BRB con relación a la descarga que se ejercen sobre los elementos estructurales, pero ahora, bajo dos mecanismos o situaciones. Se manifiesta que, en el caso de las vigas y columnas de marcos internos los resultados no dependieron de la norma sísmica aplicada puesto que los perfiles en riostras fueron exactamente iguales (Yoder 10"), en otras palabras, las cargas estáticas gravitacionales que deben de resistir los elementos estructurales son de igual magnitud.

Los resultados en vigas ante el mecanismo 1 se observa en la *Tabla 4. 23*, mientras que, ante el mecanismo 2 en la *Tabla 4. 24*. Se enfatiza que, en el primero se combina la resistencia esperada a tracción de la riostra " T_i " con la fuerza de compresión esperada " $C_i=295 \text{ [Ton]}$ ", en cambio, el segundo mecanismo combina la resistencia esperada a tracción de la riostra " T_i " con la resistencia residual de compresión (resistencia post-pandeo) " $C=88 \text{ [Ton]}$ ".

Tabla 4. 23: Diseño por capacidad de vigas – Mecanismo 1, arriostramientos internos. Estructura mixta 4 pisos.

Piso "i"	T_i [Ton]	C_i [Ton]	T_{i+1} [Ton]	C_{i+1} [Ton]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	F_i [Ton]	P_{ui} [Ton]	P_{uj} [Ton]	R_u
4	302	295	0	0	53	0	360	2	2	1%
3	302	295	302	295	53	53	0	0	0	0%
2	302	295	302	295	53	53	0	5	5	2%
1	302	295	302	295	53	53	0	0	0	0%

Tabla 4. 24: Diseño por capacidad de vigas – Mecanismo 2, arriostramientos internos. Estructura mixta 4 pisos.

Piso "i"	T _i [Ton]	C _i [Ton]	T _{i+1} [Ton]	C _{i+1} [Ton]	θ _i [°]	θ _{i+1} [°]	F _i [Ton]	P _{ui} [Ton]	P _{uj} [Ton]	R _u
4	302	88	0	0	53	0	236	65	65	28%
3	302	88	302	88	53	53	0	0	0	0%
2	302	88	302	88	53	53	0	129	129	56%
1	302	88	302	88	53	53	0	0	0	0%

En las tablas también se refleja la razón entre la resistencia esperada y la resistencia de diseño, ya que como se recuerda, en marcos arriostrados el perfil usado es W14x53 cuya capacidad máxima es de 229 [Ton]. A modo de resumen, la viga trabaja alrededor de un 2% cuando la riostra sólo se encuentra sometida a compresión y/o tensión, sin embargo, cuando la riostra alcanza su resistencia post-pandeo, la viga trabaja sobre el 50% de su capacidad.

Para el caso de las columnas, quienes fueron definidas como un perfil W12x152 (capacidad máxima de 613 [Ton]) también se les ejecutó el análisis de diseño frente a los 2 mecanismos antes mencionados. Los resultados se encuentran en la *Tabla 4. 25* y *Tabla 4. 26*, donde se observa una razón de uso máxima de 91%. Por otra parte, el traspaso de cargas proveniente de los arriostramientos (P_{ei}) desde los pisos 3 y 4 fueron considerados nulas, ya que se propuso y asumió que en ningún caso las riostras de dichos pisos trabajarán en su resistencia máxima puesto que la base siempre es la más solicitada por consecuencia de las fuerzas que se transmiten por los movimientos de suelo.

Tabla 4. 25: Diseño por capacidad en columnas – Mecanismo 1, arriostramientos internos. Estructura mixta 4 pisos.

Piso "i"	T _i [Ton]	C _i [Ton]	T _{i+1} [Ton]	C _{i+1} [Ton]	θ _i [°]	θ _{i+1} [°]	P _{ei} [Ton]	P _u =1,2(D+D _{ad}) +1,6L [Ton]	P _{ei} + P _u [Ton]	R _u [%]
4	302	295	0	0	53	0	0	22	22	4
3	302	295	302	295	53	53	0	43	43	7
2	302	295	302	295	53	53	476	63	560	88
1	302	295	302	295	53	53	476	84	560	91

Tabla 4. 26: Diseño por capacidad en columnas – Mecanismo 2, arriostramientos internos. Estructura mixta 4 pisos.

Piso "i"	T _i [Ton]	C _i [Ton]	T _{i+1} [Ton]	C _{i+1} [Ton]	θ _i [°]	θ _{i+1} [°]	P _{ei} [Ton]	P _u =1,2(D+D _{ad}) +1,6L [Ton]	P _{ei} + P _u [Ton]	R _u [%]
4	302	88	0	0	53	0	0	22	22	4
3	302	88	302	88	53	53	0	43	43	7
2	302	88	302	88	53	53	311	63	375	61
1	302	88	302	88	53	53	311	84	396	65

4.2.2 Estructura sólo con marcos *BRB*

Teniendo presente que este tipo de sistema y estructura fue en base a una combinación de marcos con disipadores pasivos de extrusión de materiales y auto-centrantes, el análisis modal espectral se ejecutó en base a las disposiciones de la NCh3411. Mientras que, el diseño por capacidad fue bajo el criterio que establece la AISC341 para marcos *BRB*.

Para empezar, se definió qué los arriostramientos externos e internos tendrán diagonales restringidas al pandeo diferentes para pisos superiores (*BRB* piso 3 y 4) e inferiores (*BRB* piso 1 y 2) ya que, como se ha dicho con anterioridad, las fuerzas que se transmiten en un sismo o por gravedad se concentran siempre a nivel basal. A continuación, se detalla cómo fueron elegidos los elementos *BRB* para posteriormente relajar el análisis modal espectral correspondiente y diseño por capacidad de los elementos adyacentes a las riostras.

4.2.2.1 Selección de elementos *BRB*

En la *Figura 4. 20* se observa en detalle cómo es la disposición de los elementos en el arriostramiento externo e interno, de igual manera antes mencionados. A modo de recordar, en la *Tabla 4. 27* se hallan los parámetros relevantes para realizar el análisis.

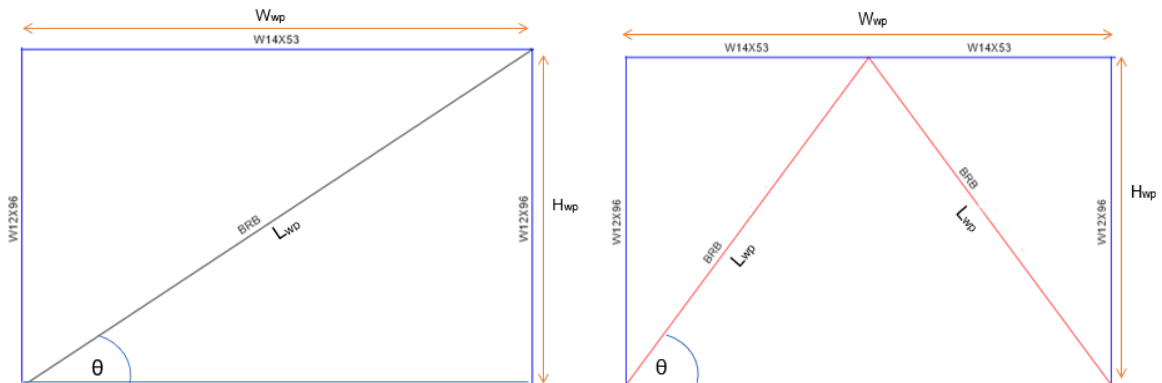


Figura 4. 20: Marco externo e interno con *BRB*.

Tabla 4. 27: Geometría elemento *BRB*, marco externo e interno.

Dimensión	Externo	Interno
H_{wp} [cm]	330	
W_{wp} [cm]	500	
θ [°]	33,42	53
L_{wp} [cm]	599	414
L_{sc} [cm]	359	248
KF	1,67	
Calidad A36	$F_y = 2530$ [kg/cm ²]	

Con respecto al núcleo, en la *Tabla 4. 28* se encuentran las áreas requeridas y áreas suministrada desde el catálogo de CoreBrace [68]. Recordando que, la carga última axial (P_u) utilizada en esta etapa es aquella que recaería en ellos si fuesen un perfil de acero normal y, además, como el área requerida es semejante en direcciones “X” e “Y” se permitió considerar un mismo elemento.

Tabla 4. 28: Área suministrada en el núcleo de acero. Estructura con marcos BRB, 4 pisos.

Diagonales en marcos exteriores

Piso	Dirección X		Dirección Y		A_{sc} , suministrado [cm ²]
	P_u [Ton]	A_{sc} , requerido [cm ²]	P_u [Ton]	A_{sc} , requerido [cm ²]	
4	9,6	4,2	11,0	4,8	13
3	16,5	7,3	19,3	8,5	13
2	24,1	10,6	26,4	11,6	19
1	31,1	13,7	32,7	14,4	19

Diagonales en marcos interiores

Piso	Dirección X		Dirección Y		A_{sc} , suministrado [cm ²]
	P_u [Ton]	A_{sc} , requerido [cm ²]	P_u [Ton]	A_{sc} , requerido [cm ²]	
4	10,7	4,7	10,6	4,7	13
3	23,3	10,2	24,7	10,9	13
2	34,9	15,3	35,4	15,5	26
1	49,8	21,9	50,5	22,2	26

Para la funda cuadrada y con un leve espesor, CoreBrace impone las características necesarias dada la geometría del marco arriostrado y el área suministrada de la diagonal, pudiendo así obtener su capacidad máxima del elemento compuesto. En la siguiente tabla se encuentran dichos parámetros:

Tabla 4. 29: Funda y capacidad del elemento BRB. Estructura con marcos BRB, 4 pisos.

A_{sc} , suministrado [cm ²]	Funda	ΦP_n [Ton]
13	HSS 8”X8”X5/16”	30
19	HSS 8”X8”X5/16”	43
26	HSS 10”X10”X5/16”	59

Representación esquemática de la funda en la figura 4.11 y sus propiedades en la tabla 4.12.

Por último, como la funda de acero debe ser capaz de evitar el pandeo global en elemento *BRB*, fue aplicada la verificación recomendada por Watanabe *et.al.* [70] trayendo los siguientes resultados:

Tabla 4. 30: Verificación fundas. Estructura con marcos BRB, 4 pisos.

A_{sc} , suministrado [cm ²]	Funda	P_e [Ton]	P_y [Ton]	P_e/P_y	Verificación
13	HSS 8”X8”X5/16”	218,8	32,9	6,7	Cumple
19	HSS 8”X8”X5/16”	218,8	48,1	4,6	Cumple
26	HSS 10”X10”X5/16”	442,4	65,8	6,7	Cumple

4.2.2.2 Análisis modal espectral

Los valores de peso sísmico (P) y periodos de vibración existentes en la estructura son fundamentales, por ello en la *Tabla 4. 31* se aprecian sus valores, además de, encontrarse la razón de P/A que hay en cada uno de los pisos. En este último punto la magnitud es menor a 0,5, razonable para construcciones en acero. Se destaca, que los marcos *BRB* fueron ya incluidos con sus respectivas propiedades.

Tabla 4. 31: *Peso y masa sísmica. Estructura con marcos BRB, 4 pisos.*

Masa sísmica [Ton*s ² /m]		Peso sísmico [Ton]	
124		1213	
Piso	Masa [Ton*s ² /m]	Peso [Ton]	P/A [Ton/m ²]
4	30	292	0,47
1 al 3	31	303	0,49
Base	1	11	0,02

Por otra parte, en la *Tabla 4. 32* se observan los periodos y masas equivalentes (M_e) para cada dirección de análisis con respecto al modo fundamental mayor, recalando que se incluyeron 12 modos de vibrar, tal que la suma de masas equivalentes fue mayor al 90% de la masa total de la estructura.

Tabla 4. 32: *Periodos y masa equivalentes. Estructura con marcos BRB, 4 pisos.*

Modo	Periodo [s]	M_{ex} [%]	M_{ey} [%]
2	0,51	87,44	0
1	0,536	0	86,39

Con estos antecedentes fue posible realizar el análisis modal espectral de acuerdo con lo que estipula la norma NCh3411, descrita en la *sección 3.2* del presente trabajo. En la *Figura 4. 21* queda reflejado el espectro elástico y el espectro reducido por el sistema sismorresistente utilizado (R^*), quien al encontrarse por sobre el límite de corte máximo de la estructura, dan origen a una segunda reducción (R^{**}). Con respecto a este último punto, en la *Tabla 4. 33* se encuentran los factores de reducción aplicados permitiendo llegar a la conclusión que en ambas direcciones de análisis se tiene el mismo comportamiento, en otras palabras, las curvas de pseudo aceleración serán relativamente parecidas para dirección "X" e "Y".

Tabla 4. 33: *Corte basal determinado por el análisis modal espectral. Estructura con marcos BRB, 4 pisos.*

Dirección	P [Ton]	Q _o elástico [Ton]	%P	R*	Q _o [Ton]	%P	Q _{máx} [Ton]	%P	R**
X	1213	979	80,7	4,7	210	17,3	128	10,5	7,68
Y	1213	968	79,8	4,8	203	16,7			7,59

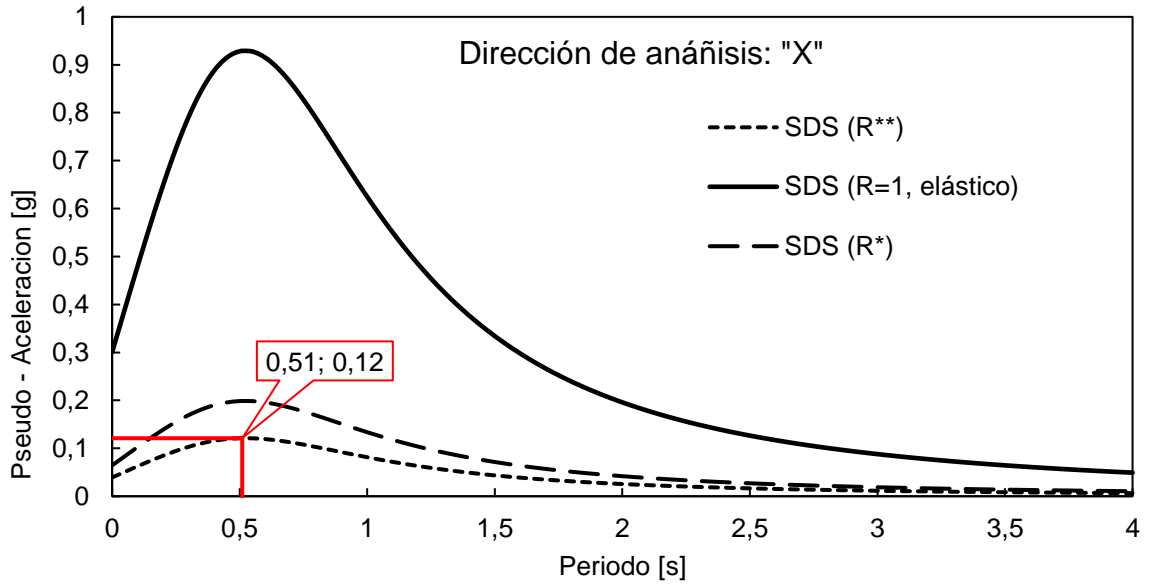


Figura 4. 21: Espectro de diseño, NCh3411. Estructura con marcos BRB, 4 pisos.

En lo que respecta al corte por piso, en la *Figura 4. 22* se observa la distribución que hay en cada nivel de la estructura. Al mismo tiempo, se remarca la condición que el corte máximo sea 128 [Ton] en la base de la estructura.



Figura 4. 22: Corte por piso combinado. Estructura con marcos BRB, 4 pisos.

Para terminar, se verifican los desplazamientos sísmicos entre pisos ya que son parte de la última restricción en lo referente al análisis modal espectral. Para ello, en la *Figura 4. 23* se encuentra graficado el desplazamiento relativo entre pisos medidos en el centro de masa de cada diafragma, los cuales se encuentran muy por debajo del límite de 2 ‰. Y, a su lado se encuentra el comportamiento obtenido de la resta de desplazamientos desde la coordenada (0,0) y el centro de masa, llegando a un valor máximo de 0,15 ‰ siendo su límite 1 ‰.

Los desplazamientos obtenidos en la coordenada (0,0) de cada diafragma se encuentran de forma detallada en el *Anexo D.2*.

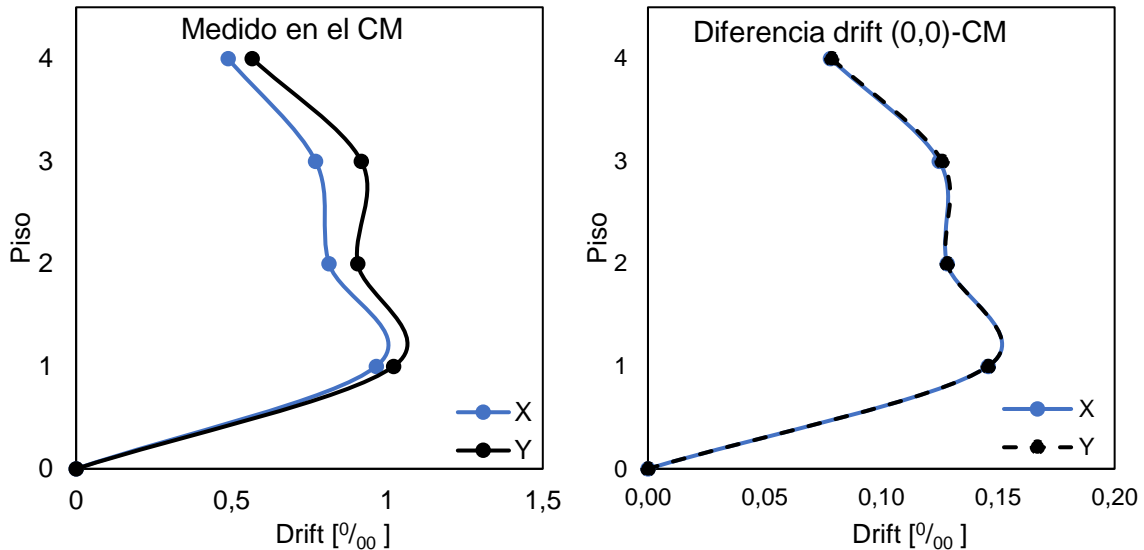


Figura 4. 23: Drifts estructura con marcos BRB, 4 pisos.

4.2.2.3 Diseño por capacidad

Al igual que en el caso de una estructura con sistema de arriostamientos mixtos, realizado el análisis modal espectral con los elementos *BRB* ya incorporados, se debió de corroborar la razón de uso a la que se encuentra sometida cada diagonal. En la *Tabla 4. 34* se encuentran plasmados los resultados y queda demostrado que en el peor de los casos las diagonales en marcos externos están a un 76% de su capacidad, mientras que en marcos internos lo están a un 73%.

Tabla 4. 34: Razón de uso de elementos *BRB*. Estructura con marcos *BRB*, 4 pisos.

Diagonales marcos externos

Piso	Pu_x [Ton]	Pu_y [Ton]	ΦPn [Ton]	Ru máx
4	9,6	11,0	30	37%
3	16,5	19,3	30	65%
2	24,1	26,4	43	61%
1	31,1	32,7	43	76%

Diagonales marcos internos

Piso	Pu_x [Ton]	Pu_y [Ton]	ΦPn [Ton]	Ru máx
4	6,6	7,6	30	26%
3	15,5	18,5	30	62%
2	27,0	28,3	59	48%
1	41,0	43,3	59	73%

También, se verificó que la deformación unitaria en la riostra estuviera por debajo del 1,54% en marcos externos y de 1,61% en marcos internos (valor obtenido desde la expresión 4.7.b con datos de la geometría del marco en cuestión), ya que corresponde a la relación con la deformación límite en la viga a la que se conecta, la cual debe ser inferior al 2%H. A continuación, queda demostrado que todas las diagonales cumplen con el requerimiento en ambas direcciones de análisis:

Tabla 4. 35: Deformaciones unitarias. Estructura con marcos BRB, 4 pisos.

Diagonales marcos externos

Piso	Dirección X		Dirección Y	
	Δbr	ϵ_{br} [%]	Δbr	ϵ_{br} [%]
4	0,7	0,4	0,8	0,4
3	1,2	0,7	1,4	0,8
2	1,2	0,7	1,3	0,7
1	1,5	0,9	1,6	0,9

Diagonales marcos internos

Piso	Dirección X		Dirección Y	
	Δbr	ϵ_{br} [%]	Δbr	ϵ_{br} [%]
4	0,3	0,3	0,4	0,3
3	0,8	0,6	0,9	0,7
2	0,7	0,5	0,7	0,6
1	1,0	0,8	1,1	0,9

Continuando con el diseño por capacidad de los perfiles en vigas y columnas, la AISC 341 impone que en el caso de los marcos BRB se debe considerar la resistencia esperada de la riostra en compresión y en tensión. Frente a esta circunstancia, los parámetros β y ω utilizados fueron los mismos para arriostramiento externo e interno, ya que como se visualizó en la *Figura 4. 17* las curvas de los respectivos factores no se diferencian en magnitud ante una deformación unitaria de 1,54% y 1,61%. En efecto, las expresiones matemáticas y los parámetros antes mencionados son:

$$\begin{array}{c} \text{Compresión} \\ \beta * \omega * R_y * P_y \end{array} / \begin{array}{c} \text{Tensión} \\ \omega * R_y * P_y \end{array}$$

$$\beta = 1,07$$

$$\omega = 1,43$$

$$R_y = 1,5. \text{ Acero A36}$$

En definitiva, los resultados de tensión y compresión máxima de las diagonales de cada piso para marcos externos e internos se reflejan en la *Tabla 4. 36*.

Tabla 4. 36: Valores de tensión y compresión máxima de las riostras. Estructura con marcos BRB, 4 pisos.

Diagonales marcos externos

Pisos	A _{sc} , suministrado [cm ²]	Funda	Py [Ton]	T _{máx} [Ton]	C _{máx} [Ton]
3 y 4	13	HSS 8"X8"X5/16"	32,9	71	75
1 y 2	19	HSS 8"X8"X5/16"	48,1	103	110

Diagonales marcos internos

Pisos	A _{sc} , suministrado [cm ²]	Funda	Py [Ton]	T _{máx} [Ton]	C _{máx} [Ton]
3 y 4	13	HSS 8"X8"X5/16"	32,9	71	75
1 y 2	26	HSS 10"X10"X5/16"	65,8	141	151

Finalmente, en la *Tabla 4. 37* y *Tabla 4. 38*, se plasman las cargas máximas a las que se encuentra sometida la viga y columna en los marcos arriostrados, respectivamente. El criterio utilizado es el mismo que en el caso de los marcos BRB en los sistemas mixtos, explicados más cuidadosamente en la *sección 4.1.1* de este documento.

Los resultados permiten concluir que, en el caso de las vigas que son de un perfil W14x53 sólo se encuentran trabajando a un 2% de su capacidad total, en ambos tipos de marcos. Destacando que la resistencia requerida es entre 4 y 5 [Ton] y ocurre en un piso par que es donde la viga abarca toda la anchura del vano arriostrado, trayendo como consecuencia la cobertura total de las resistencias esperadas a tensión y compresión de las riostras. Ahora bien, en el caso de las columnas queda demostrado que la razón entre la resistencia requerida y resistencia de diseño del perfil W12x96 (capacidad de 385 [Ton]) alcanza sólo un 72%.

En síntesis, ambos elementos estructurales se encuentran dentro de los rangos permitidos por la AISC360, validando así su buen y correcto uso.

Tabla 4. 37: Diseño por capacidad de vigas. Estructura con marcos BRB, 4 pisos.

Vigas en marcos externos

Piso "i"	T _i [Ton]	C _i [Ton]	T _{i+1} [Ton]	C _{i+1} [Ton]	θ _i [°]	θ _{i+1} [°]	F _i [Ton]	P _{ui} [Ton]	P _{uj} [Ton]	P _u [Ton]	R _u
4	71	75	0	0	33,42	0	122	-2	-2	2	1%
3	71	75	71	75	33,42	33,42	0	0	0	0	0%
2	103	110	71	75	33,42	33,42	56	-5	-5	5	2%
1	103	110	103	110	33,42	33,42	0	0	0	0	0%

Vigas en marcos internos

Piso "i"	T _i [Ton]	C _i [Ton]	T _{i+1} [Ton]	C _{i+1} [Ton]	θ _i [°]	θ _{i+1} [°]	F _i [Ton]	P _{ui} [Ton]	P _{uj} [Ton]	P _u [Ton]	R _u
4	71	75	0	0	53	0	88	-1	-1	1	1%
3	71	75	71	75	53	53	0	0	0	0	0%
2	141	151	71	75	53	53	88	-4	-4	4	2%
1	141	151	141	151	53	53	0	0	0	0	0%

Tabla 4. 38: Diseño por capacidad de columnas. Estructura con marcos BRB, 4 pisos.

Columnas en marcos externos

Piso "i"	T_i [Ton]	C_i [Ton]	T_{i+1} [Ton]	C_{i+1} [Ton]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	Pe_i [Ton]	$Pu=1,2(D+D_{ad}) +1,6L$ [Ton]	$Pe_i + Pu$ [Ton]	R_u [%]
4	71	75	0	0	33,4	0	39	12	51	13
3	71	75	71	75	33,4	33,4	39	25	63	16
2	103	110	71	75	33,4	33,4	137	37	174	45
1	103	110	103	110	33,4	33,4	137	49	186	48

Columnas en marcos internos

Piso "i"	T_i [Ton]	C_i [Ton]	T_{i+1} [Ton]	C_{i+1} [Ton]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	Pe_i [Ton]	$Pu=1,2(D+D_{ad}) +1,6L$ [Ton]	$Pe_i + Pu$ [Ton]	R_u [%]
4	71	75	0	0	53	0	56	12	69	18
3	71	75	71	75	53	53	56	25	81	21
2	141	151	71	75	53	53	229	37	266	69
1	141	151	141	151	53	53	229	49	278	72

4.3 Estructuras de 8 pisos

La propuesta de diseño para las estructuras de 8 pisos se encuentra en la *Figura 4. 24*. En ella se observa la distribución de los arriostramientos externos e internos, las cuales padecen las mismas dimensiones que las estructuras de 4 pisos. Además, se deja entre ver la existencia de una sección abierta en el centro de la losa desde los pisos 1 al 7 ya que se considera el área que le da cabida a un ascensor según lo impuesto por la O.G.U.C en su artículo 4.1.11 [19]. Lo anterior, trae como consecuencia la existencia de mayores marcos arriostrados, por ende, se originan plantas asimétricas y con variaciones en la rigidez del diafragma.

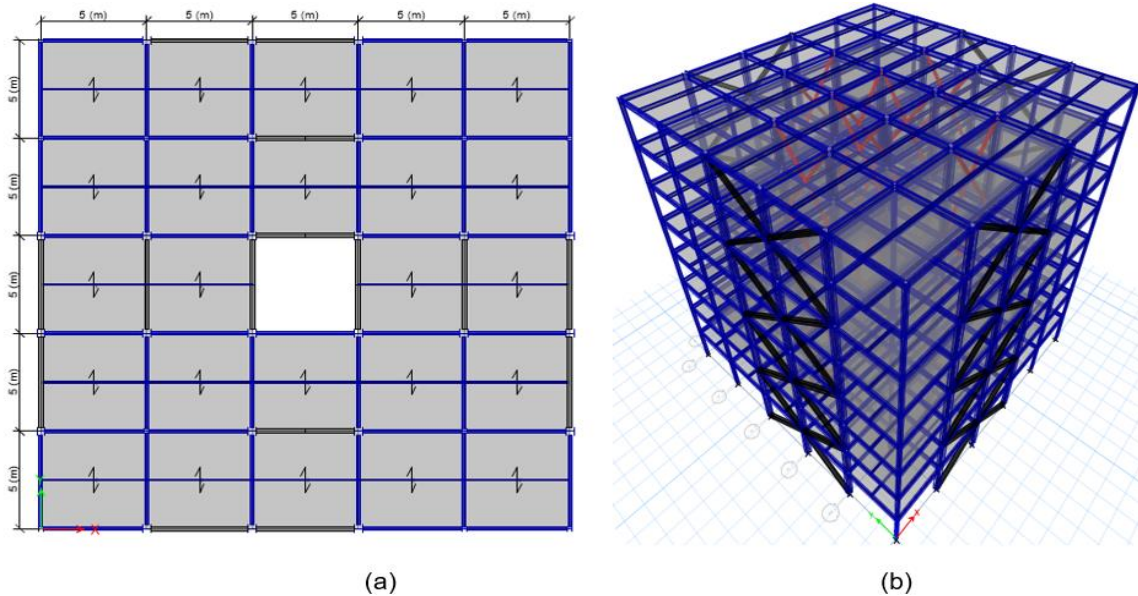


Figura 4. 24: (a) Vista en planta y (b) Vista en 3D. Estructuras de 8 pisos.

En efecto la estructura cuenta con una altura total de 26,4 [m], un techo con área continua de (A) 625 [m²] y en el caso de los pisos con sección abierta en la losa, un área de 600 [m²].

Ahora bien, en lo que respecta al análisis modal espectral y diseño por capacidad de los elementos estructurales la metodología ocupada es la misma que en el caso de las *estructuras de 4 pisos*, por lo que se tomaron parámetros y simbología en base a ello. A continuación, se presentan brevemente los resultados obtenidos para cada sistema sismorresistente empleado.

4.3.1 Sistema mixto: *BRR - SCBF*

Nuevamente fueron contempladas ambas normas sísmicas por tener participación de sistemas disipadores pasivos y convencionales (NCh433 y NCh3411). También, se mantuvo la distribución de los arriostramientos externos con diagonales restringidas al pandeo y los arriostramientos internos como marcos especiales concéntricos.

En la *Figura 4. 25* y *Figura 4. 26*, se aprecia la composición de los marcos desde una vista en elevación de la zona externa e interna de la estructura, respectivamente. Por otra parte, en la *Tabla 4. 39* y *Tabla 4. 40* se describen las propiedades de las diagonales aplicadas, destacando la diferencia entre los elementos de los arriostramientos externos según cada norma sísmica puesto que de ella dependen las fuerzas que son inducida a la estructura, por lo mismo, el área requerida difiere en un 60% aproximadamente entre la norma NCh3411 y NCh433.

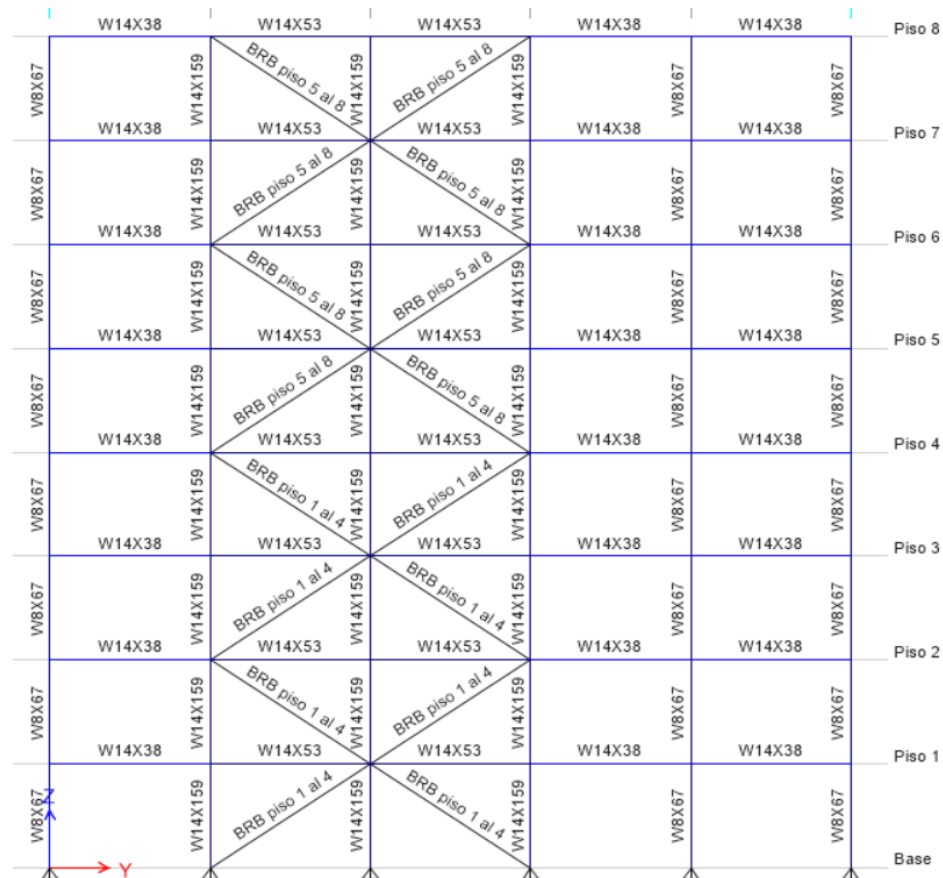


Figura 4. 25: Vista en elevación de la estructura con arriostramiento externo. Estructura mixta 8 pisos.

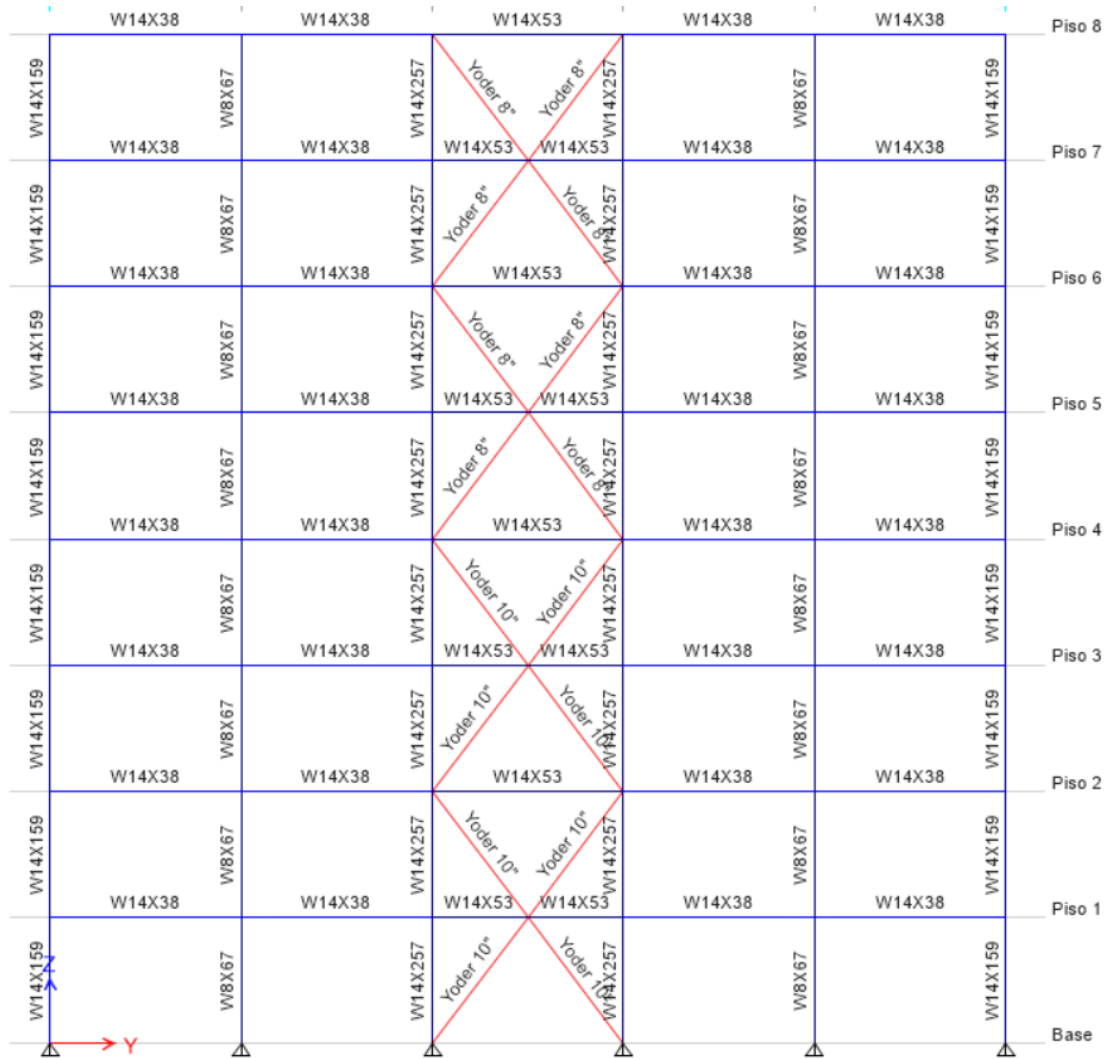
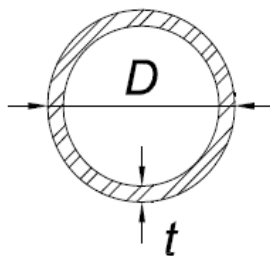


Figura 4. 26: Vista en elevación de la estructura con arriostramiento interno. Estructura mixta 8 pisos.

Tabla 4. 39: Propiedades del perfil Yoder 8"



Riostros Yoder 8" - N° Schudel 40		
D	219,1	mm
t	8,18	mm
Pp	42,5	kg/m
A	54,2	cm ²
I _{xx} - I _{yy}	3019	cm ⁴
W _{xx} - W _{yy}	276	cm ³
r _x - r _y	7,5	cm
Z _{xx} - Z _{yy}	364	cm ³
Calidad del acero: A53 Gr.B, verificación en Anexo B		

Si bien es cierto que las riostras internas son Yoder 8" y Yoder 10", esta última, ya fue detallada en la estructura mixta de 4 pisos, específicamente en la tabla 4.7.

Tabla 4. 40: Características de los elementos BRB. Estructura mixta 8 pisos.

Pisos	NCh3411			NCh433		
	Funda	As [cm ²]	ΦP _n [Ton]	Funda	As [cm ²]	ΦP _n [Ton]
5 al 8	HSS 8"X8"X5/16"	19	42	HSS 10"X10"X5/16"	32	73
1 al 4	HSS 10"X10"X5/16"	32	73	HSS 12"X12"X5/16"	52	118

Calidad del acero: A36 y verificación de la funda en Anexo D.3

4.3.1.1 Análisis modal espectral

Al igual que en la estructura mixta de 4 pisos y a pesar de que se disponen de diferentes elementos BRB con las normas NCh433 y NCh3411, no hubo desigualdad en el peso y masa sísmica. De esta manera, en la *Tabla 4. 41* se detallan los valores de ambos parámetros y la razón de P/A que hay en cada uno de los pisos.

Tabla 4. 41: Peso y masa sísmica. Estructura mixta 8 pisos.

Masa sísmica [Ton*s ² /m]	Peso sísmico [Ton]
251	2459

Piso	Masa [Ton*s ² /m]	Peso [Ton]	P/A [Ton/m ²]
8	30	299	0,48
4 al 7	31	306	0,51
1 al 3	31	307	0,51
Base	2	18	0,03

Por otra parte, donde si hubo diferencia fue en los periodos máximos y masas equivalente de las edificaciones en cada dirección de análisis, detalladas en la *Tabla 4. 42*, quedando nuevamente demostrado que el diseño bajo la norma sísmica NCh433 resulta ser más rígido. De igual manera, se recalca que se incluyeron 12 modos de vibrar en el análisis, cumpliendo así con la condición de que la suma de las masas equivalentes sea superior al 90% de la masa total de cada estructura.

Tabla 4. 42: Periodos y masa equivalentes. Estructura mixta 8 pisos.

Modo	NCh3411			NCh433		
	Periodo [s]	M _{ex} [%]	M _{ey} [%]	Periodo [s]	M _{ex} [%]	M _{ey} [%]
1	0,721	76,92	0	0,69	77,59	0
2	0,688	0	77,17	0,662	0	77,16

Con estos precedentes fue posible realizar el análisis modal espectral de acuerdo con cada una de las normas, quedando demostrado en la *Figura 4. 27* los comportamientos de las curvas de pseudo-aceleración y los espectros reducidos por el sistema sismorresistente utilizado (R^*), quienes al encontrarse por sobre el límite de corte máximo dan origen a una segunda reducción (R^{**}). Los valores de corte basal de diseño y factores de reducción se hallan en la *Tabla 4. 43*. De igual manera, en la figura también se observa la magnitud de la fuerza que es inducida a la estructura en función a su periodo de vibración.

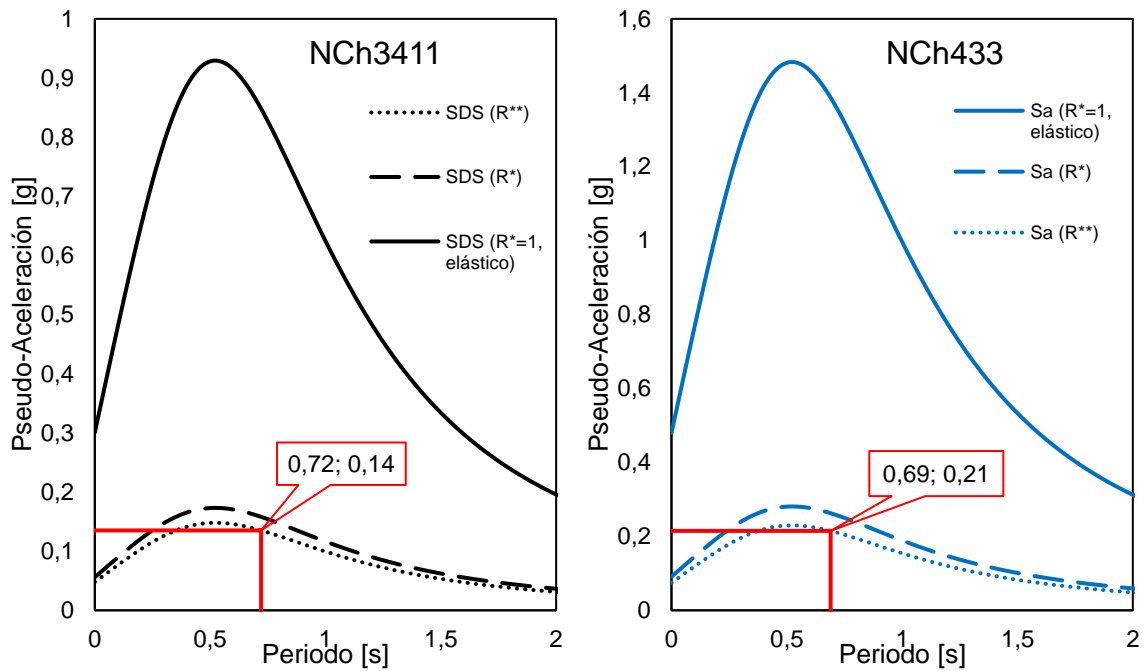


Figura 4. 27: Espectros de diseño en dirección "x". Estructura mixta de 8 pisos.

Tabla 4. 43: Corte basal determinado por el análisis modal espectral. Estructura mixta 8 pisos.

Modelo	Dirección	P	Q _o elástico	%P	R*	Q _o	%P	Qmax	%P	R**
		[ton]	[ton]			[ton]		[ton]		
NCh3411	X	2459	1625	66%	5,37	303	12%	259	11%	6,28
	Y	2459	1665	68%	5,27	316	13%			6,43
NCh433	X	2459	2667	108%	5,28	505	21%	413	17%	6,46
	Y	2459	2702	110%	5,20	520	21%			6,54

Es importante mencionar que, como los factores de reducción finales se diferencian no más de un 2% (entre cada dirección de análisis) esto trajo como consecuencias curvas de pseudo aceleración parecidas bajo cada norma utilizada, por ende, fuerzas de igual magnitud.

Por otra parte, en la *Figura 4. 28* se observa la distribución del corte por piso combinado de la estructura y se verifica que la condición que el corte máximo en la base sea de 259 [Ton] bajo el análisis modal espectral de la NCh3411 y de 413 [Ton] bajo la NCh433.

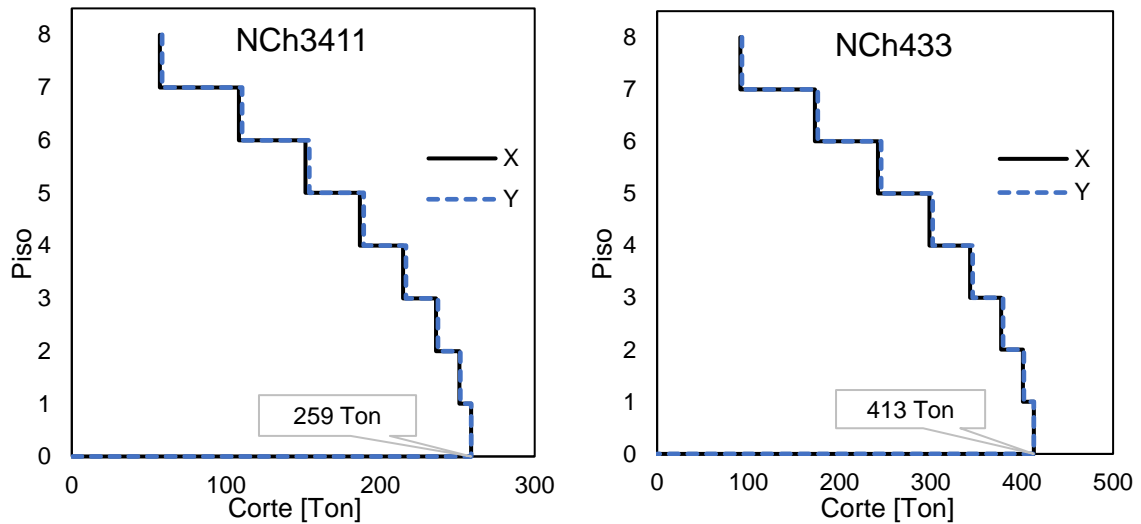


Figura 4. 28: Corte por piso combinado. Estructura mixta 8 pisos.

Finalmente, se corroboraron los desplazamientos sísmicos entre pisos los cuales se encuentran graficados en la *Figura 4. 29* y *Figura 4. 30*. De ello se concluye que, los desplazamientos medidos en el centro de masa son menores al 2 ‰, mientras que, en el caso de la resta entre los desplazamientos medidos en la coordenada (0,0) y centro de masa del diafragma son menores al 1 ‰ cumpliendo con los requisitos de cada normativa (*Anexo D.3*). Al mismo tiempo, en las figuras se aprecia no ser del todo perfectas, asumiendo el comportamiento a la asimetría de cada diafragma y las fuerzas sísmicas aplicadas.

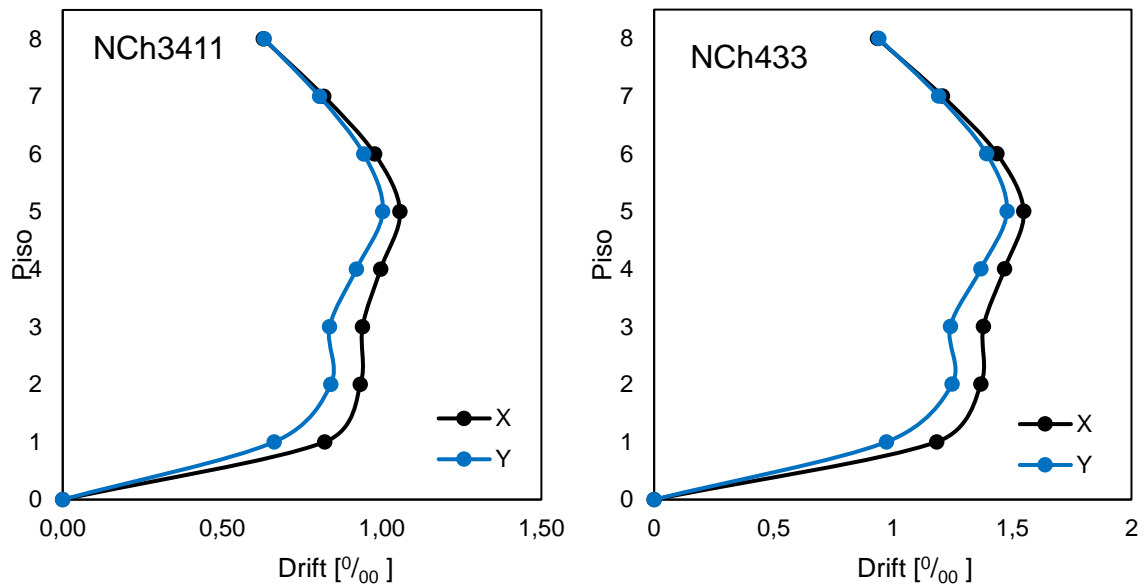


Figura 4. 29: Drifts con respecto al centro de masa. Estructura mixta 8 pisos.

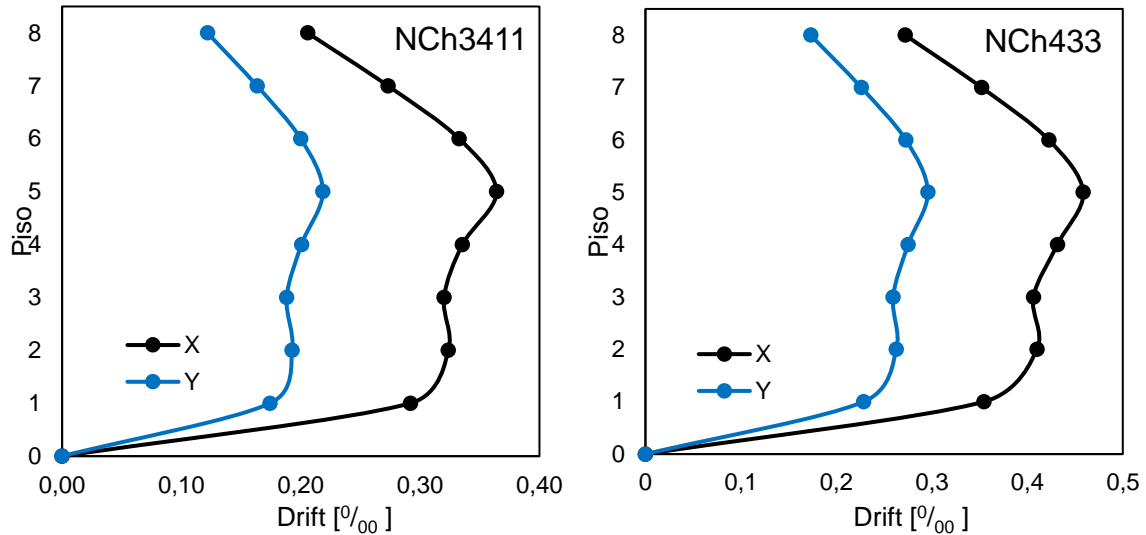


Figura 4. 30: Drifts de la diferencia entre coordenada (0,0) - CM. Estructura mixta 8 pisos.

4.3.1.2 Diseño por capacidad

Para mayor claridad en el análisis de los elementos estructurales, nuevamente fueron distribuidos según tipo de diagonales utilizadas aplicando los criterios de las normas americanas.

a) Marcos externos arriostrados

Realizado el análisis modal espectral con los elementos *BRB* ya incorporados, se corroboró la razón de uso entre la resistencia requerida y la resistencia de diseño designada. Los resultados se encuentran en la *Tabla 4. 44*, donde se puede concluir que las diagonales están trabajando de forma máxima a un 78% bajo las cargas que rigen ambas normas sísmicas.

Tabla 4. 44: Razón de uso de elementos *BRB*. Estructura mixta 8 pisos.

Norma sísmica aplicada: NCh 3411

Piso	Pu_x [Ton]	Pu_y [Ton]	ΦPn [Ton]	R_u máx
8	13	12	42	30%
7	20	17	42	46%
6	26	23	42	62%
5	30	26	42	71%
4	42	35	73	57%
3	44	36	73	60%
2	44	37	73	60%
1	47	36	73	64%

Continuación

Norma sísmica aplicada: NCh 433

Piso	Pu _x [Ton]	Pu _y [Ton]	ΦPn [Ton]	R _u máx
8	21	21	73	29%
7	35	32	73	48%
6	48	43	73	66%
5	57	51	73	78%
4	73	63	118	62%
3	79	66	118	66%
2	79	67	118	67%
1	86	69	118	73%

También, se verificó que la deformación en la viga de los marcos arriostrados estuviera bajo el 2% de la altura entre piso, lo que es equivalente a un 1,54% de deformación unitaria en la diagonal, como se ha expuesto con anterioridad. Los resultados se plasman en la *Tabla 4. 45*, donde se remarca que los pisos inferiores tienen un comportamiento similar.

Tabla 4. 45: Deformaciones unitarias. Estructura mixta 8 pisos.

Norma sísmica	NCh3411				NCh433			
	Dirección X		Dirección Y		Dirección X		Dirección Y	
	Δbr	ε _{br} [%]	Δbr	ε _{br} [%]	Δbr	ε _{br} [%]	Δbr	ε _{br} [%]
8	0,6	0,4	0,6	0,3	0,6	0,3	0,6	0,3
7	1,0	0,5	0,9	0,5	1,0	0,6	1,0	0,5
6	1,3	0,7	1,1	0,6	1,4	0,8	1,3	0,7
5	1,5	0,8	1,3	0,7	1,7	0,9	1,5	0,8
4	1,2	0,7	1,0	0,6	1,3	0,7	1,1	0,6
3	1,3	0,7	1,0	0,6	1,4	0,8	1,2	0,7
2	1,3	0,7	1,1	0,6	1,4	0,8	1,2	0,7
1	1,4	0,8	1,1	0,6	1,6	0,9	1,2	0,7

Luego, como la AISC 341 impone que en el caso de los marcos *BRB* el diseño por capacidad de los miembros adyacentes a las riostras (vigas y columnas) deben de considerar la resistencia esperada de ella en compresión y en tensión, fueron calculadas como:

$$\text{Compresión: } \beta * \omega * R_y * P_y \quad / \quad \text{Tensión: } \omega * R_y * P_y \quad ; \quad \beta = 1,07; \omega = 1,43; R_y = 1,5$$

Llegando a los siguientes valores:

Tabla 4. 46: Valores de tensión y compresión máxima riostra externa BRB. Estructura mixta 8 pisos.

Pisos	Norma sísmica: NCh 3411			Norma sísmica: NCh 433		
	P_y [Ton]	$T_{m\acute{a}x}$ [Ton]	$C_{m\acute{a}x}$ [Ton]	P_y [Ton]	$T_{m\acute{a}x}$ [Ton]	$C_{m\acute{a}x}$ [Ton]
5 al 8	48	103	110	81	174	186
1 al 4	81	174	186	132	282	302

Para finalizar, el diseño por capacidad en vigas y columnas fue en base a la misma metodología que para estructuras de 4 pisos, recordando que la teoría se encuentra de forma explícita en la *sección 4.1.1* de este documento. Los resultados se aprecian en la *Tabla 4. 47* y *Tabla 4. 48*, donde se puede deducir que los perfiles W14x53 (vigas) están trabajando a un 4% de su capacidad en el caso de los marcos externos bajo la norma sísmica de la NCh3411 y a un 7% bajo la norma NCh433. Por el contrario, los perfiles W14x159 (columnas en marcos externos arriostrados) cuya capacidad máxima es de 657 [Ton] están a una razón de uso de 61% y 89% en cada norma, respectivamente.

Tabla 4. 47: Diseño por capacidad de vigas, marcos externos BRB. Estructura mixta 8 pisos.

Norma sísmica aplicada: NCh 3411

Piso "i"	T_i [Ton]	C_i [Ton]	T_{i+1} [Ton]	C_{i+1} [Ton]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	F_i [Ton]	P_{ui} [Ton]	P_{uj} [Ton]	P_u [Ton]	R_u
8	103	110	0	0	33,42	0,00	178,1	-3,0	-3,0	3,0	1%
7	103	110	103	110	33,42	33,42	0,0	0,0	0,0	0,0	0%
6	103	110	103	110	33,42	33,42	0,0	-6,0	-6,0	6,0	3%
5	103	110	103	110	33,42	33,42	0,0	0,0	0,0	0,0	0%
4	174	186	103	110	33,4	33,4	121,9	-8,1	-8,1	8,1	4%
3	174	186	174	186	33,4	33,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0%
2	174	186	174	186	33,4	33,4	0,0	-10,1	-10,1	10,1	4%
1	174	186	174	186	33,4	33,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0%

Norma sísmica aplicada NCh 433

Piso "i"	T_i [Ton]	C_i [Ton]	T_{i+1} [Ton]	C_{i+1} [Ton]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	F_i [Ton]	P_{ui} [Ton]	P_{uj} [Ton]	P_u [Ton]	R_u
8	174	186	0	0	33,42	0,00	300,0	-5,1	-5,1	5,1	2%
7	174	186	174	186	33,42	33,42	0,0	0,0	0,0	0,0	0%
6	174	186	174	186	33,42	33,42	0,0	-10,1	-10,1	10,1	4%
5	174	186	174	186	33,42	33,42	0,0	0,0	0,0	0,0	0%
4	282	302	174	186	33,4	33,4	187,5	-13,3	-13,3	13,3	6%
3	282	302	282	302	33,4	33,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0%
2	282	302	282	302	33,4	33,4	0,0	-16,5	-16,5	16,5	7%
1	282	302	282	302	33,4	33,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0%

Tabla 4. 48: Diseño por capacidad de columnas, marcos externos. Estructura mixta de 8 pisos.

Norma sísmica aplicada: NCh 3411

Piso "i"	T _i [Ton]	C _i [Ton]	T _{i+1} [Ton]	C _{i+1} [Ton]	θ _i [°]	θ _{i+1} [°]	Pe _i [Ton]	Pu=1,2(D+D _{ad}) +1,6L [Ton]	Pe _i + Pu [Ton]	R _u [%]
8	103	110	0	0	33,42	0	56,8	13,8	70,6	11%
7	103	110	103	110	33,42	33,42	56,8	27,8	84,6	13%
6	103	110	103	110	33,42	33,42	56,8	41,4	98,2	15%
5	103	110	103	110	33,42	33,42	56,8	55,1	111,9	17%
4	174	186	103	110	33,42	33,42	95,6	68,1	163,7	25%
3	174	186	174	186	33,42	33,42	95,6	81,4	177,1	27%
2	174	186	174	186	33,42	33,42	293,6	94,5	388,1	59%
1	174	186	174	186	33,42	33,42	293,6	107,3	400,9	61%

Norma sísmica aplicada: NCh 433

Piso "i"	T _i [Ton]	C _i [Ton]	T _{i+1} [Ton]	C _{i+1} [Ton]	θ _i [°]	θ _{i+1} [°]	Pe _i [Ton]	Pu=1,2(D+D _{ad}) +1,6L [Ton]	Pe _i + Pu [Ton]	R _u [%]
8	186	174	0	0	33,42	0	95,6	13,7	109,3	17%
7	186	174	186	174	33,42	33,42	95,6	27,6	123,3	19%
6	186	174	186	174	33,42	33,42	95,6	41,0	136,6	21%
5	186	174	186	174	33,42	33,42	95,6	54,8	150,4	23%
4	302	282	186	174	33,42	33,42	155,4	67,5	222,9	34%
3	302	282	302	282	33,42	33,42	155,4	80,9	236,3	36%
2	302	282	302	282	33,42	33,42	477,2	93,8	570,9	87%
1	302	282	302	282	33,42	33,42	477,2	106,6	583,8	89%

b) Marcos internos arriostrados

Como los arriostramientos son en base a perfiles tubulares, específicamente Yoder 10" en los pisos 1 al 4 y Yoder 8" desde el piso 5 hasta el 8, con un largo total en la diagonal de 414 [cm] y ángulo con respecto a la horizontal de 53°, se verificó que su esbeltez fuera inferior a 200 para cumplir con el trabajo a compresión. Donde los resultados fueron que:

✓ Yoder 10" → $\lambda = \frac{KL}{r_y} = \frac{1 \cdot 414}{9,33} = 44,4 \leq 200$; Cumple la condición.

✓ Yoder 8" → $\lambda = \frac{KL}{r_y} = \frac{1 \cdot 414}{7,463} = 55,5 \leq 200$; Cumple la condición.

Luego, se les calculó la resistencia esperada a tensión, compresión y post-pandeo, obteniendo los siguientes valores:

✓ Yoder 10": 302 [Ton], 295 [Ton] y 88 [Ton], consecutivamente.

✓ Yoder 8": 213 [Ton], 190 [Ton] y 57 [Ton], consecutivamente.

De esta manera, se realizó el diseño por capacidad para vigas y columnas adyacentes a la riostra antes los dos mecanismos que impone la norma AISC341 para marcos *SCBF* y con el mismo criterio que los marcos *BRB* con relación a la descarga que se ejercen sobre los elementos estructurales.

Los resultados en vigas ante el mecanismo 1 se observa en la *Tabla 4. 49*, mientras que, ante el mecanismo 2 en la *Tabla 4. 50*. Se enfatiza que, en el primero se combina la resistencia esperada a tracción de la riostra con la fuerza de compresión esperada, en cambio, el segundo mecanismo combina la resistencia esperada a tracción de la riostra con la resistencia residual de compresión (resistencia post-pandeo).

Tabla 4. 49: Diseño por capacidad de vigas – Mecanismo 1, arriostramientos internos. Estructura mixta 8 pisos.

Piso "i"	T _i [Ton]	C _i [Ton]	T _{i+1} [Ton]	C _{i+1} [Ton]	θ _i [°]	θ _{i+1} [°]	F _i [Ton]	P _{ui} [Ton]	P _{uj} [Ton]	R _u
8	213	190	0	0	53	0	244	7	7	3%
7	213	190	213	190	53	53	0	0	0	0%
6	213	190	213	190	53	53	0	14	14	6%
5	213	190	213	190	53	53	0	0	0	0%
4	302	295	213	190	53	53	117	9	9	4%
3	302	295	302	295	53	53	0	0	0	0%
2	302	295	302	295	53	53	0	5	5	2%
1	302	295	302	295	53	53	0	0	0	0%

Tabla 4. 50: Diseño por capacidad de vigas – Mecanismo 2, arriostramientos internos. Estructura mixta 8 pisos.

Piso "i"	T _i [Ton]	C _i [Ton]	T _{i+1} [Ton]	C _{i+1} [Ton]	θ _i [°]	θ _{i+1} [°]	F _i [Ton]	P _{ui} [Ton]	P _{uj} [Ton]	R _u
8	213	57	0	0	53	0	163	47	47	21%
7	213	57	213	57	53	53	0	0	0	0%
6	213	57	213	57	53	53	0	94	94	41%
5	213	57	213	57	53	53	0	0	0	0%
4	302	88	213	57	53	53	73	112	112	49%
3	302	88	302	88	53	53	0	0	0	0%
2	302	88	302	88	53	53	0	129	129	56%
1	302	88	302	88	53	53	0	0	0	0%

En las tablas también se refleja la razón entre la resistencia esperada y la resistencia de diseño del perfil W14x53, quien se encuentra trabajando a un 6% de su capacidad en el mecanismo 1 y a un 56% bajo el mecanismo 2, esto se explica dado que hay una disminución en la rigidez de los marcos *SCBF* posterior a la fluencia de alguno sus elementos.

Para el caso de las columnas, los resultados se exponen en la *Tabla 4. 51* y *Tabla 4. 52*, donde la razón de uso máxima de los perfiles W14x257 es de 99% y 73% en los mecanismos 1 y 2, respectivamente. Se recalca que, la capacidad máxima de dicho perfil es de 1066 [Ton] y que el traspaso de cargas proveniente de los arriostramientos (P_{ei}) desde los pisos 5 al 8 fueron considerados nulas, ya que se propuso y asumió que en ningún caso las riostras de dichos pisos trabajarán en su resistencia máxima.

Tabla 4. 51: Diseño por capacidad en columnas – Mecanismo 1, arriostramientos internos. Estructura mixta 8 pisos.

Piso "i"	T _i [Ton]	C _i [Ton]	T _{i+1} [Ton]	C _{i+1} [Ton]	θ _i [°]	θ _{i+1} [°]	Pe _i [Ton]	Pu=1,2(D+D _{ad}) +1,6L [Ton]	Pe _i + Pu [Ton]	R _u [%]
8	213	190	0	0	53	0	-	25	25	2%
7	213	190	213	190	53	53	-	47	47	4%
6	213	190	213	190	53	53	-	72	72	7%
5	213	190	213	190	53	53	-	94	94	9%
4	302	295	213	190	53	53	393	116	509	48%
3	302	295	302	295	53	53	393	137	530	50%
2	302	295	302	295	53	53	869	161	1030	97%
1	302	295	302	295	53	53	869	182	1051	99%

Tabla 4. 52: Diseño por capacidad en columnas – Mecanismo 2, arriostramientos internos. Estructura mixta 8 pisos.

Piso "i"	T _i [Ton]	C _i [Ton]	T _{i+1} [Ton]	C _{i+1} [Ton]	θ _i [°]	θ _{i+1} [°]	Pe _i [Ton]	Pu=1,2(D+D _{ad}) +1,6L [Ton]	Pe _i + Pu [Ton]	R _u [%]
8	213	57	0	0	53	0	-	25	25	2%
7	213	57	213	57	53	53	-	47	47	4%
6	213	57	213	57	53	53	-	72	72	7%
5	213	57	213	57	53	53	-	94	94	9%
4	302	88	213	57	53	53	286	116	402	38%
3	302	88	302	88	53	53	286	137	424	40%
2	302	88	302	88	53	53	598	161	759	71%
1	302	88	302	88	53	53	598	182	780	73%

4.3.2 Estructura sólo con marcos BRB

Se recuerda que este tipo de estructura simula una combinación de sistemas pasivos (BRB- SC) cuya metodología y conceptos de análisis fueron ya detallados en la sección 4.2.2. La norma sísmica aplicada fue la NCh3411 y para efectos de diseño, la norma americana AISC341 (capítulo F.4 para marcos BRB). En lo que respecta a la distribución de los diagonales en marcos externos e internos, se especifican en la Figura 4. 31 y sus características son:

Tabla 4. 53: Características de los diagonales BRB. Estructura con sistema BRB, 8 pisos.

Pisos	Marcos externos			Marcos internos		
	Funda	As [cm ²]	ΦP _n [Ton]	Funda	As [cm ²]	ΦP _n [Ton]
5 al 8	HSS 8"X8"X5/16"	19	43	HSS 8"X8"X5/16"	19	43
1 al 4	HSS 10"X10"X5/16"	32	73	HSS 10"X10"X5/16"	36	82

Calidad del acero: A36 y la verificación de la funda se encuentra en el Anexo D.4

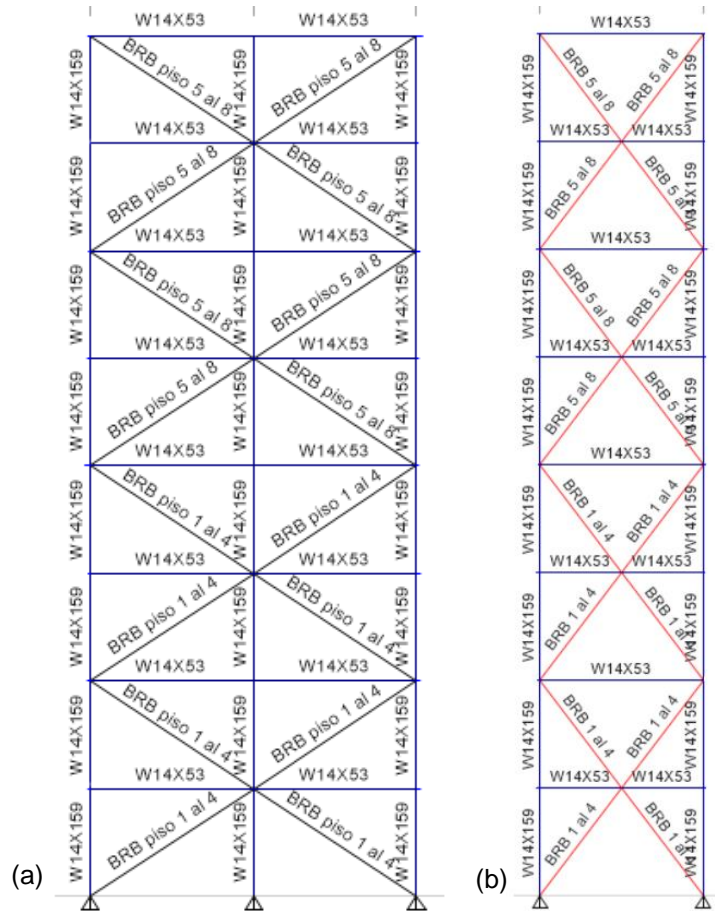


Figura 4. 31: Distribución de las diagonales BRB en marcos: (a) externos - (b) internos. Estructura 8 pisos.

4.3.2.1 Análisis modal espectral

Para empezar, en la *Tabla 4. 54* se aprecia la masa y peso sísmico del edificio, además de, la razón de P/A que hay en cada uno de los niveles.

Tabla 4. 54: Peso y masa sísmica. Estructura con marcos BRB, 8 pisos.

Masa sísmica [Ton*s ² /m]		Peso sísmico [Ton]	
248		2437	
Piso	Masa [Ton*s ² /m]	Peso [Ton]	P/A [Ton/m ²]
8	30,4	298	0,48
1 al 7	31	303	0,51
Base	2	16	0,03

Por otra parte, en la *Tabla 4. 55* se observan los periodos de mayor magnitud y masas equivalentes (M_e) para cada dirección de análisis.

Tabla 4. 55: Periodos y masa equivalentes. Estructura con marcos BRB, 8 pisos.

Modo	Periodo [s]	M_{ex} [%]	M_{ey} [%]
1	0,831	80,28	0
2	0,814	0	79,27

Con estos antecedentes fue posible realizar el análisis modal espectral de la estructura, reflejado en la *Figura 4. 32*. En ella se observa el espectro elástico y el espectro reducido por el sistema sismorresistente utilizado (R^*) en primera instancia, y al encontrarse por sobre el corte máximo de la estructura se realizó una segunda reducción (R^{**}). Los parámetros antes mencionados se plasman en la *Tabla 4. 56*.

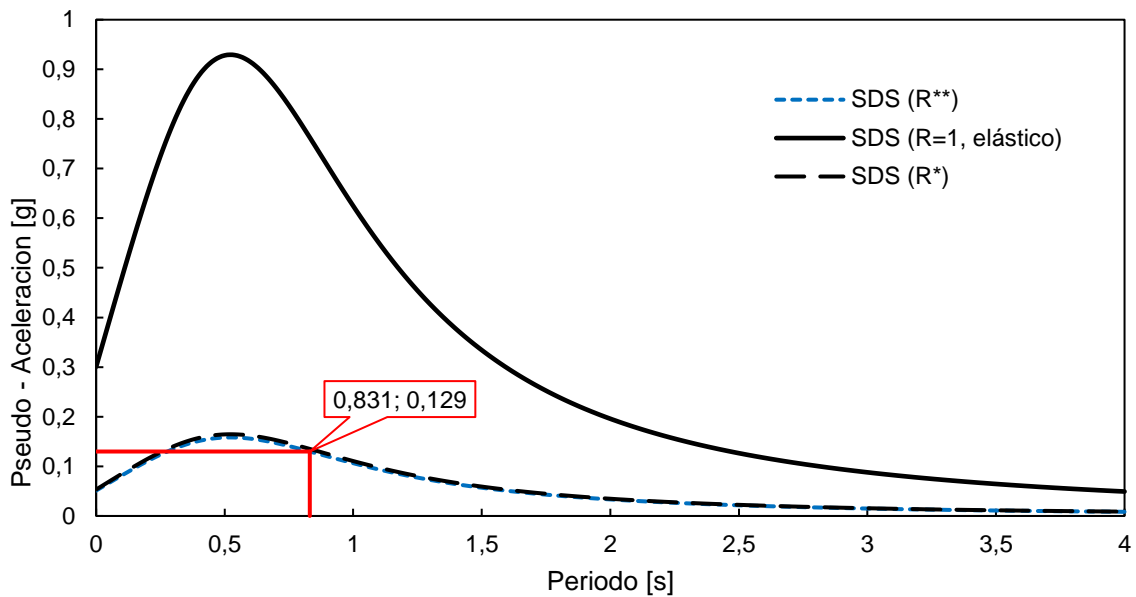


Figura 4. 32: Espectro de diseño, NCh3411. Estructura con marcos BRB, 8 pisos.

Tabla 4. 56: Corte basal determinado por el análisis modal espectral. Estructura con marcos BRB, 8 pisos.

Dirección	P [Ton]	Q_o elástico [Ton]	%P	R^*	Q_o [Ton]	%P	$Q_{m\acute{a}x}$ [Ton]	%P	R^{**}
X	2437	1507	61,8	5,65	267	10,95	257	10,5	5,87
Y	2437	1517	62,3	5,61	271	11,11			5,92

Se destaca que, nuevamente los factores de reducción coinciden en ambas direcciones de análisis por lo que la fuerza asignada a la estructura será de igual magnitud para ellas. Continuando, en la *Figura 4. 33* se representa el corte por piso, remarcando la condición que el corte máximo y basal es de 257 [Ton].

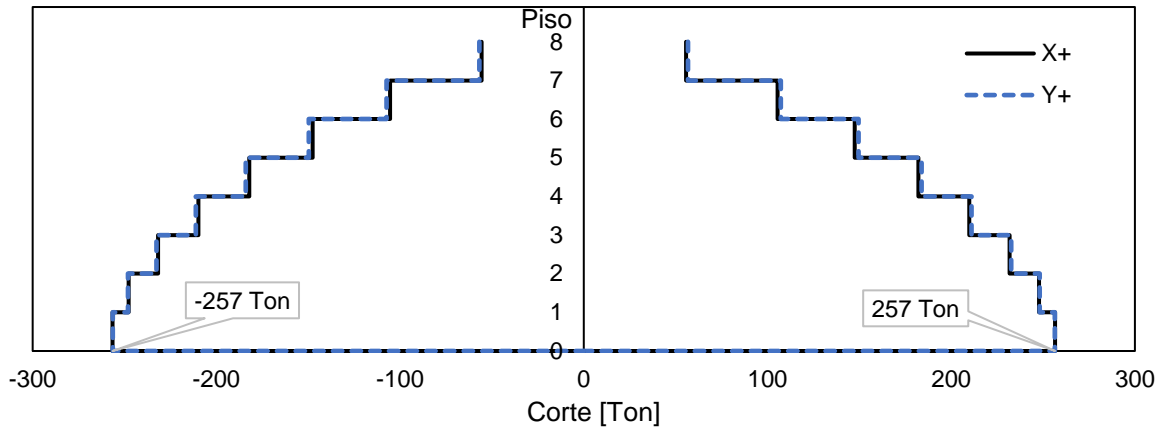


Figura 4. 33: Corte por piso combinado. Estructura con marcos BRB, 8 pisos.

Para terminar, se verificaron los desplazamientos sísmicos entre pisos quienes se encuentran en la *Figura 4. 34* y valores en el *Anexo D.4*. Se aprecian los desplazamientos relativos medidos en el centro de masa de cada diafragma quienes se encuentran por debajo del límite establecido de 2 ‰. De igual manera se observa el comportamiento de la resta de los desplazamientos en la coordenada (0,0) y el centro de masa de cada diafragma, encontrándose por debajo de su límite del 1 ‰.

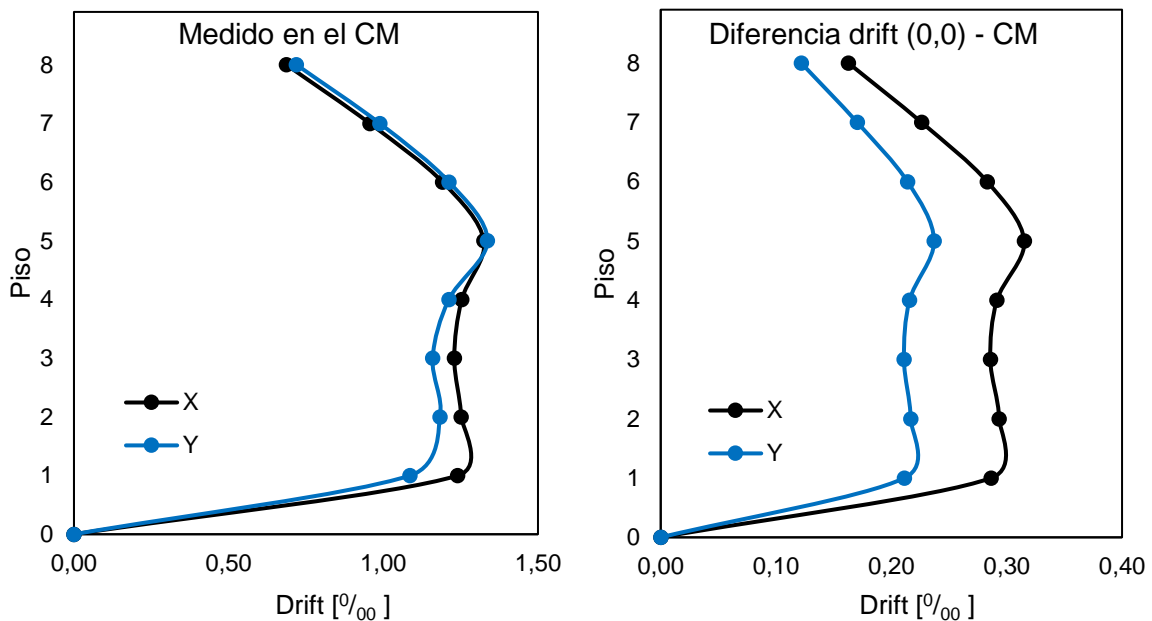


Figura 4. 34: Drifts estructura con marcos BRB, 8 pisos.

4.3.2.2 Diseño por capacidad

En la *Tabla 4. 57* se encuentran las cargas a la que se encuentran sometidas las diagonales, es decir, su resistencia requerida y a su vez la resistencia de diseño impuesta. Como resultado se obtiene que dichos elementos cuentan con una razón de uso máxima de 86% en marcos externos y un 81% en marcos internos.

Tabla 4. 57: Razón de uso de elementos BRB. Estructura con marcos BRB, 8 pisos.

Piso	Diagonales marcos externos				Diagonales marcos internos			
	Pu _x [Ton]	Pu _y [Ton]	ΦPn [Ton]	Ru máx	Pu _x [Ton]	Pu _y [Ton]	ΦPn [Ton]	Ru máx
8	12,0	12,3	43	28%	5,7	3,9	43	13%
7	21,0	20,7	43	48%	14,0	14,0	43	32%
6	29,4	28,7	43	68%	19,8	18,0	43	46%
5	35,0	33,6	43	81%	27,0	27,2	43	63%
4	48,3	44,6	73	66%	36,6	32,9	82	45%
3	52,4	47,3	73	72%	46,5	43,4	82	57%
2	54,0	49,1	73	74%	47,5	42,7	82	58%
1	63,0	54,0	73	86%	66,6	59,7	82	81%

Luego, se verificó que la deformación unitaria en la riostra (ϵ_{br}) estuviera por debajo del 1,54% en marcos externos y de 1,61% en marcos internos, trayendo consigo resultados positivos y plasmados a continuación:

Tabla 4. 58: Deformaciones unitarias. Estructura con marcos BRB, 8 pisos.

Piso	Diagonales marcos externos				Diagonales marcos internos			
	Dirección X		Dirección Y		Dirección X		Dirección Y	
	Δbr	ε _{br} [%]	Δbr	ε _{br} [%]	Δbr	ε _{br} [%]	Δbr	ε _{br} [%]
8	0,6	0,3	0,6	0,3	0,2	0,2	0,1	0,1
7	1,0	0,6	1,0	0,6	0,5	0,4	0,5	0,4
6	1,5	0,8	1,4	0,8	0,7	0,5	0,6	0,5
5	1,7	1,0	1,7	0,9	0,9	0,7	0,9	0,7
4	1,4	0,8	1,3	0,7	0,7	0,5	0,6	0,5
3	1,5	0,9	1,4	0,8	0,8	0,7	0,8	0,6
2	1,6	0,9	1,4	0,8	0,9	0,7	0,8	0,6
1	1,8	1,0	1,6	0,9	1,2	1,0	1,1	0,9

Continuando con el diseño por capacidad de los perfiles en vigas y columnas, en la *Tabla 4. 59* se observan los parámetros de tensión y compresión esperada en la diagonal, quienes son la base para estimar la resistencia de diseño en los elementos estructurales previamente mencionados.

Tabla 4. 59: Valores de tensión y compresión máxima de las riostras. Estructura con marcos BRB, 8 pisos.

A_{sc}, suministrado [cm²]	Funda	Py [Ton]	T_{máx} [Ton]	C_{máx} [Ton]
19	HSS 8"X8"X5/16"	48	103	110
32	HSS 10"X10"X5/16"	81	174	186
36	HSS 10"X10"X5/16"	91	195	209

Finalmente, en la *Tabla 4. 60* y *Tabla 4. 61*, se entregan las cargas máximas a las que se encuentra sometida la viga y columna en los marcos arriostrados, respectivamente. El criterio utilizado es el mismo que en el caso de los marcos BRB en los sistemas mixtos, explicados más cuidadosamente en la *sección 4.1.1* de este documento.

Los resultados permiten concluir que, en el caso de las vigas que son de un perfil W14x53 sólo se encuentran trabajando a un 4% aproximadamente de su capacidad total (en ambos tipos de marcos). Destacando que la resistencia requerida es entre 8 y 10 [Ton] y ocurre en pisos pares que es precisamente donde la viga debe ser capaz de resistir la tensión y compresión de las riostras. Ahora bien, en el caso de las columnas queda demostrado que la razón entre la resistencia requerida y resistencia de diseño del perfil W12x96 alcanza un 61% y 100% en los marcos externos e internos, respectivamente. En síntesis, ambos elementos se encuentran dentro de los rangos permitidos por la AISC360, validando así su aplicación en el modelo.

Tabla 4. 60: Diseño por capacidad de vigas. Estructura con marcos BRB, 8 pisos.

Vigas en marcos externos

Piso "i"	T_i [Ton]	C_i [Ton]	T_{i+1} [Ton]	C_{i+1} [Ton]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	F_i [Ton]	P_{ui} [Ton]	P_{uj} [Ton]	P_u [Ton]	R_u
8	103	110	0	0	33,42	0,00	178	-3	-3	3	1%
7	103	110	103	110	33,42	33,42	0	0	0	0	0%
6	103	110	103	110	33,42	33,42	0	-6	-6	6	3%
5	103	110	103	110	33,42	33,42	0	0	0	0	0%
4	174	186	103	110	33,42	33,42	122	-8	-8	8	4%
3	174	186	174	186	33,42	33,42	0	0	0	0	0%
2	174	186	174	186	33,42	33,42	0	-10	-10	10	4%
1	174	186	174	186	33,42	33,42	0	0	0	0	0%

Vigas en marcos internos

Piso "i"	T_i [Ton]	C_i [Ton]	T_{i+1} [Ton]	C_{i+1} [Ton]	θ_i [°]	θ_{i+1} [°]	F_i [Ton]	P_{ui} [Ton]	P_{uj} [Ton]	P_u [Ton]	R_u
8	103	110	0	0	53	0	129	-2	-2	2	1%
7	103	110	103	110	53	53	0	0	0	0	0%
6	103	110	103	110	53	53	0	-4	-4	4	2%
5	103	110	103	110	53	53	0	0	0	0	0%
4	195	209	103	110	53	53	115	-6	-6	6	3%
3	195	209	195	209	53	53	0	0	0	0	0%
2	195	209	195	209	53	53	0	-8	-8	8	4%
1	195	209	195	209	53	53	0	0	0	0	0%

Tabla 4. 61: Diseño por capacidad de columnas. Estructura con marcos BRB, 8 pisos.

Columnas en marcos externos

Piso "i"	T _i [Ton]	C _i [Ton]	T _{i+1} [Ton]	C _{i+1} [Ton]	θ _i [°]	θ _{i+1} [°]	Pe _i [Ton]	Pu=1,2(D+D _{ad}) +1,6L [Ton]	Pe _i + Pu [Ton]	R _u [%]
8	103	110	0	0	33,4	0,00	57	14	71	11
7	103	110	103	110	33,4	33,4	57	28	85	13
6	103	110	103	110	33,4	33,4	57	42	98	15
5	103	110	103	110	33,4	33,4	57	55	112	17
4	174	186	103	110	33,4	33,4	96	68	164	25
3	174	186	174	186	33,4	33,4	96	82	177	27
2	174	186	174	186	33,4	33,4	294	95	388	59
1	174	186	174	186	33,4	33,4	294	108	401	61

Columnas en marcos internos

Piso "i"	T _i [Ton]	C _i [Ton]	T _{i+1} [Ton]	C _{i+1} [Ton]	θ _i [°]	θ _{i+1} [°]	Pe _i [Ton]	Pu=1,2(D+D _{ad}) +1,6L [Ton]	Pe _i + Pu [Ton]	R _u [%]
8	103	110	0	0	53	0	82	24	106	16
7	103	110	103	110	53	53	82	45	127	19
6	103	110	103	110	53	53	82	70	152	23
5	103	110	103	110	53	53	82	91	173	26
4	195	209	103	110	53	53	156	113	269	41
3	195	209	195	209	53	53	156	134	290	44
2	195	209	195	209	53	53	478	158	636	97
1	195	209	195	209	53	53	478	179	657	100

Capítulo V.

5. Análisis no lineal

En este capítulo se presenta la modelación bidimensional y análisis no lineal en el software *OpenSees* (*Open System for Earthquake Engineering Simulation*) de las estructuras con sistemas de arriostramientos mixtos. Como se recuerda del capítulo anterior, el diseño de los elementos auto-centrantes en la etapa elástica inicial se permitía que fuera idéntico a un elemento *BRB* pero, como en este nuevo tipo de análisis se desea que fluya para disipar correctamente la energía traspasada por el sismo, el comportamiento propuesto fue en función a los materiales dispuestos por el programa los cuales validan el elemento estudiado por Christopoulos, plasmado en la sección 2.3.3 del presente trabajo.

A continuación, se presenta una breve reseña en lo que se basó la modelación en el software para cada sistema sismorresistente de forma independiente, donde posteriormente se evaluó el comportamiento que tienen las estructuras de 4 y 8 pisos ante los análisis pushover, cíclico y tiempo-historia.

5.1 OpenSees

Es un marco de software de código abierto para desarrollar aplicaciones de elementos finitos orientado a objetos desarrollados en la *Universidad de California, Berkeley*. *OpenSees* se destaca por ser ampliamente utilizado por investigadores ligados al área de la Ingeniería civil ya que su objetivo principal es proporcionar una herramienta computacional avanzada para analizar la respuesta no lineal de marcos estructurales sujetos a excitaciones sísmicas, de igual manera, [71] y [72] también resaltan su uso para estudiar el comportamiento de los marcos estructurales expuestos al fuego.

OpenSees determina una serie de pasos para especificar el tipo de modelo de elementos finitos que se desea analizar, el cual deriva en definir el tipo de elementos, nodos, restricciones y patrones de carga. Al mismo tiempo, el programa cuenta con variedad en materiales y secciones para precisar las características de los elementos y algoritmos de solución, como se observa en la *Tabla 5. 1*.

Tabla 5. 1: Componentes para generar un modelo en *OpenSees*.

Elementos	Materiales	Secciones	Algoritmos
- Truss (Cerchas)	<u>Categoría uniaxial:</u>	- Elástica	- Linear
- Beam-Column (Viga-Columna)	- De acero	- Fibra	(Lineal)
- Joint (Conjuntos)	- Concreto	- Fibra de placa	- Newton
- Link (Enlaces)	- Etc.	- Brida ancha	- Newton with Line Search
- Contac (Contacto)	<u>Categoría ND:</u>	- Placa de membrana	(Newton con búsqueda de línea)
- Cable	- Isotrópico elástico	- Placa de elástica	- Broyden
- Entre otros.	- Ortotrópico elástico	- Bidireccional	- Entre otros.
	- Fibra de placa	- Entre otras.	
	- Etc.		

5.2 Modelación de las estructuras

De modo general, en aquellas estructuras de 4 pisos fueron modelados 2 ejes simulando la combinación de sistemas sismorresistentes en sólo dirección “x”, tal y como se interpreta de la *Figura 5. 1*, eje 1 arriostramiento externo y eje 2 arriostramiento interno. La decisión fue en base a la simetría existente en la planta de cada nivel, del mismo modo, fue empleada la mitad del peso sísmico de la edificación en su totalidad, siendo destinada de manera puntual en los nodos de cada marco y piso.

Lo anterior, también fue replicado en aquellas estructuras de 8 pisos, con la diferencia que tuvo que ser agregado un tercer eje (con arriostramiento interno) dado que en este tipo de edificaciones se contaba con un arriostramiento interno alrededor de la apertura al centro de la losa (aparentando la existencia de una caja ascensor). Como se observa en la *Figura 5. 2* los ejes modelados son en dirección “x”, dejando en evidencia la primera singularidad ya que no se cuenta con una simetría en el plano por causa de la salida del supuesto ascensor.

En el *Anexo E. 1* se detalla la nomenclatura utilizada en software para la modelación de los marcos.

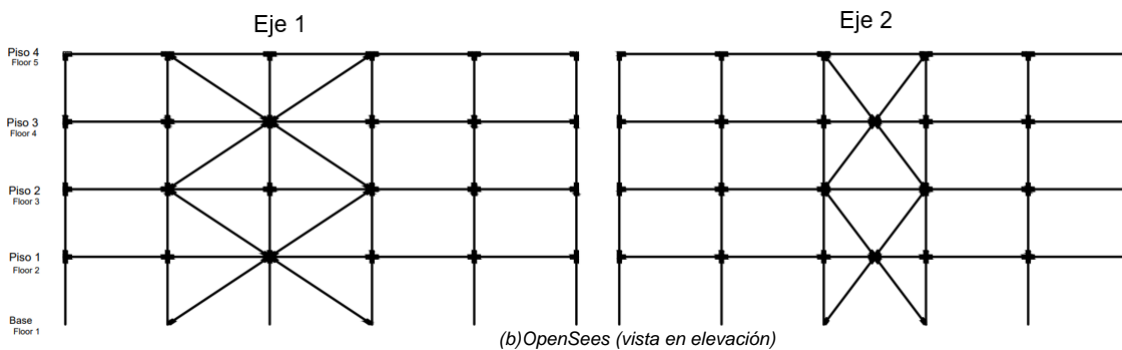
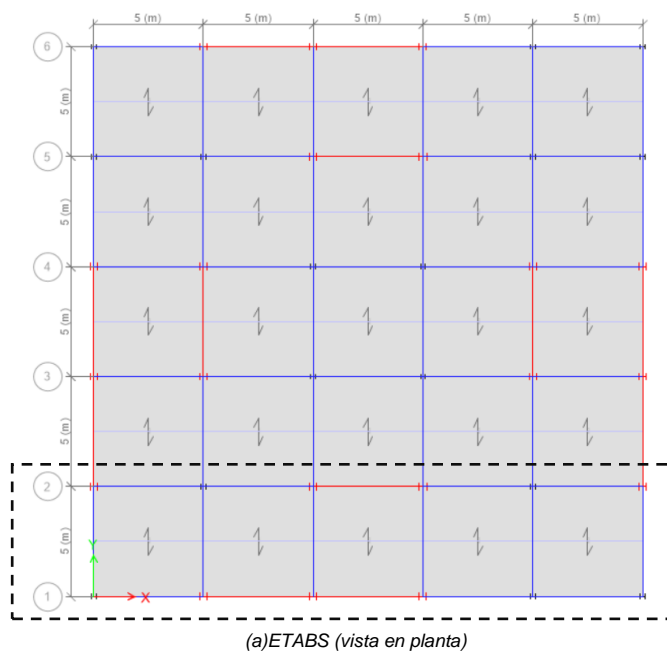
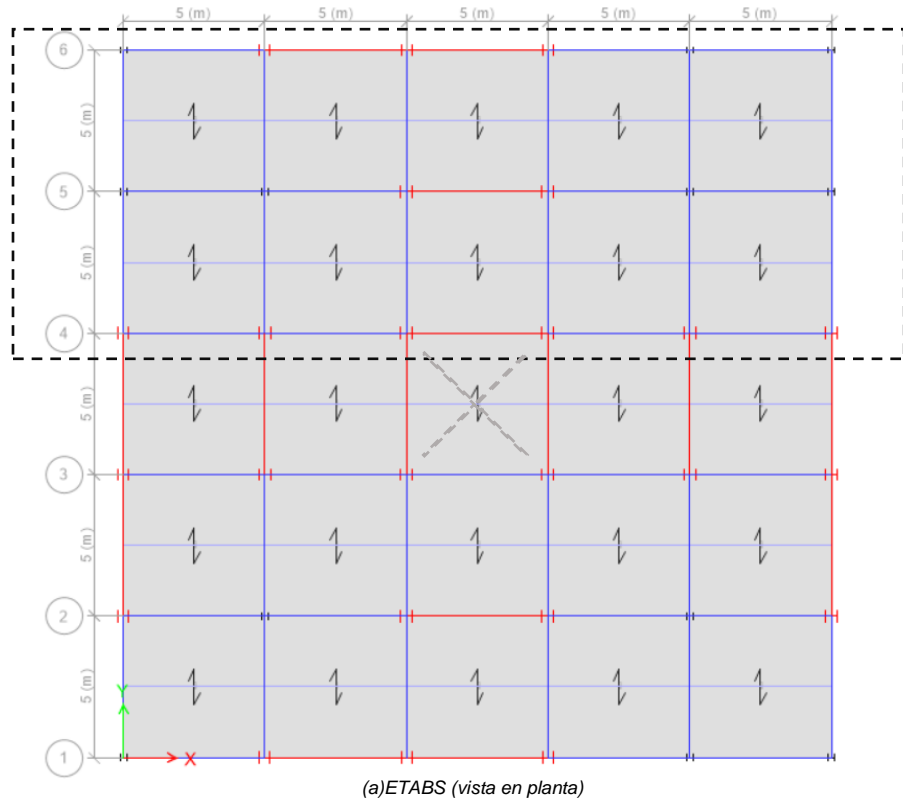
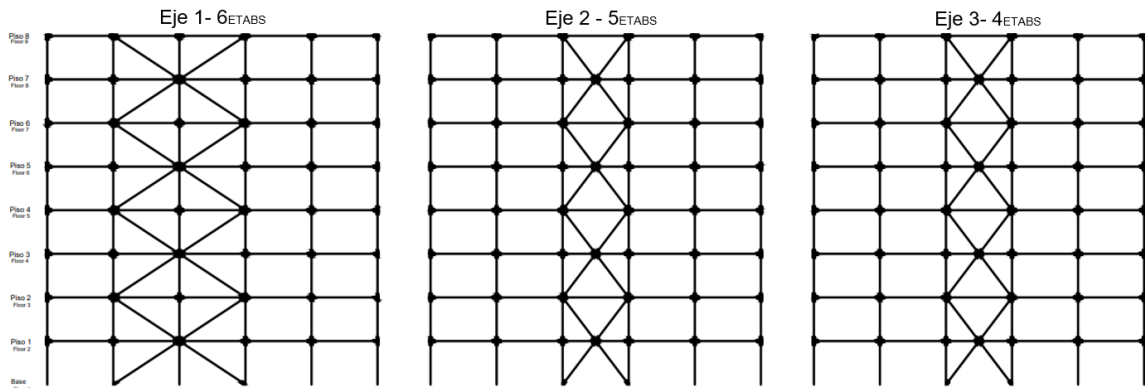


Figura 5. 1: Representación de la modelación en OpenSees, estructuras 4 pisos.



(a) ETABS (vista en planta)



(b) OpenSees (vista en elevación)

Figura 5. 2: Representación de la modelación en OpenSees, estructuras 8 pisos.

En lo que respecta a los perfiles utilizados en vigas y columnas fueron modelados como elementos *forceBeamColumn*, secciones fibra y con un material uniaxial *Steel02*, independiente del sistema sismorresistente. El hecho de contemplar fibras permite que la plasticidad se distribuya a lo largo de todo el elemento en su sección transversal, además de visualizar las propiedades realistas del material, incluidos los daños o fallas debido a la fatiga [73]. En este caso, donde los perfiles eran secciones “W” fueron ocupadas 12 fibras en total, como se encuentra señalado en la *Figura 5. 3*, éste corresponde a un valor recomendado por Filippou y Svetlana [74] ya que es un número con precisión y eficiencia computacional.

OpenSees al momento de contemplar un elemento como *forceBeamColumn* asume en su comando la integración de “Gauss-Lobatto”, ya que es el enfoque más común para evaluar la respuesta de los elementos basados en fuerzas [75]. Como este parámetro consiste en designar la cantidad de puntos en los extremos de cada miembro Agüero *et. al.* [76] señala que con tan sólo considerar 3 se pueden obtener resultados concretos, por consiguiente, se aplicaron 4 en columnas y 3 en vigas.

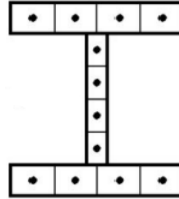


Figura 5. 3: Disposición de las fibras en secciones viga-columna [74].

Por otra parte, el material *Steel02* es propuesto por Giuffre-Menegotto-Pinto y contempla un endurecimiento de deformación isotrópica, además, provee control sobre la transición de la región elástica a la plástica, como se observa en la Figura 5. 4. En cuanto a los parámetros empleados, se detallan en la Tabla 5. 2.

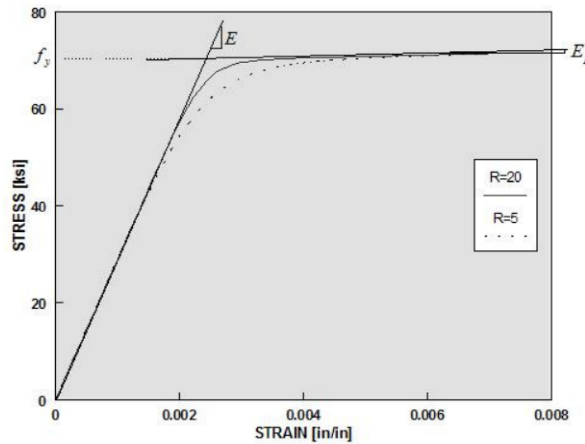


Figura 5. 4: Curva Fuerza-Deformación del material Steel02 [21].

Tabla 5. 2: Propiedades del material para vigas y columnas.

Parámetro	Valor	Definición
F_y	37950 [Ton/m ²]	Fuerza de fluencia, determinada por $R_y * F_y$ (calidad A36, Anexo A. 1)
E_0	$2,1 * 10^7$ [Ton/m ²]	Tangente elástica inicial
b	0,01	Relación de endurecimiento por deformación
R0	20	Indicadores para controlar la transición de la región elástica a plástica
cR1	0,925	
cR2	0,15	
a1-a3	0,0005	Referencian el endurecimiento isotrópico. Los valores fueron en referencia a Uriz [73]
a2-a4	0,01	

Continuando con el criterio de modelación, para los enlaces rígidos en las conexiones viga, columna y riostras se utilizaron elementos elásticos, denominado en los comandos de *OpenSees* como *elasticBeamColumn* para un modelo bilineal. En ellos se consideró el criterio de Hernández [18], es decir, el área e inercia del enlace rígido fue de 10 veces la propiedad del elemento más grande en cuestión.

En el caso de las riostras fueron modeladas de acuerdo con cada marco sismorresistente por lo que a continuación se explica en detalle el criterio, materiales y secciones utilizadas. De igual manera, en el *Anexo E.1* se encuentra en detalle cómo fue aplicada la nomenclatura en nodos y elementos según cada estructura.

5.2.1 Marcos SCBF

Las diagonales fueron modeladas como elementos *forceBeamColumn*, secciones fibra y con el material uniaxial *Steel02*. La cantidad de fibras asciende a 60, puesto que se asumieron 2 fibras a lo largo del espesor y 30 en dirección circunferencial (*Figura 5. 5.a*). De igual manera, todas las riostras fueron discretizadas en 20 elementos en su largo efectivo (*Figura 5. 5.b*), contado con 3 puntos de integración en cada uno. Este criterio se fundamenta en el criterio establecido por Uriz [73] ya que permite simular el comportamiento post-pandeo y fractura de las riostras correctamente.

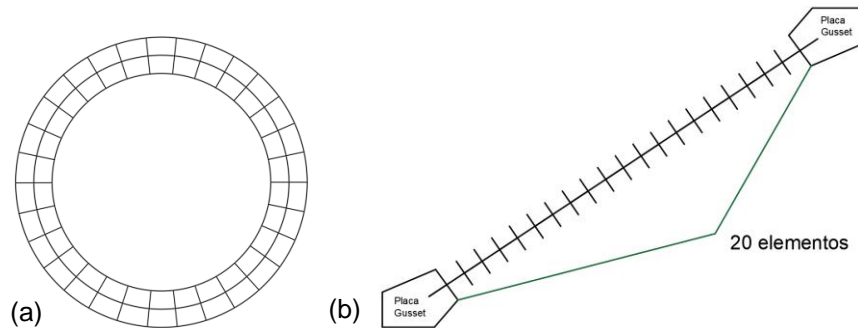


Figura 5. 5: Distribución en riostras tubulares circulares. (a) Transversal; (b) Longitudinal.

En lo que respecta a las conexiones de riostras con viga y columnas, también fueron en base a lo planteado por Uriz, ya que considera a las placas Gusset como elementos de fibra basado en fuerzas (*forceBeamColumn*), específicamente en una sección cuadrada distribuida en 8 fibras en sección transversal y 8 en altura nominal con el mismo material de vigas y columnas (tabla 5.2).

Por último, la *Tabla 5. 3* expone los parámetros del material *Steel02* utilizados en este tipo de riostras. En ella queda en evidencia la implementación de los factores “ e_0 ” y “ m ” que corresponden a la amplitud de la deformación y relación de la sensibilidad de ésta con el número de ciclos (N_f), respectivamente. Uriz, indica que en estos tipos de elementos se debe incluir el efecto de fatiga para llegar a la fractura, encontrándose en *OpenSees* como el comando *Fatigue material* mediante un algoritmo de recuento de ciclo de flujo de lluvia acumulando el daño, el cual se conoce como relación Coffin-Manson y cuya expresión consiste en:

$$e_i = e_0 * N_f^m \quad 5.1$$

Con estos antecedentes, se justifica que la relación de tensión y deformación en el elemento se vuelve nula cuando se agota la vida útil por fatiga.

Tabla 5. 3: Propiedades del material para riostras en marcos SCBF.

Parámetro	Valor	Definición
F_y	39360 [Ton/m ²]	Límite elástico para riostra con calidad A53Gr.B
E_0	$2,1 \cdot 10^7$ [Ton/m ²]	Rigidez inicial
b	0,01	Relación de endurecimiento
R_0	20	Indicadores para controlar la transición de la región elástica a plástica
cR_1	0,925	
cR_2	0,15	
a_1 - a_3	0,0005	Parámetros de endurecimiento isotrópico
a_2 - a_4	0,01	
e_0	0,095	Valor para la deformación en el que un ciclo provocará fallas
m	-0,5	Pendiente de la curva de Coffin-Manson

5.2.2 Marcos BRB

Para este tipo de marcos las riostras fueron modeladas como un elemento *CorotTruss*, es decir, como barras con formulación corrotacional según el criterio fomentado por Canales [77]. A su vez, fueron empleadas las recomendaciones de Ariyaratana y Fahnestock [78], las cuales derivan en considerar 3 regiones entre los nodos principales de la diagonal: región de conexión, región elástica del núcleo de acero y región de fluencia del núcleo, como se observa en la *Figura 5. 6.a*. La primera corresponde a la placa gusset que fue tomada como un enlace rígido elástico. Mientras que, la zona elástica y de fluencia del núcleo de acero se modelaron como un solo elemento barra, con un módulo de elasticidad equivalente y un largo del 60% de la distancia total entre nodos (*Figura 5. 6.b*).

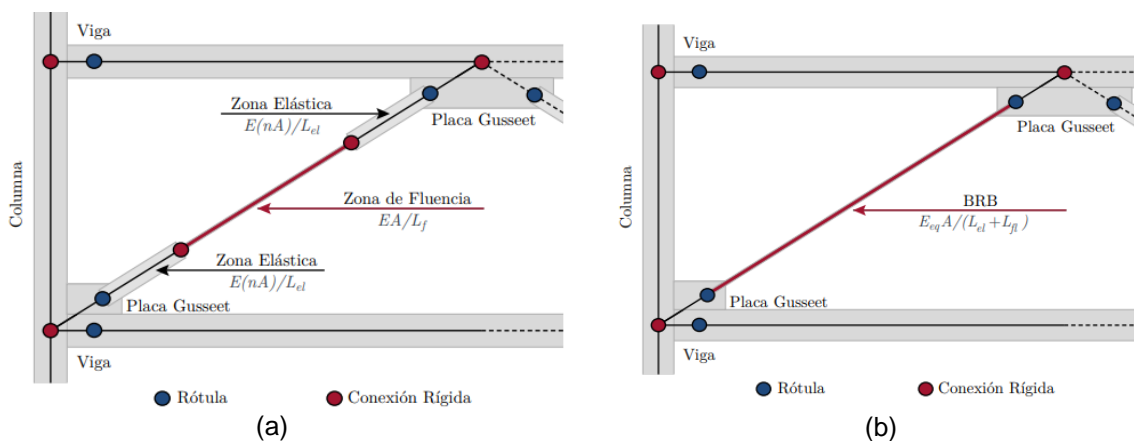


Figura 5. 6: (a) Composición de un BRB; (b) Modelo BRB en OpenSees. [77]

En cuanto al material, [79] y [80] utilizan un material uniaxial general con endurecimiento cinemático e isotrópico combinado para caracterizar un elemento BRB. Dicho material se encuentra en el programa como *Steel4*, el cual ha sido desarrollado y analizado por Zsarnoczay [81].

Sobre esta base, los parámetros utilizados se encuentran en la *Tabla 5. 4* recalcando el comportamiento de fatiga, para llegar a la fractura, que Uriz, recomienda para estos tipos de elementos estructurales. Por otra parte, como las variables b_i y p_i dependen del área de acero suministrada en cada diagonal en la *Tabla 5. 5* y *Tabla 5. 6* se encuentra en detalle los valores asignados. Mientras que, los valores de f_{SM} (indicador de la modificación en la rigidez) y f_{DM} (razón entre longitud total de la riostra y largo de fluencia) corresponden a 1,5 y 1,67, respectivamente.

Tabla 5. 4: Propiedades del material para riostras en marcos BRB.

Parámetro	Tracción	Compresión	Definición
E_0	$E_s * f_{SM}$		Rigidez inicial
f_y	$R_y * F_y$		Esfuerzo de fluencia, calidad A36
f_u	$1,43 * f_y$	$1,43 * f_y * 1,07$	Esfuerzo último
Endurecimiento cinemático			
b	0,40%	2,50%	Razón de endurecimiento cinemático
R_0	25		Indicadores para controlar la transición exponencial de elástico lineal a la asíntota de endurecimiento, basadas en el mejoramiento del material <i>Steel02</i>
r_1	0,91		
r_2	0,15		
R_u	2		
Endurecimiento isotrópico			
b_i	1,50%	1,30%	Razón de endurecimiento inicial
b_f	$0,06 + 0,02 * \frac{600}{A_y} \%$		Relación del endurecimiento saturado
p_i	$1,15 + 0,45 * \frac{600}{A_y}$	$0,85 + 0,25 * \left(\frac{600}{A_y}\right)^{\frac{1}{2}}$	Indicador que especifica la posición del punto de intersección entre las asíntotas de endurecimiento inicial y saturado
R_i	3		Variable que controlar la transición exponencial de la asíntota inicial a la saturada
l_{yp}	1		longitud de la meseta de rendimiento de fluencia
Fatiga			
m	-0,4		Valor para la deformación en el que un ciclo provocará fallas
e_0	$\frac{0,14 + 0,4 * (R_y - 1,1)}{f_{DM}}$		Pendiente de la curva de Coffin-Manson

Fuente: Adaptado de [81].

Tabla 5. 5: Área suministrada en elementos BRB según tipo de estructura.

Estructura	Riostras internas	Riostras externas	Pisos
Mixta 4 pisos NCh3411	-	19 [cm ²]	1 al 2
	-	13 [cm ²]	3 al 4
Mixta 4 pisos NCh433	-	26 [cm ²]	1 al 2
	-	19 [cm ²]	3 al 4
BRB 4 pisos	26 [cm ²]	19 [cm ²]	1 al 2
	13 [cm ²]	13 [cm ²]	2 al 4
Mixta 8 pisos NCh3411	-	32 [cm ²]	1 al 4
	-	19 [cm ²]	5 al 8
Mixta 8 pisos NCh433	-	52 [cm ²]	1 al 4
	-	32 [cm ²]	5 al 8
BRB 8 pisos	36 [cm ²]	32 [cm ²]	1 al 4
	19 [cm ²]	19 [cm ²]	5 al 8

Tabla 5. 6: Valores de b_i y p_i

Ay [cm ²]	b_i [%]	p_i tracción	p_i compresión
13	0,0692	1,358	1,020
19	0,0663	1,292	0,990
26	0,0646	1,254	0,970
32	0,0638	1,234	0,958
36	0,0633	1,225	0,952
52	0,0623	1,202	0,935

5.2.3 Marcos SC

Como se ha mencionado con anterioridad, el alcance principal de este trabajo es suponer el comportamiento de los elementos auto-centrantes igual que un BRB en la etapa inicial elástica, en otras palabras, padecen de las mismas características según cada modelo estructural. De esta manera las riostras en este tipo de marcos también fueron modeladas como un elemento *CorotTruss*, pero con un material auto-centrante, denominado en *OpenSees* como *SelfCentering Material*.

Este material se utiliza principalmente para modelar una riostra auto-centrante de disipación de energía “SCED, *Christopoulos*” detallada en la sección 2.3.3 y fue desarrollado por Erochko *et. al.* [82]. En él se incluyen los parámetros de rigidez inicial (K_1), carga de activación (P_a), relación de rigidez posterior a la activación (K_2) y el parámetro de ancho de histéresis β , como se observa en la *Figura 5. 7*, haciendo énfasis a que las consideraciones son iguales a compresión y tracción ya que lo que se busca es una respuesta histerética en forma de bandera.

Los parámetros utilizados en esta modelación fueron en base al criterio de Tremblay *et. al.* [22], el cual indica una consideración a la rigidez inicial y carga de activación igual al de los miembros BRB. Mientras que, la rigidez post-activación sea tal que la carga asociada (P_u) entregue una derivada entre piso del 2%, un parámetro de capacidad de disipación en energía del 0,95.

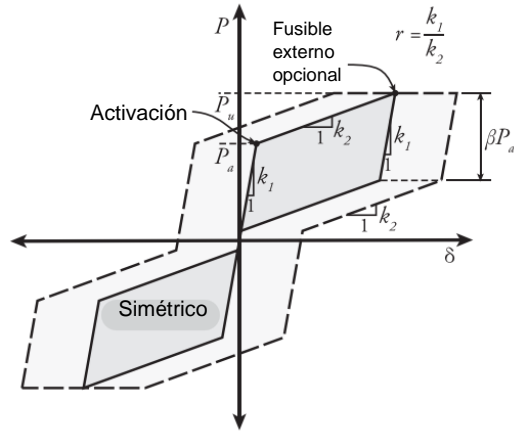


Figura 5. 7: Modelo histérico de la riostra SCED en OpenSees [82].

5.3 Periodos y Rigidez

Previo a los análisis no lineales fueron comparados los valores de periodo fundamental y rigidez de los modelos, esto con el fin de corroborar que la modelación en el software *OpenSees* fue lo más parecida posible a las estructuras diseñadas en rango lineal con ayuda del software ETABS.

Como se observa en la *Tabla 5. 7*, en aquellas estructuras de 4 pisos existe un aumento en el periodo fundamental en dirección “x”, en otras palabras, las estructuras se hacen más flexible (con menos rigidez, *Tabla 5. 8*) ya que *OpenSees* si considera el actuar de los enlaces rígidos, además de, respetar el comportamiento de las diagonales con elementos auto-centrantes. Por el contrario, en estructuras de 8 pisos no se obtuvo el mismo comportamiento, debiéndose principalmente a que fue modelado el tercer eje que, si posee arriostamiento en la zona del núcleo ascensor, es decir, no se le indicó al programa la antisimetría de cada diafragma como se aprecia en la *Figura 5. 2*.

Tabla 5. 7: Diferencia entre periodos fundamentales, dirección “x”.

Pisos	Estructura mixta	Norma sísmica	T_n [s] ETABS	T_n [s] OpenSees
4	BRB-SCBF	NCh3411	0,412	0,453
4	SC-SCBF	NCh3411		0,506
4	BRB-SCBF	NCh433	0,397	0,430
4	SC-SCBF	NCh433		0,476
4	BRB-SC	NCh3411	0,51	0,562
8	BRB-SCBF	NCh3411	0,721	0,718
8	SC-SCBF	NCh3411		0,756
8	BRB-SCBF	NCh433	0,69	0,680
8	SC-SCBF	NCh433		0,683
8	BRB-SC	NCh3411	0,831	0,793

Tabla 5. 8: Diferencia en la rigidez.

Pisos	Estructura mixta	Norma sísmica	K [Ton/m] ETABS	K [Ton/m] OpenSees
4	BRB-SCBF	NCh3411	2773403	2294201
4	SC-SCBF	NCh3411		1835300
4	BRB-SCBF	NCh433	2986939	2543053
4	SC-SCBF	NCh433		2080146
4	BRB-SC	NCh3411	1805485	1488734
8	BRB-SCBF	NCh3411	1831238	1844249
8	SC-SCBF	NCh3411		1663526
8	BRB-SCBF	NCh433	1999480	2080146
8	SC-SCBF	NCh433		2080146
8	BRB-SC	NCh3411	1366284	1500649

5.4 Análisis no lineal estático, “Pushover”

El análisis *Pushover* corresponde a un análisis estático no lineal, ya que su estudio se basa en calcular el comportamiento estructural mediante el método de los desplazamientos ante cargas laterales incrementales [83]. Este tipo de análisis también es conocido como la Técnica del Empujón [84] y se realiza con el fin de obtener la curva de capacidad, resistencia y deformación a nivel de techo de una estructura bajo una distribución de fuerzas inerciales, específicamente, las cargas laterales que son impuestas en la estructura tienen el objetivo de llevarla a un desplazamiento estimado o alcanzar su mecanismo de colapso, tal y como se muestra en la *Figura 5. 8*. En ella queda evidenciado que ante pequeñas cargas el comportamiento estructural es elástico (A), pero cuando ésta se incrementa la estructura comienza a ceder y la curva se dobla hacia el eje de desplazamiento (B) hasta llegar al punto de máxima curvatura (C), al cual generalmente se le denomina como el límite de elasticidad de la estructura.

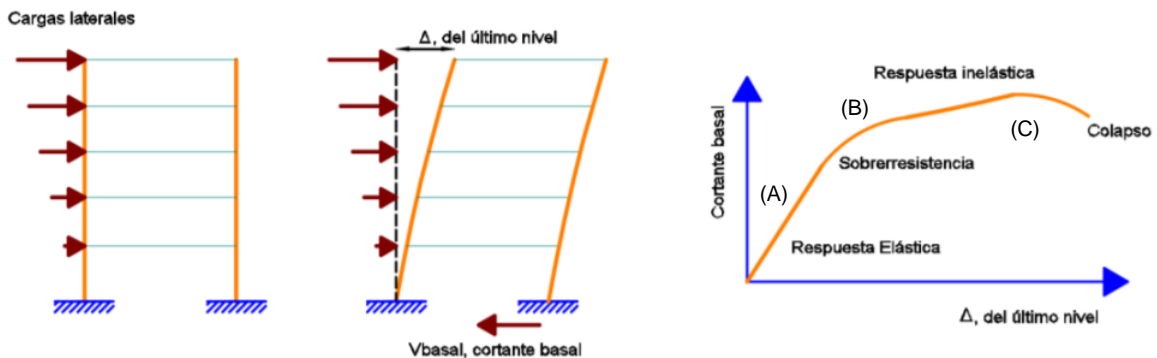


Figura 5. 8: Secuencia del análisis Pushover [83].

En cuanto al mecanismo de cálculo se describe de forma explícita en el documento ASCE/SEI 41-13 [85] donde la ecuación principal para la fuerza lateral aplicada o carga lateral incremental " F_x " se denota en la expresión 5.2, la cual, dicho sea de paso, fue implementada en este trabajo.

$$F_x = C_{vx} * V \tag{5.2}$$

$$C_{vx} = \frac{w_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i * h_i^k} ;$$

El factor C_{vx} representa la distribución vertical, mientras que w_{xoi} y h_{xoi} personalizan la porción del peso específico y la altura (desde la base) en el nivel " x o i ", respectivamente. Por otra parte, " k " es un parámetro dependiente del periodo de la estructura, siendo 1 para $T \leq 0,5$ [s] y 2 para $T \geq 2,5$ [s], para periodos intermedios la ASCE/SEI 41-13 recomienda una interpolación lineal, de esta manera el factor aplicado se observa en la *Tabla 5. 9* según cada tipo de estructura.

Tabla 5. 9: Factor k para las fuerzas laterales en el análisis Pushover.

Pisos	Estructura mixta	Norma sísmica	T_n [s] OpenSees	Factor k
4	BRB-SCBF	NCh3411	0,453	1,00
4	SC-SCBF	NCh3411	0,506*	1,00
4	BRB-SCBF	NCh433	0,430	1,00
4	SC-SCBF	NCh433	0,476	1,00
4	BRB-SC	NCh3411	0,562	1,03
8	BRB-SCBF	NCh3411	0,718	1,11
8	SC-SCBF	NCh3411	0,756	1,13
8	BRB-SCBF	NCh433	0,680	1,09
8	SC-SCBF	NCh433	0,683	1,09
8	BRB-SC	NCh3411	0,793	1,15

(*) Como es cercano a 5 no se aplicó la interpolación lineal.

A continuación, se presentan de forma gráfica los resultados del análisis de carga incremental para las estructuras de 4 y 8 pisos en términos de porcentaje del peso (%P) para el corte basal y en porcentaje de altura total de la estructura para el desplazamiento de techo (%H). Al mismo tiempo, se destaca la presencia del momento de fluencia en las riostras en el primer piso, donde:

- ✓ Riostra 1: Diagonal del marco izquierdo en el eje 1, número 31100 en la programación de OpenSees.
- ✓ Riostra 2: Diagonal del marco derecho en el eje 1, número 32100.
- ✓ Riostra 3: Diagonal izquierda en el eje 2, número 33100.
- ✓ Riostra 4: Diagonal derecha en el eje 2, número 34100.
- ✓ Riostra 5: Diagonal izquierda en el eje 3 (sólo en estructuras de 8 pisos), número 35100.
- ✓ Riostra 6: Diagonal derecha en el eje 3 (sólo en estructuras de 8 pisos), número 36100.

La distribución quedó previamente detallada en las figuras 5.1 y 5.2. De forma análoga, en el Anexo E.3 se deja registro del comportamiento completo en las diagonales durante el curso de cargas incrementales.

5.4.1 Estructuras de 4 pisos

Todas las configuraciones de arriostramientos demostraron tener un comportamiento similar ante cargas laterales incrementadas. Para empezar, las estructuras dejaron de tener una respuesta lineal cuando un par de riostrar fluyeron. Luego, mostraron el segundo cambio cuando el otro par de riostras incurrió también en el rango inelástico hasta aproximadamente un 1%H en desplazamiento lateral, pues ahí se alcanzó la capacidad máxima a tracción (2% de desplazamiento lateral) de las diagonales en el primer piso siendo este el mecanismo de colapso teóricamente esperado. Se destaca que el software *OpenSees* no cuenta con la indicación para pausar el análisis una vez se haya alcanzado dicho mecanismo de colapso, en este u otro piso.

Recordando que, el peso por piso en las combinaciones *BRB-SCBF* y *SC-SCBF* es el mismo bajo el diseño realizado, las cargas laterales impuestas fueron de igual magnitud en ambos modelos. En la *Figura 5. 10* y *Figura 5. 11*, se puede observar que las primeras riostras en fluir son las del primer eje (riostras externas) las cuales simulan las diagonales *BRB*. Mientras que, en las *Figura 5. 12* y *Figura 5. 13* las primeras en fluir son las del segundo eje (riostras internas) correspondientes a diagonales en marcos *SCBF*. Lo anterior, permite concluir que ante demandas similares los primeros elementos en fluir serán las diagonales *BRB* antes que las diagonales con elementos auto-centrantes, esto es producto de su superioridad en la capacidad para resistir cargas y deformarse antes de fluir.

Por otra parte, en la *Tabla 5. 10* se encuentran los límites de fluencia estructural en coordenadas de desplazamiento y corte basal, destacando una clara diferencia en el sistema mixto *BRB-SC* el cual se encuentra muy por debajo del rango, en comparación a los otros sistemas. No obstante, al estimar la ductilidad con el mecanismo de colapso impuesto en el primer piso, a menor porcentaje de desplazamiento lateral en la respuesta elástica (ϵ_y) mayor será el nivel de ductilidad en la estructura dado que todas coinciden al 1%H como desplazamiento último (ϵ_u).

Tabla 5. 10: Límite de fluencia en el análisis Pushover, estructuras de 4 pisos.

Estructura mixta	Norma sísmica	Desplazamiento lateral [%H]	Corte basal [%P]
<i>BRB-SC</i>	NCh 3411	0,170	18,262
<i>BRB-SCBF</i>	NCh 3411	0,189	31,256
<i>BRB-SCBF</i>	NCh 433	0,189	34,656
<i>SC-SCBF</i>	NCh 3411	0,281	36,933
<i>SC-SCBF</i>	NCh 433	0,285	42,529

Más dúctil

↑

↓

Menos dúctil

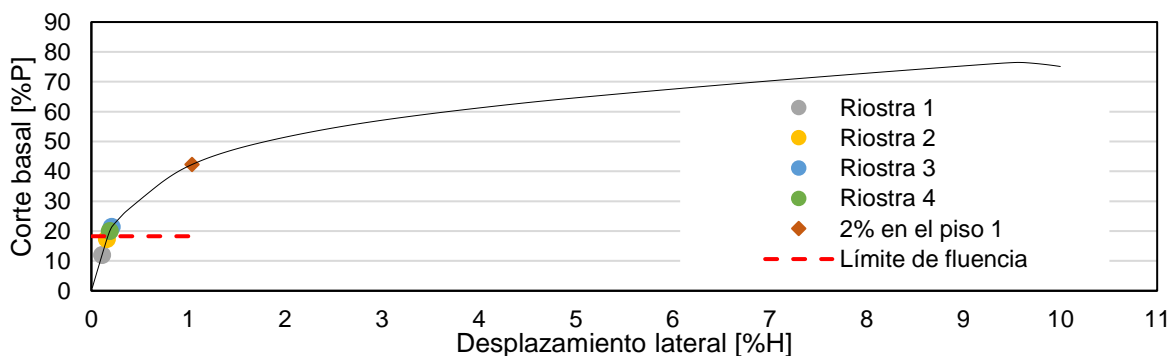


Figura 5. 9: Análisis incremental sistema *BRB-SC* de 4 pisos.

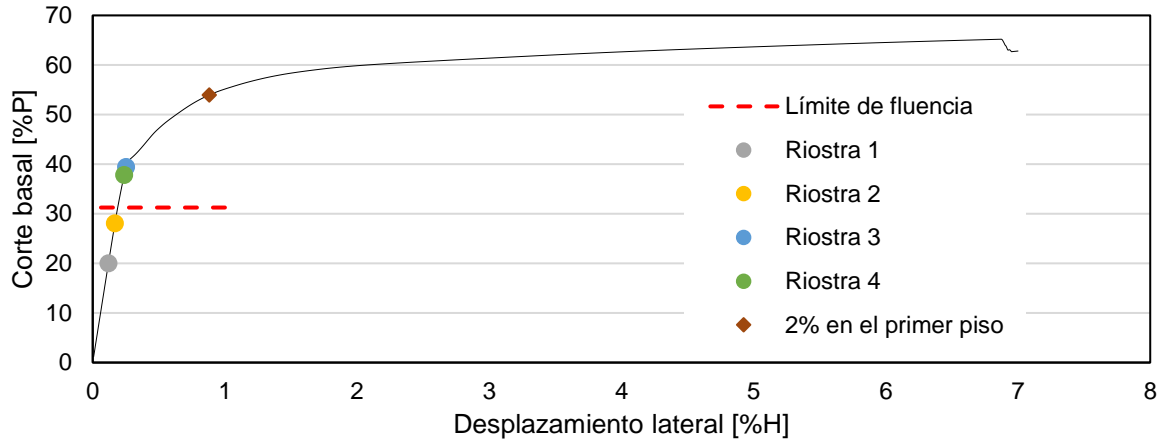


Figura 5. 10: Análisis incremental sistema BRB-SCBF de 4 pisos, bajo la norma NCh3411.

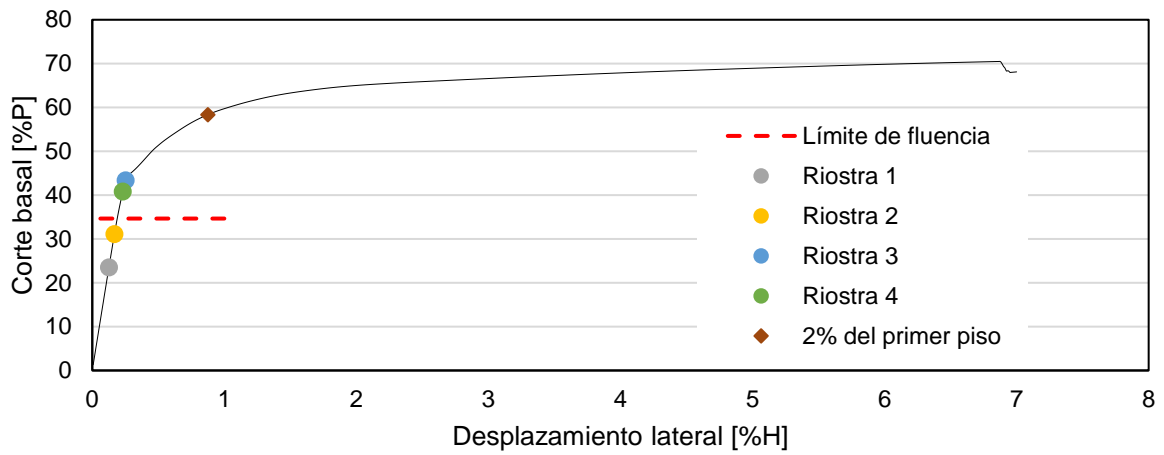


Figura 5. 11: Análisis incremental sistema BRB-SCBF de 4 pisos, bajo la norma NCh433.

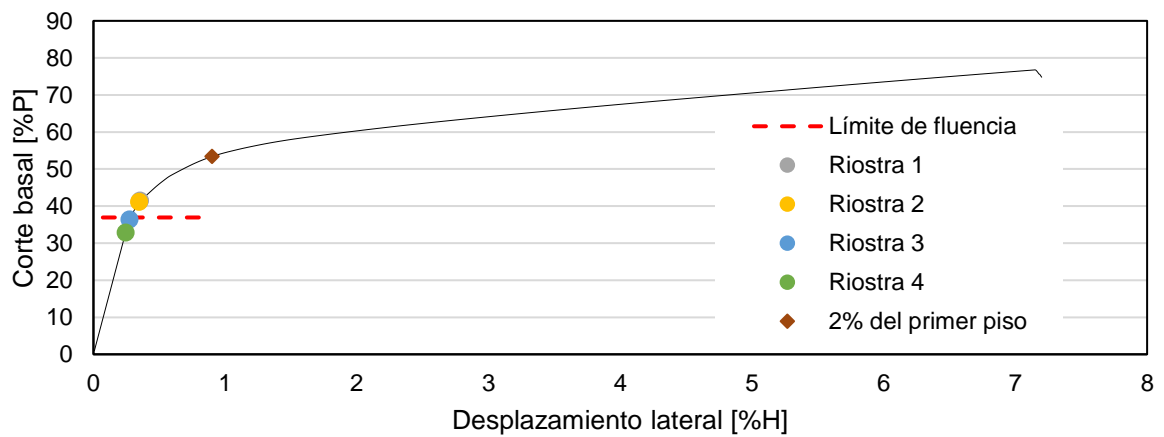


Figura 5. 12: Análisis incremental sistema SC-SCBF de 4 pisos, bajo la norma NCh3411.

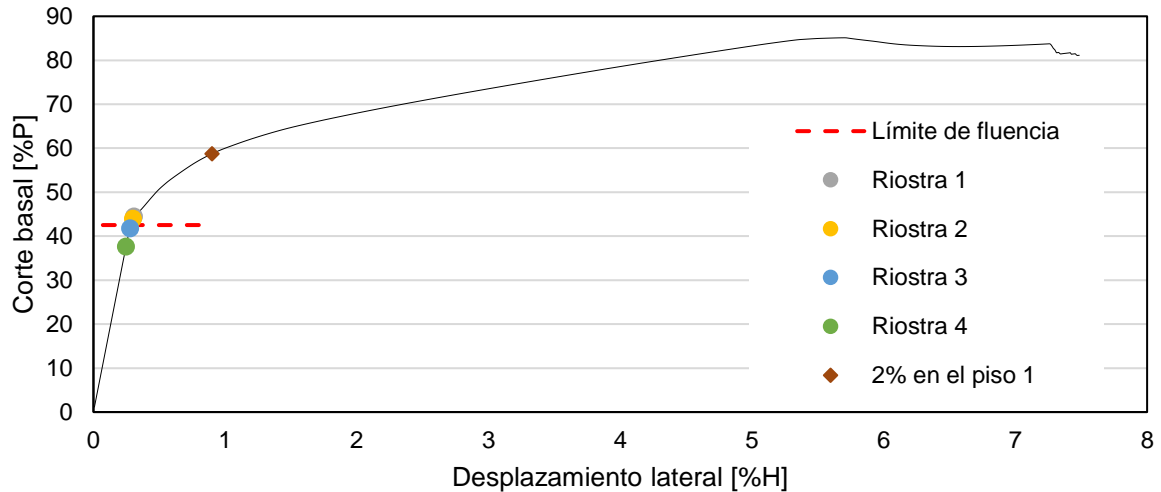


Figura 5. 13: Análisis incremental sistema SC-SCBF de 4 pisos, bajo la norma NCh433.

5.4.2 Estructuras de 8 pisos

En este tipo de estructuras, ante todas las combinaciones de arriostramientos, se destacó la fluencia de las diagonales en arriostramientos externos para que la edificación sobrepase su respuesta elástica (desde Figura 5. 14 a Figura 5. 18). Esto es causa de la existencia y aporte del tercer eje con arriostramientos, en otras palabras, a pesar de ser una estructura más grande y con mayor peso, hay una mayor distribución de cargas laterales en las diagonales.

De igual manera, en la Tabla 5. 11 se detallan los límites de fluencia en cada estructura, produciéndose el mismo comportamiento que en estructuras de 4 pisos. La combinación BRB-SC alcanza una menor capacidad de carga y deformación para una respuesta elástica, pero es la estructura con mayor ductilidad, además, cuenta con una sobre resistencia cercano al 4%H de desplazamiento. Se destaca que todos los modelos nuevamente coinciden en un mecanismo de colapso teórico cuando el techo alcanza un 1%H en deformación lateral aproximadamente, recordando que dicha mecánica consiste en una deformación del 2%h en el primer piso ($h=3,3$ [m]).

Tabla 5. 11: Límite de fluencia en el análisis Pushover, estructuras de 8 pisos.

Estructura mixta	Norma sísmica	Desplazamiento lateral [%H]	Corte basal [%P]
BRB-SC	NCh 3411	0,210	19,994
BRB-SCBF	NCh 3411	0,257	29,702
BRB-SCBF	NCh 433	0,288	36,847
SC-SCBF	NCh 433	0,304	37,570
SC-SCBF	NCh 3411	0,376	37,873

Más dúctil

↑

↓

Menos dúctil

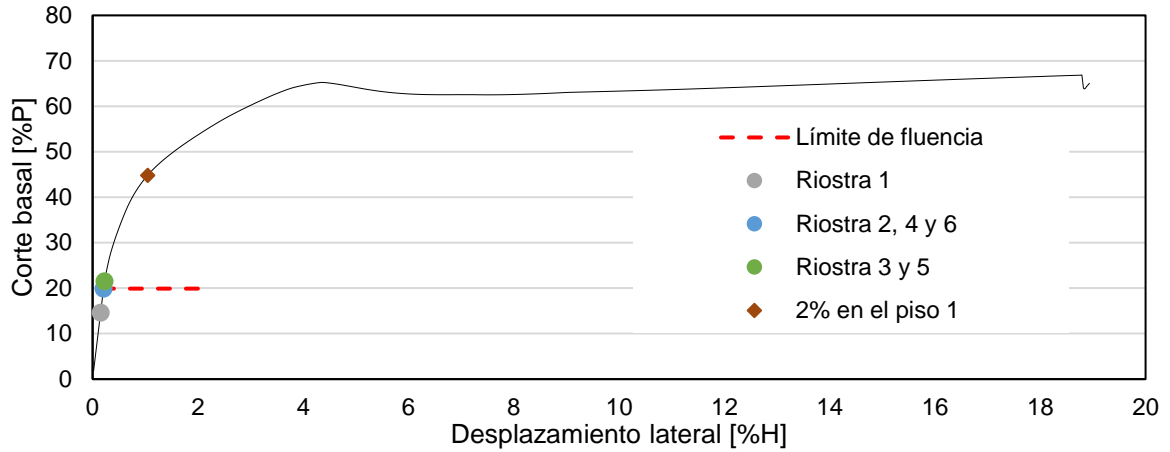


Figura 5. 14: Análisis incremental sistema BRB-SC de 8 pisos.

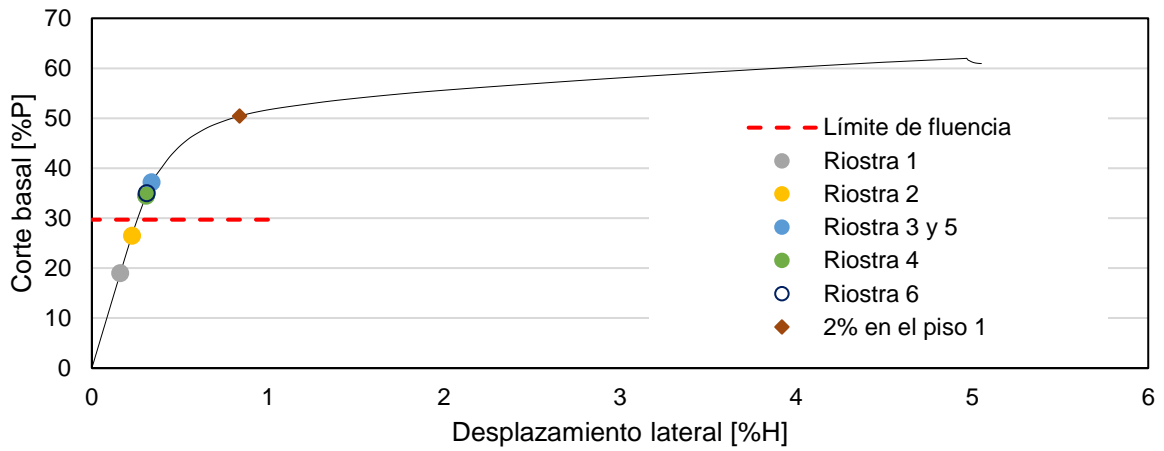


Figura 5. 15: Análisis incremental sistema BRB-SCBF de 8 pisos, bajo la norma NCh3411.

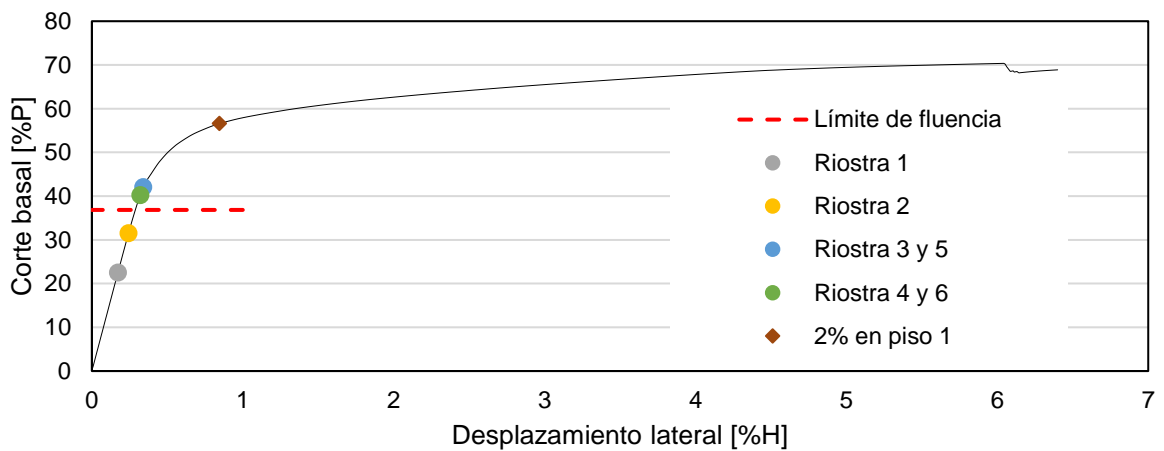


Figura 5. 16: Análisis incremental sistema BRB-SCBF de 8 pisos, bajo la norma NCh433.

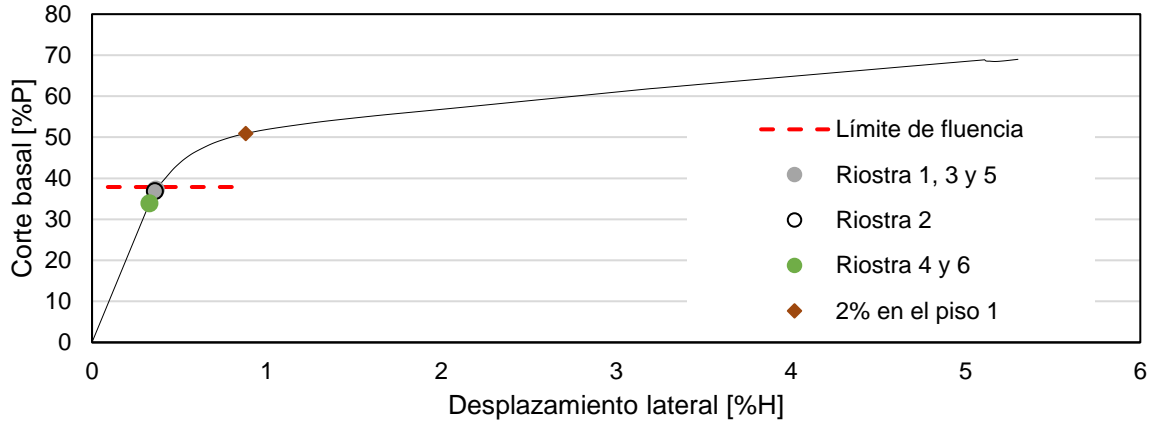


Figura 5. 17: Análisis incremental sistema SC -SCBF de 8 pisos, bajo la norma NCh3411.

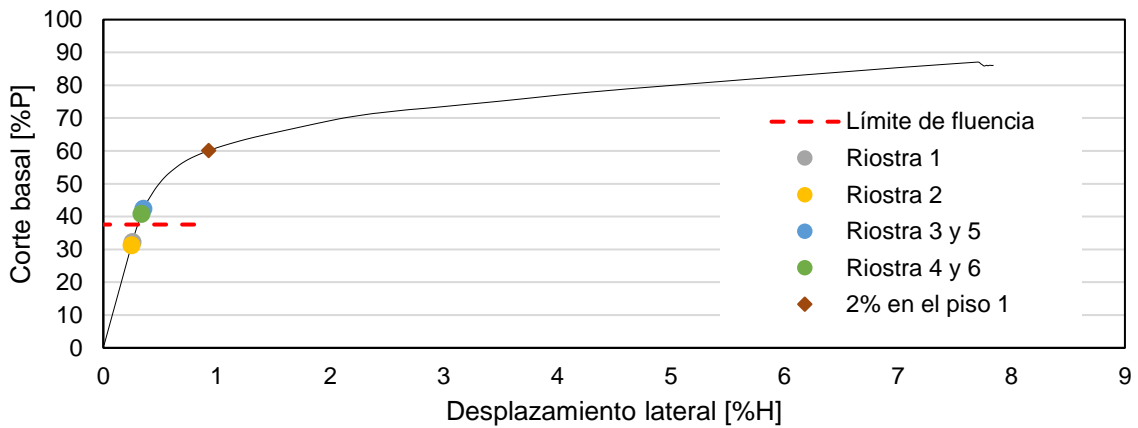


Figura 5. 18: Análisis incremental sistema SC -SCBF de 8 pisos, bajo la norma NCh433.

5.5 Análisis cíclico cuasi-estático

Este tipo de análisis se fundamenta en emplear desplazamientos cíclicos a la base de cada estructura. Por ello, tuvieron que ser aplicada dos historias de desplazamiento:

- ✓ Caso 1: Para modelos con arriostramientos mixtos *BRB-SC*. El movimiento en términos de *drifts* fue de 2 ciclos con 0,15% - 0,5% - 1% - 1,5% y un máximo del 2% (ver Figura 5. 19)
- ✓ Caso 2: En aquellas estructuras con combinaciones *BRB-SCBF* y *SC-SCBF*, fue aplicado un desplazamiento con 3 ciclos de 0,15% - 0,5% - 1% y 1,3% en términos de altura entre piso, como señala la Figura 5. 20.

La diferencia entre el porcentaje y número de ciclos se debió particularmente al comportamiento histerético que tienen las riostras *SCBF* ya que, ante el primer ciclo de cargas degradan significativamente su rigidez y así sucesivamente, alcanzando su fractura antes que un sistema *BRB* o *SC* como se observa en la Figura 5. 21.

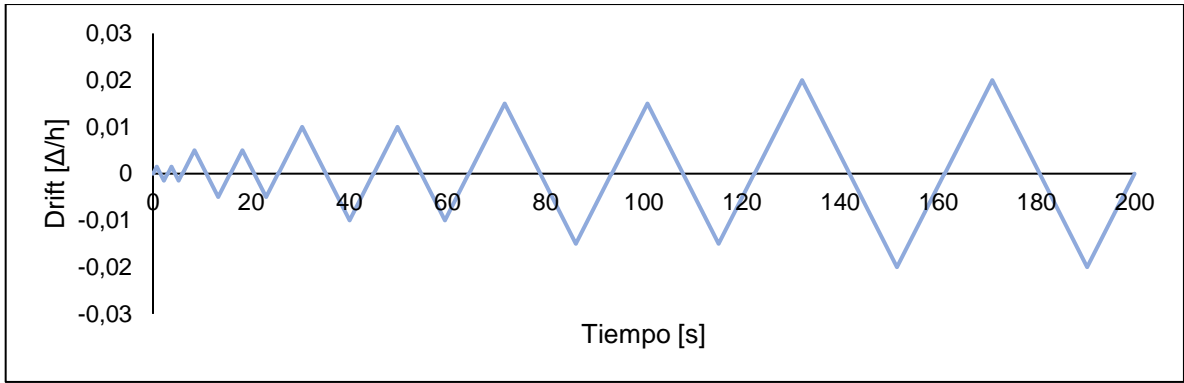


Figura 5. 19: Historia de desplazamiento, caso 1.

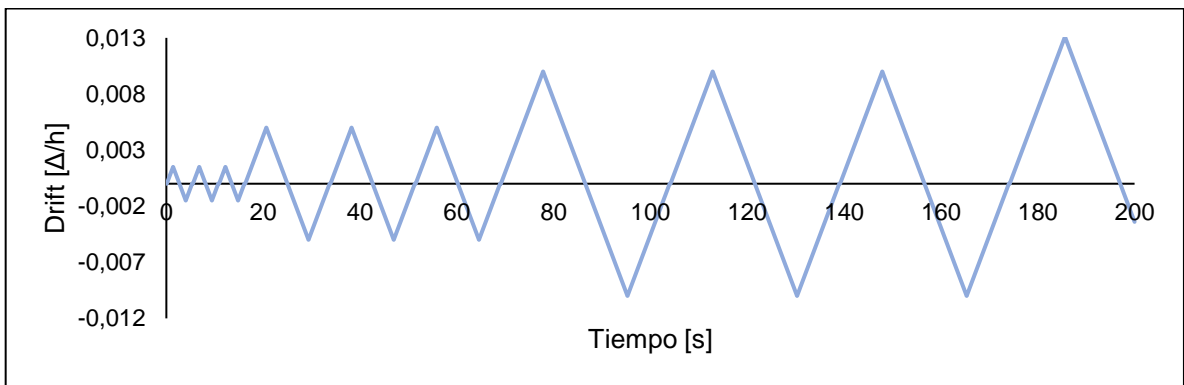


Figura 5. 20: Historia de desplazamiento, caso 2.

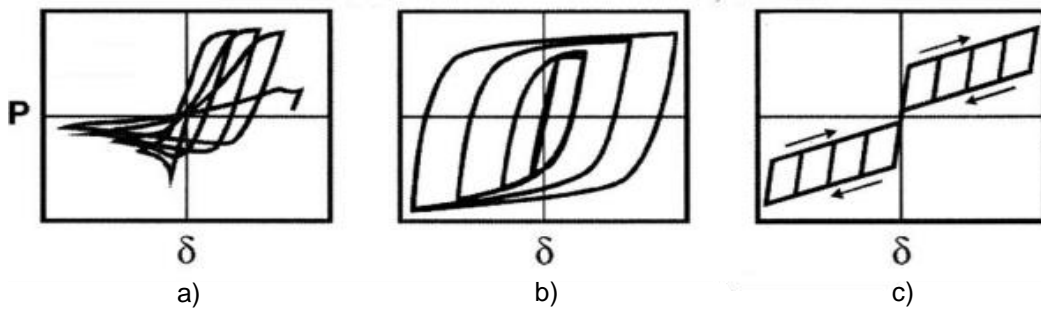


Figura 5. 21: Curvas de histéresis teóricas antes varios ciclos de carga. a) SCBF; b) BRB; c) SC. [22]

En la *Tabla 5. 12* y *Tabla 5. 13*, se presentan el comportamiento de todas las diagonales izquierdas dispuestas en el primer nivel para los modelos de 4 y 8 pisos, respectivamente. En ellas se acentúa la mínima diferencia entre la fuerza a tracción y compresión obtenidas del análisis cíclico en *OpenSees* y el análisis lineal con la norma AISC341-16. A su vez, se detalla la diferencia de sobre el 80% en la resistencia post-pandeo en diagonales del marco SCBF debiéndose principalmente a que el software no cuenta con un parámetro de control, en cambio la norma estipula un porcentaje

aproximado en base a la capacidad a compresión de la riostra. Por otra parte, existe una diferencia en la magnitud de deformación en el punto de fluencia/activación de las diagonales restringidas al pandeo y auto-centrantes modeladas en *OpenSees*, no siendo un parámetro trascendente en este estudio producto que el valor de comparación corresponde a la deformación unitaria del acero calidad A36, es decir, un valor teórico que no considera la composición de dichas riostras.

La *Figura 5. 22*, *Figura 5. 23* y *Figura 5. 24* representan, en forma gráfica, como fueron extraídos los datos a comparar en riostras convencionales, restringidas al pandeo y con elementos auto-centrantes, respectivamente.

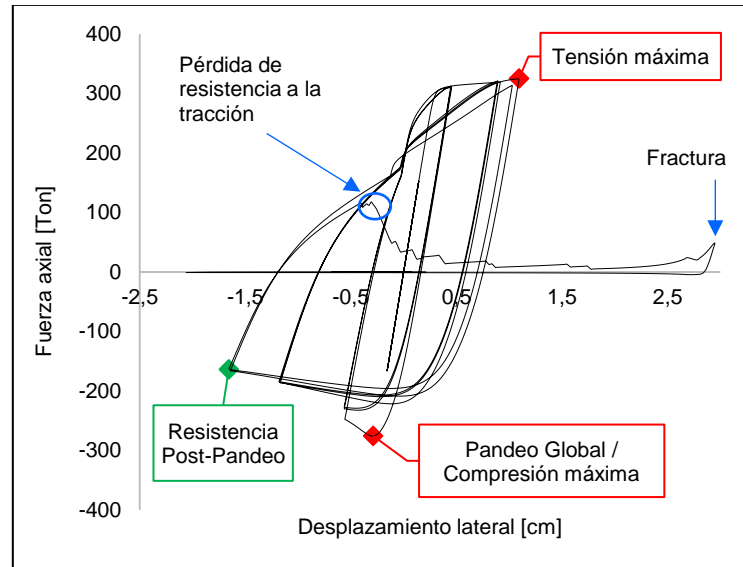


Figura 5. 22: Representación del análisis cuasi-estático en riostras SCBF.

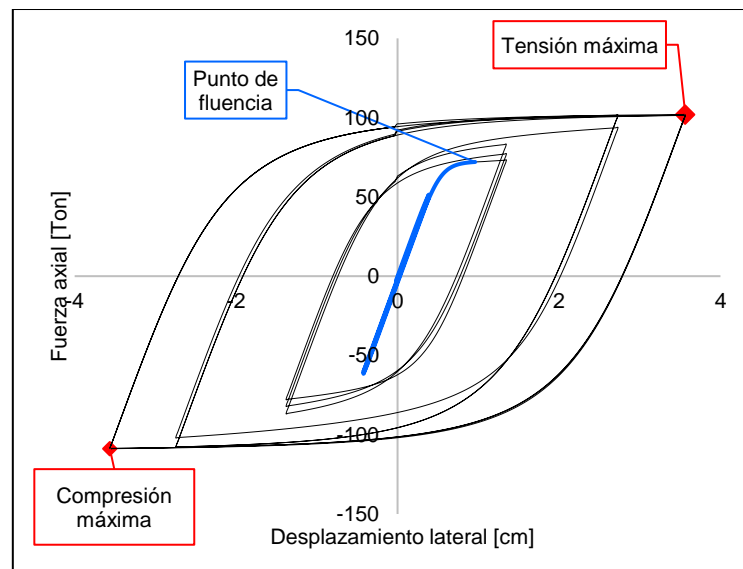


Figura 5. 23: Representación del análisis cuasi-estático en riostras BRB.

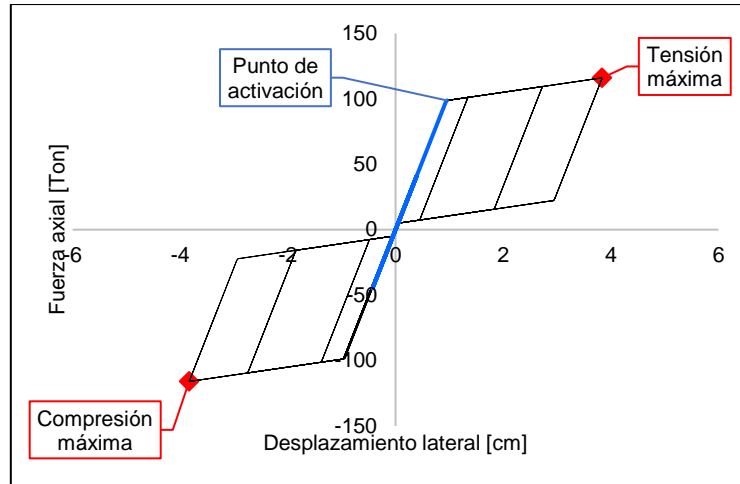


Figura 5. 24: Representación del análisis cuasi-estático en riostras SC.

Tabla 5. 12: Comparación de fuerzas AISC41-16 y OpenSees. Modelos 4 pisos.

Riostra	Análisis	Tensión		Compresión		Post-Pandeo Fuerza [Ton]	Fluencia-Activación	
		F.A [Ton]	D.L [cm]	F.A [Ton]	D.L [cm]		F.A [Ton]	D.L [cm]
Modelo BRB-SCBF bajo la norma sísmica NCh3411								
BRB Eje 1	AISC 341-16	103	3,58	110	3,58	-	72	0,65
	OpenSees	102	3,56	109	3,56	-	72	0,99
SCBF Eje 2	AISC 341-17	302	-	295	-	88	-	-
	OpenSees	325	1,09	276	0,29	164	-	-
Modelo BRB-SCBF bajo la norma sísmica NCh433								
BRB Eje 1	AISC 341-17	141	3,58	151	3,58	-	99	0,65
	OpenSees	140	3,56	149	3,56	-	99	0,99
SCBF Eje 2	AISC 341-18	302	-	295	-	88	-	-
	OpenSees	325	1,09	276	0,29	164	-	-
Modelo SC-SCBF bajo la norma sísmica NCh3411								
SC Eje 1	AISC 341-16	103	3,58	110	3,58	-	72	1,6
	OpenSees	79	3,57	79	3,57	-	72	1,29
SCBF Eje 2	AISC 341-17	302	-	295	-	88	-	-
	OpenSees	325	1,10	276	0,30	163	-	-
Modelo SC-SCBF bajo la norma sísmica NCh433								
SC Eje 1	AISC 341-17	141	3,58	151	3,58	-	99	0,65
	OpenSees	116	3,84	116	3,84	-	99	0,96
SCBF Eje 2	AISC 341-18	302	-	295	-	88	-	-
	OpenSees	327	1,16	276	0,30	160	-	-
Modelo BRB-SC								
BRB Eje 1	AISC 341-16	103	5,51	110	5,51	-	72	0,65
	OpenSees	102	5,52	110	5,47	-	72	0,59
SC Eje 2	AISC 341-17	141	3,99	151	3,99	-	99	0,45
	OpenSees	141	3,97	141	3,98	-	99	0,47

F.A: Fuerza axial; D.L: Desplazamiento lateral

Tabla 5. 13: Comparación de fuerzas AISC41-16 y OpenSees. Modelos 8 pisos.

Riostra	Análisis	Tensión		Compresión		Post-Pandeo Fuerza [Ton]	Fluencia-Activación	
		F.A [Ton]	D.L [cm]	F.A [Ton]	D.L [cm]		F.A [Ton]	D.L [cm]
Modelo BRB-SCBF bajo la norma sísmica NCh3411								
BRB Eje 1	AISC 341-16	174	3,58	186	3,58	-	121	0,65
	OpenSees	172	3,59	183	3,57	-	121	0,99
SCBF Eje 2-3	AISC 341-17	302	-	295	-	88	-	-
	OpenSees (Eje 2)	318	0,78	276	0,30	166	-	-
	OpenSees (Eje 3)	316	0,81	276	0,30	166	-	-
Modelo BRB-SCBF bajo la norma sísmica NCh433								
BRB Eje 1	AISC 341-17	282	3,58	302	3,58	-	197	0,65
	OpenSees	279	3,27	297	3,26	-	197	1,00
SCBF Eje 2-3	AISC 341-17	302	-	295	-	88	-	-
	OpenSees (Eje 2)	318	0,77	276	0,30	170	-	-
	OpenSees (Eje 3)	316	0,70	276	0,30	170	-	-
Modelo SC-SCBF bajo la norma sísmica NCh3411								
SC Eje 1	AISC 341-16	174	3,58	186	3,58	-	121	0,65
	OpenSees	147	3,56	147	3,55	-	122	0,79
SCBF Eje 2-3	AISC 341-17	302	-	295	-	88	-	-
	OpenSees (Eje 2)	318	0,79	276	0,30	166	-	-
	OpenSees (Eje 3)	316	0,73	276	0,30	164	-	-
Modelo SC-SCBF bajo la norma sísmica NCh433								
SC Eje 1	AISC 341-16	282	3,58	302	3,58	-	197	0,65
	OpenSees	271	3,54	271	3,54	-	197	0,48
SCBF Eje 2-3	AISC 341-17	302	-	295	-	88	-	-
	OpenSees (Eje 2)	318	0,78	276	0,30	166	-	-
	OpenSees (Eje 3)	315	0,78	276	0,30	164	-	-
Modelo BRB-SC								
BRB Eje 1	AISC 341-16	174	5,51	186	5,51		121	0,65
	OpenSees	172	5,51	185	5,45		121	0,79
SC Eje 2-3	AISC 341-17	195	3,99	209	3,99		137	0,45
	OpenSees (Eje 2)	221	3,98	219	3,93		137	0,33
	OpenSees (Eje 3)	221	3,98	219	3,93		137	0,33

F.A: Fuerza axial; D.L: Desplazamiento lateral

En el Anexo E.4 se encuentra la gráfica correspondiente a todas las diagonales de los marcos arriostrados del primer piso, donde se observa que, al imponer los desplazamientos cíclicos en sentido horizontal las riostras posicionadas en el costado izquierdo del marco parten su trabajo sometidas a tracción, mientras que, las del lado derecho comienzan a compresión.

5.6 Análisis no lineal dinámico (tiempo-historia)

Teniendo en conocimiento que los análisis estáticos lineales no permiten evidenciar daños y pérdidas estructurales, es que las consideraciones en la variación de cargas en el tiempo y efectos de no linealidad cobran vital importancia, ya que se estudian los efectos bajo rangos más cercanos a la realidad. De forma tal que, este tipo de análisis se fundamenta en considerar la existencia de fuerzas sísmicas (por medio de aceleraciones) que actúan unidireccionalmente en dos o tres direcciones independientes por sobre la estructura y, además, una matriz de amortiguamiento demostrando así su comportamiento real. Con respecto a este último punto, *OpenSees* contempla el método de amortiguación de Rayleigh, quien se basa en construir una matriz utilizando las propiedades de masa (M) y rigidez (K) de la superestructura, como se observa en la expresión 5.3. Los coeficientes de proporcionalidad α y β se obtienen numéricamente por las frecuencias naturales del primer (w_1) y segundo modo de vibrar (w_2) más la razón de amortiguamiento (ξ), que, dicho sea de paso, fue considerada de un 2% según lo estudiado en estructuras de acero y recomendado por Ribeiro [86].

$$C = \alpha[M] + \beta[K] \tag{5.3}$$
$$\alpha = 2\xi \frac{w_1 w_2}{w_1 + w_2} ; \beta = \frac{2\xi}{w_1 + w_2}$$

En este trabajo se utilizaron tres registros sísmicos sucedidos en el terremoto del año 2010 en Chile, el cual tuvo como epicentro la localidad norte sur del Maule, frente a Cobquecura [87]. Las ciudades son: Concepción, Constitución y Viña del Mar, las tres son catalogadas como Zona Sísmica 3 (Figura 5. 25) y tipo de suelo D en la norma NCh433 [4], coincidiendo con el análisis modal espectral que fueron diseñadas las estructuras.



Figura 5. 25: Zonificación sísmica [4].

En la Figura 5. 26, Figura 5. 27 y Figura 5. 28, se encuentra la gráfica de los registros de menor a mayor frecuencia, es decir: Constitución, Concepción y Viña del Mar, respectivamente. En ellos se mide el tiempo de arribo de las ondas quedando apuntado el peak de pseudo aceleración positiva y negativa. Del mismo modo, se observa que en Viña del Mar hay un retraso en la llegada de la onda por la lejanía del epicentro, disminuyendo la intensidad del registro.

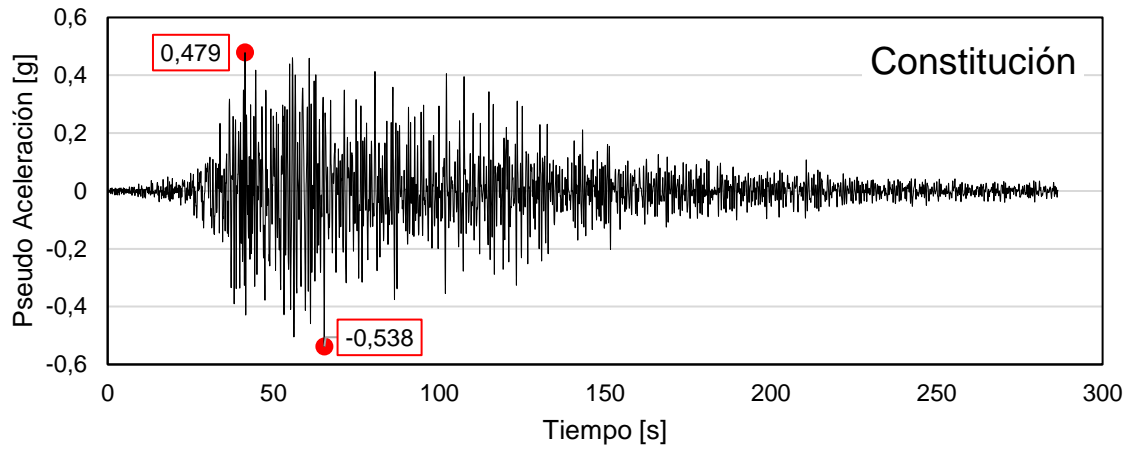


Figura 5. 26: Registro de Constitución, sentido longitudinal.

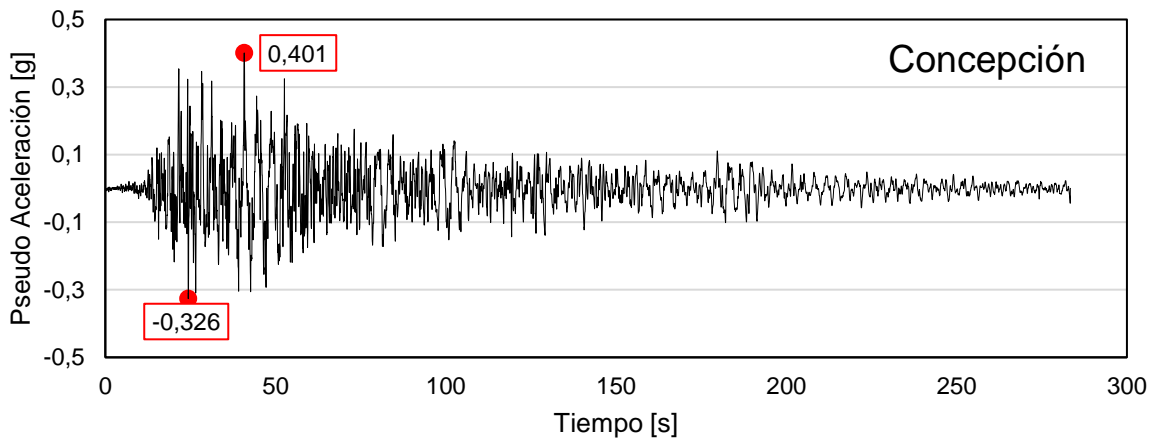


Figura 5. 27: Registro de Concepción, sentido longitudinal.

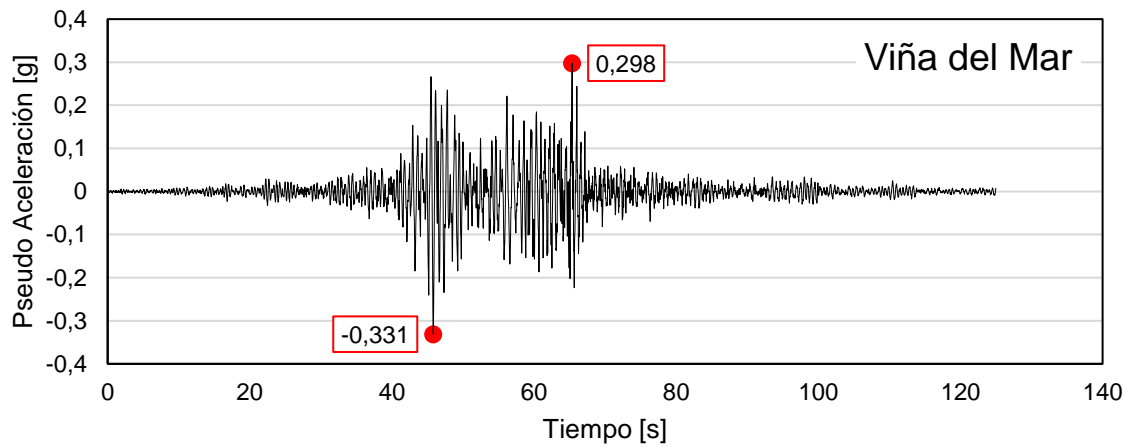


Figura 5. 28: Registro de Viña del Mar, sentido Este-Oeste.

A continuación, se detallan los resultados de cada estructura en términos de deformación residual, entre piso y de techo, verificando los requisitos de la normativa vigente. Se destaca que en cada registro sísmico fueron incluidos 60 segundos al final, con el propósito de que cada estructura oscilara en vibraciones libres hasta tender a una deformación remanente. De manera análoga, se especifican las aceleraciones absolutas máximas por piso en cada modelo, pudiendo comparar y corroborar cual sistema mixto tiene un mejor comportamiento estructural.

En el *Anexo E.5.1* se corrobora el comportamiento histerético las riostras del primer nivel según el modelo sismorresistente y registro aplicado, pudiendo destacar 2 a 3 comportamientos en general:

- 1) Riostras *Yoder*, en marcos *SCBF*: En la *Figura 5. 29* se aprecia que en el primer caso la diagonal pierde su resistencia a la tracción llegando a la fractura, este suceso ocurre principalmente en estructuras de 8 pisos bajo el registro de Constitución. El segundo caso demuestra que la riostra tiene un comportamiento diminuto en rango inelástico, siendo característico en modelos sometidos a el registro de Viña del Mar dada la intensidad de éste. Por último, el caso 3 es una conducta que ocurre con mayor frecuencia en las estructuras, puesto que a demandas intermedias el elemento solo alcanza el pandeo global y su resistencia post-pandeo. Se remarca que este tipo de riostras se encuentra en conjunto a marcos arriostrados externos *BRB* o *SC*.

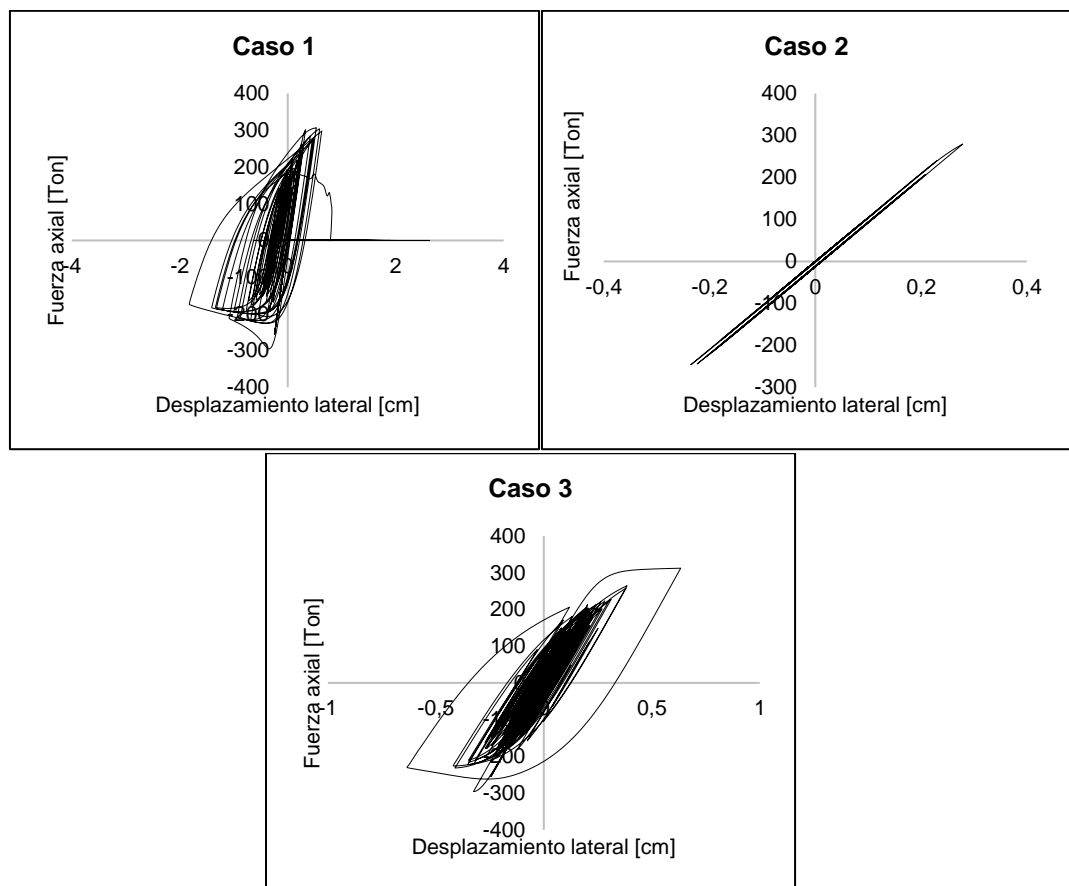


Figura 5. 29: Representación de la histéresis, en el análisis tiempo-historia para riostras *SCBF*.

- 2) Riostras restringidas al pandeo, marco *BRB*: La *Figura 5. 30* representa los dos casos más representativos y obtenidos en el análisis tiempo-historia. El primero demuestra que el elemento estructural disipa gran cantidad de la energía traspasada ante demandas sísmicas, destacando que en ningún modelo ni registro sísmico la diagonal alcanzó su máximo a tracción ni compresión, pudiendo asumir que al tener sistemas mixtos de arriostramientos existe una mayor distribución de las cargas laterales. De igual manera, el caso 2 especifica un comportamiento con tendencia a un rango inelástico ínfimo, característico en estructuras mixtas de 4 pisos bajo el registro de Viña del Mar, puesto que es el con menor intensidad.

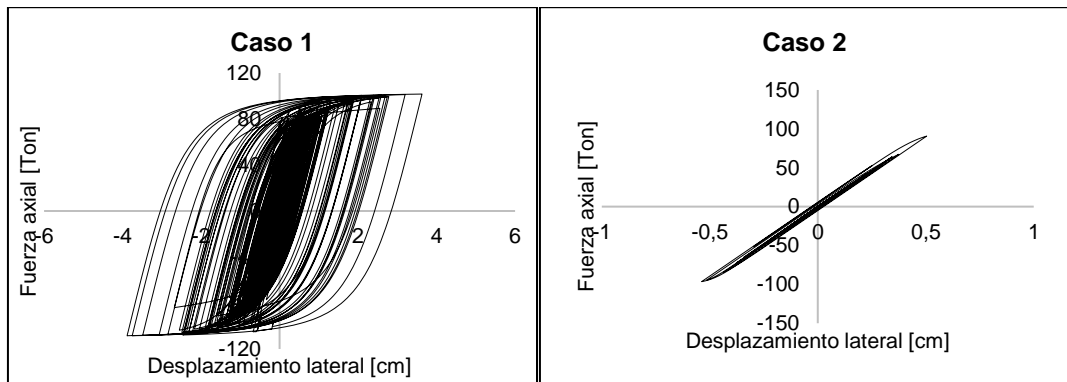


Figura 5. 30: Representación de la histéresis, en el análisis tiempo-historia para riostras *BRB*.

- 3) Riostras con elementos auto-centrantes: El comportamiento más esperado y concurrido de dichas diagonales fue la forma de bandera, como se destaca en el caso 1 de la *Figura 5. 31*, dada su capacidad para disipar energía y volver a su estado original. Se hace necesario mencionar que, al igual que las riostras *BRB*, en ningún modelo ni elemento de estas características alcanzó su límite a compresión ni tracción. Por otra parte, se obtuvo la forma del caso 2, quien señala un comportamiento lineal en la diagonal frecuentado en estructuras de 4 pisos con la combinación de sistemas *SC-SCBF*, pudiendo ser consecuencia de la distribución en la carga lateral y la gran capacidad que tienen las riostras *SCBF* para resistir antes de fluir y no debilitar la rigidez de la edificación en general.

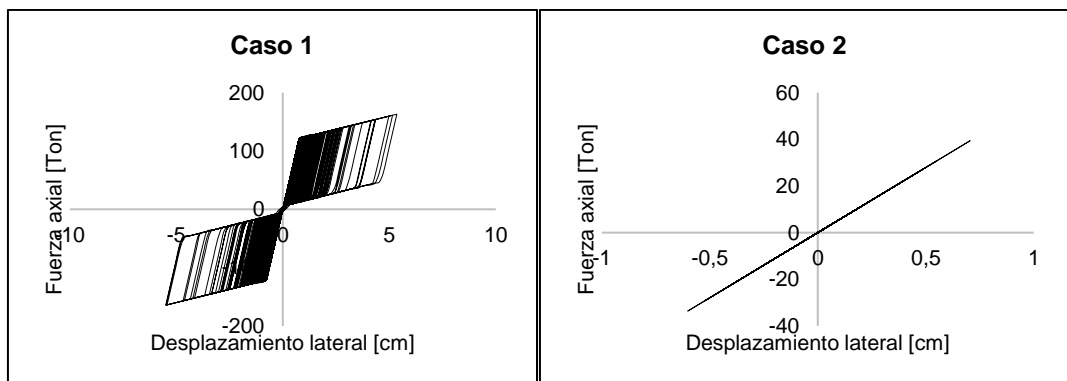


Figura 5. 31: Representación de la histéresis, en el análisis tiempo-historia para riostras *SC*.

5.6.1 Deformaciones Residuales

En la *Figura 5. 32* se hallan las deformaciones residuales en las estructuras mixtas de 4 pisos bajo los registros de (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar. En ella se observa una tendencia a la superioridad en deformación residual de la combinación *BRB-SCBF* diseñado bajo la norma NCh3411, esto puede ser consecuencia de que ambos tipos de marcos cuentan con gran capacidad para deformarse y disipar energía [51], pero no con volver a su estado original después de haber incurrido en el rango inelástico degradando la rigidez del sistema estructural.

La explicación de por qué la estructura con marcos *BRB-SCBF* diseñada bajo la norma NCh433 no experimenta el mismo comportamiento, se asume principalmente a que cuenta con diagonales de núcleo de acero más grande, en otras palabras, cuenta con una mayor capacidad para resistir cargas laterales. Lo mismo pasa con la combinación *SC -SCBF* diseñada bajo la NCh433, puesto que el alcance principal de este trabajo es suponer el comportamiento de los elementos auto-centrantes igual que un *BRB* en la etapa inicial elástica, es decir, cuentan con el mismo núcleo de acero.

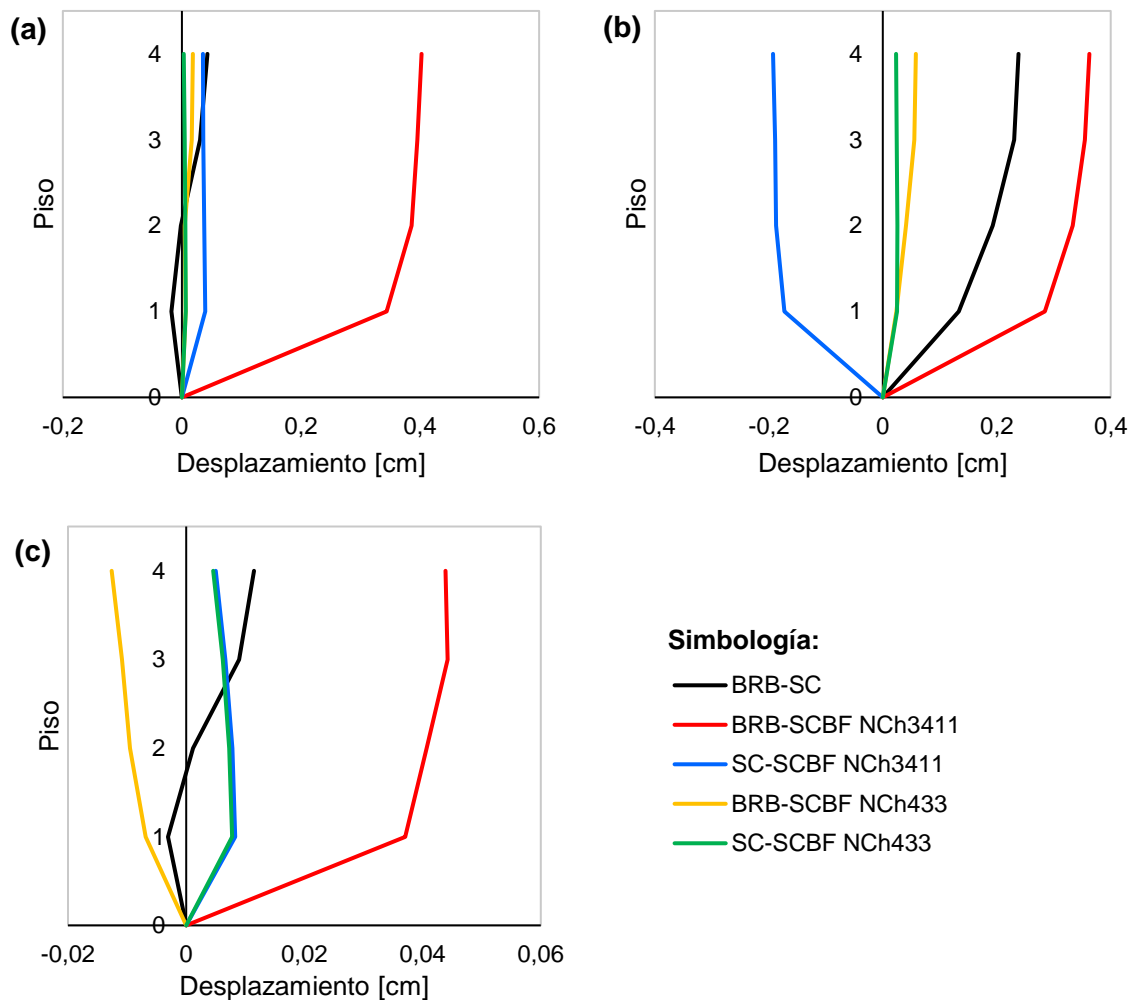


Figura 5. 32: Deformaciones residuales en estructuras de 4 pisos. Registro: (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar.

Con la figura también queda evidencia que cualquier sistema que contenga diagonales auto-centrantes mejorará significativamente la magnitud en deformaciones residuales. De todas maneras, en la *Tabla 5. 14* en encuentra la máxima deformación permanente de cada estructura, donde el valor máximo asciende a 4 [mm] aproximadamente, equivalente al 0,03% de la altura del edificio bajo el registro de Constitución. Para el mismo evento sísmico Hernández [18] destaca un 0,3% de derivada permanente en un modelo simple que sólo considera arriostramientos externos SCBF, es decir, se cumplió el objetivo de bajar el porcentaje con sistemas mixtos.

Autores como Erochko *et. al* [82] y Feng *et. al.* [88] recomiendan considerar como límite una deriva residual de un 0,5% propuesto por McCormick *et. al.* [89] ya que, ante un valor superior los costos de reparación o cambio de elementos estructurales dañados serán mayores. En consecuencia, todas las estructuras propuestas se encuentran por debajo de dicho límite, cumpliendo así los estándares de diseño.

Tabla 5. 14: Valor máximo de deformación residual en estructuras de 4 pisos, bajo los tres registros.

Sistema mixto	Constitución	Concepción	Viña del Mar
BRB-SC	0,043 [cm]	0,238 [cm]	0,011 [cm]
BRB-SCBF (NCh3411)	0,403 [cm]	0,363 [cm]	0,044 [cm]
BRB-SCBF (NCh433)	0,018 [cm]	0,058 [cm]	0,013 [cm]
SC-SCBF (NCh3411)	0,039 [cm]	0,193 [cm]	0,008 [cm]
SC-SCBF (NCh433)	0,006 [cm]	0,026 [cm]	0,008 [cm]

Por otra parte, en la *Tabla 5. 15* se encuentran las deformaciones permanentes en modelos de 8 pisos, resaltando el valor máximo nuevamente obtenido bajo el registro de Constitución, pero esta vez en la estructura BRB-SCBF diseñada bajo la norma sísmica NCh433, pudiendo ser consecuencia la pérdida a la resistencia a tracción de las diagonales en marcos especiales arriostrados convencionales llegando a su fractura en combinación con la capacidad que tiene para deformarse las diagonales restringidas al pandeo para poder disipar la energía.

De cualquier forma, al haber obtenido una deriva residual máxima de 8,1 [mm], es decir, de 0,031% ésta no sobrepasa el límite propuesto por McCormick.

Tabla 5. 15: Valor máximo de deformación residual en estructuras de 8 pisos, bajo los tres registros.

Sistema mixto	Constitución	Concepción	Viña del Mar
BRB-SC	0,038 [cm]	0,102 [cm]	0,036 [cm]
BRB-SCBF (NCh3411)	0,444 [cm]	0,349 [cm]	0,373 [cm]
BRB-SCBF (NCh433)	0,810 [cm]	0,241 [cm]	0,087 [cm]
SC-SCBF (NCh3411)	0,024 [cm]	0,345 [cm]	0,063 [cm]
SC-SCBF (NCh433)	0,058 [cm]	0,127 [cm]	0,028 [cm]

De igual manera, en la *Figura 5. 33* se detalla la deformación remanente por piso de cada estructura de 8 pisos donde nuevamente se ve beneficiado aquel modelo que cuenta con diagonales auto-centrantes, en especial cuando se encuentra combinado con marcos que contemplen diagonales BRB dada su gran capacidad para deformarse, no perder resistencia y disipar energía ante cualquier registro sísmico. Además, es necesario remarcar la tendencia de las combinaciones BRB-SCBF a

dejar mayores deformaciones residuales por la nula capacidad del sistema para volver a su estado original posterior a la disipación de energía y, que los modelos diseñados bajo la norma sísmica NCh433 tienen un mejor comportamiento que aquellos que se compararon he hicieron bajo la NCh3411, puesto que se activaron o fluyeron a un mayor nivel de carga.

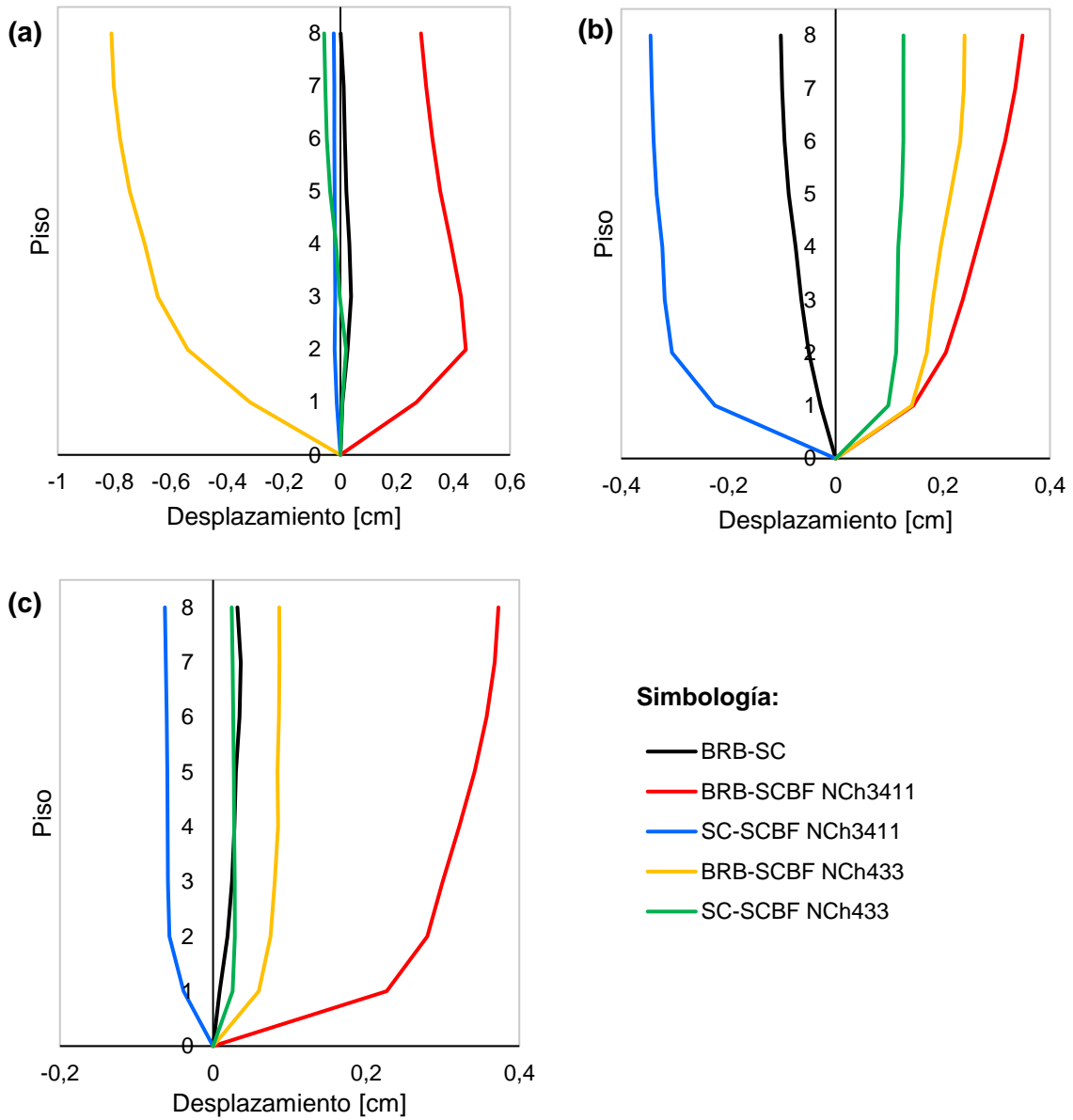


Figura 5. 33: Deformaciones residuales en estructuras de 8 pisos. Registro: (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar.

5.6.2 Drift máximo por piso

En la *Figura 5. 34* y *Figura 5. 35*, se encuentran los desplazamientos máximos relativos entre pisos para los modelos de 4 y 8 pisos, respectivamente, bajo los registros sísmicos de (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar. En todos se observa que, el *drift* con mayor magnitud se encuentra en el primer piso ya que los elementos estructurales fluyen, trabajan bajo mayores cargas de compresión y tracción e incluso alcanzan la fractura, como es en el caso de las diagonales *SCBF*. Este comportamiento se explica porque el primer nivel tiene miembros estructurales (columnas y riostras) con conexiones fija a la base o apoyos, y pues ahí es donde se recibe la máxima demanda gravitacional y lateral, proveniente del peso que descarga la estructura y la introducción de vibraciones en un evento sísmico. De igual manera, la dirección de las curvas se justifica por la activación o fluencia de las diagonales, puesto que en pisos superiores estas tienden a trabajar en su rango lineal, especialmente cuando los arriostramientos fueron optimizados en términos de propiedades geométricas (ver *Anexo E.5.2*). En síntesis, las estructuras se mueven como un cuerpo rígido que fue excitado en su base.

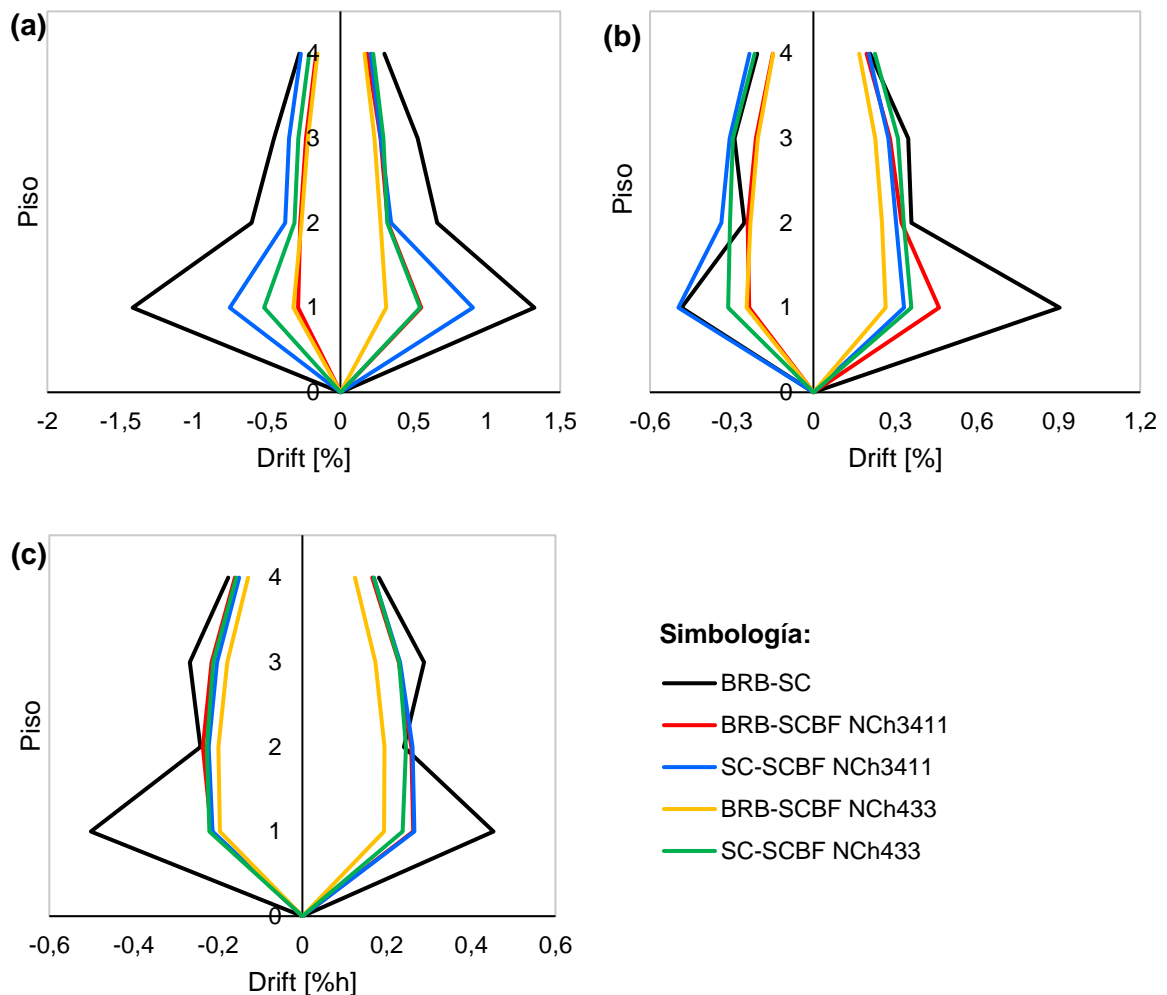


Figura 5. 34: Drift máximo por nivel en estructuras de 4 pisos. Registro de: (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar.

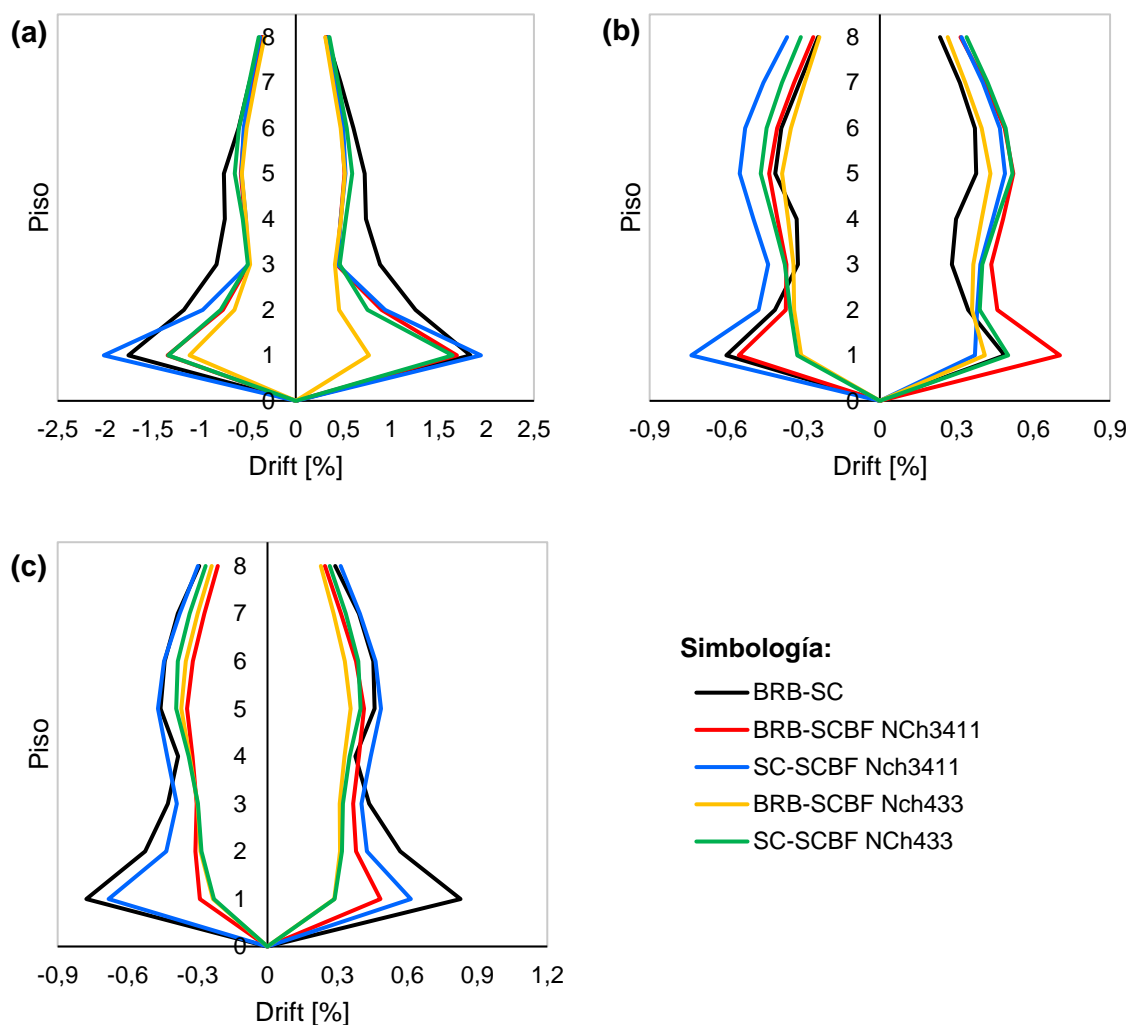


Figura 5.35: Drift máximo por nivel en estructuras de 8 pisos. Registro de: (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar.

Las figuras también reflejan que los modelos con mayor flexibilidad son quienes experimentan mayores *drift* para los tres registros sísmicos. Particularmente se destaca la combinación *BRB-SC* que, si bien deforma de manera superior a los otros sistemas, éste deja mínimas derivadas residuales como quedó evidenciado en la sección anterior. No obstante, la combinación *SC-SCBF* (NCh3411) en estructuras de 8 pisos bajo los sismos de mayor intensidad alcanza una deformación entre pisos superior, debiéndose principalmente a la cercanía a la fractura que tuvieron las diagonales convencionales afectando así la estabilidad de la estructura.

Por otro lado, en la *Tabla 5.16* se enfatizan los *drift* máximos en modelos de 4 y 8 pisos, los cuales derivan en 1,4% y 2%, respectivamente, bajo el registro de Constitución puesto que tiene una mayor intensidad; 0,9% y 0,7% bajo Concepción en las mismas estructuras con sistemas mixtos; Y, por último 0,5% y 0,8% con el registro de Viña del Mar obtenidas en los modelos *BRB-SC*, cumpliendo con la teoría que ante pequeñas cargas ambos marcos se activan o fluyen. De todas maneras, estos porcentajes se encuentran por debajo o en límite del 2% recomendado por la norma de diseño AISC341-16 [6].

Tabla 5. 16: Valor de drift máximo, bajo los tres registros.

Sistema mixto	Constitución	Concepción	Viña del Mar
BRB-SC 4 pisos	1,4 [%]	0,9 [%]	0,5 [%]
BRB-SCBF (NCh3411) 4 pisos	0,6 [%]	0,5 [%]	0,3 [%]
BRB-SCBF (NCh433) 4 pisos	0,3 [%]	0,3 [%]	0,2 [%]
SC-SCBF (NCh3411) 4 pisos	0,9 [%]	0,5 [%]	0,3 [%]
SC-SCBF (NCh433) 4 pisos	0,5 [%]	0,4 [%]	0,2 [%]
BRB-SC 8 pisos	1,8 [%]	0,6 [%]	0,8 [%]
BRB-SCBF (NCh3411) 8 pisos	1,7 [%]	0,7 [%]	0,5 [%]
BRB-SCBF (NCh433) 8 pisos	1,1 [%]	0,4 [%]	0,4 [%]
SC-SCBF (NCh3411) 8 pisos	2,0 [%]	0,7 [%]	0,7 [%]
SC-SCBF (NCh433) 8 pisos	1,6 [%]	0,5 [%]	0,4 [%]

5.6.3 Deformaciones máximas

La *Tabla 5. 17* se detalla la deformación máxima en cada modelo de 4 pisos, quedando demostrado que mientras más flexible sea la estructura mayor movimiento tendrá bajo los diferentes registros sísmicos. Se destaca que, los valores se encuentran plasmado en términos de porcentaje de altura total del edificio (%H), en otras palabras, se denotan los desplazamientos de techo cuya curva de comportamiento se halla en la *Figura 5. 36*.

Tabla 5. 17: Valor de la deformación máxima bajo los 3 registros, estructura 4 pisos.

Sistema mixto	Constitución	Concepción	Viña del Mar
BRB-SC	0,69 [%H]	0,42 [%H]	0,3 [%H]
SC-SCBF (NCh3411)	0,42 [%H]	0,33 [%H]	0,23 [%H]
SC-SCBF (NCh433)	0,33 [%H]	0,30 [%H]	0,22 [%H]
BRB-SCBF (NCh3411)	0,31 [%H]	0,30 [%H]	0,23 [%H]
BRB-SCBF (NCh433)	0,24 [%H]	0,22 [%H]	0,18 [%H]

Más flexible ↑
↓ Más rígida

Del mismo modo, en la *Tabla 5. 18* se plasman las deformaciones máximas, pero para estructuras de 8 pisos, donde se obtuvo el mismo comportamiento: a menor rigidez mayor desplazamiento de techo. De forma excepcional, la estructura mixta con arriostramientos BRB-SC bajo el registro de Concepción, tuvo una menor magnitud, asumiendo que la diferencia es por la ordena espectral que esta tiene en comparación a los otros modelos. La curva que representa el movimiento bajo los tres registros sísmicos se encuentra en la *Figura 5. 37*.

Tabla 5. 18: Valor de la deformación máxima bajo los 3 registros, estructura 8 pisos.

Sistema mixto	Constitución	Concepción	Viña del Mar
BRB-SC	0,82 [%H]	0,35 [%H]	0,45 [%H]
SC-SCBF (NCh3411)	0,62 [%H]	0,48 [%H]	0,43 [%H]
BRB-SCBF (NCh3411)	0,57 [%H]	0,46 [%H]	0,36 [%H]
SC-SCBF (NCh433)	0,58 [%H]	0,42 [%H]	0,33 [%H]
BRB-SCBF (NCh433)	0,52 [%H]	0,36 [%H]	0,30 [%H]

Más flexible ↑
↓ Más rígida

En síntesis, nuevamente se destaca la superioridad que tuvo en términos de comportamiento estructural el sistema mixto *BRB-SC*, ya que fue capaz de adquirir mayores deformaciones de techo por su flexibilidad, no obstante, con su cualidad de no perder resistencia y tener recentrado posterior a la fluencia, llegó a deformaciones residuales mínimas. Caso contrario ocurrió con el sistema *BRB-SCBF*, dado que fue el con menores desplazamiento de techo, pero el que dejó más derivadas permanente producto de la fluencia o fractura de sus diagonales perdiendo rigidez estructural, además de, no contar con la capacidad de volver a su estado original posterior al evento sísmico.

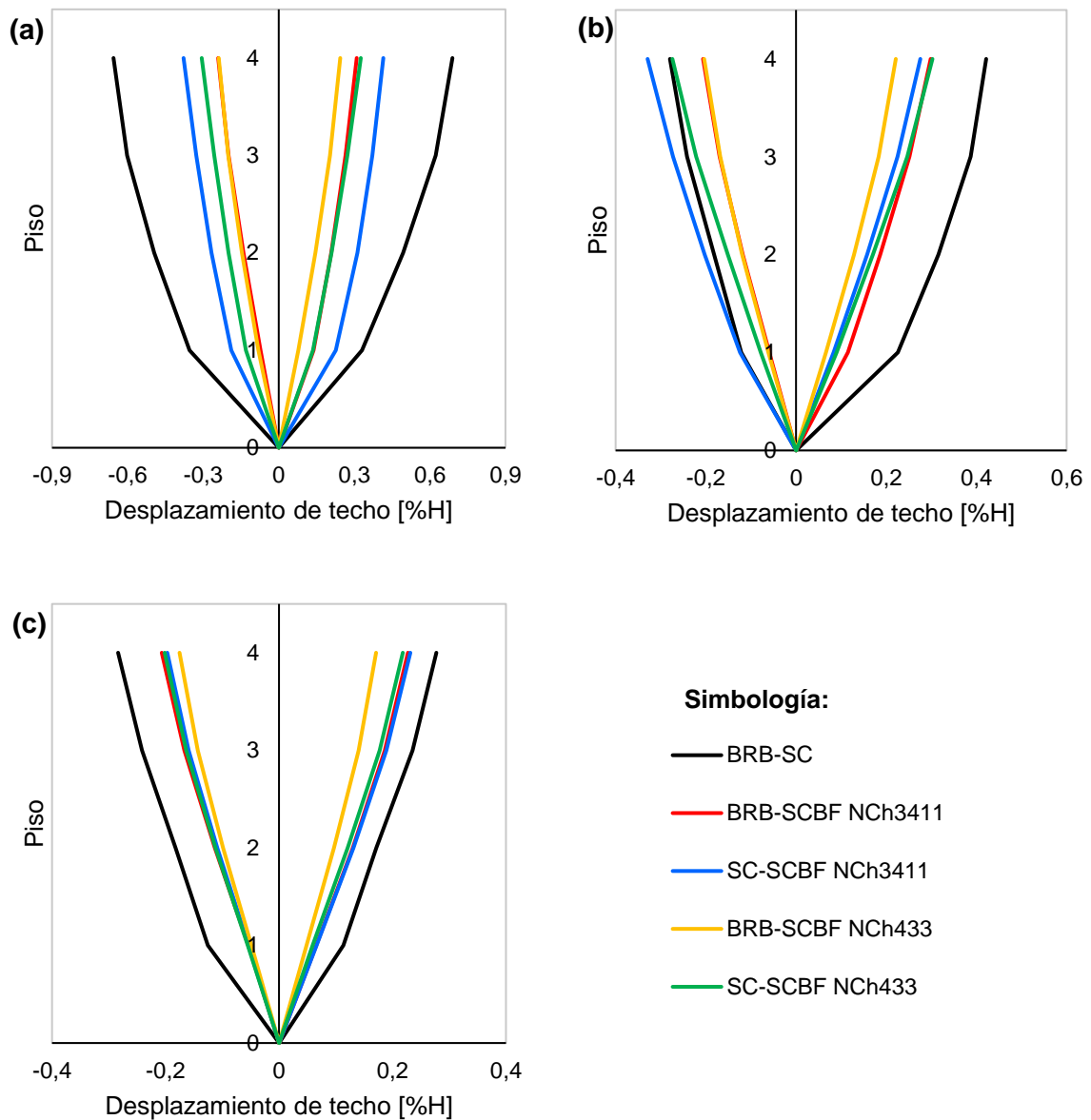


Figura 5. 36: Deformaciones máximas en estructuras de 4 pisos. Registro de: (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar.

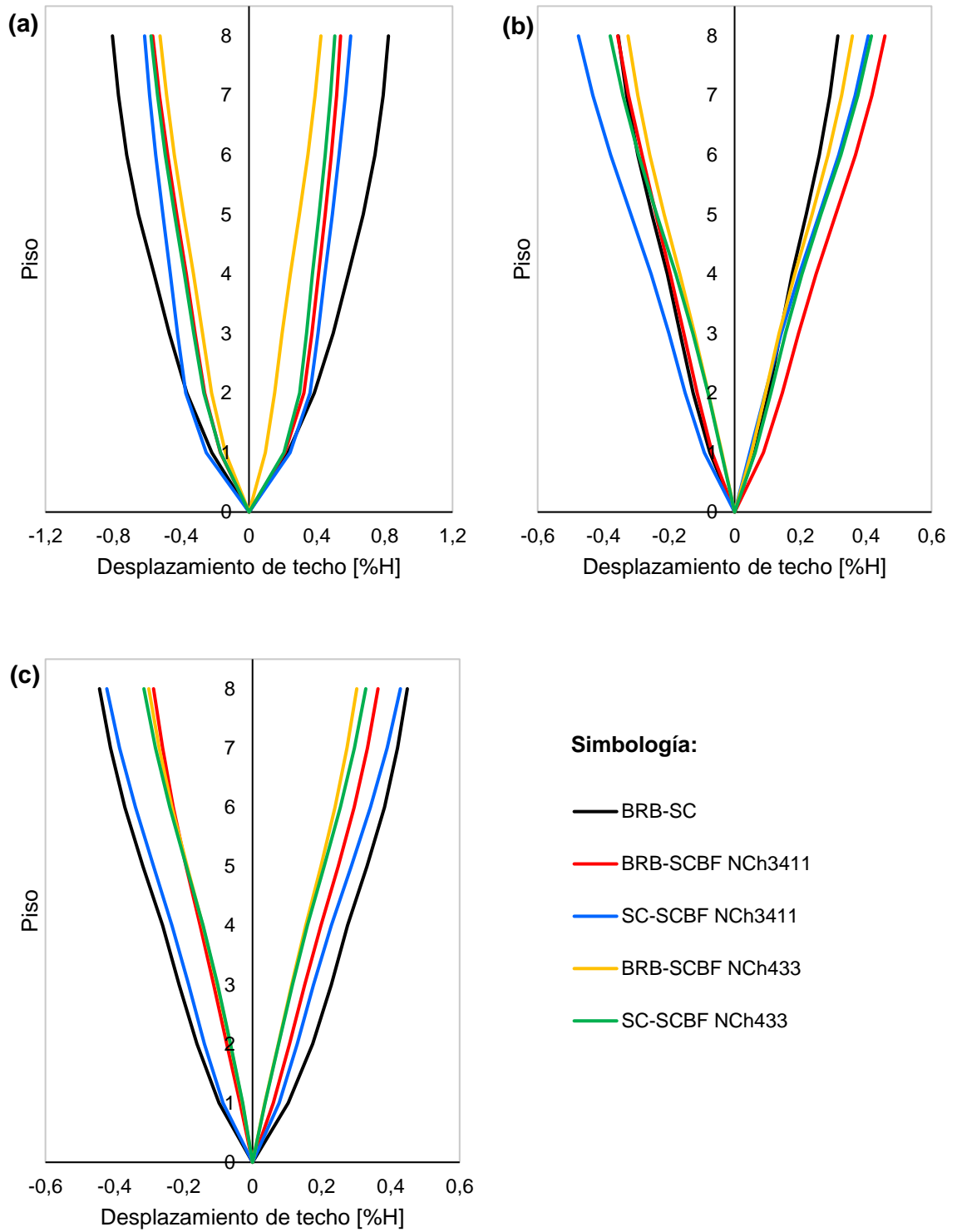


Figura 5. 37: Deformaciones máximas por nivel, en estructuras de 8 pisos. Registro de: (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar.

5.6.4 Aceleraciones absolutas

En la *Figura 5. 38* y *Figura 5. 39*, se observa el comportamiento que tiene cada una de las estructuras de 4 y 8 pisos, respectivamente, en términos de aceleración absoluta. En efecto, la curva cambia según el registro sísmico aplicado y, altura de la edificación impidiendo decretar una conducta fija, no obstante, se observa la superioridad que tiene la edificación con sistema mixto *BRB-SC* en el primer piso, siendo el punto más representativo ya que cuenta con un extremo apoyado a la base por donde es inducida la energía del sismo.

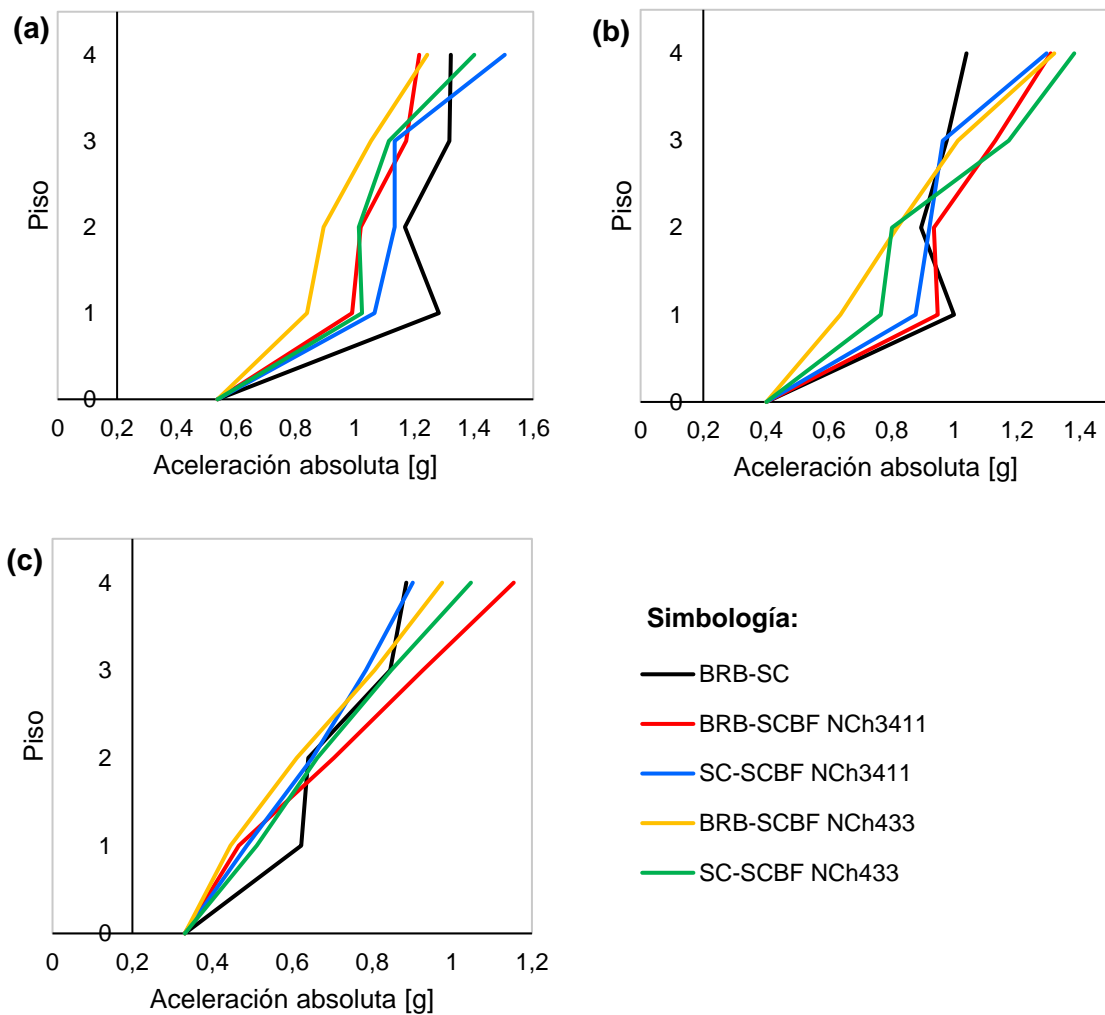


Figura 5. 38: Aceleraciones absolutas en estructuras de 4 pisos. Registro de: (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar.

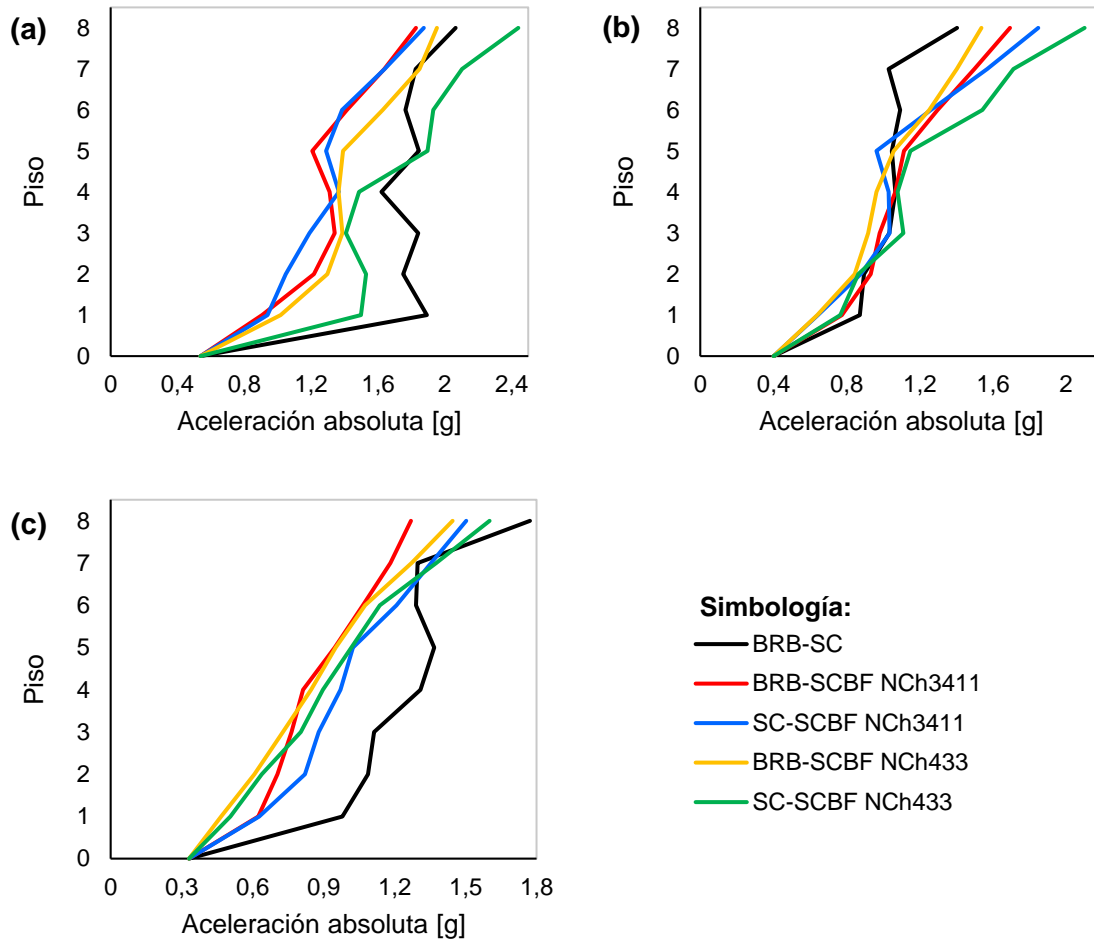


Figura 5. 39: Aceleraciones absolutas en estructuras de 8 pisos. Registro de: (a) Constitución, (b) Concepción y (c) Viña del Mar.

De igual manera, las figuras manifiestan que la aceleración en la base corresponde ser al peak del registro sísmico mientras que, la máxima en la estructura se obtiene en el último piso alcanzando hasta 3 a 5 veces la del peak. En la *Tabla 5. 19* se encuentran plasmadas las aceleraciones máximas existentes en cada modelo bajo los 3 registros sísmicos, destacando a modo general que en estructuras de 4 pisos al igual que en las de 8, el sistema con mejor comportamiento es el *BRB-SC*. Por otra parte, teniendo el previo conocimiento de que la magnitud en aceleración depende de la rigidez y amortiguamiento que tiene la estructura, el comportamiento que se demuestra en las figuras se asume principalmente a dos cosas:

- ✓ Las diagonales *BRB* aportan un alto nivel de amortiguamiento dada su capacidad para disipar energía siempre y cuando haya alcanzado su punto de fluencia [51], de esta forma baja la magnitud de aceleración absoluta.
- ✓ Producto del cambio de rigidez que tienen las diagonales auto-centrantes, especialmente cuando esta transición no ocurre al mismo tiempo entre las diagonales de los pisos adyacentes. Erochko *et. al.* [82] aclara que cuando este acontecimiento ocurre se produce un desequilibrio horizontal dinámico que sólo puede ser compensado con una aceleración en el piso.

Tabla 5. 19: Valor máximo de aceleración absoluta bajo los 3 registros.

Estructura mixta		Constitución	Concepción	Viña del Mar
<i>BRB-SC</i>	4 pisos	1,323	1,039	0,886
<i>BRB-SCBF (NCh3411)</i>	4 pisos	1,216	1,308	1,154
<i>BRB-SCBF (NCh433)</i>	4 pisos	1,243	1,319	0,975
<i>SC-SCBF (NCh3411)</i>	4 pisos	1,504	1,295	0,902
<i>SC-SCBF (NCh433)</i>	4 pisos	1,402	1,383	1,047
<i>BRB-SC</i>	8 pisos	2,065	1,404	1,772
<i>BRB-SCBF (NCh3411)</i>	8 pisos	1,828	1,693	1,269
<i>BRB-SCBF (NCh433)</i>	8 pisos	1,953	1,537	1,445
<i>SC-SCBF (NCh3411)</i>	8 pisos	1,875	1,848	1,503
<i>SC-SCBF (NCh433)</i>	8 pisos	2,440	2,101	1,601

Capítulo VI

6. Conclusiones

En el presente trabajo se evalúa el comportamiento estructural que tienen aquellos sistemas mixtos de arriostramientos en edificios de acero de 4 y 8 pisos, contemplando el diseño bajo la normativa vigente en Chile. En lo que respecta a este último punto, el estudio propone utilizar las normas sísmicas NCh433 y NCh3411 para una edificación que contenga marcos con arriostramientos convencionales y marcos con disipadores pasivos, con la finalidad de comparar el comportamiento estructural de los sistemas.

Los modelos analíticos se desarrollaron en el software de uso educativo ETABS v17.0.1 donde las riostras utilizadas en marcos *BRB* se fundamentan en el catálogo de CoreBrace [68] y la metodología de diseño de Watanabe [70], además de, las normas americanas AISC341-16 y AISC360-16 como los marcos *SCBF*. De manera análoga, las diagonales con elementos auto-centrantes fueron consideradas de igual propiedades en rango lineal a una diagonal restringida al pandeo con base en los estudios de Hernández [18], Tremblay *et. al.* [22] y Chen *et. al.* [23], siendo el alcance principal de este trabajo. Por otra parte, para desarrollar los objetivos de este trabajo el software utilizado fue *OpenSees*, un programa que permite el análisis de estructuras en el rango no lineal en elementos de fibra.

Por consiguiente, al término de este estudio se presentan las siguientes conclusiones:

- ✓ De los sistemas analizados el más flexible es el modelo *BRB-SC* en estructuras de 4 y 8 pisos, ya que al ser diseñados bajo la norma sísmica NCh3411 fueron sometidos a una menor carga de diseño por la implementación del factor de reducción β_1 en la ecuación de pseudo-aceleración, a diferencia de lo que ocurre con la NCh433 donde las fuerzas de diseño son mayores. Es importante destacar que como el tipo de sollicitación está asociada a la rigidez de la estructura, β_1 cumple la función de manifestar la existencia de absorción y disipación de energía que esta posee, que para el caso fue modelado, analizado y diseñado bajo el criterio de la diagonal restringida al pandeo, ya que en la actualidad no existe una normativa vigente para las riostras *SC*.
- ✓ Tomando en cuenta que las estructuras son de similares características (vigas, columnas, ubicación y cantidad de arriostramientos) se destaca que, al momento de diseñar una edificación con sistemas *BRB-SCBF* (o *SC-SCBF*) con la norma sísmica NCh433 se necesitaron perfiles *BRB* con un núcleo de acero 40% a 60% más grande en comparación con los de la norma NCh3411, generando así estructuras más rígidas. Nuevamente el motivo deriva en la sollicitación sísmicas que ambas normas emplean en cada estructura, demostrado en el parámetro de control o corte máximo en la base de la cada edificación.
- ✓ En el análisis *Pushover* se buscó el mecanismo de colapso teórico, es decir, un 2% de desplazamiento en el primer nivel puesto que es el valor máximo que admite la norma AISC341-16 [6] en marcos *BRB* y recomienda Tremblay *et. al.* [22] para diagonales *SCED* dando como resultado que el sistema *BRB-SC* es el más dúctil en comparación a los otros sistemas mixtos de 4 y 8 pisos, pudiendo ser consecuencia de la capacidad en ambas diagonales para no disminuir drásticamente su rigidez una vez que fluyen y/o activan, beneficiando la estabilidad de la estructura. No obstante, se destaca que todos los modelos de 4 y 8 pisos alcanzaron una deformación lateral máxima cercana al 1% de su altura, centrando el interés en punto en que la respuesta de la estructura deja de ser elástica para establecer el nivel de ductilidad.

- ✓ Bajo el análisis cíclico cuasi-estático, en el cual se evaluó en específico el comportamiento cíclico de las diagonales de cada modelo se tuvo que hacer la distinción en aquellos que contemplaran marcos *SCBF* siendo sometidos a un porcentaje de desplazamiento menor a un 2%, máximo permitido en los marcos *BRB* o *SC*, dejando en evidencia su desventaja a degradar significativamente su rigidez ante el primer ciclo de cargas y alcanzando el pandeo global, afectando así la estabilidad de la estructura a la cual pertenece.
- ✓ Por último, en el análisis dinámico tiempo-historia, donde fueron aplicado tres registros sísmicos: Constitución, Concepción y Viña del Mar, se pudo corroborar en primera instancia que las deformaciones residuales en estructuras de 4 pisos no sobrepasan los 4 [mm] y en aquellas de 8 pisos alcanza los 8,1[mm], es decir, un 0,03%H y 0,031%H, respectivamente. Este porcentaje se encuentra muy por debajo de lo planteado por McCormick *et. al.* [89] quien estima que con un 0,5% de deformación permanente posterior a un sismo la reparación estructural sería muy costosa. Continuando con esta información, quedó demostrado que aquellas estructuras más rígidas (*BRB-SCBF* o *SC-SCBF* diseñado con la NCh433) dejaron menos deformaciones residuales, no obstante, el sistema *BRB-SC* obtuvo resultados semejantes dado que cuenta con la capacidad de centrar, disipar y no perder rigidez posterior a la fluencia, manteniendo la estabilidad estructural.
- ✓ En cuanto a los drift máximos que experimentaron la estructuras, estas se mantuvieron bajo o igual al 2% que recomienda Tremblay *et. al.* [22] para las diagonales *SC* y la norma de diseño AISC341-16 [6] con el fabricante CoreBrace [68] para las diagonales *BRB*. En estructuras de 4 pisos resultó que el sistema *BRB-SC* es el que experimentó el mayor drift con los tres registros sísmicos por el hecho de ser el sistema más flexible y quien cuenta con una gran capacidad para deformarse y disipar energía por las diagonales restringidas al pandeo. Para el caso de las estructuras de 8 pisos, el sistema *SC-SCBF* analizado y diseñado con la NCh3411 fue superior en deformaciones entre pisos asumiendo que, se encuentra afectado por el comportamiento de las diagonales en marcos especiales convencionales, puesto que, una vez alcanzado su pandeo global degradan su rigidez significativamente forzando a la estructura a la cual pertenecen a dejar grandes deformaciones y los marcos con elementos auto-centrantes no cuentan con una gran capacidad para disipar energía y centrar.
- ✓ El valor de deformación máxima fue un complemento a lo sucedido con los drift máximos señalados en el párrafo anterior, puesto que, se demostró que la estructura más flexible evidentemente es aquella que deforma en mayor proporción a no ser que un elemento haya afectado la estabilidad estructural como lo fue el marco *SCBF* que alcanzó la fractura.
- ✓ En términos de aceleraciones absolutas, en estructuras de 4 pisos hay una tendencia en la curva ya que se denotaba un aumento de aceleración entre niveles adyacentes, alcanzando un peak en el techo de hasta 3 veces la ocurrida en la base de la edificación. Este mismo acontecimiento ocurrió en los modelos de 8 pisos, pero el peak en el techo ascendió a 5 veces la de la base. De cualquier modo, el sistema con mejor comportamiento en el techo corresponde ser el sistema *BRB-SC* viéndose beneficiado por el nivel de amortiguamiento que aportan las diagonales restringidas al pandeo disipando la energía.
- ✓ Finalmente se puede concluir que, bajo los alcances de este trabajo los sistemas mixtos *SC-SCBF* o *BRB-SCBF*, previamente diseñados bajo la norma sísmica NCh433, y el sistema *BRB-SC* obtienen la mejor respuesta estructural en términos de deformación residual y desplazamiento de techo, siendo esto lo recomendado en términos constructivos.

Referencias

- [1] I. A. Maccioni, «La ingeniería estructural en la construcción en acero en Chile,» de *ICHA. Construir en acero, una necesidad del futuro. Simposio 2018*, 2018.
- [2] M. C. S. H. Campos, G. C. S. H. Versluys, L. I. González , R. M. Sahurie, R. C. Palma, M. A. O. Bravo, M. H. D. Burgos, C. K. Inostroza y C. C. Aedo, Interviewees, *El acero en la construcción, el desafío de los edificios en altura*. [Entrevista]. Revista EMB Construcción Septiembre 2006.
- [3] F. J. Crisafulli, Ingeniero Civil, Ph.D. Diseño sismorresistente de construcciones de acero, 5ta Edición 2018, Mendoza, Argentina, 2018.
- [4] Instituto Nacional de Normalización, NCh433Of. 1996, Diseño sísmico de edificios. Modificada en 2012., Santiago, 1996.
- [5] Instituto Nacional de Normalización, NCh3411:2017, Diseño sísmico de edificios con sistemas pasivos de disipación de energía- Requisitos y métodos de ensayo, Santiago, 2017.
- [6] American Institute of Steel Construction, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-16, 2016.
- [7] American Institute of Steel Construction, Specification for Structural Steel Buildings, ANSI / AISC 360-16, 2016.
- [8] Corporación de Desarrollo Tecnológico - Cámara Chilena de la Construcción, Protección Sísmica de Estructuras, Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía, Santiago, 2011.
- [9] Rou Wen; Onur Seker; Bulent Akbas; and Jay Shen, Designs of Special Concentrically Braced Frame Using AISC 341-05 and AISC 341-10, vol. 1, Estados Unidos: ASCE - Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles, 2016.
- [10] C. W. Roeder, D. E. Lehman, K. Clark, J. Powell, J.-H. Y. K.-C. Tsai, C.-H. Lin y C.-Y. Wei, «Influence of gusset plate connections and braces on the seismic performance of X-braced frames,» *EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS*, vol. 40, nº 4, pp. 355-374, 30 de Julio del 2010.
- [11] J. I. E. Bravo, Diseño de sistemas de ensayo cuasiestático cíclico de tracción y compresión para riostras de pandeo restringido, Santiago de Chile, 2016.
- [12] H. A. R. Molina, Parámetros de diseño sísmico para edificios estructurados a partir de Marcos Autocentrantes de Acero, Santiago de Chile, 2013.
- [13] MINVU, D.S. 61, Diseño Sísmico de Edificios, 2011.
- [14] Instituto Nacional de Normalización, NCh 1537 Of2009 , Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso, Santiago, 2009.

- [15] Instituto Nacional de Normalización, NCh3171Of.2010, Diseño Estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas, Santiago, 2010.
- [16] Instituto Nacional de Normalización, NCh427/1:2016, Construcción - Estructuras de acero - Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios, Santiago, 2016.
- [17] M. S. A. y. A. Issa, Comparative seismic fragility assessment of buckling restrained and self-centering (friction spring and SMA) braced frames, 2020.
- [18] M. I. S. Hernández, Evaluación de marcos de acero arriostrados con elementos autocentrantes en Chile, Valparaíso, 2021.
- [19] Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Nuevo texto de la Ordenanza General Urbanismo y Construcciones, Santiago, 2001.
- [20] «Software shop: Etabs,» [En línea]. Available: <https://www.software-shop.com/producto/etabs>. [Último acceso: 30 Agosto 2021].
- [21] «Opensees,» [En línea]. Available: <https://opensees.berkeley.edu/index.php>. [Último acceso: 2 Septiembre 2021].
- [22] R. Tremblay, M. Lacerte, and C. Christopoulos, Seismic response of multistory buildings with self-centering energy dissipative steel braces, 2008.
- [23] R. Chen, C. Qiu y D. Hao, «Seismic Response Analysis of Multi-Story Steel Frames Using BRB and SCB Hybrid Bracing System,» *Applied Sciences*, Noviembre de 2019.
- [24] C. Aguirre Ahumada y J. Carvajal Parra, Diseño de edificios de acero estructurados en base a marcos rígidos especiales, Valparaíso, Chile: Departamento de Obras Civiles, Universidad Técnica Federico Santa María.
- [25] A. J. D. Vicencio, Estado del arte de arriostramientos en estructuras de acero, Santiago de Chile, 2017.
- [26] E. Hernández, «Slideshare - Sociedad de Ingenieros Estructurales de Nicaragua (SIEN). Método alternativo para la determinación de las cargas RNC-16,» 26 Mayo 2016. [En línea]. Available: slideshare.net/sjnavarro/mtodo-alternativo-para-la-determinacin-de-las-cargas-rnc16-ing-ernesto-herndez-sociedad-de-ingenieros-estructurales-de-nicaragua-sien. [Último acceso: 28 Agosto 2021].
- [27] J. P. d. Pozo, Diseño por Capacidad: Estrategia Neozelandesa de Diseño Sismorresistente, Christchurch, Noviembre de 1995.
- [28] Ingeniero Angel Manrique, Diseño simplificado en acero estructural, Ing Angel Manrique. Sitio web (<https://www.ingangelmanrique.com>).
- [29] Spectra Ingeniería, «Estructuras Metálicas, Ductilidad,» [En línea]. Available: <https://www.spectrainge.com/ductilidad-en-estructuras-metalicas/>. [Último acceso: 27 Agosto 2021].
- [30] Ingeniero Angel Manrique, Diseño sísmico en acero, Marcos Rígidos. E-Slide #1, Ing Angel Manrique. Sitio web (<https://www.ingangelmanrique.com>).

- [31] M. C. Constantinou, T. T. Soong y G. F. Dargush, *Passive Energy Dissipation Systems for Structural Design and Retrofit*, Bufalo: The Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research , 1998.
- [32] T.T Soong ; B.F Spencer Jr, «Supplemental energy dissipation: state of the art and state of the practice,» *El Sevier. Engineering Structures*, vol. 24, nº 3, pp. 243-259, 2002.
- [33] EFE-Prima-CE, «Control y Diseño de estructuras,» 28 Marzo 2017. [En línea]. Available: <https://www.efeprimace.co/sistemas-control-respuesta-sismica-edificaciones/sistema-grado-libertad/>. [Último acceso: 5 Septiembre 2021].
- [34] D. Y. Sierra Castellanos y D. V. Paez Duque, *Aisladores Sísmicos de Base: Un Compendio de Alternativas*, Bogotá, 2020.
- [35] Detek. Internacional, S.A de C.V, «Aisladores sísmicos,» [En línea]. Available: <https://www.detek.com.mx/automotriz/construccion/aisladores-s%C3%ADsmicos>. [Último acceso: 2 Septiembre 2021].
- [36] FIP INDUSTRIALE, «Apoyos Estructurales para Puentes; Péndulo Friccional,» [En línea]. Available: <http://www.hospitalaria.cl/wp-content/uploads/2020/07/15-pendolo-friccional-sismica.pdf>. [Último acceso: 2 Septiembre 2021].
- [37] EL PORTAL DE LOS EXPERTOS EN PREVENCIÓN DE RIESGOS DE CHILE , «SIG WEB - División Difusión y Comunicaciones: Disipación de Energía,» [En línea]. Available: <http://www.sigweb.cl/wp-content/uploads/biblioteca/DisipacionEnergia.pdf>. [Último acceso: Septiembre 2021].
- [38] SIGWEB, División Difusión y Comunicaciones, «El portal de los expertos en prevención de riesgos en Chile - Disipación de energía,» [En línea]. Available: <http://www.sigweb.cl/wp-content/uploads/biblioteca/DisipacionEnergia.pdf>. [Último acceso: 05 Septiembre 2021].
- [39] P. Castaldo, «Passive Energy Dissipation Devices,» de *Integrated Seismic Design of Structure and Control Systems*, Suiza, Springer International Publishing, 2014, pp. 21-62.
- [40] J. Suhardjo; B.F. Spencer Jr. y MK Sain, «Feedback-feedforward control of structures under seismic excitation,» *El Sevier. Structural Safety*, vol. 8, nº 1-4, pp. 69-89, 1990.
- [41] Sinan Korkmaz, «A review of active structural control: challenges for engineering informatics,» *El Sevier. Computers & Structures*, vol. 89, nº 23-24, pp. 2113-2132, 2011.
- [42] C. W.Roeder, E. J.Lumpkin y D. E.Lehman, «A balanced design procedure for special concentrically braced frame connections,» *El Sevier; Journal of Constructional Steel Research*, vol. 67, nº 11, pp. 1760-1772, 2011.
- [43] B. D. López Morales y M. A. Álvarez Meza, *Diseño de edificio de ocho niveles con Sistemas de Marcos Arriostrados Concentricamente (SCBF)*, Managua, Enero 2019.
- [44] M. Bruneau, Chia-Ming Uang y R. Sabelli, *Ductile Design of Steel Structures*, Second Edition, The McGraw-Hill, 2011.
- [45] J. C. R. Cerna, *Diseño de un edificio sismorresistente con sistema dual (tipo scbf y smf) de acero tipificado utilizando arriostres tipo v, v invertida, x y en diagonal para determinar la*

configuración geométrica más eficiente en el control de desplazamientos, Nicaragua, Marzo, 2019.

- [46] F. X. F. Morocho, Análisis comparativo de conexiones atornilladas versus conexiones soldadas en estructura metálica de la unión viga-columna-placa nodo mediante software Ram Connection., Guayaquil, Abril, 2020.
- [47] D. P. G. Cuasapaz, «Análisis técnico y económico del diseño por desempeño de edificios con estructura de acero utilizando arriostramientos concéntricos,» *Gaceta Técnica*, vol. 20, nº 1, pp. 41-59, 2019.
- [48] J. C. McCORMAC y S. F. CSERNAK, «Conexiones,» de *Diseño de estructuras de acero-Quinta Edición*, México, Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C. V., 2012, pp. 390-558.
- [49] M. Aguaguña, Y. Zhou y Y. Zhou, «Loading protocols for qualification testing of BRBs considering global performance requirements,» *El Sevier. Engineering Structures*, vol. 189, pp. 440-457, 15 de June; 2019.
- [50] J. Bai y J. Ou, «Earthquake-resistant design of buckling-restrained braced RC moment frames using performance-based plastic design method,» *El Sevier. Engineering Structures*, vol. 107, pp. 66-79, 15 de enero, 2016.
- [51] M. A. Alzate Vargas, Coeficientes sísmicos de diseño de una estructura de pórticos de concreto con arriostramientos de pandeo restringido (PAPRs) con base en el reglamento NSR-10 y la metodología del Fema P-695, Bogotá D.C., Colombia, Noviembre de 2020.
- [52] J. I. Espinoza Bravo, DISEÑO DE SISTEMA DE ENSAYO CUASIESTÁTICO CÍCLICO DE TRACCIÓN Y COMPRESIÓN PARA RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO, Santiago de Chile, 2016.
- [53] G. Sun y Y. Zhu, «Cyclic testing of an innovative self-centering X-braced ductile shear panel,» *El Sevier. Engineering Structures*, vol. 244, pp. -, Octubre 2021.
- [54] E. Nazarimofrad y A. Shokrgozar , «Seismic performance of steel braced frames with self-centering buckling-restrained brace utilizing superelastic shape memory alloys,» *STRUCTURAL DESIGN OF TALL AND SPECIAL BUILDINGS*, vol. 28, nº 16, 2019.
- [55] R. DesRoches , J. McCormick y M. Delemont , «Cyclic properties of superelastic shape memory alloy wires and bars,» *ASCE Journal of Structural Engineering*, vol. 130, nº 1, pp. 38-46, 2004.
- [56] K. Wilde , P. Gardoni y Y. Fujino , «Base isolation system with shape memory alloy device for elevated highway bridges,» *Engineering Structures*, vol. 22, nº 3, pp. 222-229, 2000.
- [57] M. Dolce , D. Cardone y R. Marnetto , «Implementation and testing of passive control devices based on shape memory alloys,» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 29, pp. 945-968, 2000.
- [58] C. Qiu y S. Zhu , «Shake table test and numerical study of self-centering steel frame with SMA braces,» *EARTHQUAKE ENGINEERING & STRUCTURAL DYNAMICS*, vol. 46, nº 1, pp. 117-137, 2017.

- [59] X. Xiegsi, X. Longhe y L. Zhongxian, «Modeling of Magnetorheological Self-Centering Brace,» *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 146, nº 1, 2020.
- [60] S. Shu y Y. Zhang, «Seismic analysis of concentrically braced frame systems with Self-Centering friction damping braces,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 134, nº 1, 2008.
- [61] C. Christopoulos, R. Tremblay, H. Kim y M. Lacerte, «Self-Centering Energy Dissipative Bracing System,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 134, nº 1, pp. 96-107, 2008.
- [62] J. Erochko, C. Christopoulos, A.M.ASCE y R. Tremblay, «Design and Testing of an Enhanced-Elongation Telescoping Self-Centering Energy-Dissipative Brace,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 141, nº 6, 2015.
- [63] Instituto Nacional de Normalización, NCh2369.Of.2003; Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, Santiago, 2003.
- [64] Instituto Nacional de Normalización, Norma Chile Oficial - Diseño Sísmico de Edificios, NCh433.Of.96, Santiago de Chile, 1996.
- [65] Instituto Nacional de Normalización, NCh2745:2013, Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica, Santiago de Chile, 2013.
- [66] Instapanel Cintac, Manual Técnico Instadeck, Santiago: Cintac.
- [67] Instituto Chileno del Acero, "Manual de diseño para estructuras de acero". p. 812, 2010.
- [68] CoreBrace, "Bolted Brace and Casing Information", 2020.
- [69] SACK, SACK Todo un mundo de acero, Catálogo, Santiago, 2015.
- [70] A. Watanabe, Y. Hitomi, E. Saeki, A. Wada and M. Fujimoto, «Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube,» *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, vol. 4, p. 719–724, 1988.
- [71] J. Jiang y A. Usmani, «Modeling of steel frame structures in fire using OpenSees,» *COMPUTERS & STRUCTURES*, vol. 118, pp. 90-99, 2013.
- [72] J. Jiang, G.-Q. Li y A. Usmani, «Analysis of Composite Steel-concrete Beams Exposed to Fire using OpenSees,» *JOURNAL OF STRUCTURAL FIRE ENGINEERING*, vol. 6, nº 1, pp. 1-19, 2015.
- [73] P. Uriz y S. A. Mahin, «Toward Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures,» Berkeley, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2008.
- [74] S. M. Kostic y F. C. Filippou, «Section Discretization of Fiber Beam-Column Elements for,» *American Society of Civil Engineers*, 2012.
- [75] M. H. Scott, Numerical Integration Options for the Force-Based Beam-Column Element in OpenSees, Corvallis, 2011.

- [76] A. Agüero , C. Izvernari y R. Tremblay, «Modeling of the seismic response of concentrically braced steel frames using the openses analysis enviroment,» *Advanced Steel Construction* , vol. 2, pp. 242-274, 2006.
- [77] M. A. Canales Zemlijic, Diseño y estudio numérico del desempeño sísmico de marcos con riostras de pandeo restringido, Santiago de Chile, 2016.
- [78] C. Ariyaratana y L. Fahnestock, «Evaluation of buckling-restrained braced frame,» *Engineering Structures*, vol. 33, nº 1, pp. 77-89, 2011.
- [79] S. . R. ZARUMA OCHOA, SEISMIC STABILITY OF BUCKLING-RESTRAINED BRACED FRAMES, Illinois (Urbana), 2017.
- [80] H. Foroughi, G. Wei, S. Torabian, M. R. Eatherton y B. W. Schafer, Seismic response predictions from 3D steel braced frame building simulations, Atlanta, Georgia, 2020.
- [81] Á. Zsarnóczay, Experimental and Numerical Investigation of Buckling Restrained Braced Frames for Eurocode Conform Design Procedure Development, BUDAPEST, 2013.
- [82] J. Erochko, C. Christopoulos, R. Tremblay y H.-J. Kim, «Shake table testing and numerical simulation of a self-centering energy dissipative braced frame,» *EARTHQUAKE ENGINEERING & STRUCTURAL DYNAMICS*, vol. 42, pp. 1617-1635, 2013.
- [83] R. Aguiar, B. Cagua y J. Pilatasig, Pushover con Acoplamiento de CEINCI-LAB y OpenSees, Barcelona, España, 2020.
- [84] M. Mukhopadhyay, D. Choudhury, V. S. Phanikanth y G. R. Reddy, PUSHOVER ANALYSIS OF PILES IN STRATIFIED SOIL, Beijing, China, 2008.
- [85] American Society of Civil Engineers, «Analysis Procedures,» *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings - ASCE/SEI 41-13*, pp. 105-113, 2013.
- [86] S. R. Ribeiro Domingues, Modelación Tridimensional de Estructuras Sujetas a Sismos utilizando OpenSees, Lisboa, Portugal, 2013.
- [87] «Terremoto del 27 de febrero de 2010, costa sur del Maule,» Memoria Chilena, Biblioteca Nacional de Chile, [En línea]. Available: <http://www.memoriachilena.gob.cl/602/w3-article-93853.html>. [Último acceso: 30 Noviembre 2021].
- [88] Y. Feng, J. Wu, X. Cai y S. Meng, «Multi-Index Seismic Capacity Evaluation of Buckling-Restrained Braced Frames,» *International Journal of Steel Structures*, vol. 18, pp. 353-364, 2018.
- [89] J. McCormick, H. Aburano, M. Ikenaga y M. Nakashima, «PERMISSIBLE RESIDUAL DEFORMATION LEVELS FOR BUILDING STRUCTURES CONSIDERING BOTH SAFETY AND HUMAN ELEMENTS,» de *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, 2008.

ANEXOS

Anexo A

A.1 Resistencia esperada del acero, según calidad - AISC 341-16

Tabla A. 1: Valores Ry y Rt para materiales de acero y refuerzo de acero.

Valores Ry y Rt para materiales de acero y de refuerzo de acero		
Aplicación	Ry	Rt
Formas y barras estructurales laminadas en caliente:		
ASTM A36/A36M	1,5	1,2
ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)	1,3	1,1
ASTM A992/A992M	1,1	1,1
ASTM A572/A572M Gr. 50 (345) or 55 (380)	1,1	1,1
ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), or 70 (485)	1,1	1,1
ASTM A588/A588M	1,1	1,1
ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1,2	1,1
ASTM A529 Gr. 50 (345)	1,2	1,2
ASTM A529 Gr. 55 (380)	1,1	1,2
Perfiles estructurales huecos (HSS):		
ASTM A500/A500M Gr. B	1,4	1,3
ASTM A500/A500M Gr. C	1,3	1,2
ASTM A501/A501M	1,4	1,3
ASTM A53/A53M	1,6	1,2
ASTM A1085/A1085M	1,25	1,15
Placas, tiras y láminas:		
ASTM A36/A36M	1,3	1,2
ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)	1,3	1,1
ASTM A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380)	1,1	1,1
ASTM A572/A572M Gr. 42 (290)	1,3	1
ASTM A572/A572M Gr. 50 (345) or 55 (380)	1,1	1,2
ASTM A588/A588M	1,1	1,2
ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1,2	1,1
Refuerzo de acero		
ASTM A615/A615M Gr. 60 (420)	1,2	1,2
ASTM A615/A615M Gr. 75 (520) and Gr. 80 (550)	1,1	1,2
ASTM A706/A706M Gr. 60 (420) and Gr. 80 (550)	1,2	1,2

A.2 Comparación entre un SMP y SDS – NCh3411:2007

Si bien la norma especifica el uso de un sismo máximo probable para asegurar un comportamiento elástico de los elementos estructurales que no permanezcan al sistema disipador y el mejor uso de los disipadores en cuestión, en el curso de este trabajo se vio una extremada diferencia entre las magnitudes de la pseudo aceleración que esta entregaba en comparación con un sismo de diseño, debiéndose principalmente a que no considera en específico la capacidad de deformación plástica del sistema sismorresistente.

A continuación, se presentan a modo de ejemplo las curvas de pseudo aceleración que se obtuvieron en la estructura de 4 pisos con marcos de diagonales restringidas al pandeo tanto en el exterior como interior de la edificación cuyo periodo consiste en 0,51 [s].

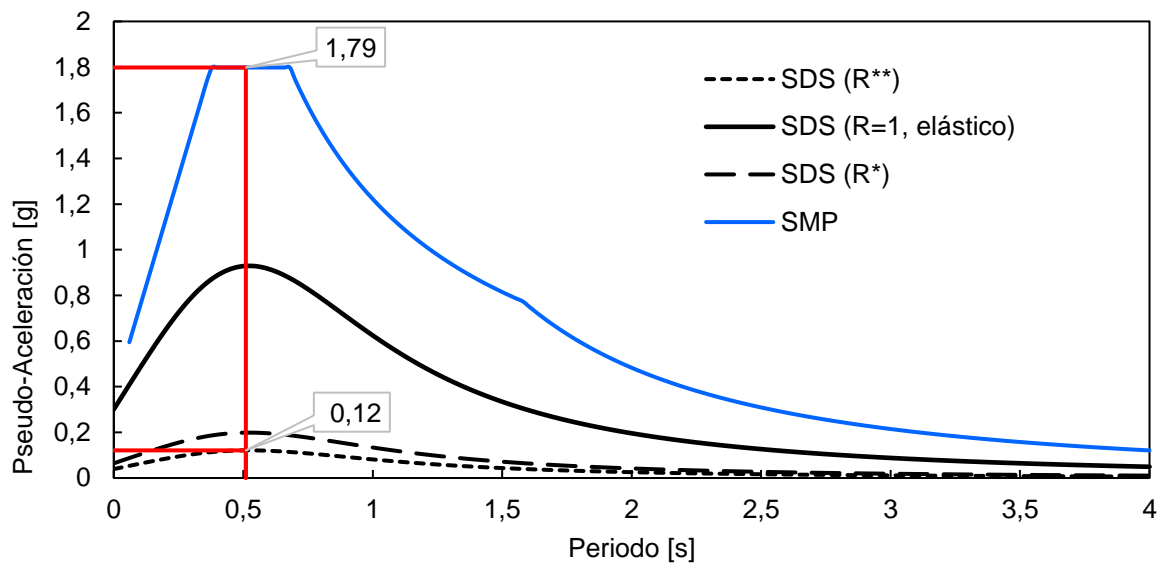


Figura A. 1: Comparación en el espectro de diseño bajo un SDS y SMP.

Como se observa en la *Figura A. 1*, los valores de aceleración entre un sismo de diseño reducido y un sismo máximo probable difieren en 1,67 [g], en otras palabras, se le aplica 1292% más de carga sísmica a la estructura con un SMP lo cual pareció excesivo para el caso estudio, puesto que las dimensiones en vigas, columnas y riostras tendrían que ser notablemente de mayores dimensiones para resistir la carga de diseño.

Anexo B: Verificación de resistencia – AISC360-16

B.1 Propiedades de los miembros

La presente norma, en su apartado B.4 clasifica a cada sección de los perfiles de acero según su pandeo local, en otras palabras, clasifica a partir del estado límite para que ocurra un cambio en la sección transversal del perfil el cual impedirá el equilibrio de las fuerzas que actúan por sobre de él (compresión o flexión).

B.1.a Bajo compresión

Si la sección se encuentra bajo compresión, esta se clasificará como esbelta o no esbelta determinando así la existencia o inexistencia de un pandeo local en rango elástico, respectivamente. Para ello, en la tabla B4.1a de la norma se encuentra la razón ancho-espesor máxima (λ_r) que debe existir para que la sección sea considerada no esbelta, si esto no se cumple, la sección es catalogada como esbelta.

A continuación, se deja registro de la teoría y característica en cuestión de los perfiles empleados en vigas, columnas y riostras tubulares circulares de los modelos de estructuras con sistemas de arriostramientos mixtos de 4 y 8 pisos.

Perfiles “W” en vigas y columnas:

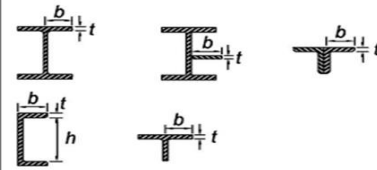
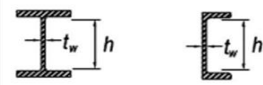
Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor λ_r (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplos
Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal.	h/t _w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Tabla B. 1: Clasificación de esbeltez en perfiles utilizados en vigas.

Vigas	W14x53	W14x38	W10x17
λ_{ala} (b/t _f)	6,1	6,6	6,1
λ_r , límite (ala)	16,1	16,1	16,1
Pandeo Local Ala	NO	NO	NO
	NO ESBELTA	NO ESBELTA	NO ESBELTA
λ_{alma} (h/t _w)	34,0	42,0	39,3
λ_r , límite (alma)	42,9	42,9	42,9
Pandeo Local Alma	NO	NO	NO
	NO ESBELTA	NO ESBELTA	NO ESBELTA

Tabla B. 2: Clasificación de esbeltez en perfiles utilizados en columnas.

Columnas	W12x96	W12x152	W14X159	W14X257	W8x67
λ_{ala} (b/t _f)	11,09	10,5	10,5	6,78	7,3
λ_r , limite (ala)	16,13	16,1	16,1	16,13	16,1
Pandeo Local Ala	NO	NO	NO	NO	NO
	NO ESBELTA	NO ESBELTA	NO ESBELTA	NO ESBELTA	NO ESBELTA
λ_{alma} (h/t _w)	13,09	11,4	11,4	7,43	8,4
λ_r , limite (alma)	42,93	42,9	42,9	42,93	42,9
Pandeo Local Alma	NO	NO	NO	NO	NO
	NO ESBELTA	NO ESBELTA	NO ESBELTA	NO ESBELTA	NO ESBELTA

Perfiles tubulares en riostras:

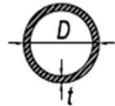
Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor λ_r (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplos
Tubos circulares.	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

Tabla B. 3: Clasificación de esbeltez en perfiles utilizados como riostras.

Riostras Yoder 8"		Riostras Yoder 10"	
λ (D/t)	26,78	λ (D/t)	29,45
λ_r , lim	93,90	λ_r , lim	93,90
Pandeo Local	NO	Pandeo Local	NO
	NO ESBELTA		NO ESBELTA

B.1.b Bajo flexión

En este caso, la sección se clasifica como compacta, no compacta y esbelta bajo los criterios de la tabla B4.1b. La primera implica ser una sección transversal capaz de desarrollar totalmente la distribución de las tensiones plásticas antes de experimentar el pandeo local, caso contrario, una sección no compacta desarrolla tensiones de fluencia en compresión antes del pandeo local pero no desarrolla una capacidad de rotación.

Por su parte, la forma de clasificar deriva nuevamente en la razón ancho-espesor, la cual debe encontrarse por debajo de λ_p para que sea compacta. Si lo anterior no se cumple y la razón ancho-espesor de uno o más de los elementos comprimidos se encuentra entre el rango [λ_p ; λ_r] la sección clasifica como no compacta. Y, si finalmente sobrepasa λ_r la sección clasifica como esbelta.

A continuación, se deja registro de la teoría y característica en cuestión de los perfiles “W” utilizados en vigas y columnas de manera general.

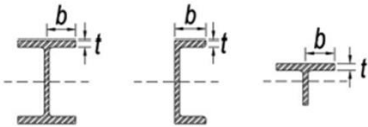
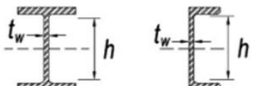
Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Límite		Ejemplos
		λ_p (compacta-no compacta)	λ_r (esbelto-no esbelto)	
Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Almas de doble T simétricas y canales.	h/t _w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Tabla B. 4: Clasificación de sección compacta en vigas.

Vigas	W14x53	W14x38	W10x17
λ_{ala} (b/tf)	6,1	6,6	6,1
λ_p , limite (ala)	10,9	10,9	10,9
λ_r , limite (ala)	28,8	28,8	28,8
Pandeo Local Ala	NO	NO	NO
	COMPACTA	COMPACTA	COMPACTA
λ_{alma} (h/t _w)	19,9	42,0	39,3
λ_p , limite (alma)	108,3	108,3	108,3
λ_r , limite (ala)	164,2	164,2	164,2
Pandeo Local Alma	NO	NO	NO
	COMPACTA	COMPACTA	COMPACTA

Tabla B. 5: Clasificación de sección compacta en columnas.

Columnas	W12x96	W12x152	W14X159	W14X257	W8x67
λ_{ala} (b/tf)	4,5	4,46	6,6	4,2	4,4
λ_p , limite (ala)	10,9	10,95	10,9	10,9	10,9
λ_r , limite (ala)	28,8	28,81	28,8	28,8	28,8
Pandeo Local Ala	NO	NO	NO	NO	NO
	COMPACTA	COMPACTA	COMPACTA	COMPACTA	COMPACTA
λ_{alma} (h/t _w)	12,5	12,53	16,9	10,7	12,5
λ_p , limite (alma)	108,3	108,33	108,3	108,3	108,3
λ_r , limite (ala)	164,2	164,22	164,2	164,2	164,2
Pandeo Local Alma	NO	NO	NO	NO	NO
	COMPACTA	COMPACTA	COMPACTA	COMPACTA	COMPACTA

B.2 Diseño de miembros en tracción

En su capítulo D la norma plasma el diseño de las secciones que se encuentran sometidas a tracción causadas por fuerzas estáticas a lo largo de su eje central. Para este caso estudio, los únicos elementos que trabajan a tracción y debieron ser sometidos a este tipo de análisis son las riostras tubulares circulares, puesto que solo son perfiles de acero convencional.

A continuación, se deja en evidencia y de forma resumida la teoría utilizada para validar el diseño:

- ✓ Verificación de esbeltez: Si bien es cierto que, para este caso no existe un límite de esbeltez la norma recomienda que la razón L/r (esbeltez) no exceda de 300.
- ✓ La resistencia de diseño a tracción $\phi_t P_n$ debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia en tracción calculado en la sección bruta (A_g) y ruptura en tracción calculado en la sección neta (A_e). Haciendo hincapié a que el método utilizado en este trabajo es el LRFD.

(a) Fluencia en tracción de la sección bruta:

$$\phi_t P_n = 0,9 * F_y * A_g$$

(b) Ruptura en tracción en la sección neta:

$$\phi_t P_n = 0,75 * F_u * A_e$$

$$A_e = A_g * U$$

Donde U corresponde ser un factor de corte diferido detallado y clasificado en la tabla D3.1 de la norma. Para este caso, el valor utilizado fue de $U=1$ ya que la carga está siendo transmitida directamente a los elementos de la sección por conectores y soldadura.

- ✓ Por otra parte, la resistencia requerida a tracción de cada modelo (P_u) fue considerada como la carga máxima que descarga sobre el perfil de acero obtenida desde las combinaciones que impone la NCh3171 y el método LRFD. Se recuerda que en el caso de estructuras mixtas (con marcos *BRB* y *SCBF*) fueron aplicadas 2 normas sísmicas, por lo que, se produjeron diferencias en la magnitud de la carga que tracciona el elemento.
- ✓ Finalmente, se verificó y dio cumplimiento que la resistencia de diseño fuera superior a la resistencia requerida a tracción.

$$\phi_t P_n \geq P_u$$

Tabla B. 6: Verificación de la resistencia a tracción en riostras Yoder 10".

Riostras Yoder 10" - N° Schudel 40					
Verificación esbeltez		Resistencia a la Fluencia		Resistencia a la fractura	
K	1	F _y [kg/cm ²]	2460	F _u [kg/cm ²]	4218
L [cm]	414	A _g [cm ²]	76,8	U	1
r [cm]	9,33	P _{n1} [Ton]	189	A _n =A _e [cm ²]	76,8
λ	44	Φ	0,9	P _{n2} [Ton]	324
λ_límite	300	Φ P_{n1} [Ton]	170	Φ	0,75
				Φ P_{n2} [Ton]	243
Resistencia Nominal		Tipo estructura		P_u máx [Ton]	
Φ P _n [Ton]	170	Mixta 4 pisos, NCh3411	49,46		
		CUMPLE			
		Mixta 4 pisos, NCh433	75,64		
		CUMPLE			
		Mixta 8 pisos, NCh3411	76,24		
		CUMPLE			
		Mixta 8 pisos, NCh433	110,22		
		CUMPLE			


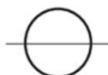
Tabla B. 7: Verificación de la resistencia a tracción en riostras Yoder 8".

Riostras Yoder 8" - N° Schudel 40					
Verificación esbeltez		Resistencia a la Fluencia		Resistencia a la fractura	
K	1	F _y [kg/cm ²]	2460	F _u [kg/cm ²]	4218
L [cm]	414	A _g [cm ²]	54,2	U	1
r [cm]	7,463	P _{n1} [Ton]	133	A _n =A _e [cm ²]	54,2
λ	55	Φ	0,9	P _{n2} [Ton]	229
λ_límite	300	Φ P_{n1} [Ton]	120	Φ	0,75
				Φ P_{n2} [Ton]	171
Resistencia Nominal		Tipo estructura		P_u máx [Ton]	
Φ P _n [Ton]	120	Mixta 8 pisos, NCh3411	34,35		
		CUMPLE			
		Mixta 8 pisos, NCh433	50,75		
		CUMPLE			

B.3 Diseño de miembros en compresión

En el capítulo E de la norma se encuentra plasmado el diseño para aquellas secciones que se encuentran sometidas a compresión axial en su eje central. A continuación, se deja de forma resumida la teoría utilizada:

- ✓ Verificación de esbeltez: la norma recomienda que la razón de esbeltez KL/r no sea mayor a 200. El factor de longitud efectiva “K” fue tomado como 1 ya que así lo estipula la norma para marcos arriostrados en su *Anexo 7*, por otra parte “L” y “r” corresponden a la longitud no arriostrada lateralmente del miembro y el radio de giro, respectivamente.
- ✓ La resistencia de diseño en compresión $\phi_c P_n$ es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites que aplican pandeo por flexión (FB), pandeo torsional (TB) y pandeo flexo-torsional (FTB), según corresponda y se rige por la tabla Nota E1.1 de la norma. Como en este trabajo se utilizaron perfiles W y tubulares circulares, los cuales no cuentan con elementos esbeltos, la teoría fue extraída de las secciones E3 y E4 quienes solo plasman el procedimiento de los estados límites FB y TB, respectivamente.

Sección transversal	Sin elementos esbeltos	
	Secciones en Capítulo E	Estados Límites
	E3 E4	FB TB
	E3	FB

Pandeo por flexión (FB), en este caso la resistencia de compresión nominal P_n debe estar basada en el estado límite la cual se define como:

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

Donde F_{cr} se determina de acuerdo con la razón de esbeltez:

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4,71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leftrightarrow \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

(b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4,71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leftrightarrow \frac{F_y}{F_e} > 2,25$

$$F_{cr} = 0,877 * F_e$$

Por su parte, el factor F_e corresponde ser la tensión de pandeo elástico determinada por:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Pandeo torsional (TB), en este caso la resistencia de compresión nominal P_n debe estar basada en el estado límite quien se define como:

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

Donde F_{cr} se obtiene igual que en el caso de estado límite de pandeo por flexión, a excepción del factor de tensión por pandeo elástico por torsión, ya que éste depende de la doble o simple simetría que tienen los perfiles de acero utilizados. En este estudio, sólo se contó con perfiles W y tubulares circulares, es decir, miembros con simetría doble por lo que:

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 * E * C_w}{(K * L)^2} + G * J \right] * \frac{1}{I_x + I_y}$$

Siendo:

G: El módulo elástico de corte del acero, tomado como 77200 [MPa].

I_x, I_y : Los momentos de inercia en torno de los ejes principales (x e y), considerados en [mm⁴]

J: Constante torsional dependiente del perfil en cuestión, en [mm⁴].

K: El factor de longitud efectiva para pandeo torsional.

C_w : Constante de alabeo, que puede ser determinada como $\frac{I_y * h_o^2}{4}$, en que h_o es la distancia entre centroides de las alas.

- ✓ Haciendo hincapié a que el método utilizado en este trabajo es el LRFD, el coeficiente ϕ_c fue considerado como 0,9. Finalmente, se verifico y dio cumplimiento que la resistencia de diseño fuera superior a la resistencia requerida a compresión (P_u) extraída desde las combinaciones de carga impuestas en cada modelo.

$$\phi_c P_n \geq P_u$$

Tabla B. 8: Verificación de la resistencia a compresión en cada columna.

Columnas: W12x96					
Verificación Esbeltez		Pandeo torsional		Resistencia Nominal	
K	1	λ	42	ϕ_c	0,90
L [cm]	330	$4,71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	136	$\phi_c P_n$ [Ton]	378,51
r [cm]	7,86	F_y [kg/cm ²]	2530		
λ	42	G [kg/cm ²]	787221		
λ limite	200	J [cm ⁴]	285	Tipo estructura	Pu máx [Ton]
CUMPLE		L_{cz} [cm]	330	Mixta de 4 pisos, con NCh3411	61,39
		I_{xx} [cm ⁴]	34672	CUMPLE	
Pandeo a flexión		I_{yy} [cm ⁴]	11238	Mixta de 4 pisos, con NCh433	78,64
λ	42	C_w [cm ⁶]	260327684	CUMPLE	
$4,71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	135,7	F_e [kg/cm ²]	1084087	Sólo BRB en edificio de 4 pisos	104,94
F_y [kg/cm ²]	2530	F_{cr} [kg/cm ²]	2528	CUMPLE	
F_e [kg/cm ²]	11755	A_g [cm ²]	182		
F_{cr} [kg/cm ²]	2312	P_n [Ton]	460		
A_g [cm ²]	181,9				
P_n [Ton]	420,56				

Columnas: W12x152					
Verificación Esbeltez		Pandeo torsional		Resistencia Nominal	
K	1	λ	41	ϕ_c	0,90
L [cm]	330	$4,71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	136	$\phi_c P_n$ [Ton]	603,23
r [cm]	8,095	F_y [kg/cm ²]	2530		
λ	40,8	G [kg/cm ²]	787221		
λ limite	200	J [cm ⁴]	1074	Tipo estructura	Pu máx [Ton]
CUMPLE		L_{cz} [cm]	330	Mixta de 4 pisos, con NCh3411	131,90
		I_{xx} [cm ⁴]	59521	CUMPLE	
Pandeo a flexión		I_{yy} [cm ⁴]	18897	Mixta de 4 pisos, con NCh433	161,62
λ	40,8	C_w [cm ⁶]	461113917	CUMPLE	
$4,71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	135,7	F_e [kg/cm ²]	1129919		
F_y [kg/cm ²]	2530	F_{cr} [kg/cm ²]	2528		
F_e [kg/cm ²]	12471,7	A_g [cm ²]	288		
F_{cr} [kg/cm ²]	2324	P_n [Ton]	729		
A_g [cm ²]	288,4				
P_n [Ton]	670,26				

Columnas: W14x159					
Verificación Esbeltez		Pandeo torsional		Resistencia Nominal	
K	1	λ	32	ϕ_c	0,90
L [cm]	330	$4,71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	136	$\phi_c P_n$ [Ton]	650,09
r [cm]	10,165	F_y [kg/cm ²]	2530		
λ	32,46	G [kg/cm ²]	787221		
λ limite	200	J [cm ⁴]	820		
CUMPLE		Lcz [cm]	330		
		I_{xx} [cm ⁴]	79084		
		I_{yy} [cm ⁴]	31134		
		C_w [cm ⁶]	957681747		
		F_e [kg/cm ²]	1659567		
		F_{cr} [kg/cm ²]	2528		
		A_g [cm ²]	301		
		Pn [Ton]	762		
Pandeo a flexión				Tipo estructura Pu máx [Ton]	
λ	32,46			Mixta de 8 pisos, con NCh3411	195,69
$4,71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	135,7			CUMPLE	
F_y [kg/cm ²]	2530			Mixta de 8 pisos, con NCh433	282,93
F_e [kg/cm ²]	19665,5			CUMPLE	
F_{cr} [kg/cm ²]	2397,4			Sólo BRB en edificio de 8 pisos	265,90
A_g [cm ²]	301,3			CUMPLE	
Pn [Ton]	722,33				

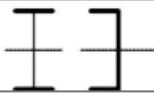
Columnas: W14x257					
Verificación Esbeltez		Pandeo torsional		Resistencia Nominal	
K	1	λ	31	ϕ_c	0,90
L [cm]	330	$4,71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	136	$\phi_c P_n$ [Ton]	1055,76
r [cm]	10,492	F_y [kg/cm ²]	2530		
λ	31,45	G [kg/cm ²]	787221		
λ limite	200	J [cm ⁴]	3292		
CUMPLE		Lcz [cm]	330		
		I_{xx} [cm ⁴]	141519		
		I_{yy} [cm ⁴]	53694		
		C_w [cm ⁶]	1823298562		
		F_e [kg/cm ²]	1790906		
		F_{cr} [kg/cm ²]	2529		
		A_g [cm ²]	488		
		Pn [Ton]	1233		
Pandeo a flexión				Tipo estructura Pu máx [Ton]	
λ	31,45			Mixta de 8 pisos, con NCh3411	338,09
$4,71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	135,7			CUMPLE	
F_y [kg/cm ²]	2530			Mixta de 8 pisos, con NCh433	420,22
F_e [kg/cm ²]	20951,1			CUMPLE	
F_{cr} [kg/cm ²]	2405,3				
A_g [cm ²]	487,7				
Pn [Ton]	1173,07				

Tabla B. 10: Verificación de la resistencia a compresión en riostras Yoder 8".

Riostras Yoder 8" - N° Schudel 40			
Verificación Esbeltez		Resistencia Nominal	
K	1	ϕ_c	0,90
L [cm]	414	$\phi_c P_n$ [Ton]	102,99
r [cm]	7,463	Tipo estructura Pu máx [Ton]	
λ	55,47	Mixta 8 pisos, NCh3411	43,52
λ limite	200	CUMPLE	
CUMPLE		CUMPLE	
Pandeo a flexión		Mixta 8 pisos, NCh433	
		CUMPLE	
λ	55,47		
$4,71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	137,61		
F_y [kg/cm ²]	2460		
F_e [kg/cm ²]	6734,96		
F_{cr} [kg/cm ²]	2111,25		
A_g [cm ²]	54,2		
P_n [Ton]	114,43		

B.4 Diseño de miembros en flexión

La norma en su capítulo F, abarca el diseño de miembros solicitados por flexión simple en torno a un eje principal, es decir, cuando el elemento es cargado en un plano paralelo al eje principal que pasa a través del centro de corte o es restringido al giro en los puntos de carga y los apoyos. En ella, también se subdividen las indicaciones según el tipo de perfil y sus características, las cuales para este trabajo se dispusieron a partir del F1 y F2 dado que los únicos miembros de la estructura que se ven sometidas a flexión resultan ser las vigas (perfiles W con secciones compactas).

Sección en Capítulo F	Sección	Esbeltez Alta	Esbeltez Alma	Estados Límites
F2		C	C	Y, LTB

La resistencia de diseño en flexión se obtiene al a partir de la multiplicación del factor de resistencia $\phi_b=0,9$ ya que se trabajó bajo el método LRFD y la resistencia de flexión nominal M_n . Siendo este último el menor valor obtenido de acuerdo con los estados de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral-torsional.

✓ **Fluencia:**

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

Siendo F_y la tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado (A53 en este caso) y Z_x el módulo de sección plástico en torno al eje x.

✓ **Pandeo lateral-torsional:**

Para determinar el valor del momento nominal bajo este estado límite, se tuvo que recurrir a la longitud de la viga (L_b) puesto que:

- (a) Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral torsional no aplica.
- (b) Cuando $L_p < L_p \leq L_r$

$$M_n = C_b * \left[M_p - (M_p - 0,7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

- (c) Cuando $L_p > L_r$

$$M_n = F_{cr} * S_x \leq M_p$$

$$F_{cr} = \frac{C_b * \pi^2 * E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} * \sqrt{1 + 0,078 * \frac{J * C}{S_x * h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2}$$

De lo anterior, se aclaran los siguientes parámetros de interés:

C_b : Factor de modificación por pandeo lateral-torsional para diafragmas de momento no uniformes cuando ambos extremos del segmento no arriostrados están restringidos a volcamiento, se obtiene como:

$$C_b = \frac{12,5 * M_{m\acute{a}x}}{2,5 * M_{m\acute{a}x} + 3 * M_A + 4 * M_B + 3 * M_C}$$

Siendo $M_{m\acute{a}x}$ el valor máximo absoluto del momento en el segmento; M_A - M_B - M_C los valores absolutos del momento en $L/4$, $L/2$ y $3L/4$ del segmento, respectivamente.

S_x : El módulo de sección elástico en torno al eje x.

L_p y L_r : Longitudes límites determinadas como:

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J * C}{S_x * h_0} + \sqrt{\left(\frac{J * C}{S_x * h_0} \right)^2 + 6,76 * \left(\frac{0,7 + F_y}{E} \right)^2}}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y * C_w}}{S_x}} ; C_w = \frac{I_y * h_0^2}{4} ; C = 1$$

E : Módulo de elasticidad del acero, considerado en la literatura como $2,04 \times 10^6$ [Kg/cm²].

J : Constante torsional del elemento.

h_0 : Distancia entre los centros de gravedad de las alas de la sección.

Finalmente, se verifico y dio cumplimiento que la resistencia de diseño fuera superior a la resistencia requerida a flexión (M_u) extraída desde las combinaciones de carga impuestas en cada modelo.

$$\phi_b M_n \geq M_u$$

Tabla B. 11: Verificación de la resistencia a flexión en vigas de marco arriostrado.

Vigas: W14x53			
Fluencia		Resistencia Nominal	
F_y [kg/cm ²]	2530	ϕ_b	0,90
Z_x [cm ³]	1427	$\phi_b M_n$ [Ton-m]	32,5
$M_p = M_n$ [Ton-m]	36		
Pandeo Lateral-Torsional		Tipo estructura	Mu máx [Ton-m]
L_p [cm]	248	Mixta 4 pisos, NCh3411	6,90
L_b [cm]	500	CUMPLE	
J [cm ⁴]	81	Mixta 4 pisos, NCh433	6,90
C	1	CUMPLE	
h_0 [cm]	34	Sólo BRB 4 pisos	6,90
$S_x = W_x$ [cm ³]	1276	CUMPLE	
r_{ts} [cm]	6	Mixta 8 pisos, NCh3411	7,05
C_w [cm ⁶]	679067	CUMPLE	
L_r [cm]	903	Mixta 8 pisos, NCh433	8,20
$L_p < L_b < L_r$	Caso (b)	CUMPLE	
L_p [cm]	248	Sólo BRB 8 pisos	7,88
L_b [cm]	500	CUMPLE	
L_r [cm]	903		
S_x [cm ³]	1276		
M_p [Kg-cm]	3611069		
C_b	1,27		
M_n [Ton-m]	39		

Tabla B. 12: Verificación de la resistencia a flexión en vigas de marco no arriostrado.

Vigas: W14x38			
Fluencia		Resistencia Nominal	
F_y [kg/cm ²]	2530	ϕ_b	0,90
Z_x [cm ³]	1008	ϕ_b Mn [Ton-m]	21,6
$M_p = M_n$ [Ton-m]	25		
Pandeo Lateral-Torsional		Tipo estructura	Mu máx [Ton-m]
L_p [cm]	199	Mixta 4 pisos, NCh3411	8,48
L_b [cm]	500	CUMPLE	
J [cm ⁴]	33	Mixta 4 pisos, NCh433	8,48
C	1	CUMPLE	
h_o [cm]	35	Sólo BRB 4 pisos	8,41
$S_x = W_x$ [cm ³]	895	CUMPLE	
r_{ts} [cm]	5	Mixta 8 pisos, NCh3411	10,78
C_w [cm ⁶]	330681	CUMPLE	
L_r [cm]	638	Mixta 8 pisos, NCh433	12,37
$L_p < L_b < L_r$	Caso (b)	CUMPLE	
L_p [cm]	199	Sólo BRB 8 pisos	10,71
L_b [cm]	500	CUMPLE	
L_r [cm]	638		
S_x [cm ³]	895		
M_p [Kg-cm]	2549734		
C_b	1,27		
Mn [Ton-m]	24		

B.5 Diseño de miembros a corte

En su capítulo G, la norma establece el diseño de las alamas de miembros con simetría doble o simplemente solicitados por corte en el plano del alma, ángulos simples y perfiles tubulares, además de, corte en la dirección débil del perfil en cuestión. Los métodos para calcular la resistencia de corte son dos y se diferencian en considerar o no la resistencia post pandeo del miembro (campo de tracciones), capítulo G2 y G3, respectivamente.

Para este trabajo no fue utilizado el campo de tracciones por lo que la resistencia nominal de corte, V_n , de almas no atiesadas o atiesadas de acuerdo con el estado límite de fluencia en corte y pandeo en corte es:

$$V_n = 0,6 * F_y * A_w * C_v$$

Donde:

- (a) Para almas de miembros laminados de sección H con $h/t_w \leq 2,24\sqrt{E/F_y}$:

$$\phi_v = 1 ; C_v = 1$$

(b) Para almas de todos los otros perfiles de simetría doble o simple y canales, excepto tubos circulares, el coeficiente de corte del alma, C_v , se determina como:

(i) Cuando $h/t_w \leq 1,10\sqrt{K_v * E/F_y} \rightarrow C_v = 1$

(ii) Cuando $1,10\sqrt{K_v * E/F_y} < h/t_w \leq 1,37\sqrt{K_v * E/F_y} \rightarrow C_v = \frac{1,10\sqrt{K_v * E/F_y}}{h/t_w}$

(iii) Cuando $h/t_w > 1,37\sqrt{K_v * E/F_y} \rightarrow C_v = \frac{1,51 * K_v * E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 * F_y}$

A continuación, se especifica la simbología antes expuesta:

- ✓ A_w : área del alma en el perfil.
- ✓ h : En el caso de secciones laminada, equivale a la distancia libre entre alas menos el filete o radio de esquina. Para secciones armadas soldadas, la distancia libre entre alas. Para secciones armadas apernadas, la distancia entre líneas de sujetadores. Por último, en secciones T, la altura total del elemento.
- ✓ t_w : Espesor del alma.

Finalmente, los perfiles sometidos a este análisis fueron las vigas cuyo corte requerido o bien llamado corte último " V_u " fue obtenido de las combinaciones de cargas impuestas en el modelo. También, se verifico y dio cumplimiento que la resistencia de diseño fuera superior a la resistencia requerida.

$$\phi_v V_n \geq V_u$$

Tabla B. 13: Verificación de la resistencia a corte en vigas de marco arriostrado.

Vigas: W14x53			
$2,24 * \sqrt{E/F_y}$	65	Tipo estructura	Vu máx [Ton]
h/t_w	38	Mixta 4 pisos, NCh3411	5,50
F_y [kg/cm ²]	2530	CUMPLE	
A_w [cm ²]	33	Mixta 4 pisos, NCh433	5,50
C_v	1	CUMPLE	
ϕ_v (LFRD)	1	Sólo BRB 4 pisos	5,50
		CUMPLE	
Resistencia Nominal		Mixta 8 pisos, NCh3411	5,61
V_n [Ton]	50,4	CUMPLE	
$\phi_v V_n$ [Ton]	50,4	Mixta 8 pisos, NCh433	6,17
		CUMPLE	
		Sólo BRB 8 pisos	6,00
		CUMPLE	

Tabla B. 14: Verificación de la resistencia a flexión en vigas de marco no arriostrado.

Vigas: W14x38			
$2,24 * \sqrt{E/F_y}$	65	Tipo estructura	Vu máx [Ton]
h/tw	45	Mixta 4 pisos, NCh3411	6,34
F _y [kg/cm ²]	2530	CUMPLE	
A _w [cm ²]	28	Mixta 4 pisos, NCh433	6,34
C _v	1	CUMPLE	
φ _v (LFRD)	1	Sólo BRB 4 pisos	6,37
		CUMPLE	
Resistencia Nominal		Mixta 8 pisos, NCh3411	7,05
V _n [Ton]	42,9	CUMPLE	
φ _v V _n [Ton]	42,9	Mixta 8 pisos, NCh433	7,86
		CUMPLE	
		Sólo BRB 8 pisos	7,03
		CUMPLE	

B.6 Diseño de miembros a flexo-compresión

En el capítulo H, se encuentra el diseño de miembros solicitados a carga axial y flexión en torno a uno o dos ejes, con o sin torsión, y miembros solicitados a torsión pura. En este trabajo, los miembros sometidos a este análisis fueron las columnas, es decir, perfiles W con simetría doble por ende los pasos a seguir fueron:

- ✓ Establecer la relación entre la resistencia de compresión axial requerida y la resistencia axial disponible $\left(\frac{P_r}{P_c}\right)$
- ✓ Si $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$ se debe de cumplir con una razón de uso de:

$$R_u = \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} * \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

- ✓ Si $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$ se debe de cumplir con una razón de uso de:

$$R_u = \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

Siendo M_r la resistencia de flexión requerida y M_c la resistencia de flexión disponible.

A continuación, se observa en detalle los datos y resultados de acuerdo con cada modelo en cuestión.

Tabla B. 15: Verificación de la resistencia de flexo-compresión en columnas.

Columnas: W12x96					
Estructura mixta de 4 pisos, bajo la NCh3411		Estructura mixta de 4 pisos, bajo la NCh433		Estructura con sistema BRB, de 4 pisos	
Pr [Ton]	61,39	Pr [Ton]	78,64	Pr [Ton]	104,94
Pc [Ton]	379	Pc [Ton]	379	Pc [Ton]	379
Pr/Pc	0,16	Pr/Pc	0,21	Pr/Pc	0,28
Mrx [Ton-m]	0	Mrx [Ton-m]	0	Mrx [Ton-m]	0
Mry [Ton-m]	0	Mry [Ton-m]	0	Mry [Ton-m]	0
Mcx [Ton-m]	54,87	Mcx [Ton-m]	54,87	Mcx [Ton-m]	54,87
Mcy [Ton-m]	24,20	Mcy [Ton-m]	24,20	Mcy [Ton-m]	24,20
Ru	0,08	Ru	0,21	Ru	0,28
CUMPLE		CUMPLE		CUMPLE	

Columnas: W12x152			
Estructura mixta de 4 pisos, bajo la NCh3411		Estructura mixta de 4 pisos, bajo la NCh433	
Pr [Ton]	131,90	Pr [Ton]	161,62
Pc [Ton]	603	Pc [Ton]	603
Pr/Pc	0,22	Pr/Pc	0,27
Mrx [Ton-m]	0	Mrx [Ton-m]	0
Mry [Ton-m]	0	Mry [Ton-m]	0
Mcx [Ton-m]	90,71	Mcx [Ton-m]	90,71
Mcy [Ton-m]	41,44	Mcy [Ton-m]	41,44
Ru	0,22	Ru	0,27
CUMPLE		CUMPLE	

Columnas: W14x159					
Estructura mixta de 8 pisos, bajo la NCh3411		Estructura mixta de 8 pisos, bajo la NCh433		Estructura con sistema BRB, de 8 pisos	
Pr [Ton]	195,69	Pr [Ton]	282,93	Pr [Ton]	265,90
Pc [Ton]	650	Pc [Ton]	650	Pc [Ton]	650
Pr/Pc	0,30	Pr/Pc	0,44	Pr/Pc	0,41
Mrx [Ton-m]	0	Mrx [Ton-m]	0	Mrx [Ton-m]	0
Mry [Ton-m]	0	Mry [Ton-m]	0	Mry [Ton-m]	0
Mcx [Ton-m]	107,13	Mcx [Ton-m]	107,13	Mcx [Ton-m]	107,13
Mcy [Ton-m]	54,50	Mcy [Ton-m]	54,50	Mcy [Ton-m]	54,50
Ru	0,30	Ru	0,44	Ru	0,41
CUMPLE		CUMPLE		CUMPLE	

Columnas: W14x257			
Estructura mixta de 8 pisos, bajo la NCh3411		Estructura mixta de 8 pisos, bajo la NCh433	
Pr [Ton]	338,09	Pr [Ton]	420,22
Pc [Ton]	1056	Pc [Ton]	1056
Pr/Pc	0,32	Pr/Pc	0,40
Mrx [Ton-m]	0	Mrx [Ton-m]	0
Mry [Ton-m]	0	Mry [Ton-m]	0
Mcx [Ton-m]	181,79	Mcx [Ton-m]	181,79
Mcy [Ton-m]	91,83	Mcy [Ton-m]	91,83
Ru	0,32	Ru	0,40
CUMPLE		CUMPLE	

Columnas: W8x67					
Estructura mixta 4 pisos, bajo la NCh3411		Estructura mixta 4 pisos, bajo la NCh433		Estructura con sistema BRB, 4 pisos	
Pr [Ton]	90,19	Pr [Ton]	90,19	Pr [Ton]	91,40
Pc [Ton]	187,52	Pc [Ton]	187,52	Pc [Ton]	187,52
Pr/Pc	0,48	Pr/Pc	0,48	Pr/Pc	0,49
Mrx [Ton-m]	0	Mrx [Ton-m]	0	Mrx [Ton-m]	0
Mry [Ton-m]	0	Mry [Ton-m]	0	Mry [Ton-m]	0
Mcx [Ton-m]	26,17	Mcx [Ton-m]	26,17	Mcx [Ton-m]	26,17
Mcy [Ton-m]	12,21	Mcy [Ton-m]	12,21	Mcy [Ton-m]	12,21
Ru	0,48	Ru	0,48	Ru	0,49
CUMPLE		CUMPLE		CUMPLE	
Estructura mixta 8 pisos, bajo la NCh3411		Estructura mixta 8 pisos, bajo la NCh433		Estructura con sistema BRB, 8 pisos	
Pr [Ton]	159,07	Pr [Ton]	159,06	Pr [Ton]	163,10
Pc [Ton]	187,52	Pc [Ton]	187,52	Pc [Ton]	187,52
Pr/Pc	0,85	Pr/Pc	0,85	Pr/Pc	0,87
Mrx [Ton-m]	0	Mrx [Ton-m]	0	Mrx [Ton-m]	0
Mry [Ton-m]	0	Mry [Ton-m]	0	Mry [Ton-m]	0
Mcx [Ton-m]	26,17	Mcx [Ton-m]	26,17	Mcx [Ton-m]	26,17
Mcy [Ton-m]	12,21	Mcy [Ton-m]	12,21	Mcy [Ton-m]	12,21
Ru	0,85	Ru	0,85	Ru	0,87
CUMPLE		CUMPLE		CUMPLE	

Tabla B. 16: Verificación de la resistencia a flexo-compresión en riostras.

Riostras Yoder 10" - N° Schudel 40			
Estructura mixta 4 pisos con NCh3411		Estructura mixta 4 pisos con NCh433	
P_r [Ton]	67,86	P_r [Ton]	94,03
P_c [Ton]	154,19	P_c [Ton]	154,19
P_r/P_c	0,44	P_r/P_c	0,61
M_{rx} [Ton-m]	0	M_{rx} [Ton-m]	0
M_{ry} [Ton-m]	0	M_{ry} [Ton-m]	0
M_{cx} [Ton-m]	14,29	M_{cx} [Ton-m]	14,29
M_{cy} [Ton-m]	14,29	M_{cy} [Ton-m]	14,29
R_u	0,44	R_u	0,61
CUMPLE		CUMPLE	
Estructura mixta 8 pisos con NCh3411		Estructura mixta 8 pisos con NCh4311	
P_r [Ton]	99,89	P_r [Ton]	133,87
P_c [Ton]	154,19	P_c [Ton]	154,19
P_r/P_c	0,65	P_r/P_c	0,87
M_{rx} [Ton-m]	0	M_{rx} [Ton-m]	0
M_{ry} [Ton-m]	0	M_{ry} [Ton-m]	0
M_{cx} [Ton-m]	14,29	M_{cx} [Ton-m]	14,29
M_{cy} [Ton-m]	14,29	M_{cy} [Ton-m]	14,29
R_u	0,65	R_u	0,87
CUMPLE		CUMPLE	
Riostras Yoder 8" - N° Schudel 40			
Estructura mixta 8 pisos con NCh3411		Estructura mixta 8 pisos con NCh433	
P_r [Ton]	43,52	P_r [Ton]	59,10
P_c [Ton]	102,99	P_c [Ton]	102,99
P_r/P_c	0,42	P_r/P_c	0,57
M_{rx} [Ton-m]	0	M_{rx} [Ton-m]	0
M_{ry} [Ton-m]	0	M_{ry} [Ton-m]	0
M_{cx} [Ton-m]	8,06	M_{cx} [Ton-m]	8,06
M_{cy} [Ton-m]	8,06	M_{cy} [Ton-m]	8,06
R_u	0,42	R_u	0,57
CUMPLE		CUMPLE	

B.7 Conexiones

El capítulo J de la norma establece el diseño para los elementos de conexión incluidas las soldaduras. El propósito del diseño es obtener una resistencia ϕRn mayor o igual a la resistencia requerida. Por ello, a continuación, se presenta de forma simplificada la teoría necesaria que utilizada para el análisis entre las conexiones viga-columna y arrostramientos.

B.7.1 Conexión viga-columna

En este estudio se optó por una conexión apernada lo suficientemente rígida para resistir las cargas de diseño sin causar fractura. Al mismo tiempo se consideró viable establecer placas de igual dimensiones para estructuras de 4 y 8 pisos, las cuales se encuentra detalladas en los planos del capítulo E.2 y cuyas características son: placa conexión alma de la viga PL1: 280x150x15 [mm], mientras que, placas conectadas al ala PL2: 180x280x28 [mm], ambas de calidad A36.

Se recuerda que, las vigas utilizadas en los modelos fueron dos: en marcos arriostrados W14x53 y en el resto de las estructuras perfiles W14x38, por consiguiente, se estudiaron ambos casos en la conexión viga-columna. En cuanto a la resistencia requerida en corte fue estimada en un 80% de la capacidad de las vigas, el cual es traspasado a la placa ubicada en el ala como T_u , detalladas en la tabla B.17.

Tabla B. 17: Resistencia requerida

Perfil:	W14x38	W14x53
V_u [Ton]	34,4	50,4
T_u [Ton]	48,2	73,6

El análisis consistió en 4 etapas:

- ✓ Resistencia al corte de los pernos
- ✓ Resistencia a la fluencia y rotura
- ✓ Resistencia de aplastamiento de perforaciones de pernos
- ✓ Resistencia de bloque de corte

Resistencia de los pernos al corte ϕRn : destacando la utilización de pernos de alta resistencia con hilo excluido del plano de corte A490-X y diámetro nominal de 1", su esfuerzo nominal de corte (F_{nv}) es de 5,27 [Ton]. La norma establece que el estado límite de rotura y tracción en ellos es de:

$$\phi Rn = F_{nv} * A_b * n$$

Siendo A_b el área nominal del perno y n la cantidad a utilizar. En la tabla B.18 se encuentra

Tabla B. 18: Verificación a la resistencia perno.

Resistencia de los pernos al corte			
Alma		Ala	
A_b [cm ²]	5,07	A_b [cm ²]	5,07
F_{nv} [Ton/cm ²]	5,27	F_{nv} [Ton/cm ²]	5,27
ϕ	0,75	ϕ	0,75
ϕRn [Ton/perno]	20,03	ϕRn [Ton/perno]	20,03
N° de pernos utilizados	3	N° de pernos utilizados	6
Resistencia Nominal		Resistencia Nominal	
ϕRn [Ton]	60,08	ϕRn [Ton]	120,17
Perfil	V_u máx [Ton]	Tipo estructura	T_u máx [Ton]
W14x38	34,4	W14x38	48,2
CUMPLE		CUMPLE	
W14x53	50,4	W14x53	73,6
CUMPLE		CUMPLE	

Resistencia a la fluencia y rotura: La resistencia de diseño ϕRn de elementos cargados a tracción debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de:

- a) Fluencia a tracción $\rightarrow \phi Rn1 = F_y * A_g$
- b) Rotura en tracción $\rightarrow \phi Rn2 = F_u * A_e$
- $\phi Rn = \min \{ \phi Rn1, \phi Rn2 \}$

Siendo F_y y F_u el esfuerzo a la fluencia y ruptura de la placa, respectivamente; A_g el área gruesa de la sección y A_e el área neta efectiva. Esta última se define como:

$$A_e = U * A_n$$

U : Factor de retardo de cortante ; A_n : Área neta de la sección

Tabla B. 19: Verificación a la resistencia a tracción en la conexión.

Resistencia de elementos en tracción Alma			
a) Fluencia en la placa		a) Fluencia en el perfil	
PL 280x150x15		W14x38	W14x53
F_y [Ton/cm ²]	2,53	F_y [Ton/cm ²]	2,53
A_g [cm ²]	22,5	A_g [cm ²]	72,3
ϕ	0,9	ϕ	0,9
$\phi Rn1$ [Ton]	51,23	$\phi Rn1$ [Ton]	164,63
b) Rotura en la placa		b) Rotura en el perfil	
F_u [Ton/cm ²]		W14x38	W14x53
F_u [Ton/cm ²]	4,08	F_u [Ton/cm ²]	4,08
A_g [cm ²]	22,5	A_g [cm ²]	72,3
A_e [cm ²]	22,5	A_n [cm ²]	65,57
ϕ	0,75	U	0,85
$\phi Rn2$ [Ton]	68,85	A_e [cm ²]	55,73
Resistencia Nominal		$\phi Rn2$ [Ton]	170,55
ϕRn [Ton]	51,23	Resistencia Nominal	
CUMPLE		ϕRn [Ton]	W14x38
			164,63
			W14x53
			167,22
			CUMPLE
			CUMPLE

Resistencia de elementos en tracción Ala			
a) Fluencia en la placa		a) Fluencia en el perfil	
PL 180x280x28		W14x38	W14x53
F_y [Ton/cm ²]	2,53	F_y [Ton/cm ²]	2,53
A_g [cm ²]	50,4	A_g [cm ²]	72,3
ϕ	0,9	ϕ	0,9
$\phi Rn1$ [Ton]	114,76	$\phi Rn1$ [Ton]	164,63
b) Rotura en la placa		b) Rotura en el perfil	
F_u [Ton/cm ²]		W14x38	W14x53
F_u [Ton/cm ²]	4,08	F_u [Ton/cm ²]	4,08
A_g [cm ²]	50,4	A_g [cm ²]	72,3
A_e [cm ²]	50,4	A_n [cm ²]	62,08
ϕ	0,75	U	0,85
$\phi Rn2$ [Ton]	154,22	A_e [cm ²]	61,46
Resistencia Nominal		$\phi Rn2$ [Ton]	188,05
ϕRn [Ton]	114,76	Resistencia Nominal	
CUMPLE		ϕRn [Ton]	W14x38
			188,05
			W14x53
			261,66
			CUMPLE
			CUMPLE

Resistencia por aplastamiento: Esta resistencia dependen del material conectado, el diámetro del perno y las dimensiones de la perforación. Se tiene presente que la falla en estas circunstancias se origina por la deformación excesiva de la perforación, por los mismo, el estado límite es:

$$\phi Rn = \phi[1,2 * Lc * t * Fu \leq 2,4 * d * t * Fu]$$

Siendo Lc la distancia libre entre el borde de la perforación y el borde de la perforación adyacente o borde del material, se mide en función a la dirección en que está siendo aplicada la carga; t corresponde ser el espesor del material conectado; d e diámetro nominal del perno.

Tabla B. 20: Verificación a la resistencia por aplastamiento en la conexión.

Resistencia por aplastamiento					
Alma	W14x38	W14x53	Ala	W14x38	W14x53
Lc	23,00	23,00	Lc	23	23
t_f	0,79	0,94	t_f	1,31	1,68
F_u	4,08	4,08	F_u	4,08	4,08
d	2,54	2,54	d	2,54	2,54
n	3,00	3,00	n	6	6
ϕ	0,75	0,75	ϕ	0,75	0,75
$\phi Rn1$	200,16	238,17	$\phi Rn1$	663,82	851,32
$\phi Rn2$	44,21	52,60	$\phi Rn2$	146,62	188,03
Resistencia Nominal			Resistencia Nominal		
ϕRn	W14x38	W14x53	ϕRn	W14x38	W14x53
	44,2	52,6		146,62	188,03
	CUMPLE	CUMPLE		CUMPLE	CUMPLE

Resistencia por bloque de corte: Teniendo en consideración que este tipo de falla se produce con el desgarro de una parte o sección del elemento conectado, la resistencia disponible ϕRn debe contemplar que los planos de falla se encuentren en tensión de rotura y de fluencia, de tal modo que:

$$\phi Rn = \phi(0.6 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}) \leq \phi(0.6 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt})$$

Siendo A_{nv} el área neta de corte; A_{nt} área neta de tracción; A_{gv} área gruesa de corte.

Tabla B. 21: Verificación a la resistencia por bloque de corte en la conexión.

F_u	4,08	F_y	2,53
A_{nv}	23,85	A_{gv}	34,5
U_{bs}	1	A_{nt}	9,12
A_{nt}	9,12	F_u	4,08
$Rn1$	95,59	U_{bs}	1
		$Rn2$	89,58
Resistencia Nominal			
ϕ	0,75		
ϕRn	67,18		
CUMPLE			

B.7.2 Conexión riostra, marco SCBF

El análisis fue ejecutado bajo las mismas 4 etapas que la conexión viga-columna, con la diferencia de que la resistencia requerida a tracción de cada diagonal es la resistencia esperada a fluencia que determina la norma NCh341-16 como: $R_y * F_y * A_g$.

Se recuerda que, en modelos de 4 pisos fueron utilizados perfiles Yoder 10", mientras que en los de 8 pisos se emplearon Yoder 10" en los primeros cuatro niveles y en los restantes Yoder 8". Por lo tanto, las conexiones debieron ser diseñadas bajo una demanda plástica de:

- ✓ Riostra 10"= 302 [Ton]
- ✓ Riostra 8"= 213 [Ton]

La conexión cuenta con el tipo de placa: PL3: 330x900x2,5 [mm] calidad A36.

Tabla B. 22: Verificación a la resistencia de la placa PL3.

Resistencia de los pernos al corte		Resistencia por aplastamiento	
A_b [cm ²]	5,07	L_c	50
F_{nv} [Ton/cm ²]	5,27	t_f	2,5
ϕ	1	F_u	4,08
ϕRn [Ton/perno]	0,75	d	2,54
N° de pernos utilizados	40,06	n	12
A_b [cm ²]	12	ϕ	0,75
Resistencia Nominal		$\phi Rn1$	$\phi Rn1$
ϕRn [Ton]	480,66	$\phi Rn2$	559,6128
CUMPLE		Resistencia Nominal	
		ϕRn [Ton]	559,6128
		CUMPLE	
Resistencia de elementos en tracción		Resistencia de bloque de corte	
a) Fluencia en la placa		F_u	4,08
F_y [Ton/cm ²]	2,53	A_{nv}	171,9
A_g [cm ²]	82,5	U_{bs}	1
ϕ	0,9	A_{nt}	25,4
$\phi Rn1$ [Ton]	375,705	$Rn1$	524,4432
b) Rotura en la placa		F_y	2,53
F_u [Ton/cm ²]	4,08	A_{gv}	250
A_g [cm ²]	82,5	A_{nt}	25,4
A_e [cm ²]	82,5	F_u	4,08
ϕ	0,75	U_{bs}	1
$\phi Rn2$ [Ton]	504,9	$Rn2$	483,132
Resistencia Nominal		Resistencia Nominal	
ϕRn [Ton]	375,705	ϕ	0,75
CUMPLE		ϕRn	362,349
		CUMPLE	

Como esta placa también se encuentra soldada a la riostra tubular Yoder 10" o 8", la verificación a la resistencia deriva en:

$$R_d = \min \{R_{dw}, R_{dbm}\} \geq \text{Demanda plástica}$$

Siendo R_{dw} la resistencia del metal de aportación (filete) y R_{dBM} la resistencia del material base, ambas vienen determinadas por:

- i) $R_{dw} = \phi * F_{nw} * A_{we} \rightarrow F_{nw} = 0,6 * FE_{XX} ; A_{we} = t_p * L_w$
 ii) $R_{dbm} = \min \{R_{dbm1}; R_{dbm2}\}$, donde R_{dbm1} señala la resistencia a la fluencia del material base y R_{dbm2} la resistencia a la rotura.
- $$R_{dBM1} = \phi(0,6 * F_{yBM}) * t_p * L_w$$
- $$R_{dBM2} = \phi(0,6 * F_{uBM}) * t_p * L_w$$

Se aclara que, la soldadura utilizada es filete FE_{XX} n° de clasificación del electrodo E70XX, cuyo esfuerzo consiste en $4920 [kg/cm^2]$; A_{we} es el área efectiva de la garganta; t_e el espesor efectivo de la garganta el cual se obtiene como $w \cdot \text{sen}(45^\circ)$ (w tamaño de la pierna de una soldadura de filete).

Por otra parte, F_{yBM} y F_{uBM} determinan el esfuerzo de fluencia y tracción última del material, respectivamente. t_p es el espesor del material base y L_w la longitud efectiva.

Tabla B. 23: Verificación a la resistencia de la soldadura.

Resistencia de diseño del material de soldadura (filete)		Resistencia de diseño del material base	
w [cm]	1	t_p [cm]	0,927
t_e [cm]	0,5	L_w [cm]	426
L_w [cm]	426	F_{uBM} [Ton/cm ²]	4,08
A_{we} [cm ²]	213	F_{yBM} [Ton/cm ²]	2,53
F_w [Kg/cm ²]	2953	R_{dbm1} [Ton]	725
phi	0,75	R_{dbm2} [Ton]	540
R_{dw} [Ton]	472	R_{dbm} [Ton]	540
R_d [Ton]	472		
CUMPLE			

Conexión de vigas-columnas

En la sección 3.5.1 se dejó registro de los requerimientos que establece la norma AISC341-16 para las conexiones de este tipo de marcos arriostrados. A continuación, se plasman los resultados de los perfiles Yoder 10" y 8".

La carga P_u se obtuvo al dividir el momento flector por la altura de la viga W14x53 y los estados límites son los antes señalados.

Tabla B. 24: Verificación conexión viga-columna, marco SCBF.

	Yoder 10"	Yoder 8"		
Ry	1,6	1,6	Resistencia al corte de los pernos [Ton]	120,17
Mp [Ton-m]	16,319	9,212	Fluencia placa [Ton]	114,76
1.1*Ry*Mp [Ton-m]	28,721	16,213	Fluencia perfil [Ton]	229,07
			Resistencia por aplastamiento [Ton]	188,03
			Resistencia bloque cortante [Ton]	67,185
Ry	1,5	1,5		
Fy [Kg/cm2]	2460	2460		
Z [cm3]	6391	6391		
1.1*ΣRy*Fy*Z [Ton-m]	1037,643	1037,643		
Momento Flector Esperado [Ton]	28,721	16,213		
H [mm]	354	354		
Pu [Ton]	81,132	45,798		
	CUMPLE	CUMPLE		

B.7.3 Conexión riostra, marco BRB

En la sección 3.5.2 se detallaron los requerimientos que ejerce la norma para este tipo de marcos. Para el caso estudio, la demanda plástica fue asignada como la resistencia ajustada de la riostra en tracción y compresión. A la vez, como se dispusieron de varios perfiles BRB dentro de todos los modelos, se optó por analizar con aquel de capacidad mayor que para el caso resulto uno con núcleo de 52 [cm²].

Estructura	Riostras internas	Riostras externas	Pisos
Mixta 4 pisos NCh3411	-	19 [cm2]	1 al 2
	-	13 [cm2]	3 al 4
Mixta 4 pisos NCh433	-	26 [cm2]	1 al 2
	-	19 [cm2]	3 al 4
BRB 4 pisos	26 [cm2]	19 [cm2]	1 al 2
	13 [cm2]	13 [cm2]	2 al 4
Mixta 8 pisos NCh3411	-	32 [cm2]	1 al 4
	-	19 [cm2]	5 al 8
Mixta 8 pisos NCh433	-	52 [cm2]	1 al 4
	-	32 [cm2]	5 al 8
BRB 8 pisos	36 [cm2]	32 [cm2]	1 al 4
	19 [cm2]	19 [cm2]	5 al 8

Tabla B. 25: Verificación a la resistencia de la conexión, marco BRB.

Perno	A490-X	Demanda plástica	
A_b [cm ²]	5,07		
F_{nv} [Ton/cm ²]	5,27	Tmáx [Ton]	282
Ns	2	Cmáx [Ton]	302
ϕ	0,75	CUMPLE	
ϕRn [Ton/perno]	40,06		
N° de pernos utilizados	8		
Resistencia Nominal			
ϕRn [Ton]	320,44		
Estado límite de placa PL5			
Resistencia al corte de los pernos [Ton]	368		
Fluencia placa [Ton]	421		
Fluencia perfil [Ton]	327		
Resistencia por aplastamiento [Ton]	350		
Resistencia bloque cortante [Ton]	568		

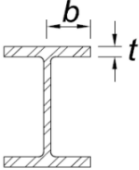
Anexo C: Verificación de ductilidad– AISC341-16

La presente norma, en su capítulo D estipula los requisitos generales para el diseño de miembros y conexiones. Sin embargo, en este trabajo sólo fueron empleadas aquellas limitaciones de ancho espesor en cada sección del perfil de acero para ser o no clasificados como dúctiles.

Es de interés mencionar que, la AISC341 en su capítulo F2 aclara que en marcos SCBF las vigas y columnas deben cumplir los estándares para una ductilidad moderada y alta, respectivamente. Lo mismo recomienda para marcos BRB en el capítulo F4. Y, para el caso de las diagonales en marcos SCBF deben ser de carácter altamente dúctil.

A continuación, se encuentra de forma resumida la teoría y resultados de los perfiles utilizados en los modelos diseñados y analizados. Como se ha visto con anterioridad, los perfiles al estar en diversos modelos se encuentran sometido a variadas magnitudes de carga (P_u), por lo que se validó la ductilidad o no del perfil con la carga más desfavorable (Anexo B.3).

Perfiles “W” en vigas y columnas:

Descripción del elemento	Relación ancho-espesor λ	Límite λ_{hd} (ala) para miembros altamente dúctiles	Límite λ_{md} (ala) para miembros moderadamente dúctiles	Figura
Alas de secciones I laminadas o soldadas, canales y tes; ángulos simples o dobles con separador; par de ángulos conectados de manera continua	b/t	$0.32 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}}$	$0.4 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}}$	

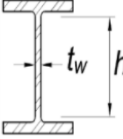
Descripción del elemento	Relación ancho-espesor λ	Límite λ_{hd} (alma) para miembros altamente dúctiles	Límite λ_{md} (alma) para miembros moderadamente dúctiles	Figura
Usados como vigas, columnas o enlaces, en flexión o combinando axial y flexión: 1) Almas de secciones I laminadas o soldadas; canales	h/t_w	<p>Para $C_a \leq 0.114$</p> $2.57 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}} (1 - 1.04 C_a)$ <p>Para $C_a > 0.114$</p> $0.88 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}} (2.68 - C_a) \geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}}$ <p>Donde:</p> $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} \text{ (LFRD)}$ $P_y = R_y F_y A_g$	<p>Para $C_a \leq 0.114$</p> $3.96 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}} (1 - 3.04 C_a)$ <p>Para $C_a > 0.114$</p> $1.29 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}} (2.12 - C_a) \geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}}$ <p>Donde:</p> $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} \text{ (LFRD)}$ $P_y = R_y F_y A_g$	

Tabla C. 1: Verificación de la ductilidad en vigas y columnas.

Perfiles en Vigas				Columnas en marcos no arriostrados	
W14x53 (marco arriostrado)		W14x38 (marco no arriostrado)		W8x67	
λ ala (b/tr)	6,09	λ ala (b/tr)	6,56	λ ala (b/tr)	4,42
λ_{md} , limite ala	9,41	λ_{md} , limite ala	9,41	λ_{hd} , limite ala	7,53
Ala	Dúctil	Ala	Dúctil	Ala	Dúctil
CUMPLE		CUMPLE		CUMPLE	
Py [Ton]	381,78	Py [Ton]	274,38	Py [Ton]	482,34
Pu [Ton]	0,00	Pu [Ton]	0,00	Pu [Ton]	163,10
ϕc	0,90	ϕc	0,90	ϕc	0,90
Ca	0,00	Ca	0,00	Ca	0,38
λ alma (h/t _w)	33,99	λ alma (h/t _w)	42,01	λ alma (h/t _w)	12,53
λ_{md} , limite alma	93,15	λ_{md} , limite alma	93,15	λ_{hd} , limite alma	47,70
Alma	Dúctil	Alma	Dúctil	Alma	Dúctil
CUMPLE		CUMPLE		CUMPLE	

Perfiles en Columnas (marcos arriostrados)							
W12x96		W12x152		W14x159		W12x257	
λ ala (b/tr)	6,78	λ ala (b/tr)	4,46	λ ala (b/tr)	6,55	λ ala (b/tr)	4,23
λ_{hd} , limite ala	7,53	λ_{hd} , limite ala	7,53	λ_{hd} , limite ala	7,53	λ_{hd} , limite ala	7,53
Ala	Dúctil	Ala	Dúctil	Ala	Dúctil	Ala	Dúctil
CUMPLE		CUMPLE		CUMPLE		CUMPLE	
Py [Ton]	690,31	Py [Ton]	1094,48	Py [Ton]	1143,43	Py [Ton]	1850,82
Pu [Ton]	104,94	Pu [Ton]	161,62	Pu [Ton]	282,93	Pu [Ton]	420,22
ϕc	0,90	ϕc	0,90	ϕc	0,90	ϕc	0,90
Ca	0,17	Ca	0,16	Ca	0,27	Ca	0,25
λ alma (h/t _w)	20,15	λ alma (h/t _w)	12,53	λ alma (h/t _w)	16,94	λ alma (h/t _w)	10,70
λ_{hd} , limite alma	51,98	λ_{hd} , limite alma	52,08	λ_{hd} , limite alma	49,79	λ_{hd} , limite alma	50,26
Alma	Dúctil	Alma	Dúctil	Alma	Dúctil	Alma	Dúctil
CUMPLE		CUMPLE		CUMPLE		CUMPLE	

Perfiles tubulares en riostras:

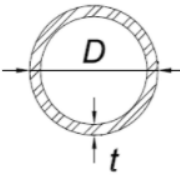
Descripción del elemento	Relación ancho-espesor λ	Límite $\lambda_{hd} (ala)$ para miembros altamente dúctiles	Límite $\lambda_{md} (ala)$ para miembros moderadamente dúctiles	Figura
Espesor de HSS circulares	D/t	$0.053 \frac{E}{F_y R_y}$	$0.062 \frac{E}{F_y R_y}$	

Tabla C. 2: Verificación de la ductilidad en riostras (perfiles yoder).

Riostras Yoder 10" - N° Schudel 40	
$\lambda (D/t)$	0,03
λ_{hd}	28,28
Sección	Dúctil
CUMPLE	

Riostras Yoder 8" - N° Schudel 40	
$\lambda (D/t)$	0,04
λ_{hd}	28,28
Sección	Dúctil
CUMPLE	

Anexo D: Datos relevantes en el diseño y análisis lineal

D.1 Estructura con marcos arriostrados mixtos de 4 pisos

Corte por piso

Modelo analizado bajo la norma sísmica NCh 3411

Piso	Altura [m]	Dirección X [Ton]	Dirección Y [Ton]
4	13,2	47,36	47,91
3	9,9	86,57	87,23
2	6,6	113,80	114,23
1	3,3	127,99	127,92
Base	0	127,99	127,92

Modelo analizado bajo la norma sísmica NCh 433

Piso	Altura [m]	Dirección X [Ton]	Dirección Y [Ton]
4	13,2	75,45	76,35
3	9,9	138,03	139,17
2	6,6	181,54	182,40
1	3,3	204,15	204,28
Base	0	204,15	204,28

Drift con respecto al centro de masa (CM)

Modelo analizado bajo la norma sísmica NCh 3411

Piso	Drift, dirección X [‰]	Drift, dirección Y [‰]
4	0,365	0,407
3	0,512	0,565
2	0,582	0,637
1	0,578	0,592

Modelo analizado bajo la norma sísmica NCh 433

Piso	Drift, dirección X [‰]	Drift, dirección Y [‰]
4	0,537	0,595
3	0,758	0,830
2	0,864	0,943
1	0,856	0,877

Drift con respecto a un punto crítico, esquina en la coordenada (x=0;y=0)

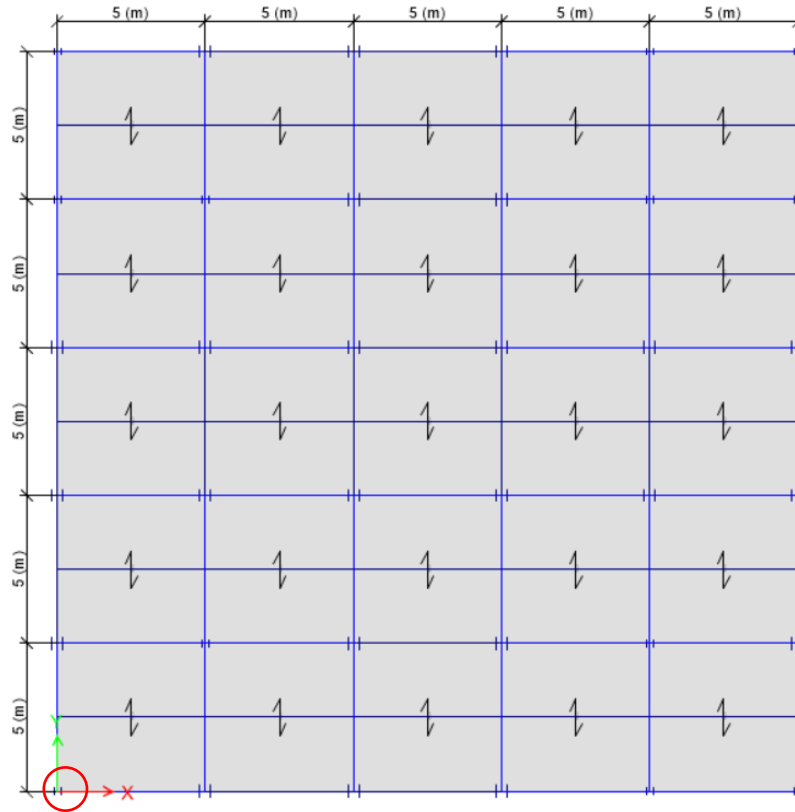


Figura D. 1: Vista en planta de las estructuras y el punto de control para drifts.

Modelo analizado bajo la norma sísmica NCh 3411

Piso	Drift, dirección X [‰]	Drift, dirección Y [‰]
4	0,432	0,475
3	0,610	0,664
2	0,688	0,744
1	0,686	0,700

Modelo analizado bajo la norma sísmica NCh 433

Piso	Drift, dirección X [‰]	Drift, dirección Y [‰]
4	0,630	0,688
3	0,893	0,967
2	1,015	1,094
1	1,006	1,027

Diferencia entre los drift de la coordenada (0,0) y el centro de masa, en cada nivel

Modelo analizado bajo la norma sísmica NCh 3411

Piso	Diferencia, dirección X	Diferencia, dirección Y
	[‰]	[‰]
4	0,067	0,067
3	0,098	0,098
2	0,106	0,107
1	0,108	0,108

Modelo analizado bajo la norma sísmica NCh 433

Piso	Diferencia, dirección X	Diferencia, dirección Y
	[‰]	[‰]
4	0,0930	0,0933
3	0,1355	0,1370
2	0,1509	0,1512
1	0,1503	0,1503

D.2 Estructura con marcos arriostrados con BRB de 4 pisos

Corte por piso

Piso	Altura [m]	Dirección X [Ton]	Dirección Y [Ton]
4	13,2	46,12	46,92
3	9,9	85,09	86,15
2	6,6	112,26	112,73
1	3,3	127,60	127,53
Base	0	127,60	127,53

Drift con respecto al centro de masa (CM)

Piso	Drift, dirección X	Drift, dirección Y
	[‰]	[‰]
4	0,488	0,566
3	0,770	0,917
2	0,813	0,905
1	0,965	1,021

Drift con respecto a un punto crítico, esquina en la coordenada (x=0;y=0)

Piso	Drift, dirección X [‰]	Drift, dirección Y [‰]
4	0,566	0,645
3	0,895	1,043
2	0,941	1,033
1	1,110	1,167

Diferencia entre los drift de la coordenada (0,0) y el centro de masa, en cada nivel

Piso	Diferencia, dirección X [‰]	Diferencia, dirección Y [‰]
4	0,078	0,079
3	0,125	0,126
2	0,128	0,128
1	0,146	0,146

D.3 Estructura con marcos arriostrados mixtos, de 8 pisos

Selección y verificación de los elementos BRB

A continuación, se observan los resultados del área requerida y área suministrada en las diagonales, recordando que se está manejando el catálogo de CoreBrace [67]. Es preciso señalar que la carga manipulada es la máxima en dirección "X" e "Y" que de forma coincidente resultaron ser semejantes, lo que permitió considerar un mismo elemento.

Norma sísmica aplicada: NCh3411

Piso	Dirección X		Dirección Y		A _{sc} , suministrado [cm ²]
	Pu [Ton]	A _{sc} , requerido [cm ²]	Pu [Ton]	A _{sc} , requerido [cm ²]	
8	14,4	6,3	14,7	6,5	19
7	25,4	11,1	24,2	10,6	19
6	35,7	15,7	33,4	14,7	19
5	42,8	18,8	39,3	17,3	19
4	55,8	24,5	50,4	22,1	32
3	61,1	26,8	53,5	23,5	32
2	61,7	27,1	55,2	24,2	32
1	68,6	30,1	57,3	25,2	32

Norma sísmica aplicada: NCh433

Piso	Dirección X		Dirección Y		A _{sc} , suministrado [cm ²]
	Pu [Ton]	A _{sc} , requerido [cm ²]	Pu [Ton]	A _{sc} , requerido [cm ²]	
8	22,4	9,8	22,7	10,0	32
7	40,1	17,6	38,3	16,8	32
6	55,6	24,4	51,9	22,8	32
5	67,1	29,5	61,6	27,0	32
4	86,4	37,9	77,7	34,1	52
3	94,8	41,6	82,6	36,3	52
2	94,9	41,7	84,5	37,1	52
1	105,7	46,4	87,5	38,4	52

Para la funda se acudió nuevamente al catálogo puesto que, depende directamente del área suministrada y las dimensiones del marco al que pertenece la riostra cuya capacidad a la compresión (ΦP_n) son:

Norma sísmica	NCh3411			NCh433			
	Pisos	A _{sc} [cm ²]	Funda HSS	ΦP_n [Ton]	A _{sc} [cm ²]	Funda HSS	ΦP_n [Ton]
	5 y 8	19	8"X8"X5/16"	43	32	10"X10"X5/16"	73
	1 y 4	32	10"X10"X5/16"	73	52	12"X12"X5/16"	118

De esta forma y aplicada la verificación recomendada por Watanabe *et. al.* [69] en estos elementos trajo los siguientes resultados:

Norma sísmica aplicada: NCh 3411

Pisos	Funda	Pe [Ton]	Py [Ton]	Pe/Py	Verificación
5 y 8	HSS 8"X8"X5/16"	218,8	48,1	4,6	Cumple
1 y 4	HSS 10"X10"X5/16"	442,4	81,0	5,5	Cumple

Norma sísmica aplicada: NCh 433

Pisos	Funda	Pe [Ton]	Py [Ton]	Pe/Py	Verificación
5 y 8	HSS 10"X10"X5/16"	442,4	81,0	5,5	Cumple
1 y 4	HSS 12"X12"X5/16"	779,0	131,6	5,9	Cumple

Corte por piso

Piso	Altura [m]	Bajo la norma sísmica NCh3411		Bajo la norma sísmica NCh433	
		Dirección X [Ton]	Dirección Y [Ton]	Dirección X [Ton]	Dirección Y [Ton]
8	26,4	57,15	58,47	91,17	93,12
7	23,1	108,29	110,48	172,91	176,14
6	19,8	151,49	154,02	242,09	245,80
5	16,5	186,75	189,15	298,60	302,10
4	13,2	214,64	216,56	343,25	346,03
3	9,9	236,10	237,37	377,40	379,21
2	6,6	251,11	251,78	401,11	402,04
1	3,3	258,80	258,83	413,09	413,09
Base	0	258,80	258,83	413,09	413,09

Drift con respecto al centro de masa (CM)

Piso	Bajo la norma sísmica NCh3411		Bajo la norma sísmica NCh433	
	Drift, dirección X [‰]	Drift, dirección Y [‰]	Drift, dirección X [‰]	Drift, dirección Y [‰]
8	0,63	0,63	0,94	0,94
7	0,82	0,80	1,21	1,19
6	0,98	0,94	1,44	1,39
5	1,06	1,00	1,55	1,48
4	1,00	0,92	1,47	1,37
3	0,94	0,84	1,38	1,24
2	0,93	0,84	1,37	1,25
1	0,82	0,66	1,18	0,97

Drift con respecto a un punto crítico, esquina en la coordenada (x=0;y=0)

Piso	Bajo la norma sísmica NCh3411		Bajo la norma sísmica NCh433	
	Drift, dirección X [‰]	Drift, dirección Y [‰]	Drift, dirección X [‰]	Drift, dirección Y [‰]
8	0,83	0,75	1,21	1,11
7	1,09	0,97	1,56	1,42
6	1,31	1,14	1,86	1,67
5	1,42	1,22	2,01	1,77
4	1,33	1,12	1,90	1,64
3	1,26	1,02	1,79	1,50
2	1,26	1,03	1,78	1,51
1	1,11	0,84	1,54	1,20

Diferencia entre los drift de la coordenada (0,0) y el centro de masa, en cada nivel

Piso	Bajo la norma sísmica NCh3411		Bajo la norma sísmica NCh433	
	Dirección X [‰]	Dirección Y [‰]	Dirección X [‰]	Dirección Y [‰]
8	0,21	0,12	0,27	0,17
7	0,27	0,16	0,35	0,23
6	0,33	0,20	0,42	0,27
5	0,36	0,22	0,46	0,30
4	0,34	0,20	0,43	0,28
3	0,32	0,19	0,41	0,26
2	0,32	0,19	0,41	0,26
1	0,29	0,17	0,35	0,23

D.4 Estructura con marcos arriostrados con BRB de 8 pisos

Selección y verificación de los elementos BRB

A continuación, se observan los resultados del área requerida y área suministrada en las diagonales exteriores e interiores ocupando la misma metodología que la plasmada con anterioridad.

Diagonales en marcos exteriores

Piso	Dirección X		Dirección Y		A _{sc} , suministrado [cm ²]
	Pu [Ton]	A _{sc} , requerido [cm ²]	Pu [Ton]	A _{sc} , requerido [cm ²]	
8	14,44	6,34	14,70	6,46	19
7	25,38	11,14	24,24	10,65	19
6	35,66	15,66	33,41	14,67	19
5	42,78	18,79	39,32	17,27	19
4	55,82	24,51	50,42	22,14	32
3	61,13	26,85	53,54	23,51	32
2	61,67	27,08	55,17	24,23	32
1	68,65	30,15	57,29	25,16	32

Diagonales en marcos interiores

Piso	Dirección X		Dirección Y		A _{sc} , suministrado [cm ²]
	Pu [Ton]	A _{sc} , requerido [cm ²]	Pu [Ton]	A _{sc} , requerido [cm ²]	
8	9,08	3,99	5,39	2,37	19
7	19,42	8,53	16,89	7,42	19
6	27,73	12,18	22,95	10,08	19
5	34,96	15,35	33,82	14,85	19
4	45,22	19,86	39,84	17,49	36
3	56,79	24,94	51,72	22,71	36
2	57,83	25,40	51,86	22,78	36
1	78,50	34,47	68,75	30,19	36

Para la funda cuadrada y con un leve espesor, CoreBrace impone las características necesarias dada la geometría del marco arriostrado y el área suministrada de la diagonal, pudiendo así obtener su capacidad máxima del elemento compuesto. En la siguiente tabla se encuentran dichos parámetros:

A _{sc} , suministrado [cm ²]	Funda	ΦP _n [Ton]
19	HSS 8"X8"X5/16"	43
32	HSS 8"X8"X5/16"	73
36	HSS 10"X10"X5/16"	82

Por último, como la funda de acero debe ser capaz de evitar el pandeo global en elemento *BRB*, fue aplicada la verificación recomendada por Watanabe *et.al.* [69] trayendo los siguientes resultados:

Asc, suministrado [cm ²]	Funda	Pe [Ton]	Py [Ton]	Pe/Py	Verificación
19	HSS 8"X8"X5/16"	218,8	48,1	4,6	Cumple
32	HSS 8"X8"X5/16"	218,8	81,0	5,5	Cumple
36	HSS 10"X10"X5/16"	442,4	91,1	4,9	Cumple

Corte por piso

Piso	Altura [m]	Dirección X [Ton]	Dirección Y [Ton]
8	26,4	55,69	56,80
7	23,1	105,46	107,32
6	19,8	147,54	149,62
5	16,5	182,07	183,95
4	13,2	209,76	211,13
3	9,9	231,75	232,59
2	6,6	247,76	248,12
1	3,3	256,53	256,40
Base	0	256,53	256,40

Drift con respecto al centro de masa (CM)

Piso	Drift, dirección X [‰]	Drift, dirección Y [‰]
8	0,69	0,72
7	0,96	0,99
6	1,19	1,21
5	1,33	1,34
4	1,25	1,21
3	1,23	1,16
2	1,25	1,18
1	1,24	1,09

Drift con respecto a un punto crítico, esquina en la coordenada (x=0;y=0)

Piso	Drift, dirección X [‰]	Drift, dirección Y [‰]
8	0,85	0,84
7	1,18	1,16
6	1,47	1,43
5	1,64	1,57
4	1,55	1,43
3	1,52	1,37
2	1,54	1,40
1	1,53	1,30

Diferencia entre los drift de la coordenada (0,0) y el centro de masa, en cada nivel

Piso	Dirección X [‰]	Dirección Y [‰]
8	0,16	0,12
7	0,23	0,17
6	0,28	0,21
5	0,32	0,24
4	0,29	0,22
3	0,29	0,21
2	0,29	0,22
1	0,29	0,21

Anexo E: Datos relevantes en análisis no lineal en *OpenSees*

E.1 Nodos y elementos

En las figuras E.1, E.2 y E.3 se observa como fueron designados los elementos en el software *OpenSees*. Se destaca que, para aquellas estructuras de 4 pisos fueron modelados 2 ejes representando la diferencia entre en los marcos mixtos arriostrados y la simetría simple en cada diafragma. Por su parte, las estructuras de 8 pisos tuvieron que ser conformadas por 3 ejes dada la existencia de marcos arriostrados en el centro de la edificación por consideraciones al núcleo de ascensor.

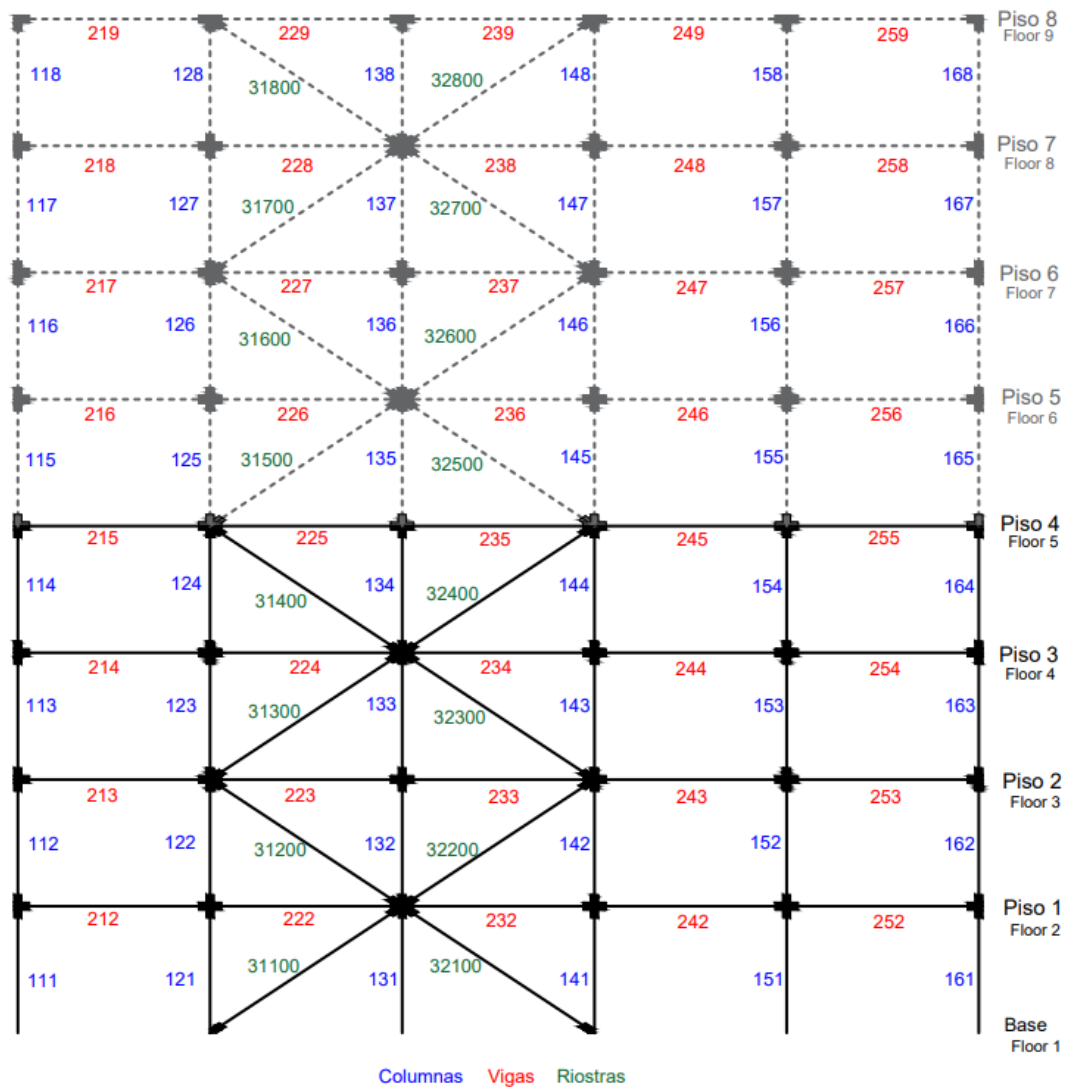


Figura E. 1: Vista en elevación. Representación del eje 1 en estructuras de 4 y 8 pisos.

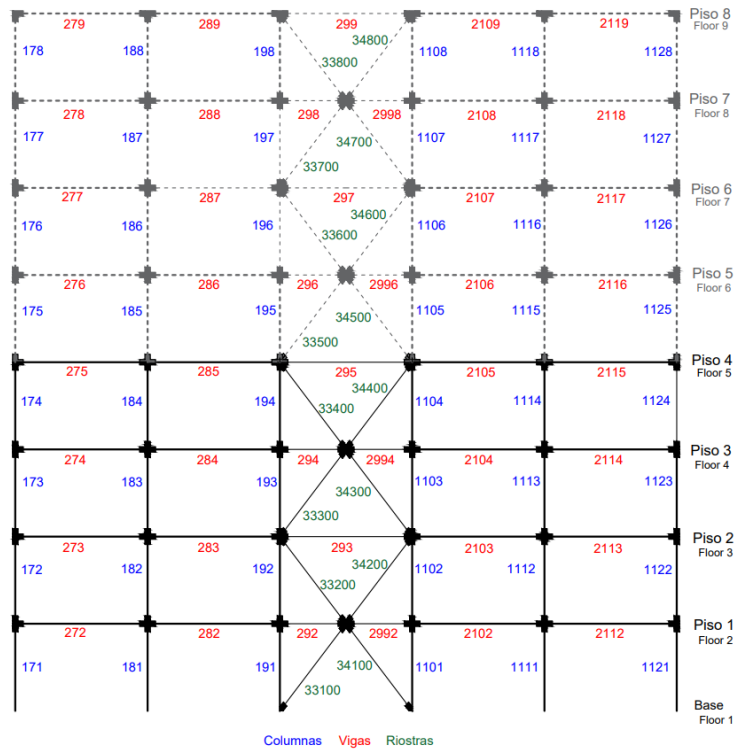


Figura E. 2: Vista en elevación. Representación del eje 2 en estructuras de 4 y 8 pisos.

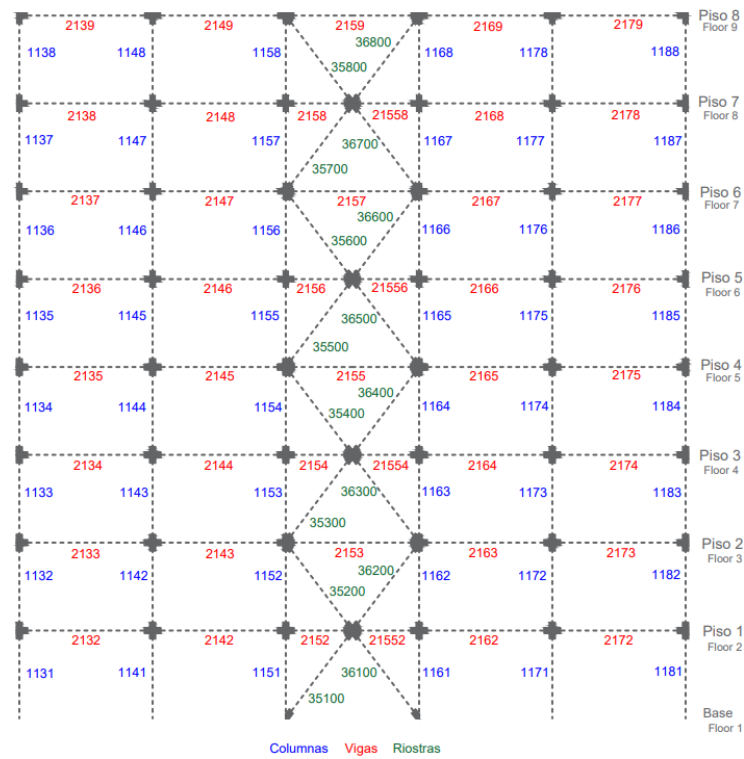


Figura E. 3: Vista en elevación. Representación del eje 3 en estructuras de 8 pisos.

En lo que respecta a las conexiones columna, viga y riostras, estas fueron modeladas según las placas respectivamente analizadas (Anexo B.7) y señaladas en la figura E.5 - E.6, mientras que la nomenclatura empleada se denotó como:

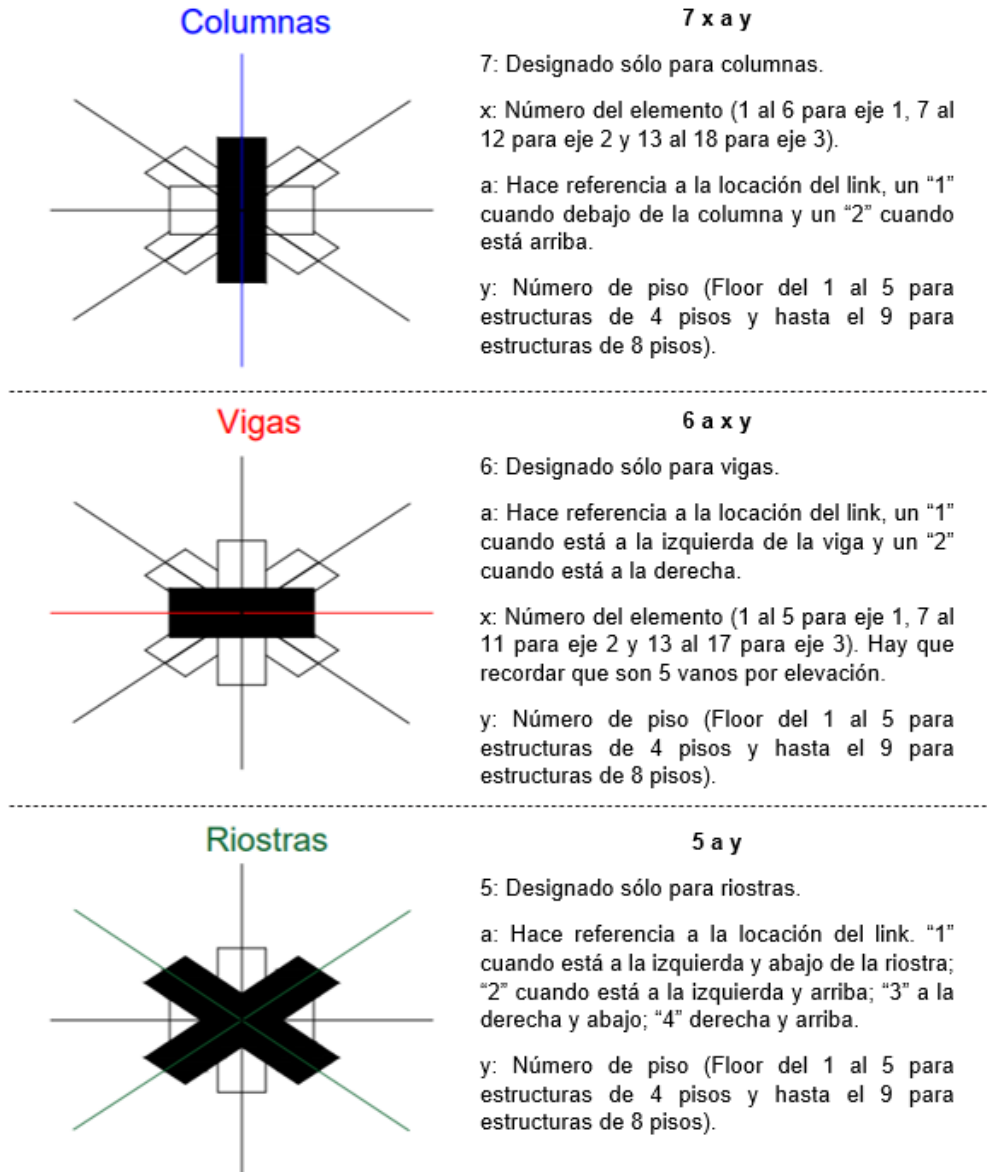


Figura E. 4: Nomenclatura utilizada para los cachos rígidos en OpenSees.

E.2 Planos de conexiones viga-columnas y riostras

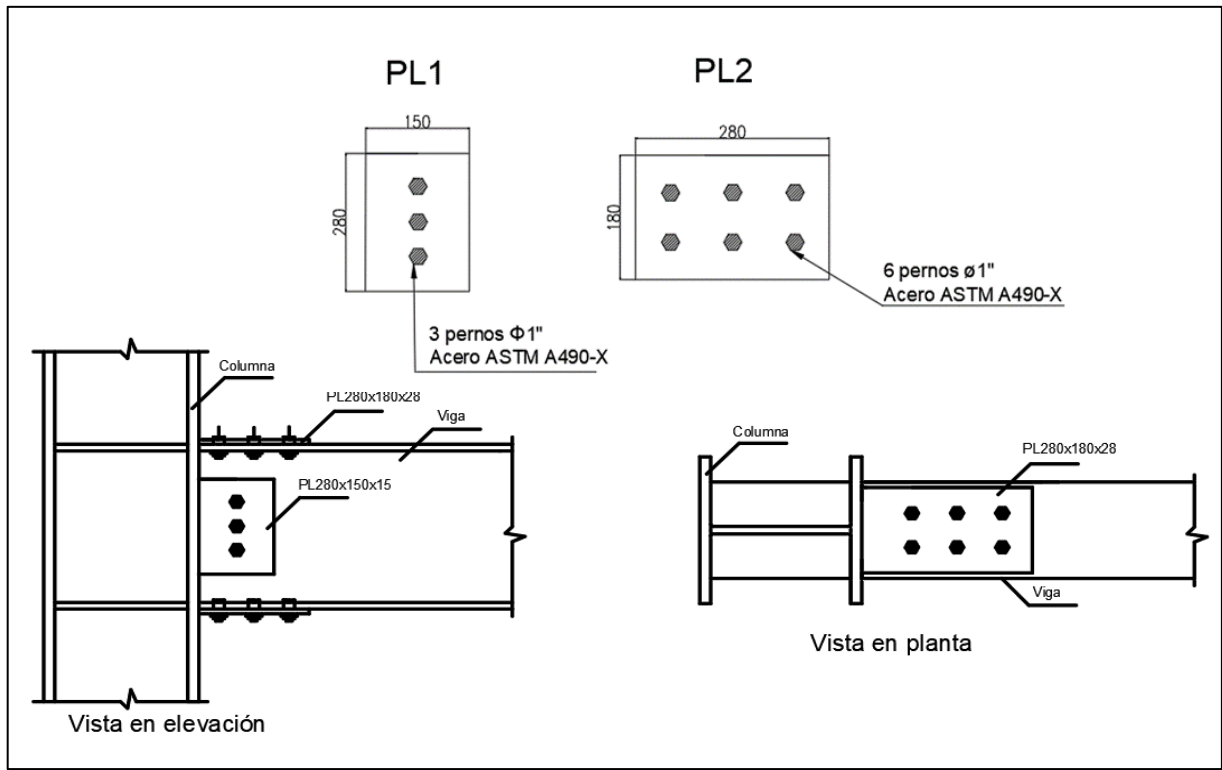


Figura E. 5: Detalle conexión viga-columna.

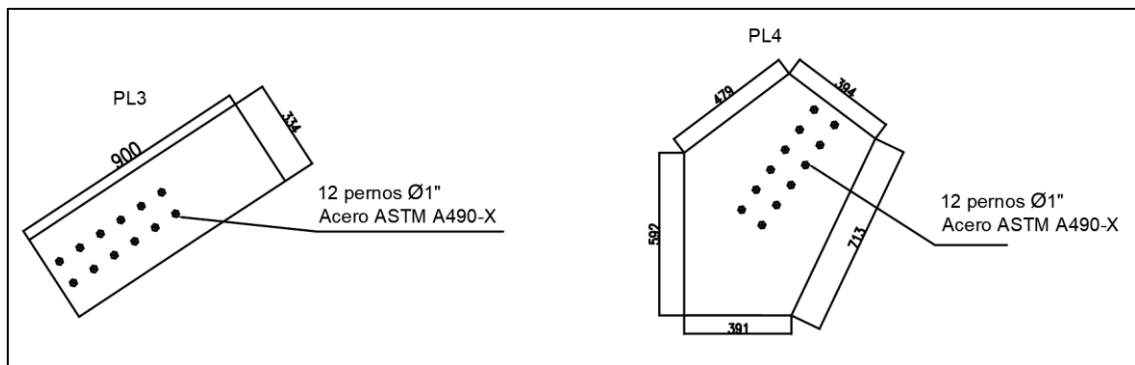


Figura E. 6: Dimensiones placa, conexión riostra marco SCBF.

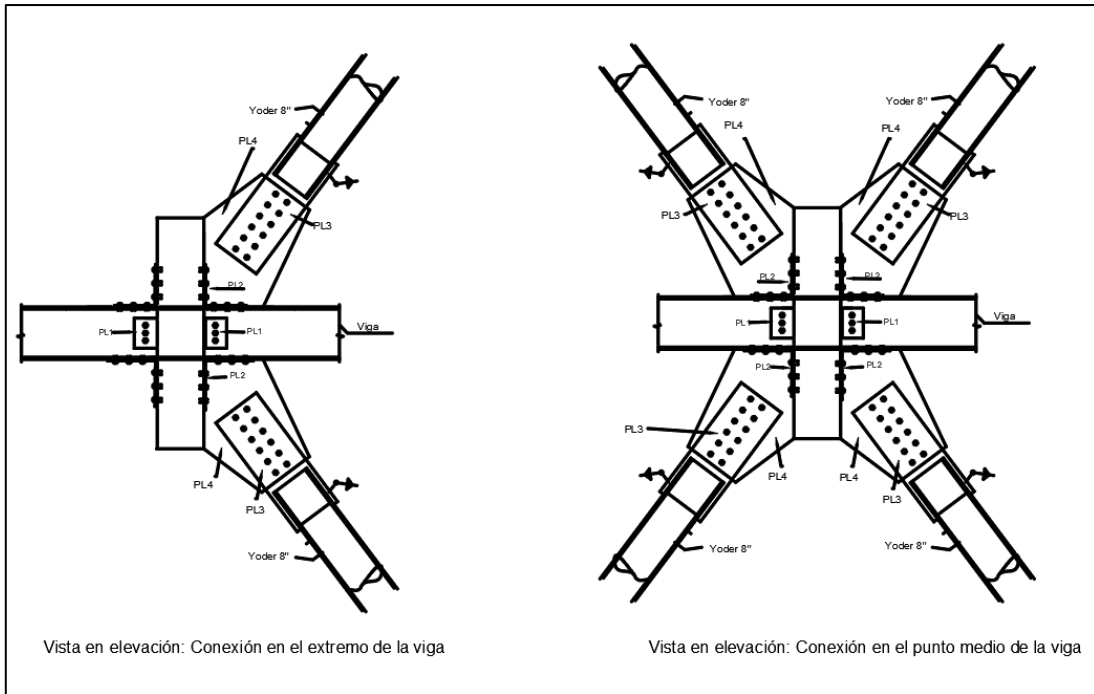


Figura E. 7: Conexión riostras marcos internos SCBF.

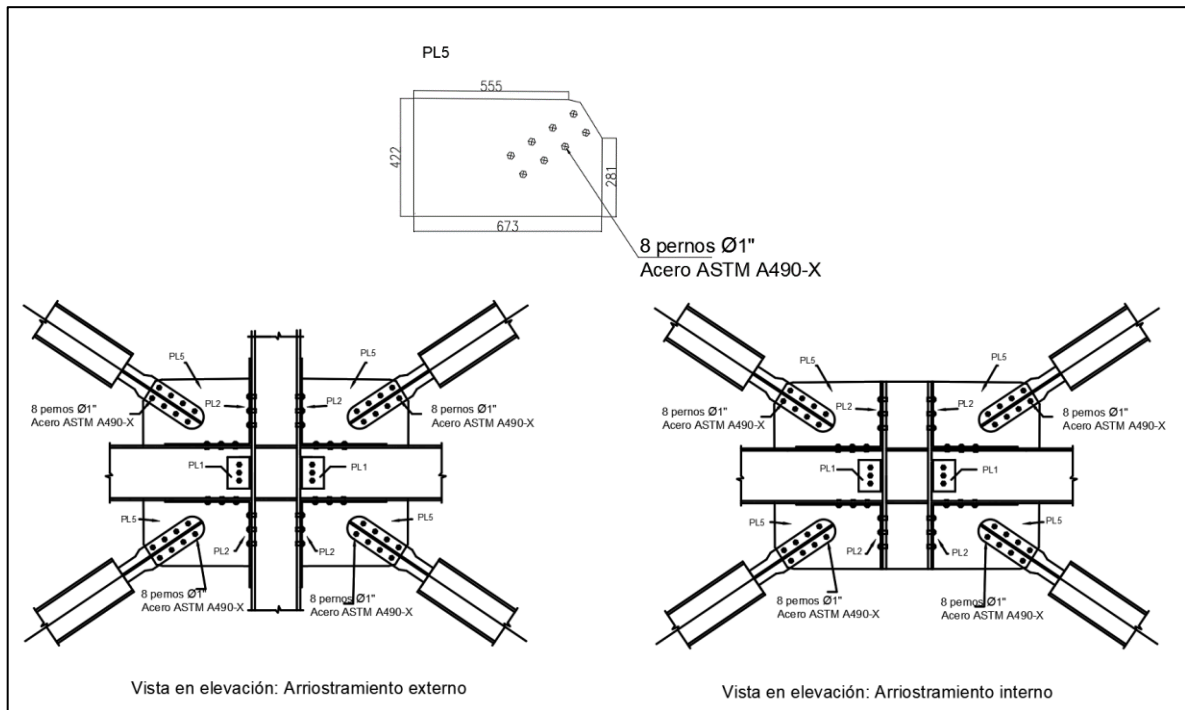


Figura E. 8: Conexión riostras marcos BRB.

E.3 Comportamiento de riostras en análisis Pushover

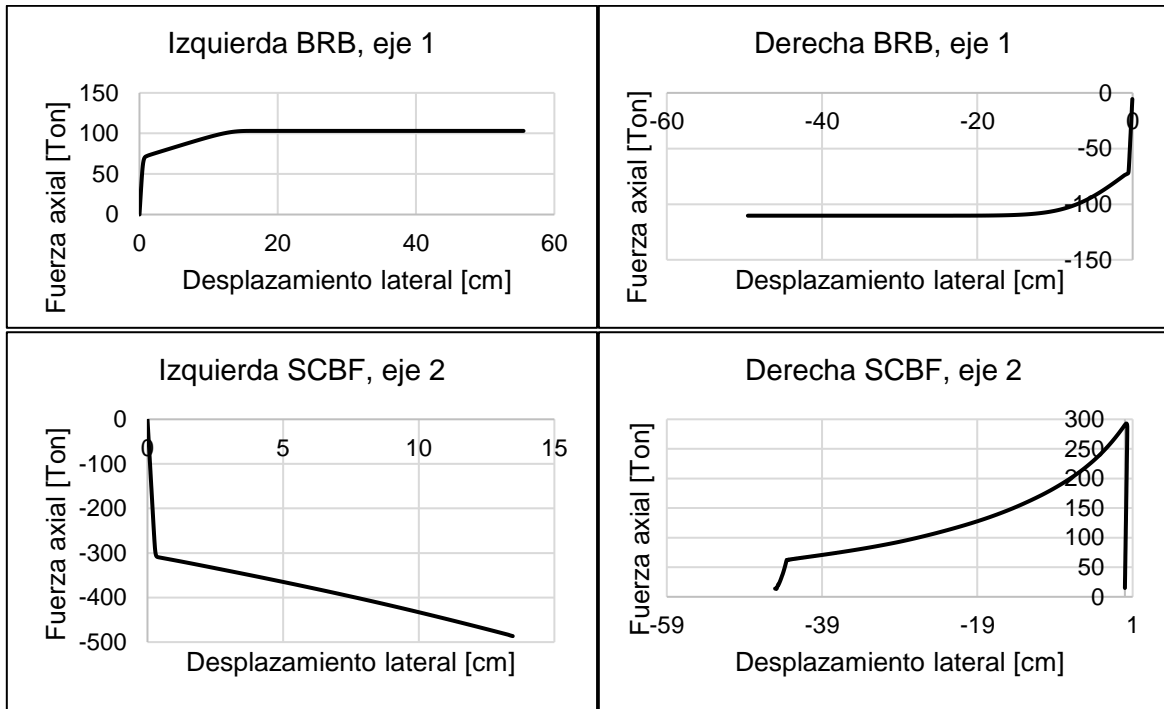


Figura E. 9: Comportamiento riostras análisis incremental (BRB-SCBF, 4 pisos, NCh3411).

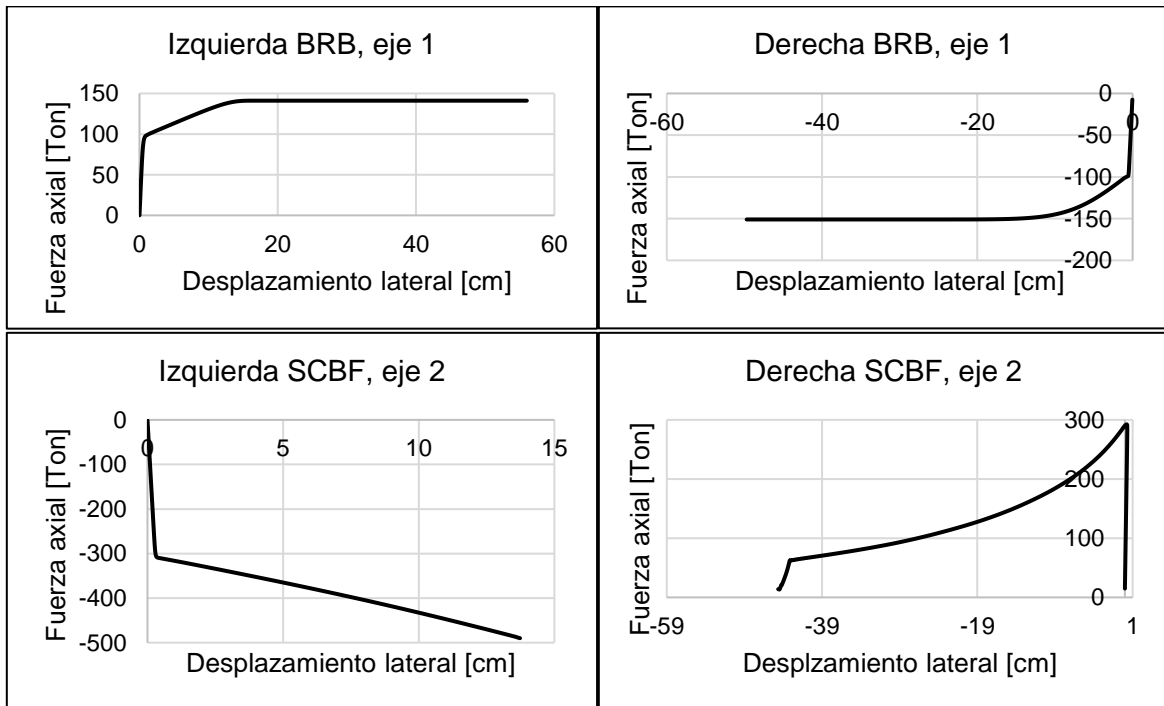


Figura E. 10: Comportamiento riostras análisis incremental (BRB-SCBF, 4 pisos, NCh433).

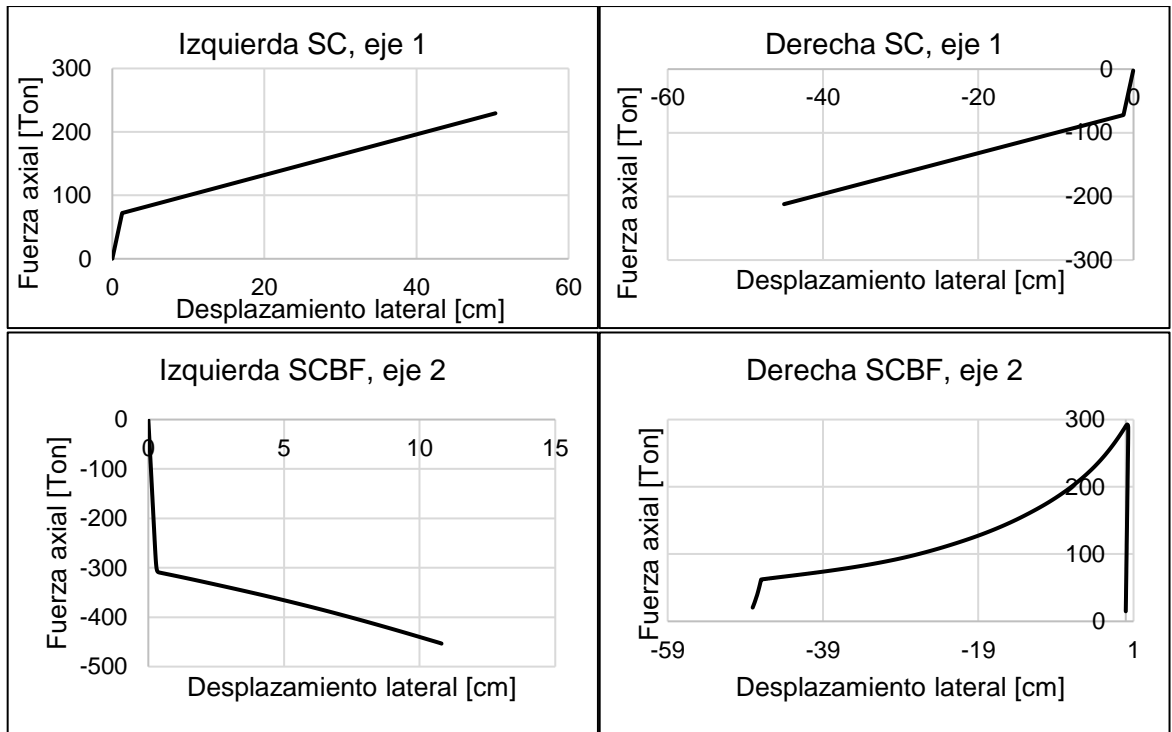


Figura E. 11: Comportamiento riostras análisis incremental (SC-SCBF, 4 pisos, NCh3411).

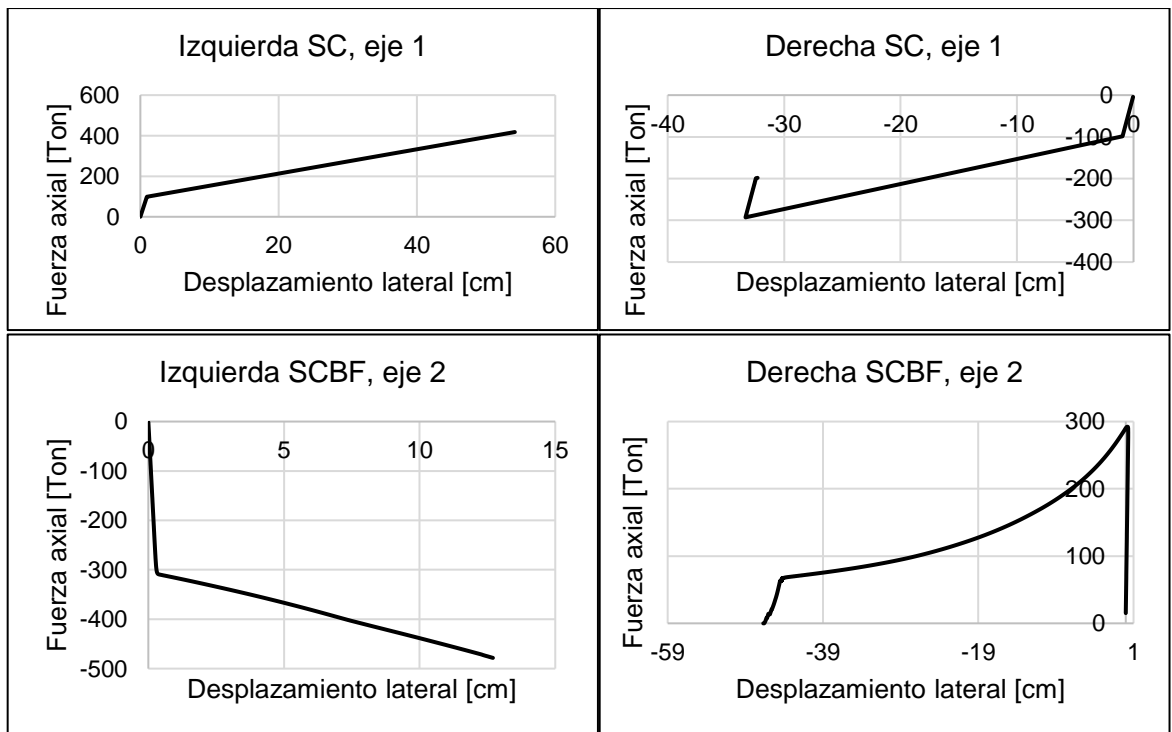


Figura E. 12: Comportamiento riostras análisis incremental (SC-SCBF, 4 pisos, NCh433).

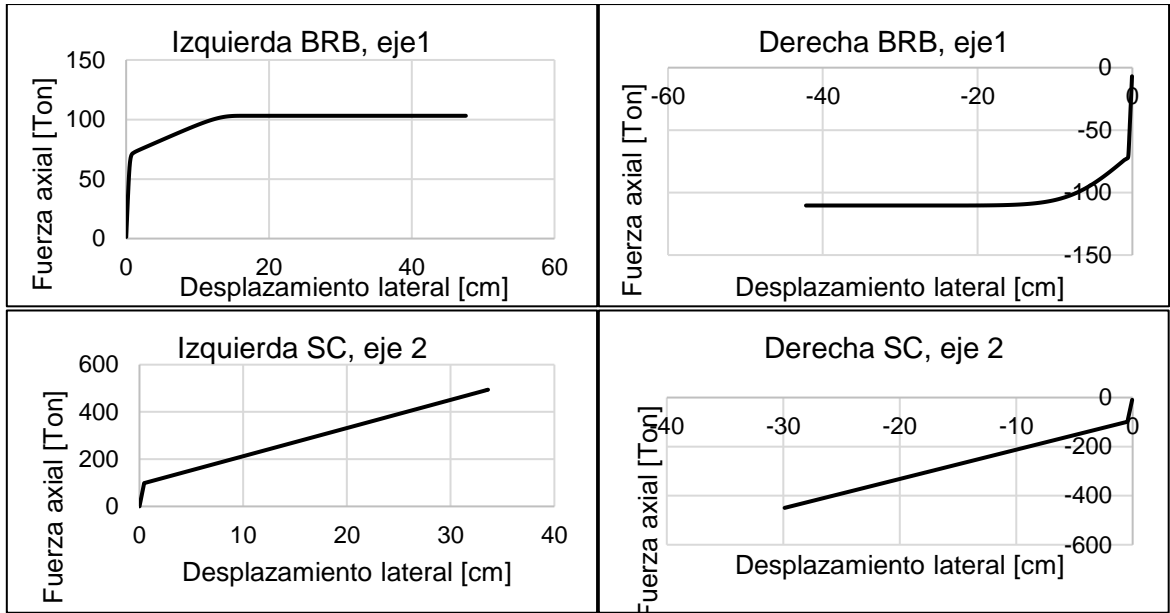


Figura E. 13: Comportamiento riostras análisis incremental (BRB-SC, 4 pisos).

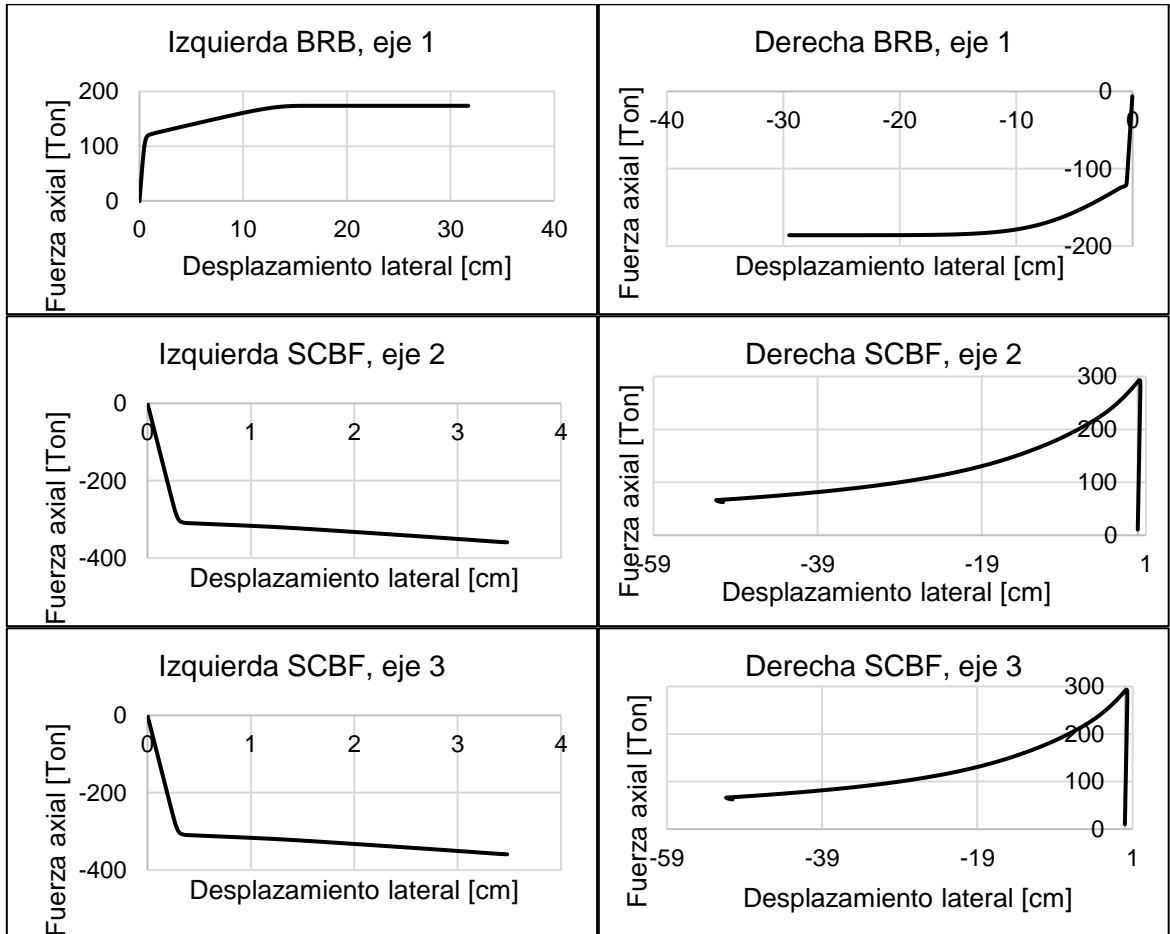


Figura E. 14: Comportamiento riostras análisis incremental (BRB-SCBF, 8 pisos, NCh3411).

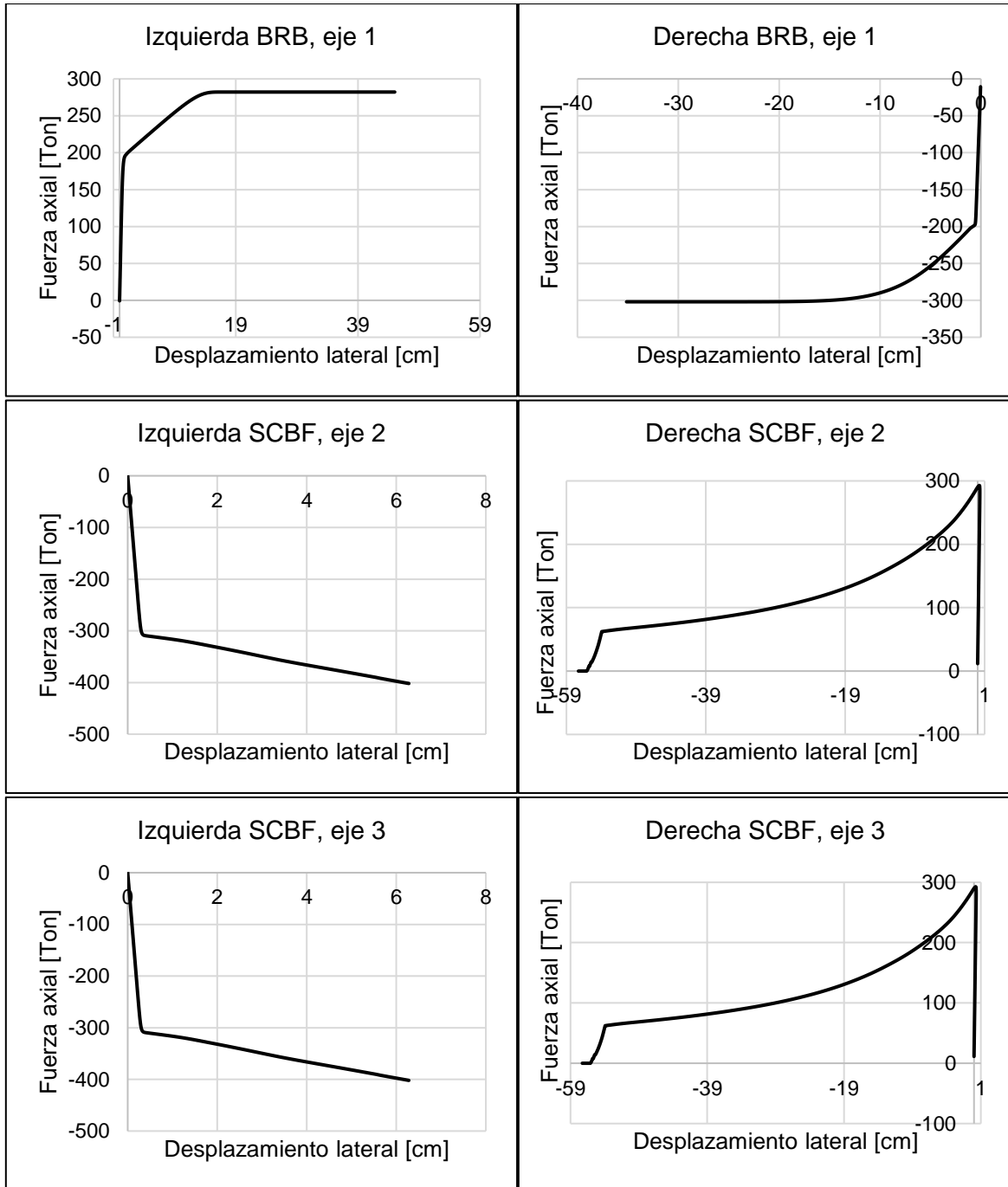


Figura E. 15: Comportamiento riostras análisis incremental (BRB-SCBF, 8 pisos, NCh433).

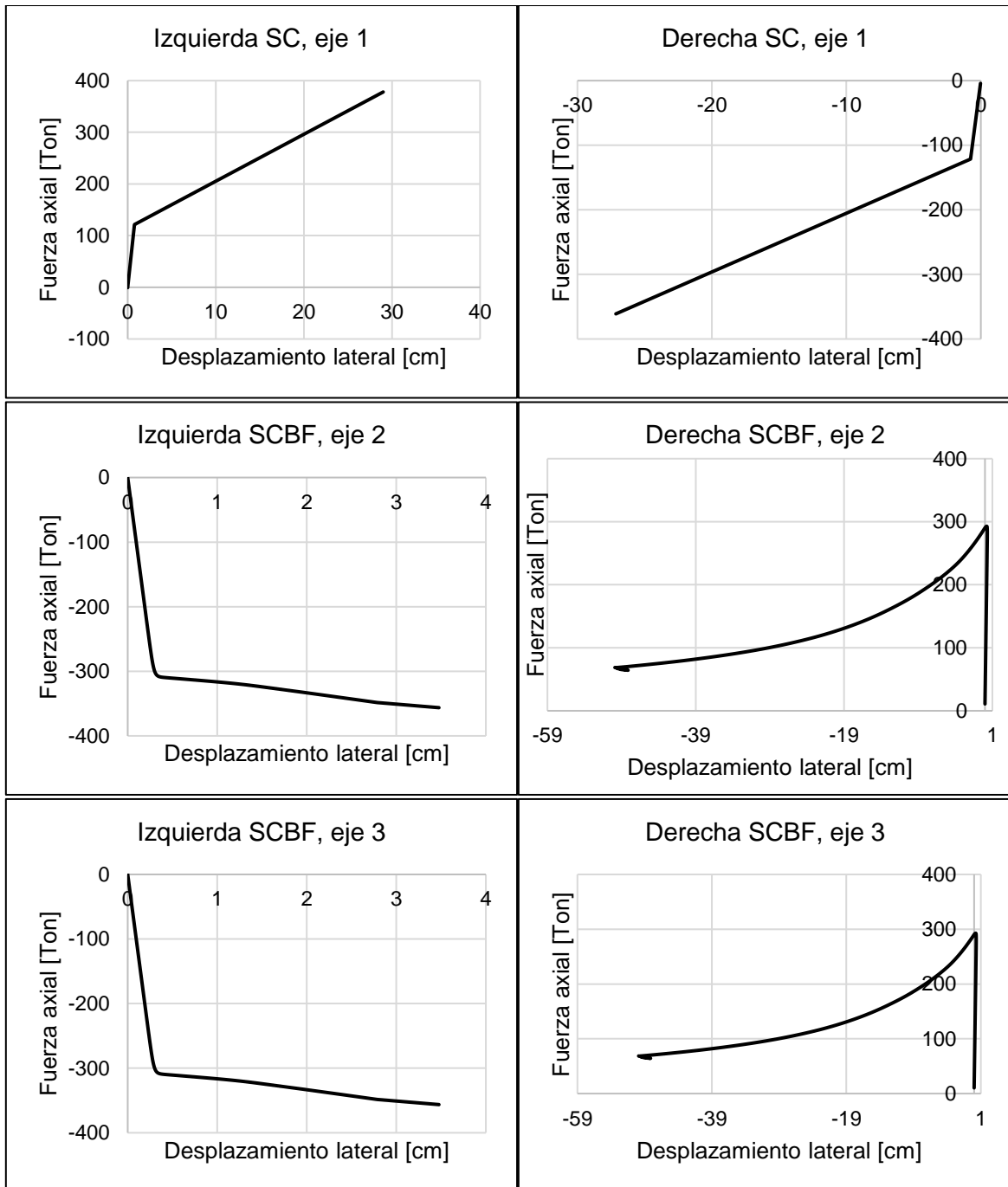


Figura E. 16: Comportamiento riostras análisis incremental (SC-SCBF, 8 pisos, NCh3411).

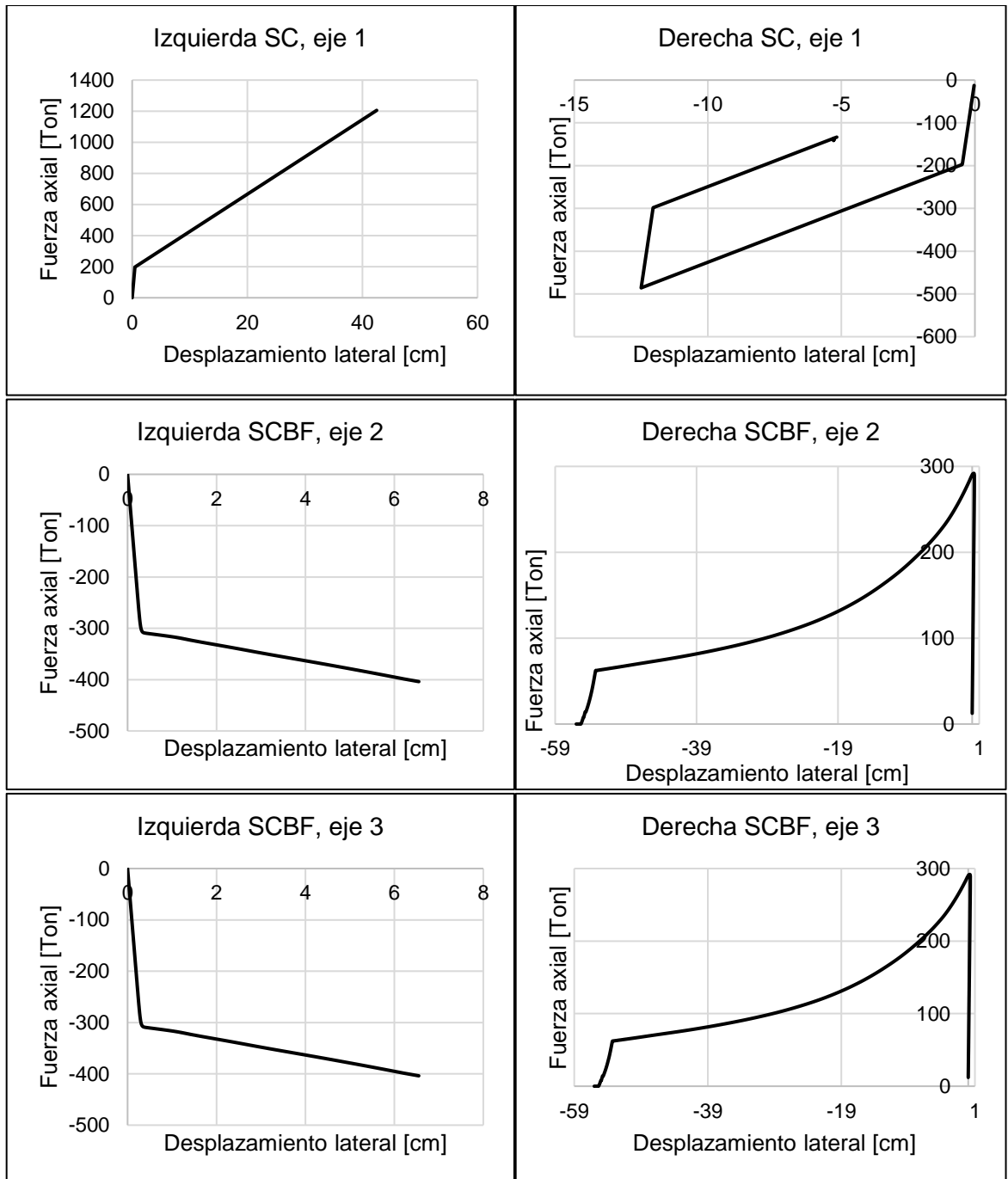


Figura E. 17: Comportamiento riostras análisis incremental (SC-SCBF, 8 pisos, NCh433).

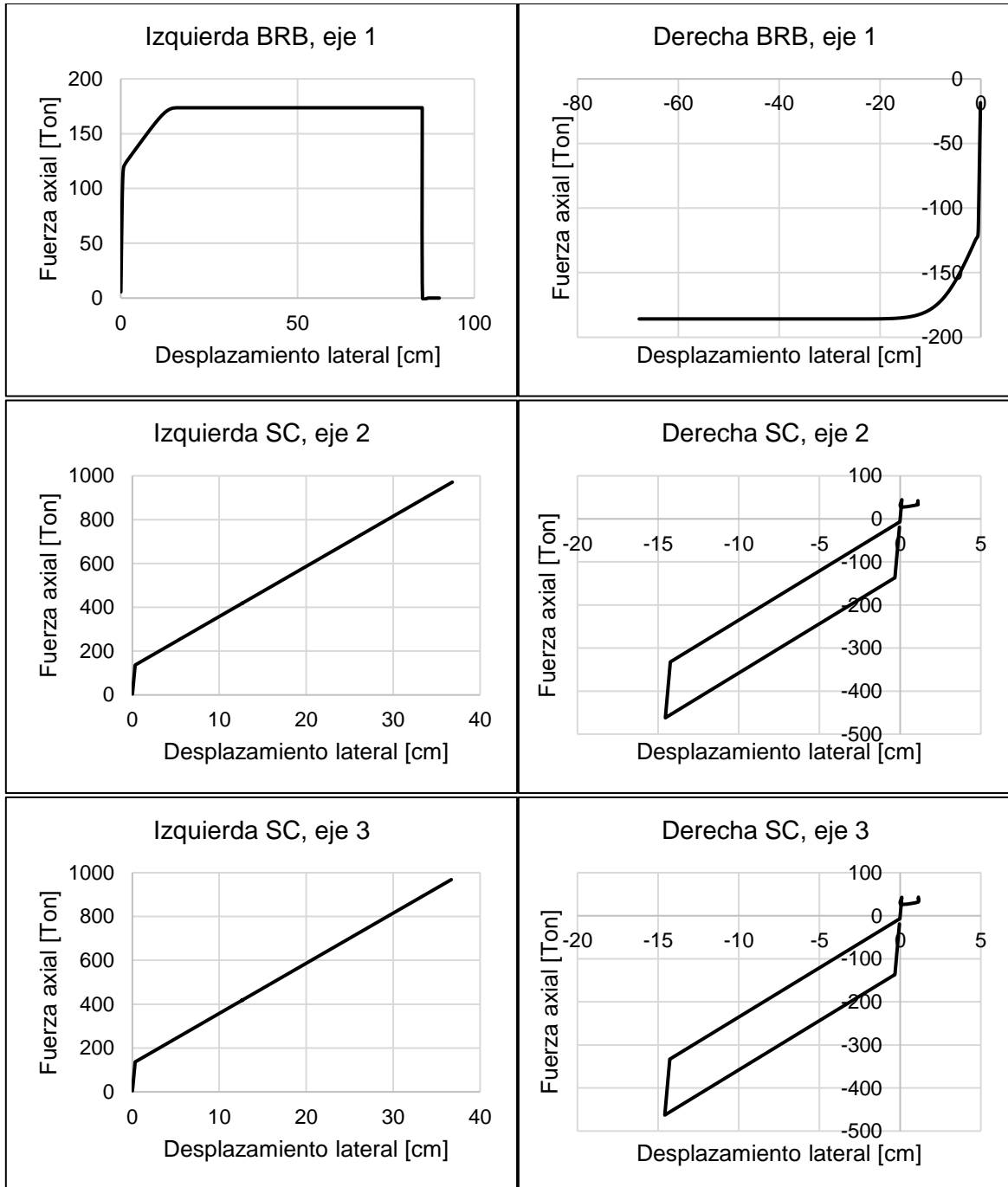
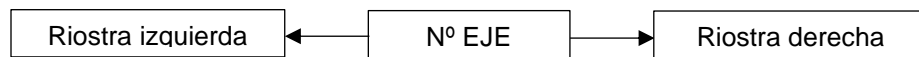


Figura E. 18: Comportamiento riostras análisis incremental (BRB-SC, 8 pisos).

E.4 Comportamiento de riostras en análisis cíclico

En las figuras que aparezca el comportamiento de una *BRB* o *SC* y la fuerza (coordenada “y”) que sale con signo negativo indica que el elemento se encuentra en compresión, caso contrario, significa que está trabajando bajo tensión. A su vez, en ambos marcos se destaca que las riostras izquierdas fluyen o se activan sometidas a tensión y las derechas a compresión, recordando que las cargas cíclicas dinámicas son impuestas en el sentido de izquierda a derecha.

Para el comportamiento en las diagonales del marco *SCBF*, a pesar de la riostra estar sometida a tracción (diagonal izquierda) se quiso mostrar la curva histerética como se frecuenta en la literatura: abajo compresión y arriba tensión.



Estructuras de 4 pisos

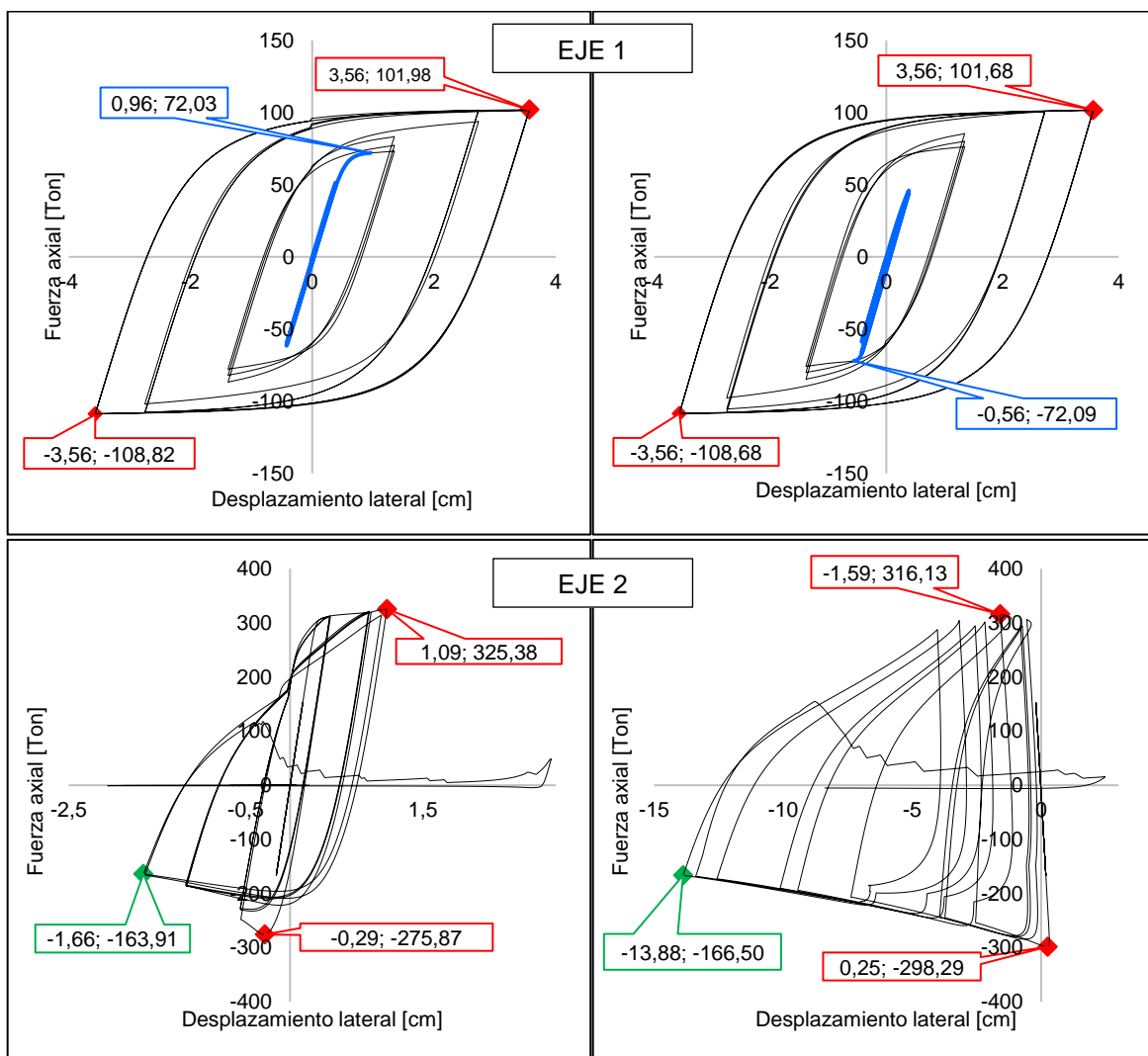


Figura E. 19: Análisis cuasi-estático en riostras del marco BRB-SCBF, 4 pisos. NCh3411.

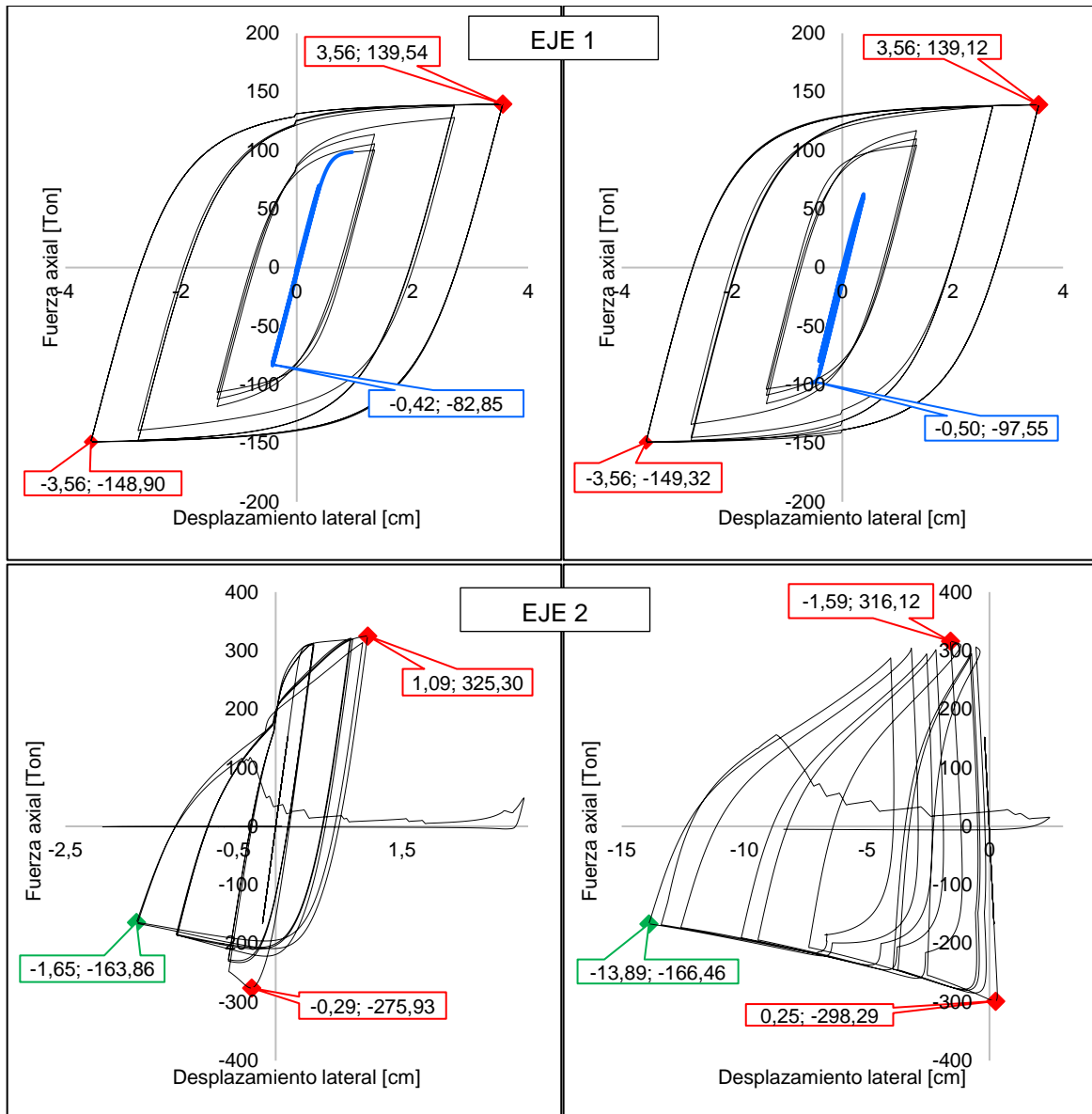


Figura E. 20: Análisis cuasi-estático en riostras del marco BRB-SCBF, 4 pisos. NCh433.

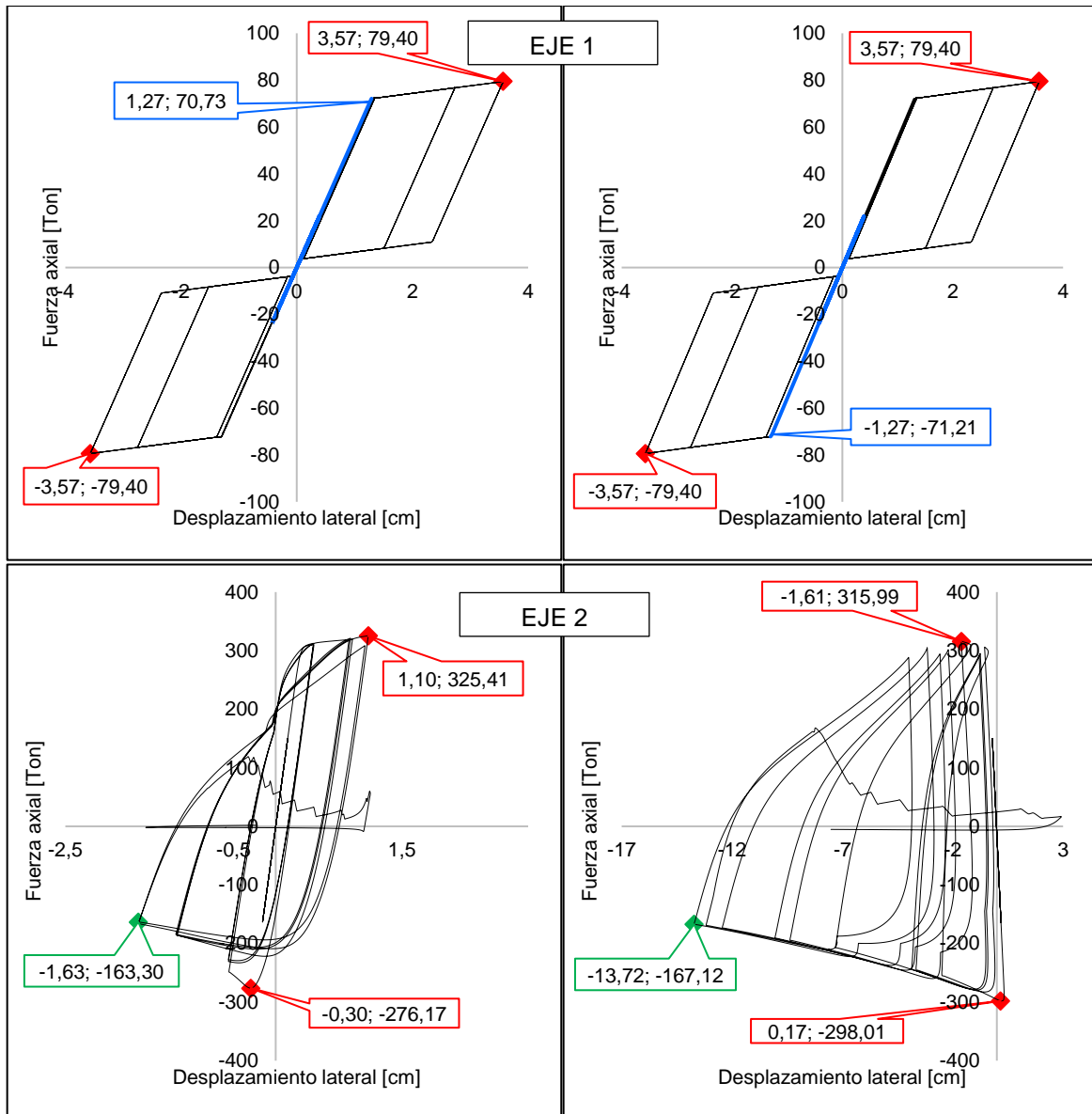


Figura E. 21: Análisis cuasi-estático en riostras del marco SC-SCBF, 4 pisos. NCh3411.

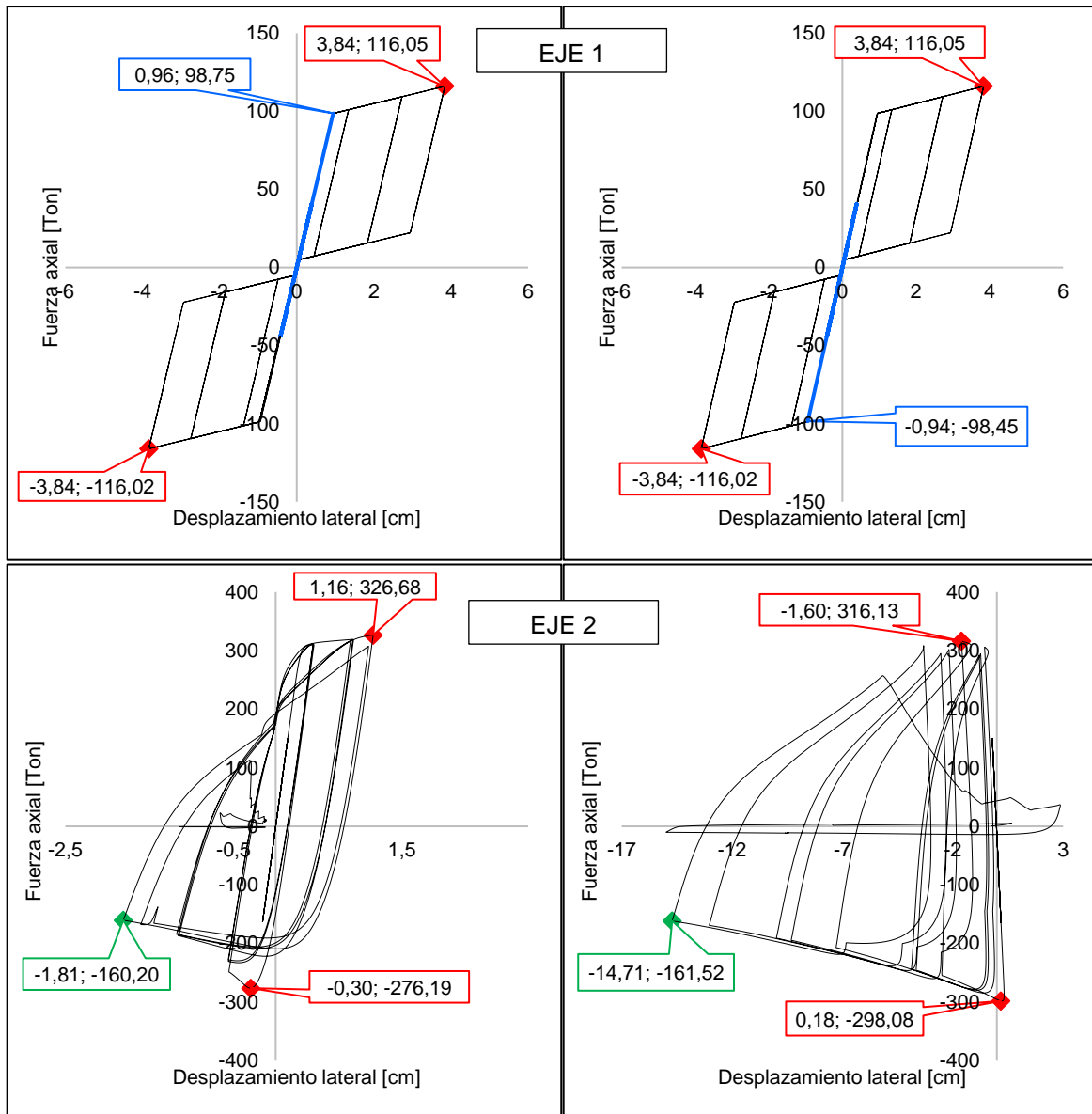


Figura E. 22: Análisis cuasi-estático en riostras del marco SC-SCBF, 4 pisos. NCh433.

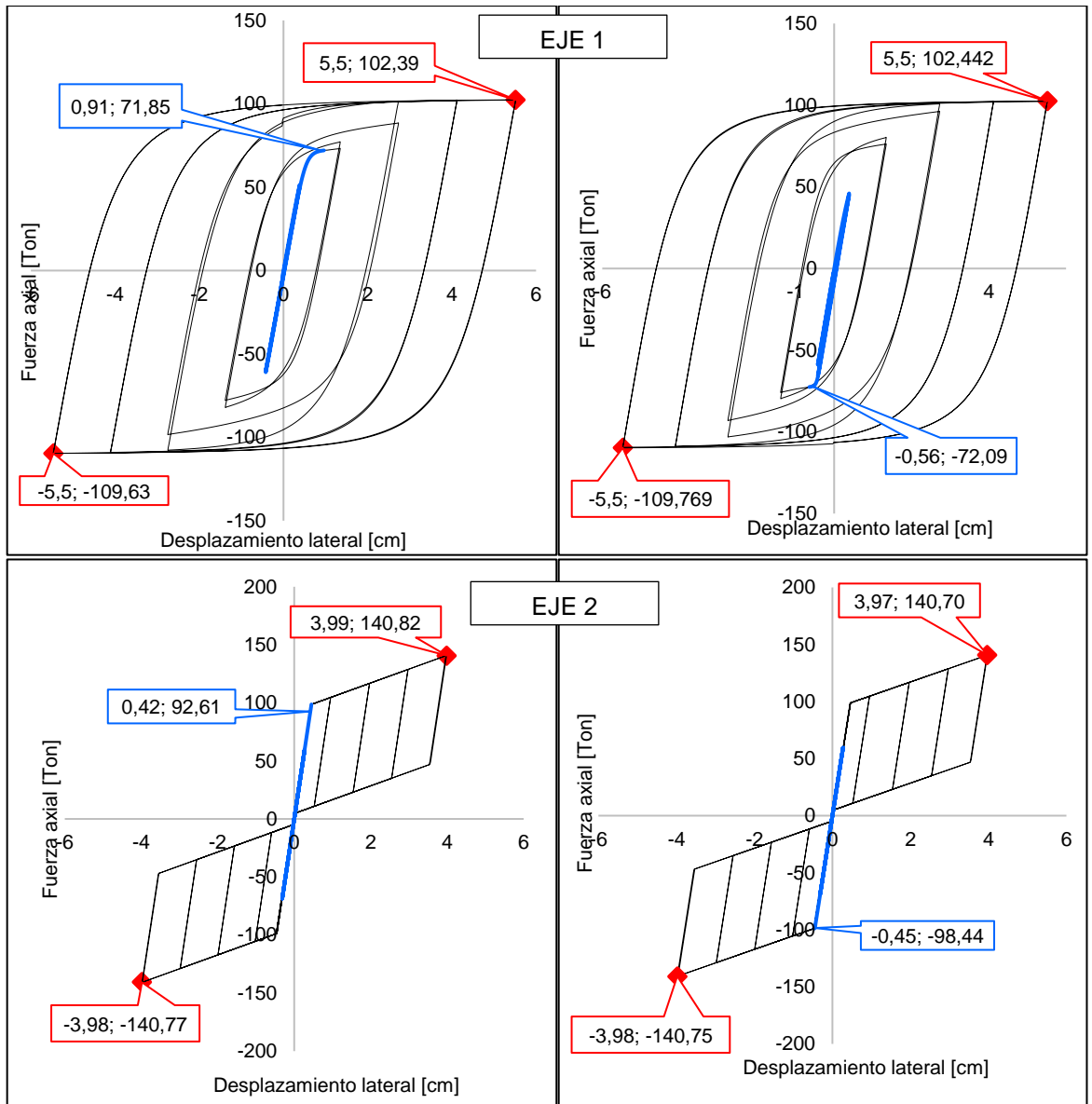


Figura E. 23: Análisis cuasi-estático en riostras del marco BRB-SC, 4 pisos.

Estructuras de 8 pisos

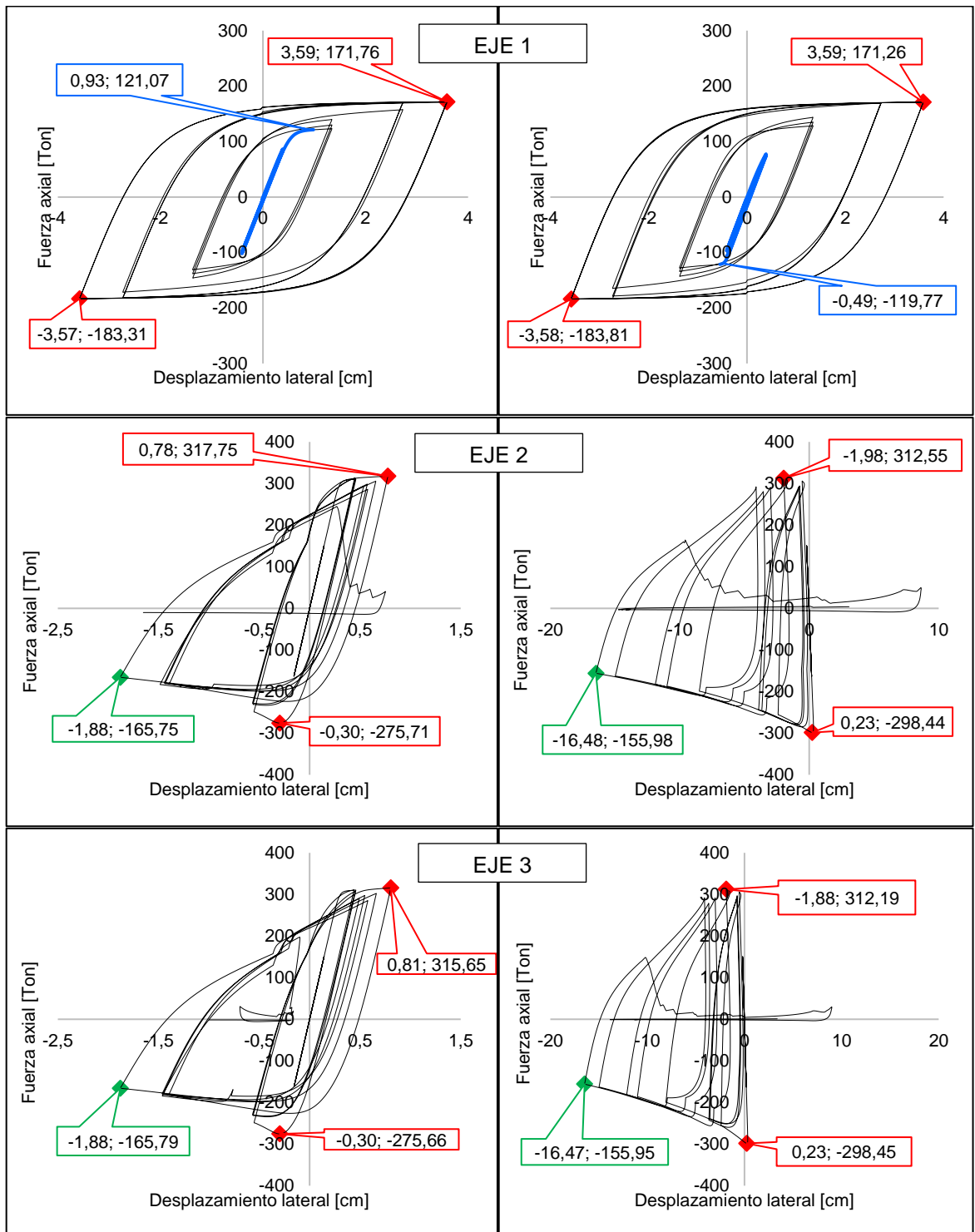


Figura E. 24: Análisis cuasi-estático en riostras del marco BRB-SCBF, 8 pisos. NCh3411.

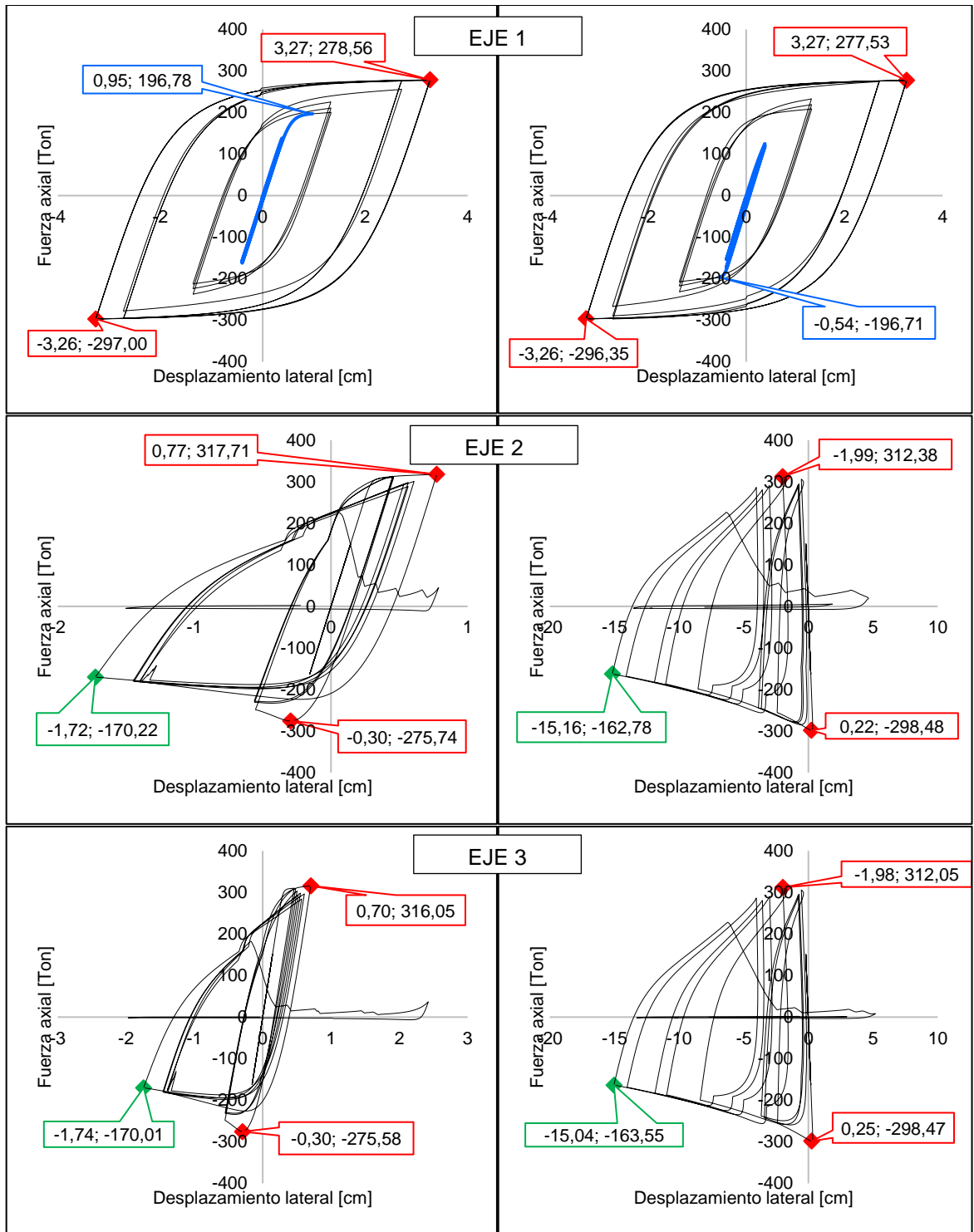


Figura E. 25: Análisis cuasi-estático en riostras del marco BRB-SCBF, 8 pisos. NCh433.

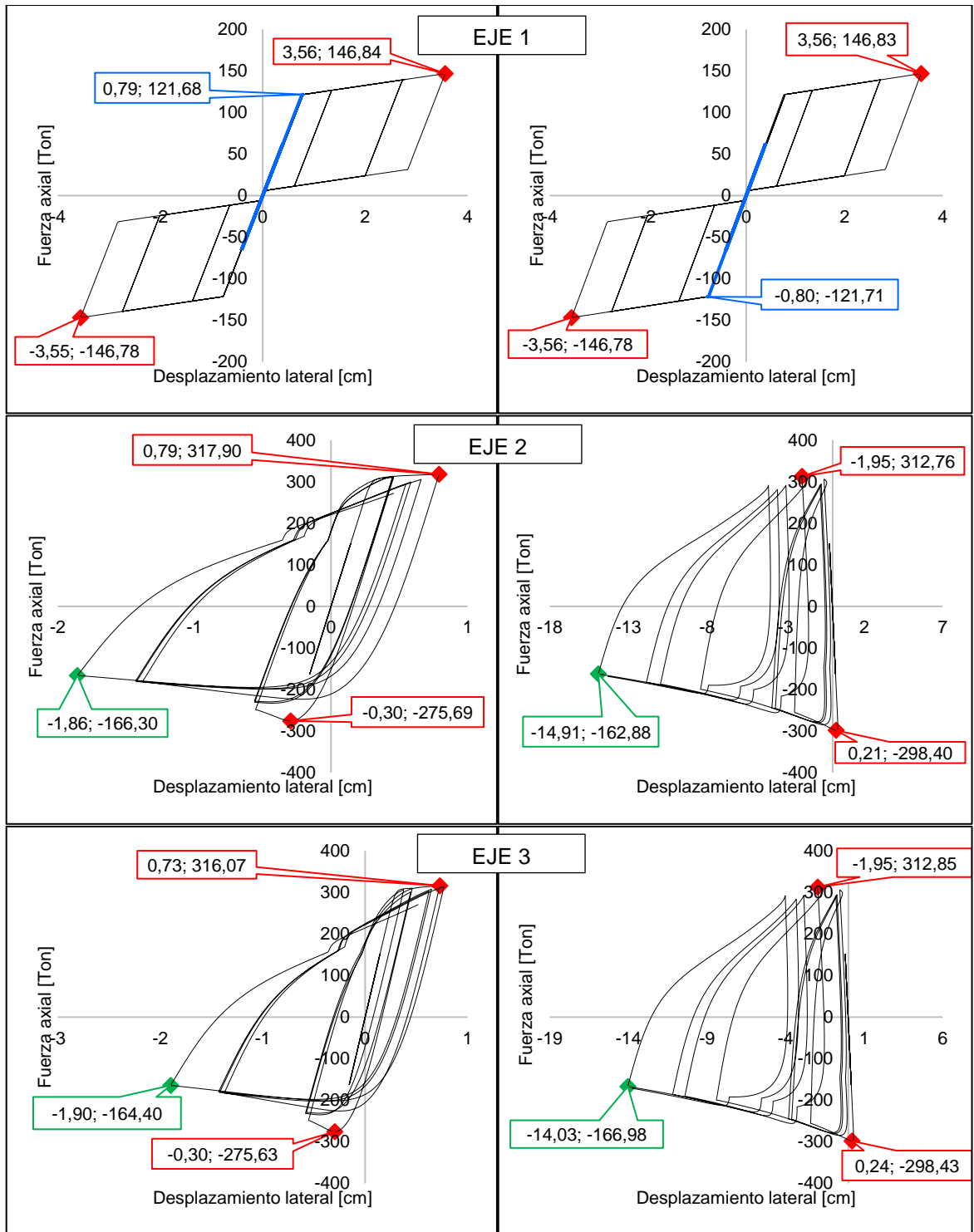


Figura E. 26: Análisis cuasi-estático en riostras del marco SC-SCBF, 8 pisos. NCh3411.

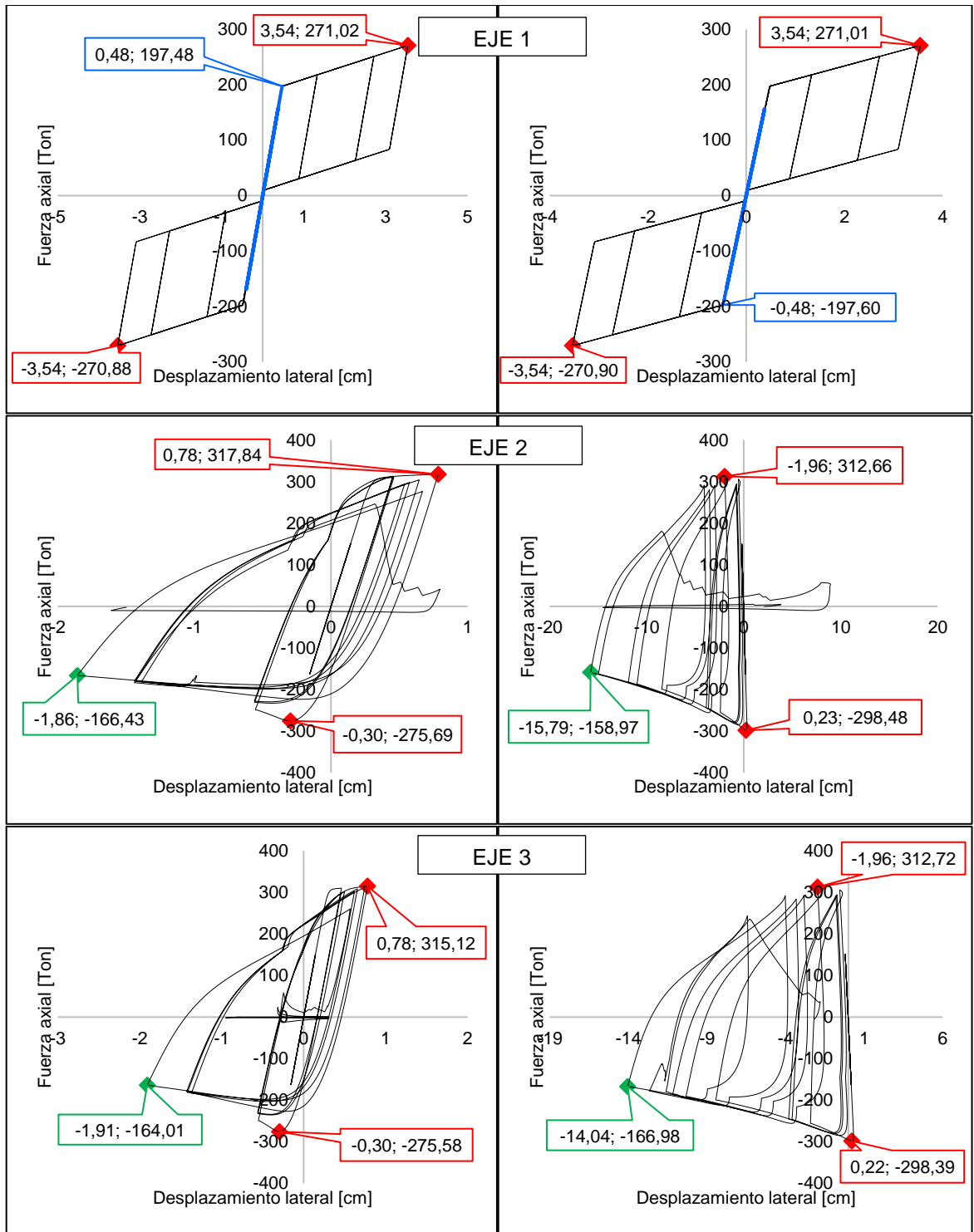


Figura E. 27: Análisis cuasi-estático en riostras del marco SC-SCBF, 8 pisos. NCh433.

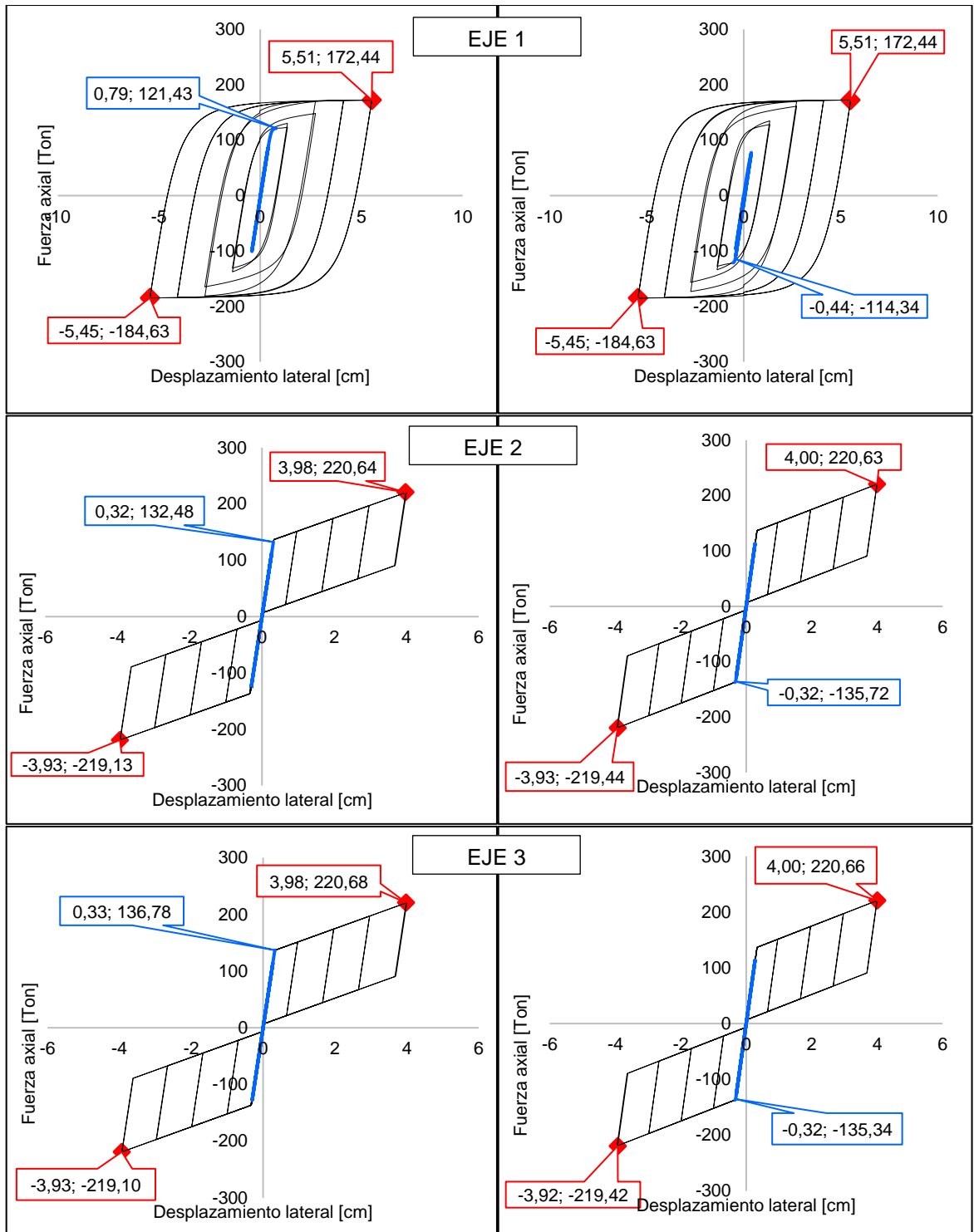


Figura E. 28: Análisis cuasi-estático en riostras del marco BRB-SC, 8 pisos.

E.5 Comportamiento de riostras en análisis tiempo-historia

E.5.1 En el primer piso

La información que se presenta corresponde a las riostras izquierdas del primer nivel, cuya distribución es:



Se destaca que en estructuras de 8 pisos, las riostras del eje 3 tiene un comportamiento casi idéntico a las del eje 2, ya que cuentan con las mismas propiedades.

Estructuras de 4 pisos

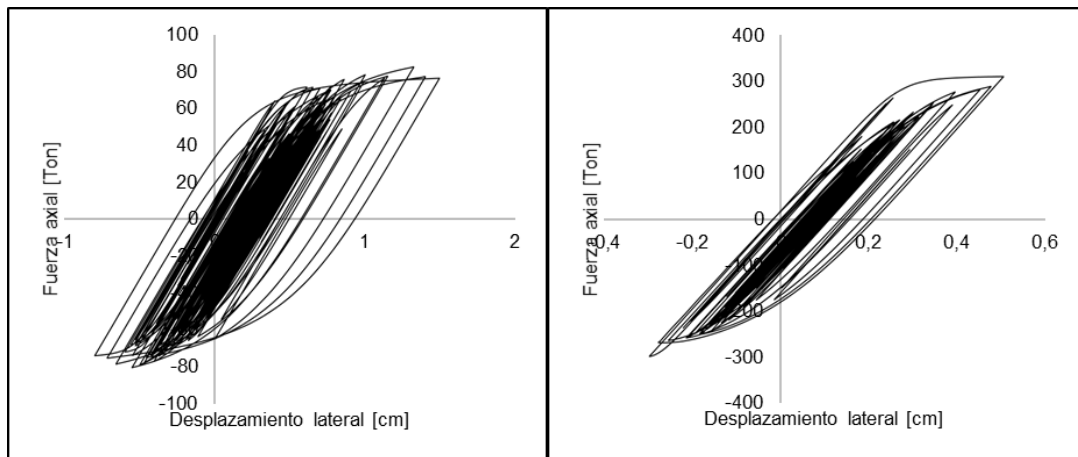


Figura E. 29: Análisis tiempo-historia en riostras del marco BRB-SCBF (NCh3411), 4 pisos. Registro de Constitución.

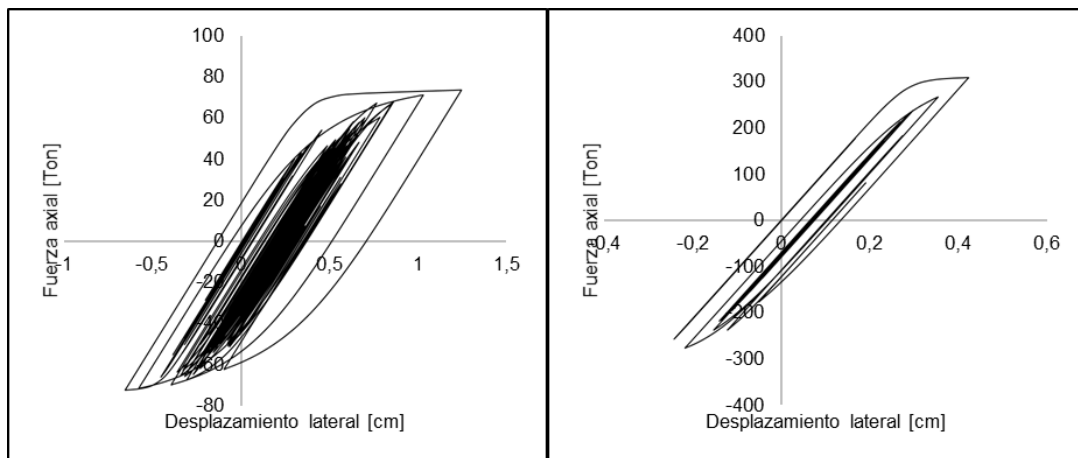


Figura E. 30: Análisis tiempo-historia en riostras del marco BRB-SCBF (NCh3411), 4 pisos. Registro de Concepción.

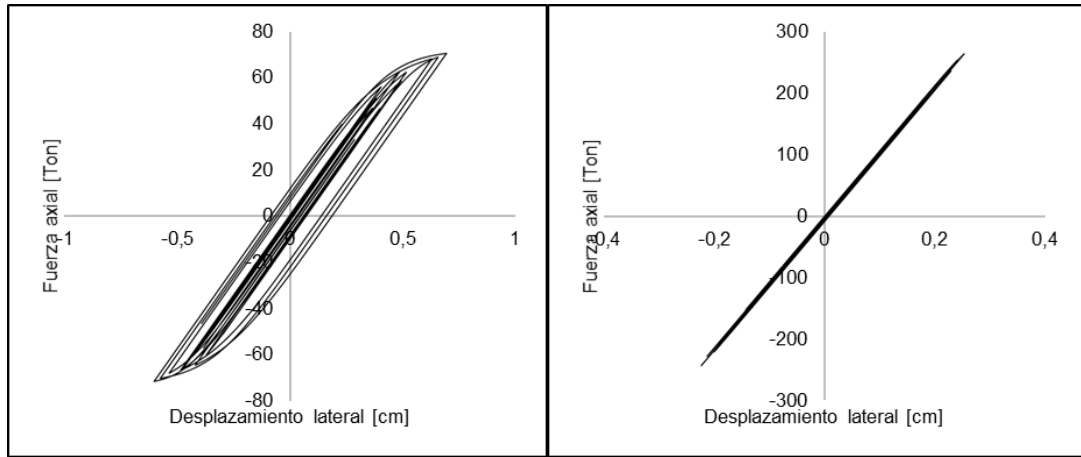


Figura E. 31: Análisis tiempo-historia en riostras del marco BRB-SCBF (NCh3411), 4 pisos. Registro de Viña del Mar.

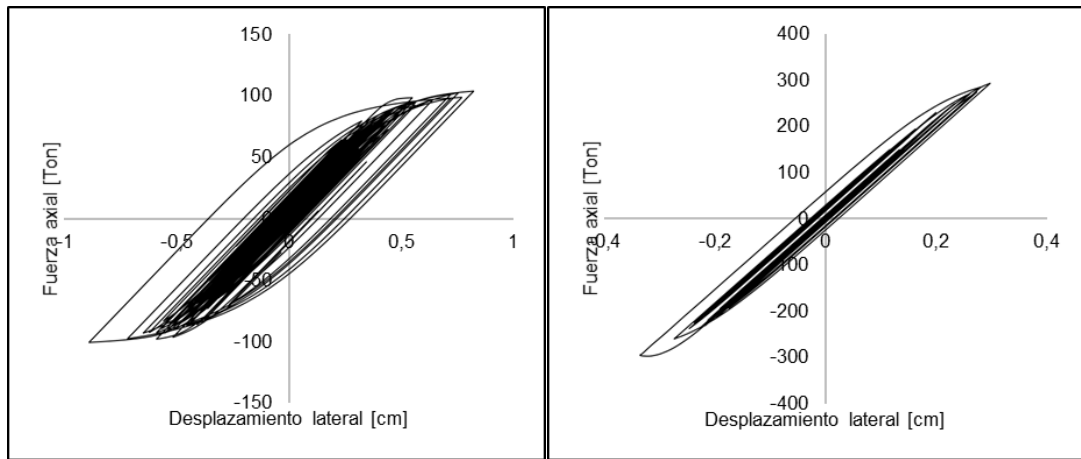


Figura E. 32: Análisis tiempo-historia en riostras del marco BRB-SCBF (NCh433), 4 pisos. Registro de Constitución.

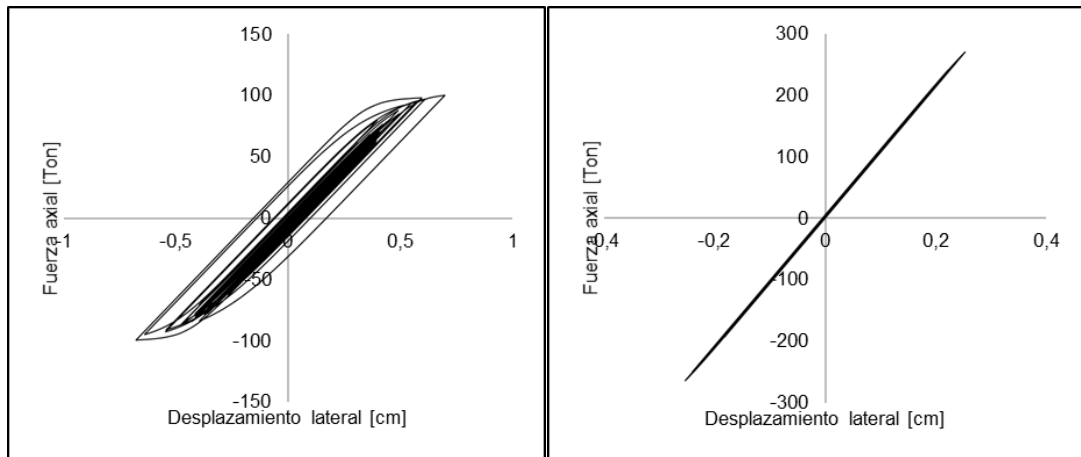


Figura E. 33: Análisis tiempo-historia en riostras del marco BRB-SCBF (NCh433), 4 pisos. Registro de Concepción.

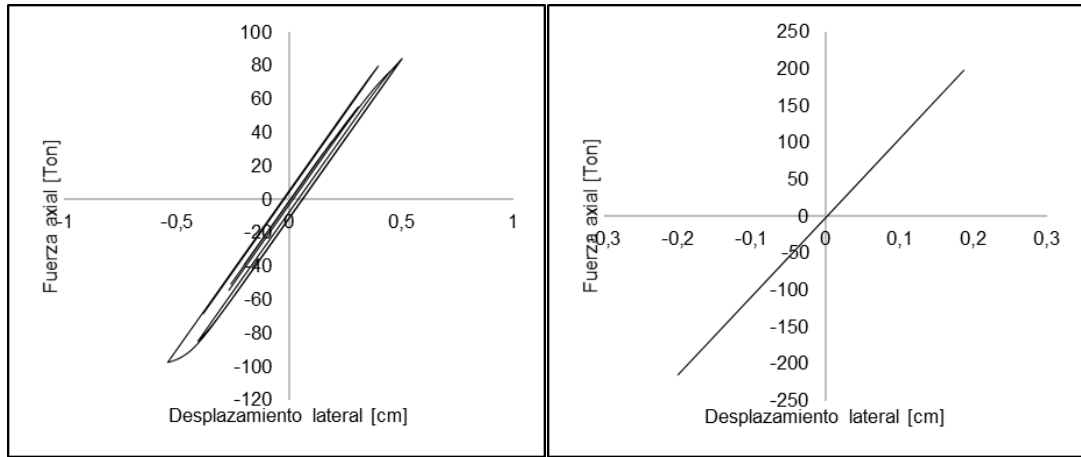


Figura E. 34: Análisis tiempo-historia en riostras del marco BRB-SCBF (NCh433), 4 pisos. Registro de Viña del Mar.

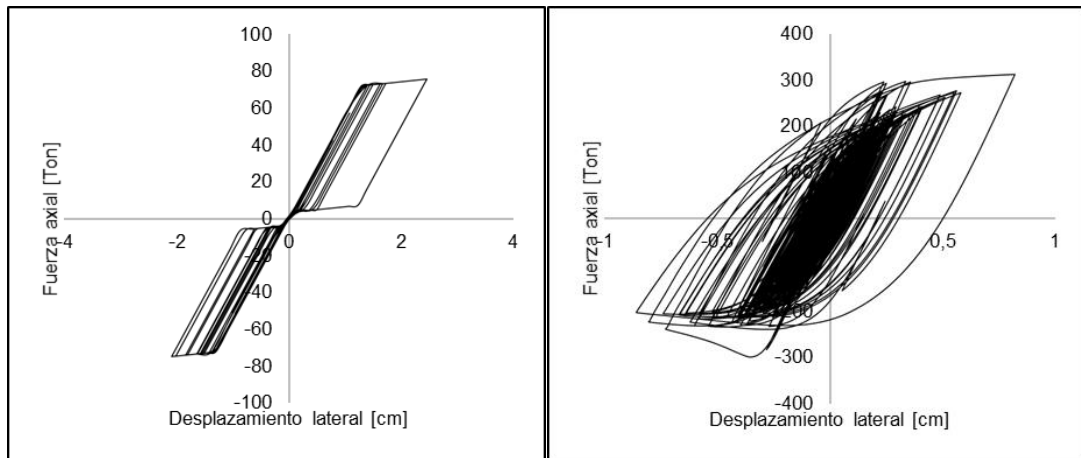


Figura E. 35: Análisis tiempo-historia en riostras del marco SC-SCBF (NCh3411), 4 pisos. Registro de Constitución.

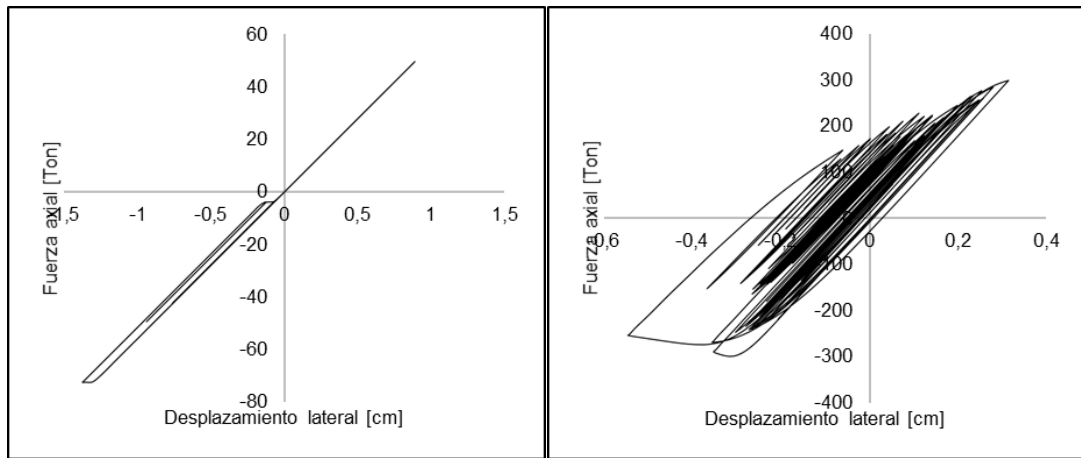


Figura E. 36: Análisis tiempo-historia en riostras del marco SC-SCBF (NCh3411), 4 pisos. Registro de Concepción.

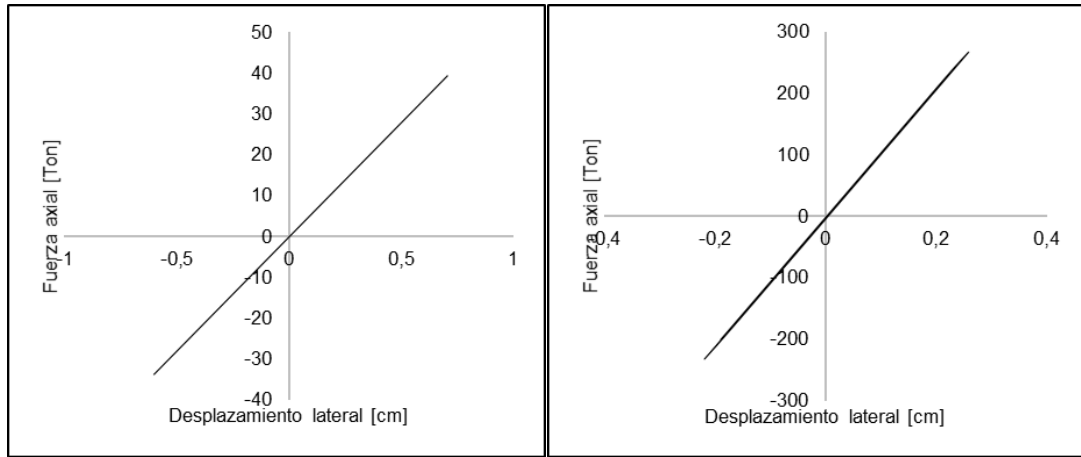


Figura E. 37: Análisis tiempo-historia en riostras del marco SC-SCBF (NCh3411), 4 pisos. Registro de Viña del Mar.

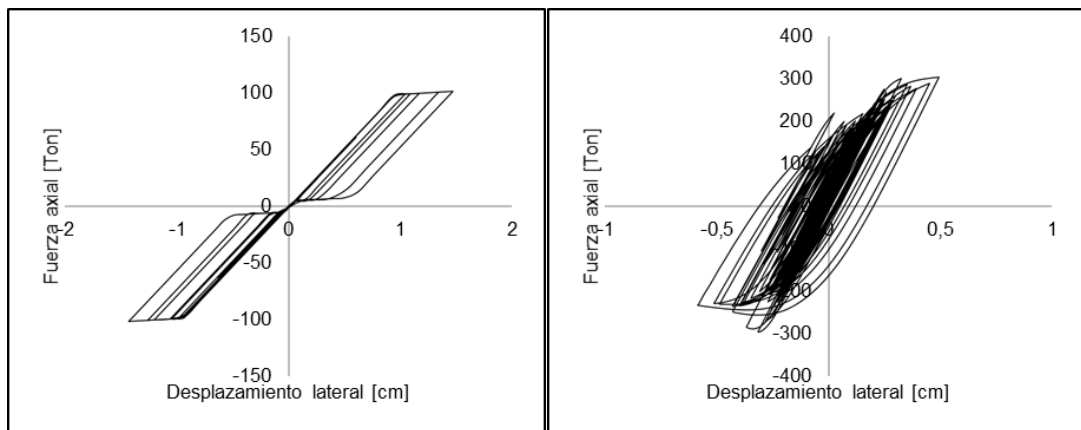


Figura E. 38: Análisis tiempo-historia en riostras del marco SC-SCBF (NCh433), 4 pisos. Registro de Constitución.

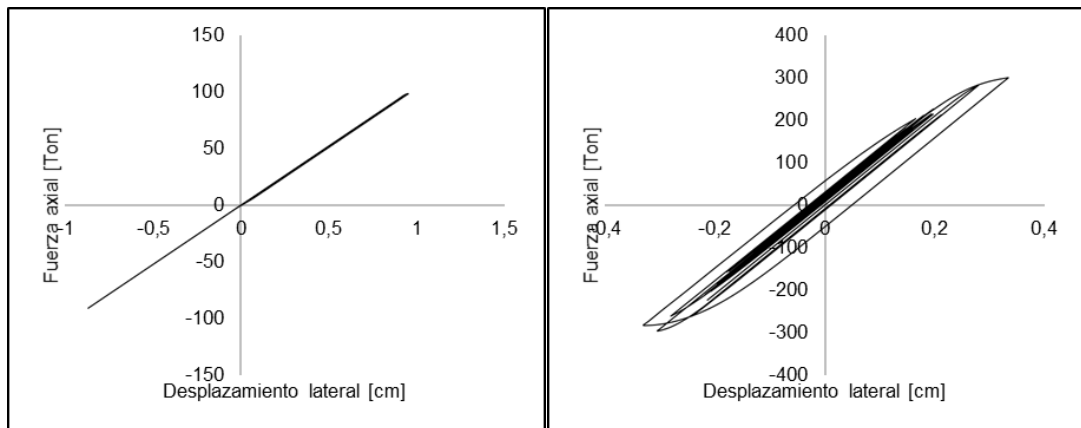


Figura E. 39: Análisis tiempo-historia en riostras del marco SC-SCBF (NCh433), 4 pisos. Registro de Concepción.

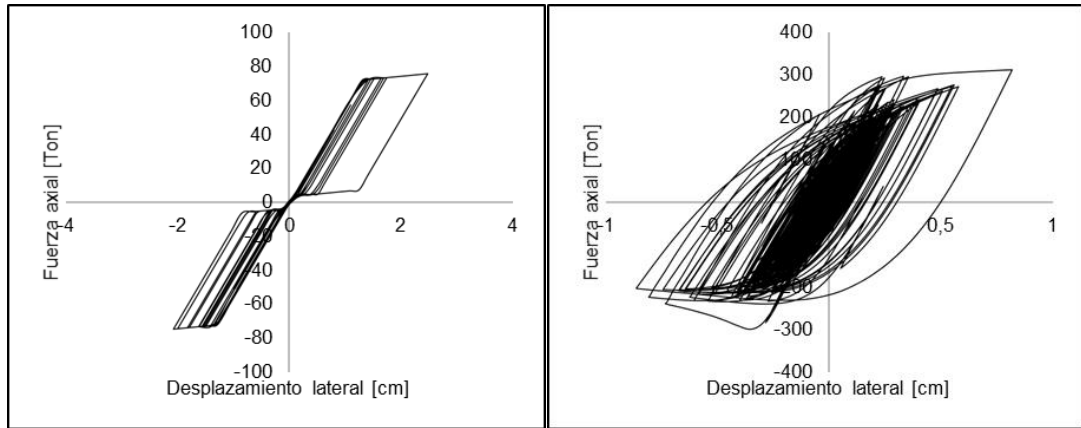


Figura E. 40: Análisis tiempo-historia en riostras del marco SC-SCBF (NCh433), 4 pisos. Registro de Viña del Mar.

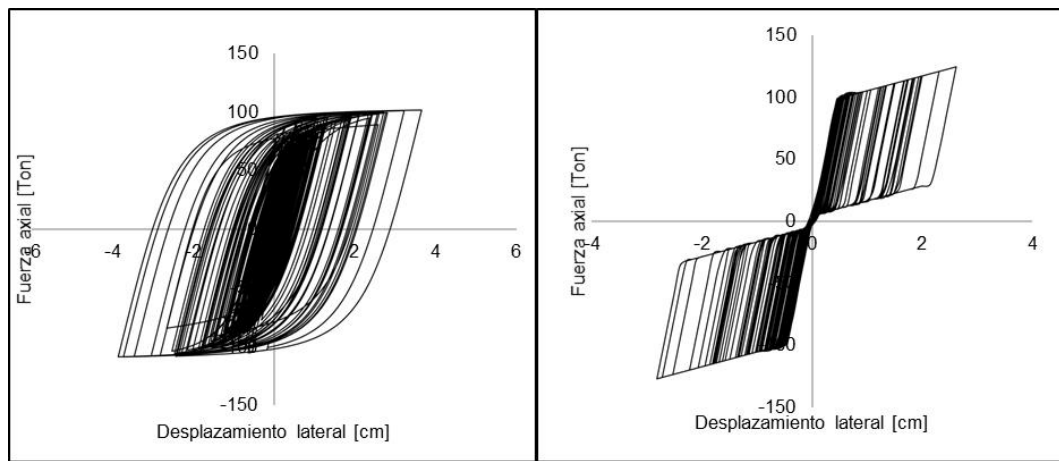


Figura E. 41: Análisis tiempo-historia en riostras del marco BRB-SC, 4 pisos. Registro de Constitución.

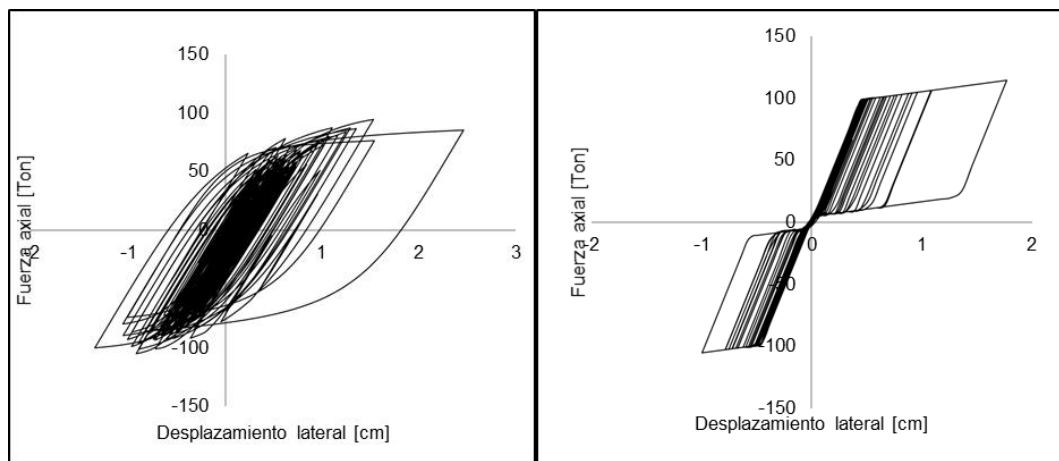


Figura E. 42: Análisis tiempo-historia en riostras del marco BRB-SC, 4 pisos. Registro de Concepción.

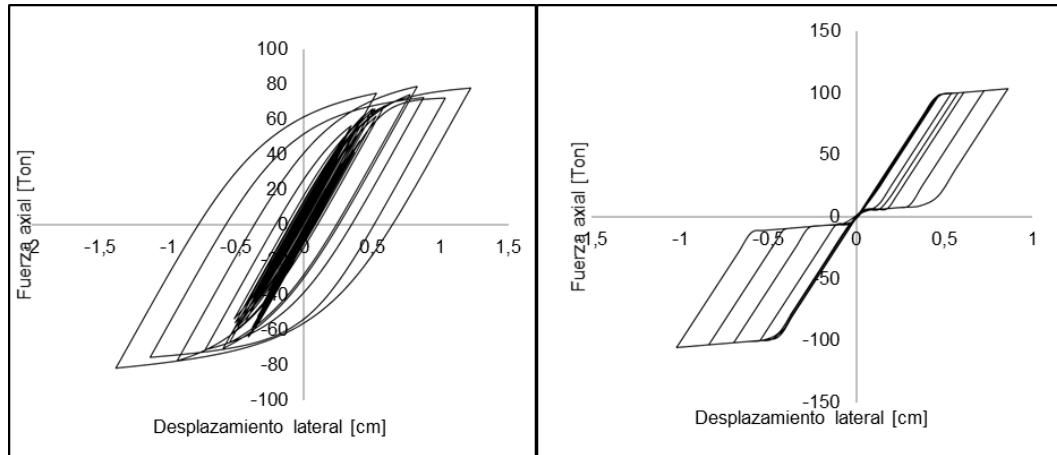


Figura E. 43: Análisis tiempo-historia en riostras del marco BRB-SC, 4 pisos. Registro de Viña del Mar.

Estructuras de 8 pisos

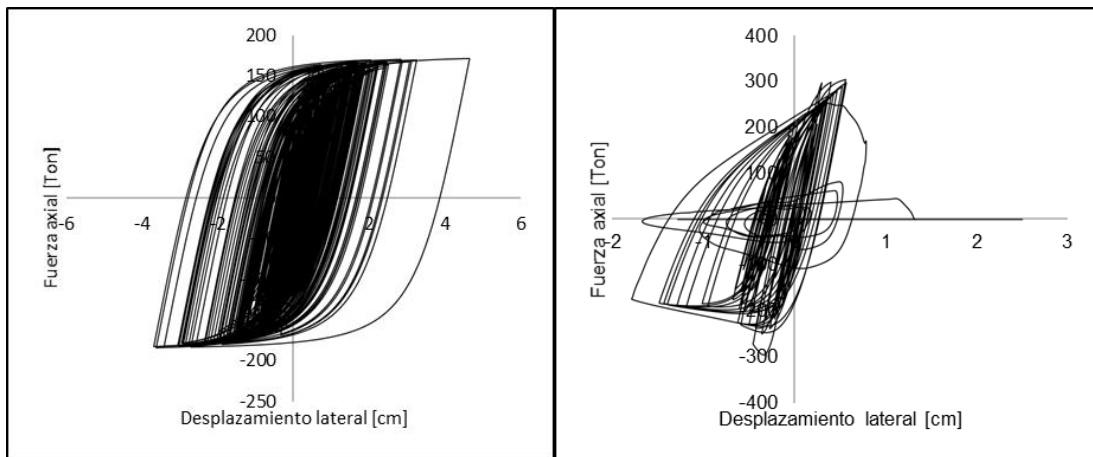


Figura E. 44: Análisis tiempo-historia en riostras del marco BRB-SCBF (NCh3411), 8 pisos. Registro de Constitución.

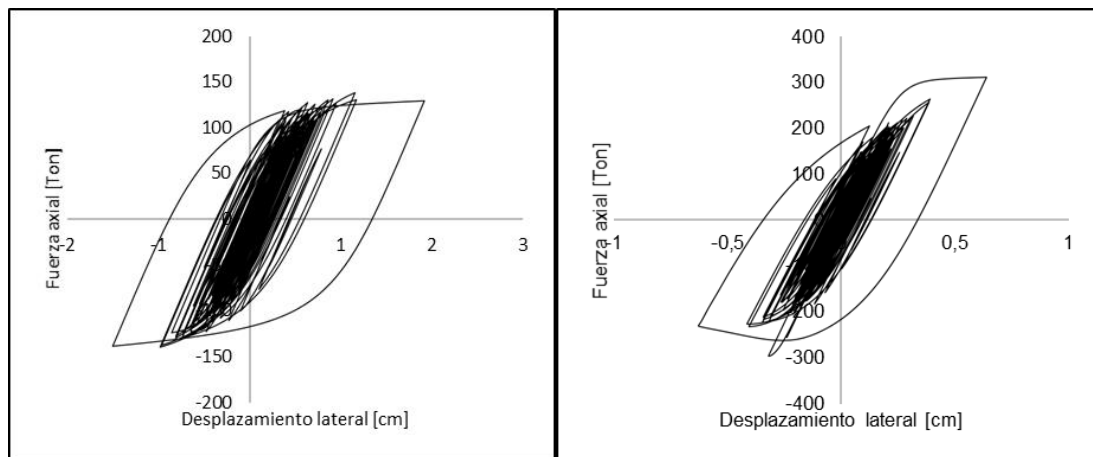


Figura E. 45: Análisis tiempo-historia en riostras del marco BRB-SCBF (NCh3411), 8 pisos. Registro de Concepción.

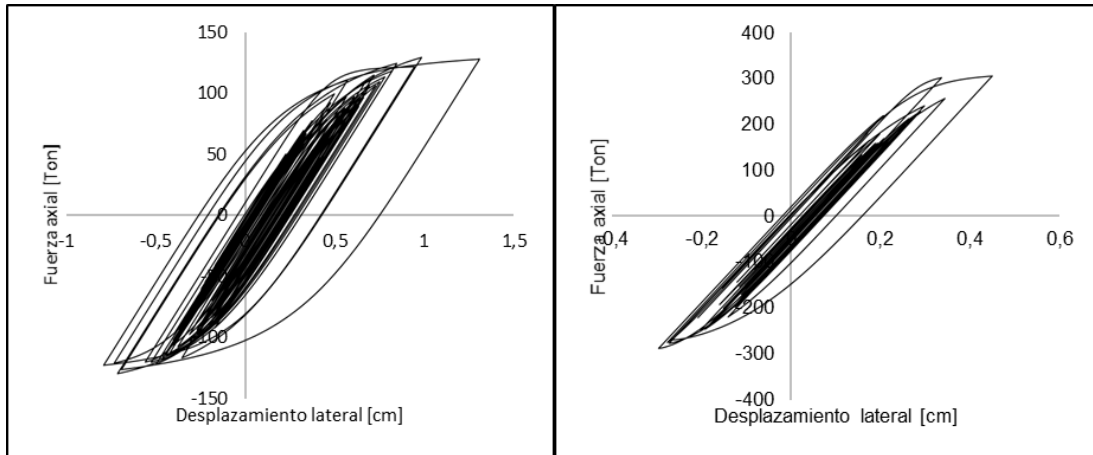


Figura E. 46: Análisis tiempo-historia en riostras del marco BRB-SCBF (NCh3411), 8 pisos. Registro de Viña del Mar.

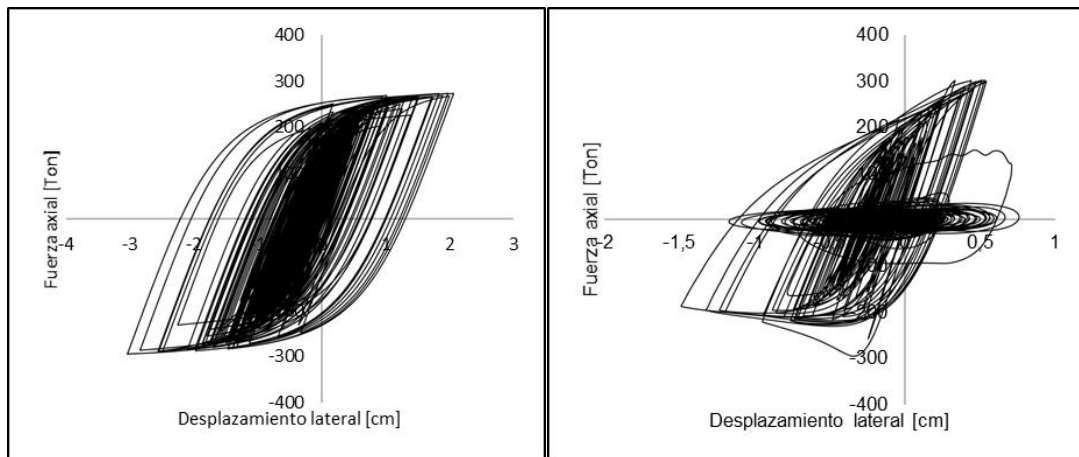


Figura E. 47: Análisis tiempo-historia en riostras del marco BRB-SCBF (NCh433), 8 pisos. Registro de Constitución.

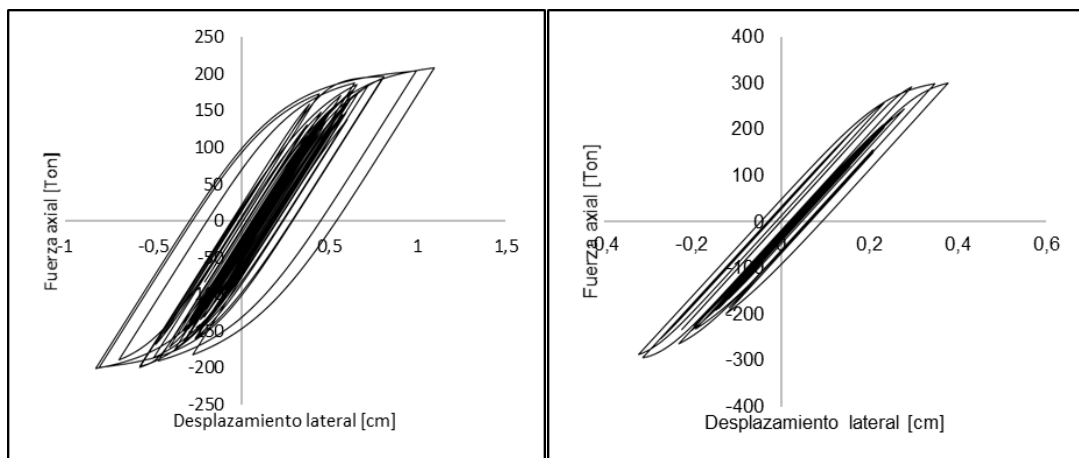


Figura E. 48: Análisis tiempo-historia en riostras del marco BRB-SCBF (NCh433), 8 pisos. Registro de Concepción.

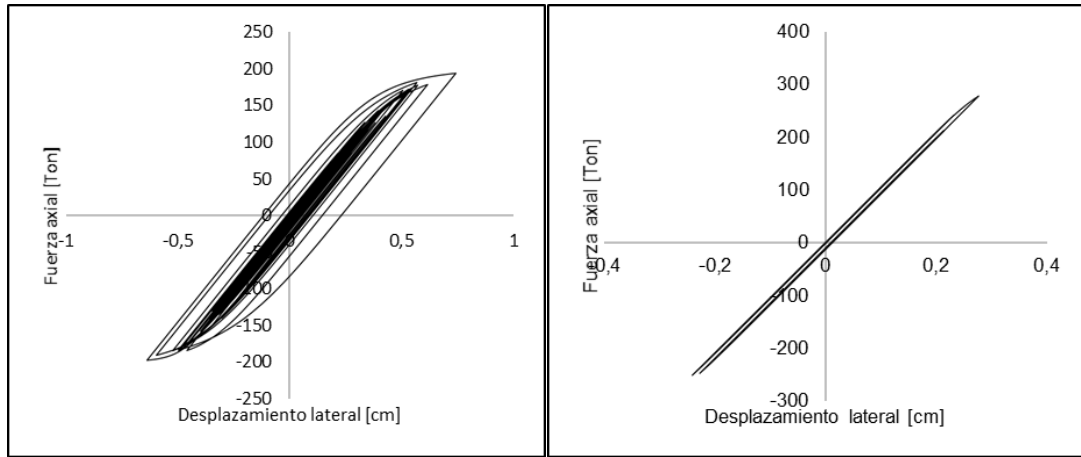


Figura E. 49: Análisis tiempo-historia en riostras del marco BRB-SCBF (NCh433), 8 pisos. Registro de Viña del Mar.

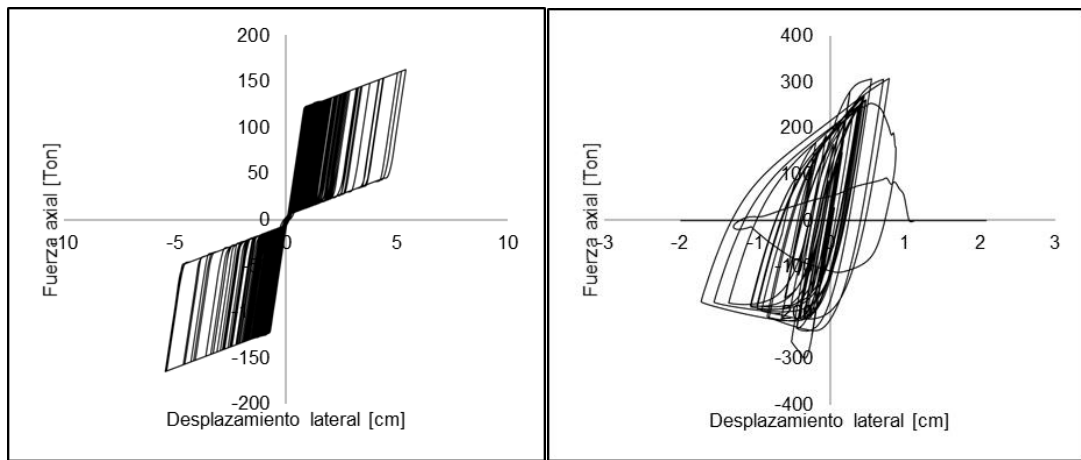


Figura E. 50: Análisis tiempo-historia en riostras del marco SC-SCBF (NCh3411), 8 pisos. Registro de Constitución.

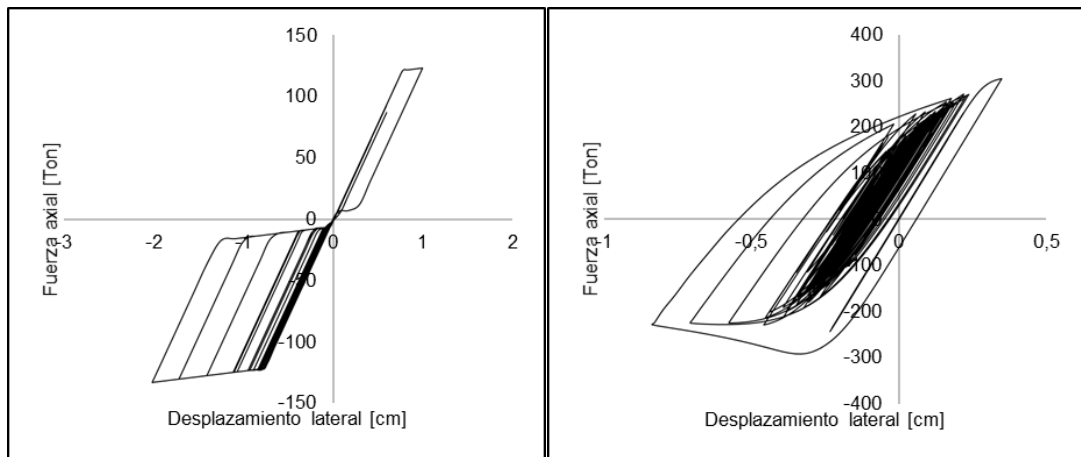


Figura E. 51: Análisis tiempo-historia en riostras del marco SC-SCBF (NCh3411), 8 pisos. Registro de Concepción.

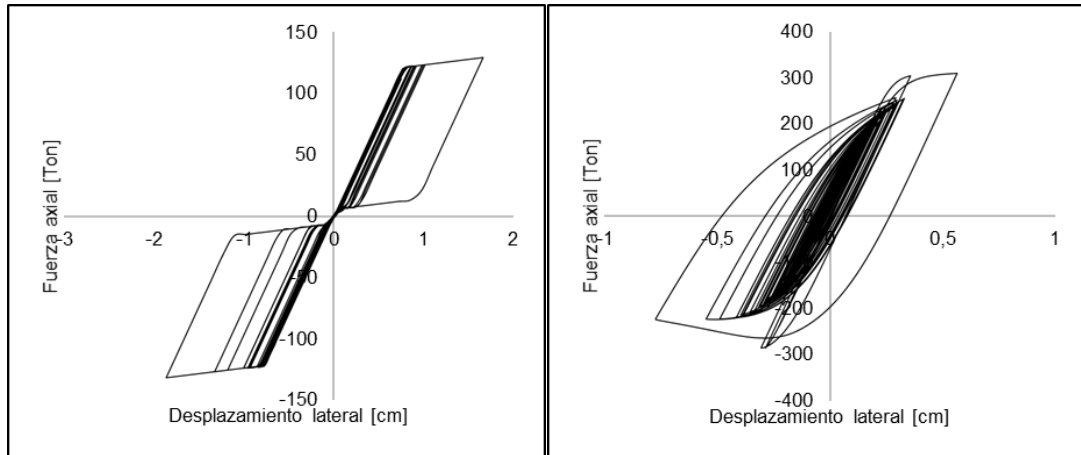


Figura E. 52: Análisis tiempo-historia en riostras del marco SC-SCBF (NCh3411), 8 pisos. Registro de Viña del Mar.

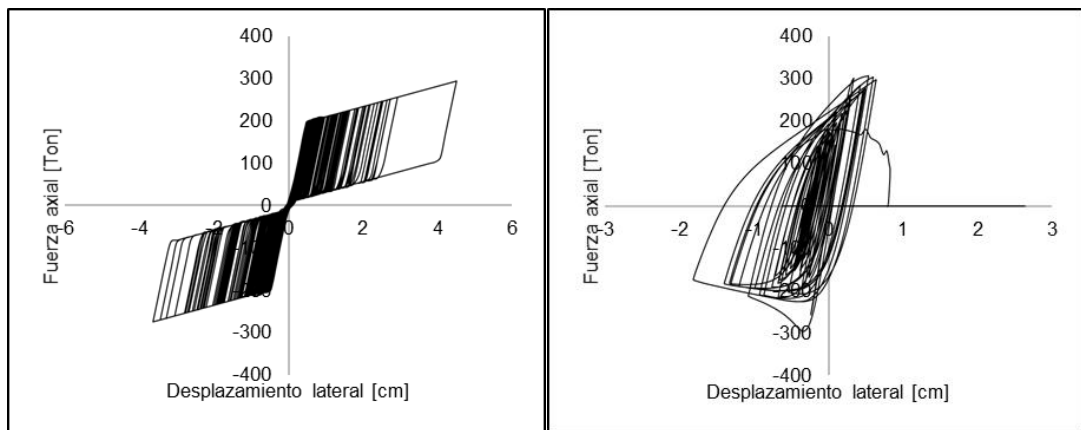


Figura E. 53: Análisis tiempo-historia en riostras del marco SC-SCBF (NCh433), 8 pisos. Registro de Constitución.

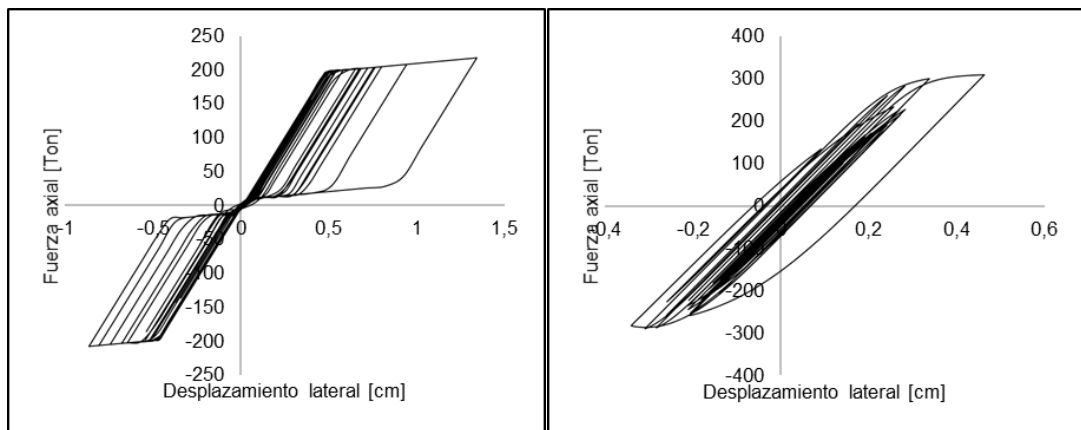


Figura E. 54: Análisis tiempo-historia en riostras del marco SC-SCBF (NCh433), 8 pisos. Registro de Concepción.

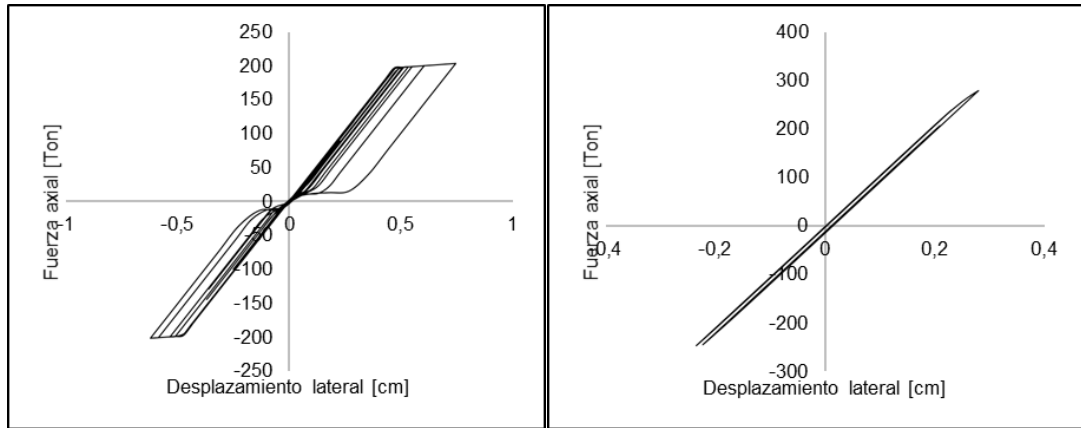


Figura E. 55: Análisis tiempo-historia en riostras del marco SC-SCBF (NCh433), 8 pisos. Registro de Viña del Mar.

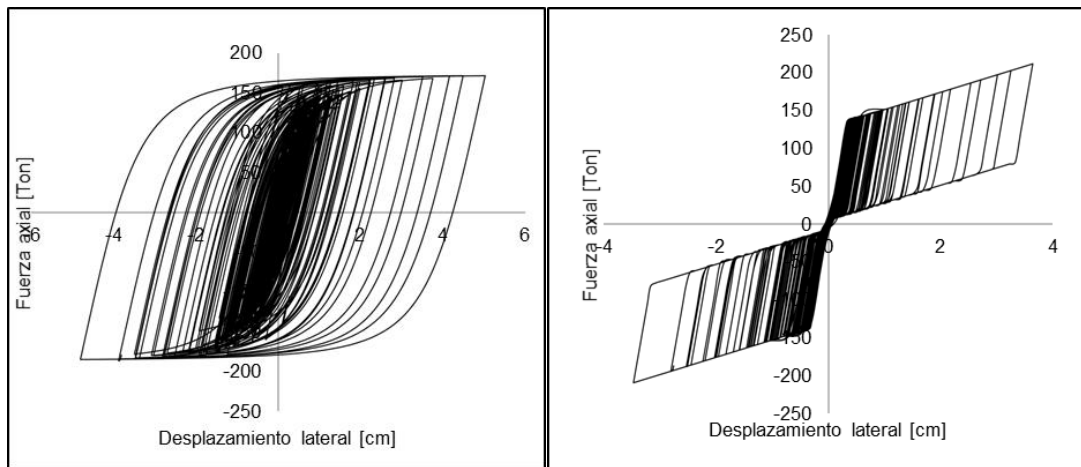


Figura E. 56: Análisis tiempo-historia en riostras del marco BRB-SC, 8 pisos. Registro de Constitución.

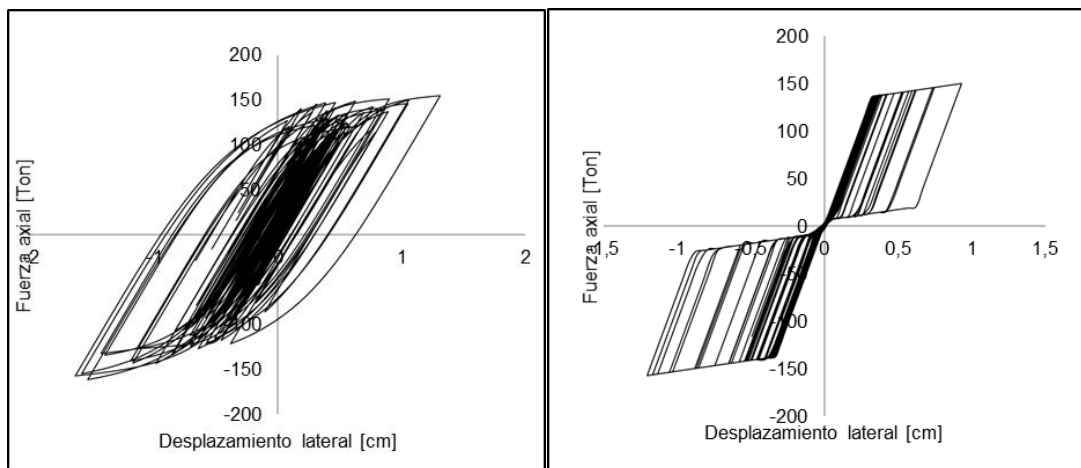


Figura E. 57: Análisis tiempo-historia en riostras del marco BRB-SC, 8 pisos. Registro de Concepción.

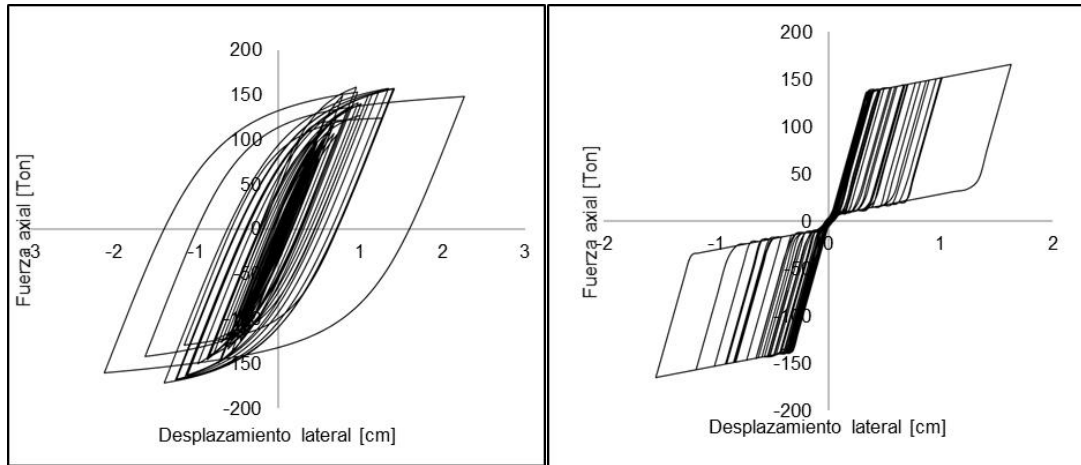
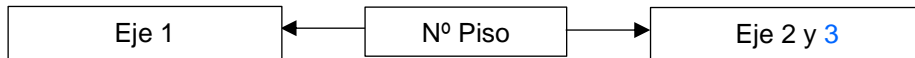


Figura E. 58: Análisis tiempo-historia en riostras del marco BRB-SC, 8 pisos. Registro de Viña del Mar.

E.5.2 A lo alto del edificio

Con el objetivo de señalar el comportamiento que tuvieron las diagonales a lo largo de todo el alto del edificio, a continuación, se presenta a modo de ejemplo la histéresis en el sistema BRB-SC de 4 y 8 pisos, con el registro sísmico de Constitución ya que es el con mayor intensidad y se aprecia el trabajo que ejerce la diagonal en el peor de los casos.

La información se presenta como:



Específicamente las figuras corresponden a las riostras posicionadas a la izquierda del marco arriostrado, es decir:

Piso	Nº Riostra Eje 1	Nº Riostra Eje 2	Nº Riostra Eje 3
1	31100	33100	35100
2	31200	33200	35200
3	31300	33300	35300
4	31400	33400	35400
5	31500	33500	35500
6	31600	33600	35600
7	31700	33700	35700
8	31800	33800	35800

Se sugiere ver las figuras E.1, E.2 y E.3

Estructura mixta BRB-SC, 4 pisos

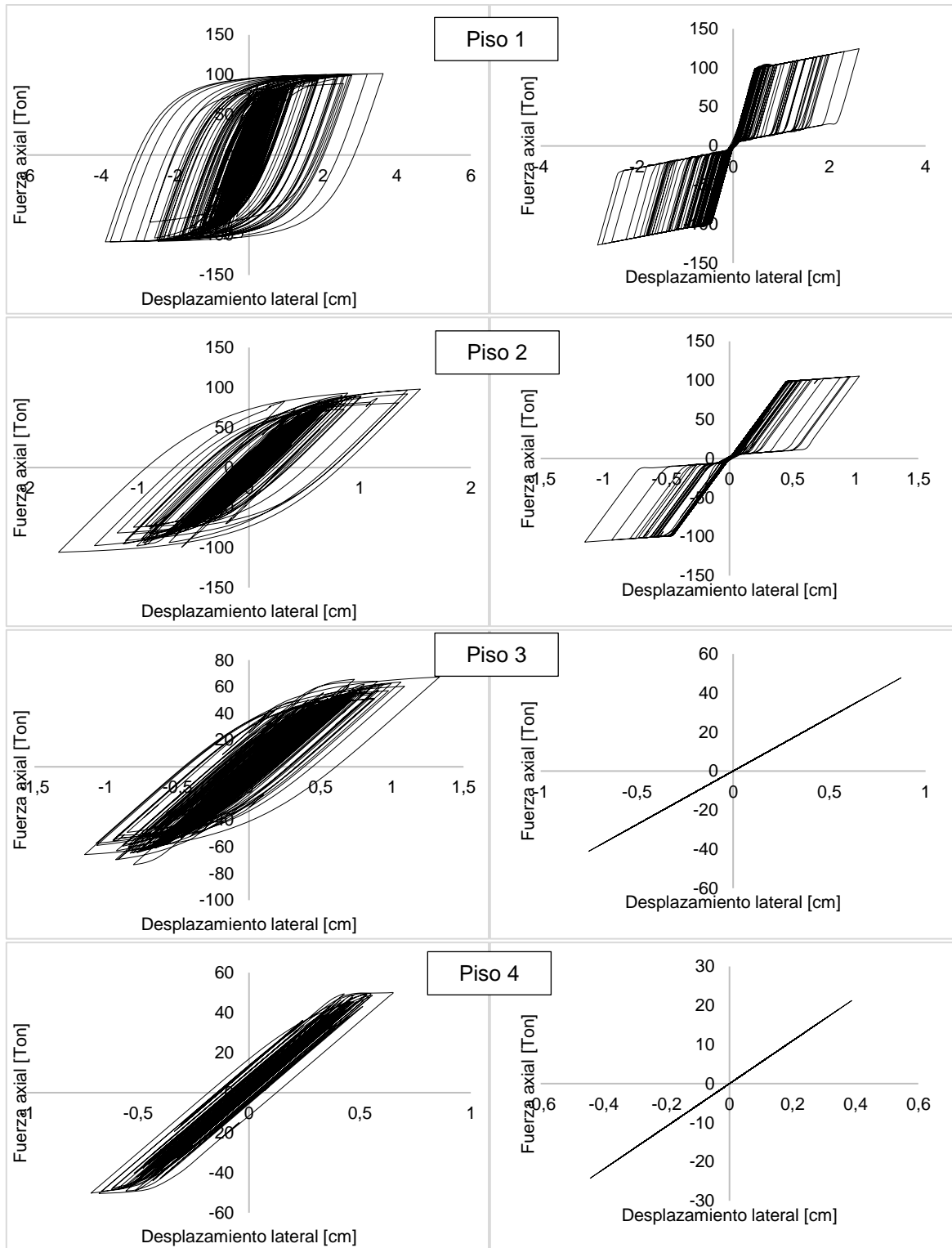
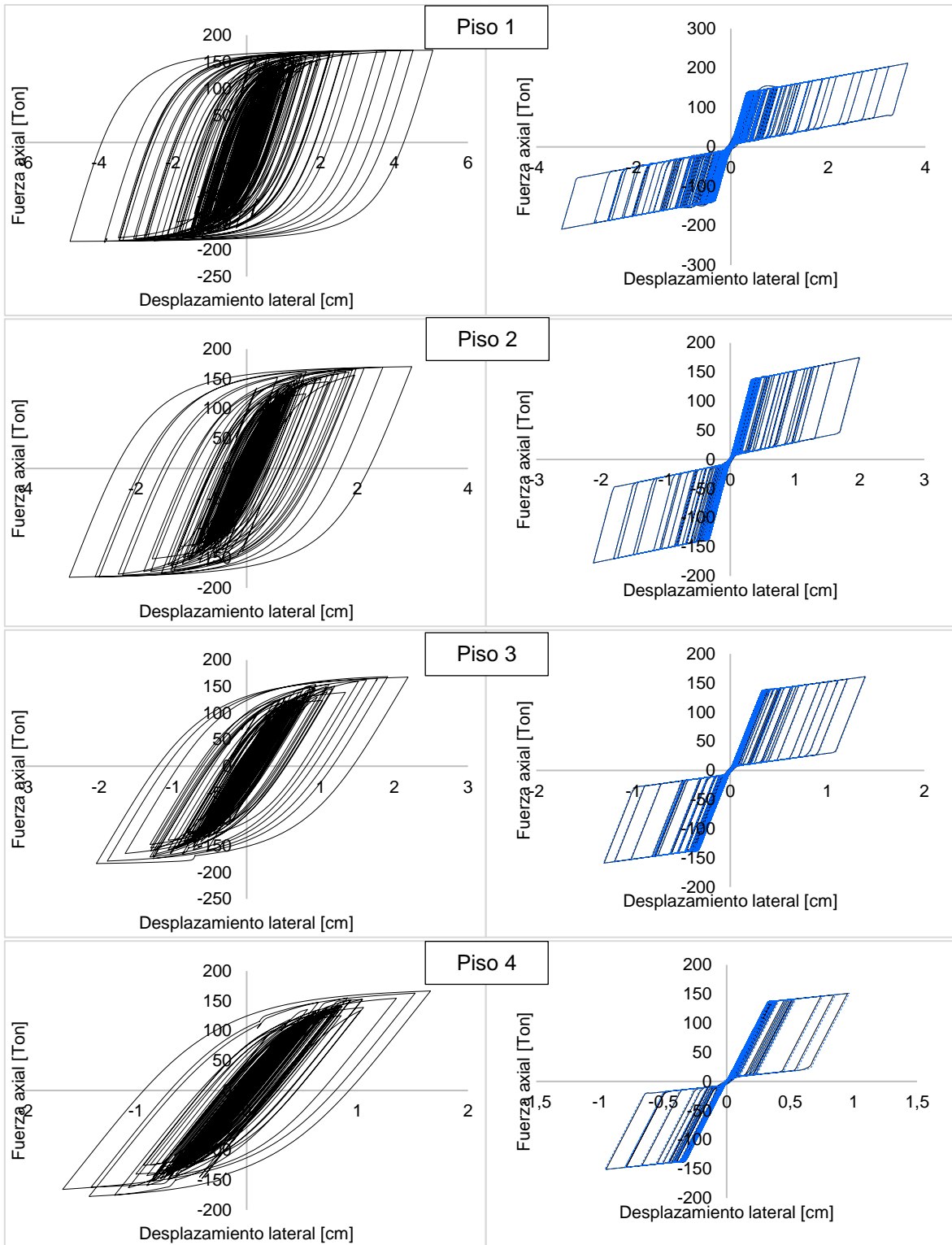


Figura E. 59: Análisis no lineal dinámico bajo el registro de Constitución. Modelo BRB-SC, 4 pisos.

Estructura mixta BRB-SC, 8 pisos



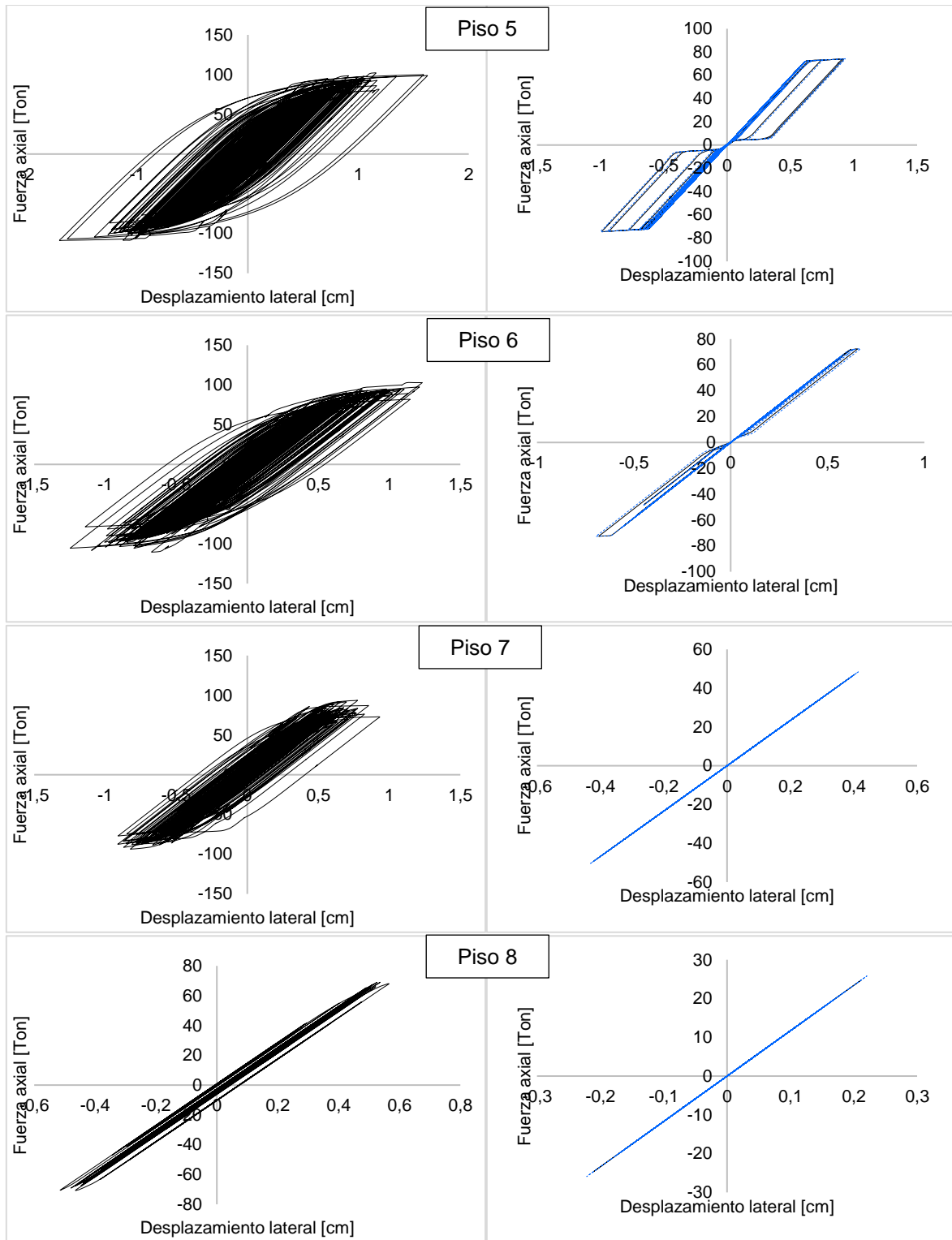


Figura E. 60: Análisis no lineal dinámico bajo el registro de Constitución. Modelo BRB-SC, 8 pisos.

