

**UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



**Análisis y Diseño Sísmico de un Edificio Híbrido de
Madera Estructurado con Marcos LVL arriostrados
con BRB y Muros Postensados de CLT**

Por:

Gerardo Octavio Cancino Villegas

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

Profesor Guía: David Poblete López

Profesor Co-guía: Patricio Quintana Gallo

Julio, 2021

Agradecimientos

En primer lugar, agradezco el apoyo incondicional de mi familia; mis padres Luis y María, mis hermanos Paulo y Teresa. Reconozco y aprecio todo su esfuerzo para que pueda finalizar esta importante etapa de mi vida.

Le doy las gracias a mi polola Damarys, por su paciencia, por animarme cuando se me dificultaba el trabajo y creer en mis capacidades.

Al Profesor Patricio Quintana, le agradezco los consejos que continuamente recibí durante el desarrollo de este trabajo, así como también el interés y la buena disposición que de forma constante presencié.

Le doy las gracias al Profesor David Poblete, por su desinteresada ayuda cuando el avance de este trabajo estuvo en riesgo. Asimismo, agradezco sus críticas constructivas que permitieron mejorar este trabajo.

Agradezco el cariño y los buenos momentos que me brindaron compañeros y amigos, con mención especial para mi querido Nicolás Astorga, queda en mi memoria tu sonrisa y palabras de aliento para todos los que compartimos contigo.

Finalmente, agradezco la disponibilidad y generosidad que el Ingeniero Ricardo Rubio tuvo para resolver inquietudes respecto de su trabajo de título.

Índice

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	12
1.1. Motivación	12
1.2. Objetivos	15
1.2.1. Objetivo General	15
1.2.2. Objetivos Principales (específicos)	15
1.3. Metodología de Trabajo	16
CAPÍTULO II: ANTECEDENTES	17
2.1. Madera Estructural	17
2.2. Productos de Madera Procesada	18
2.2.1. Madera Microlaminada (Laminated Veneer Lumber, LVL)	18
2.2.2. Madera Contralaminada (Cross – Laminated Timber, CLT)	20
2.3. Muros de CLT Postensados (Pres-Lam CLT)	24
2.4. Riostras Restringidas al Pandeo (Buckling Restrained Braces, BRB)	26
2.5. Estructuras Híbridas de Madera	29
CAPÍTULO III: DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA Y ANÁLISIS LINEAL ELÁSTICO	34
3.1. Descripción de la Estructura de Estudio	34
3.2. Propiedades Mecánicas de los Elementos	35
3.2.1. Marcos de LVL (Laminated Veneer Lumber)	35
3.2.2. Paneles de CLT (Cross – Laminated Timber)	36
3.2.2.1. Losas de CLT	39
3.2.2.2. Muros de CLT	40
3.2.3. Riostras Restringidas al Pandeo (BRB)	42
3.3. Análisis Lineal Elástico	43
3.3.1. Modelo de Análisis	43
3.3.2. Cargas Estáticas y Peso Sísmico	43
3.3.3. Análisis Modal Espectral	44
3.4. Resultados del Análisis Modal Espectral	46
3.4.1. Corte Basal	46
3.4.2. Deformaciones Sísmicas	47
CAPÍTULO IV: DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	49
4.1. Combinaciones de Carga	49
4.2. Diseño de Marcos de LVL	50
4.2.1. Vigas de LVL	52
4.2.1.1. Flexión	52
4.2.1.2. Corte	52
4.2.1.3. Deflexiones asociadas al Estado Límite de Servicio	53
4.2.2. Columnas de LVL	53
4.2.2.1. Compresión	53
4.2.2.2. Tracción	54
4.2.2.3. Flexión	54
4.2.2.4. Flexo – compresión	55
4.2.2.5. Flexo – tracción	55
4.2.2.6. Corte	56
4.3. Losas de CLT	56
4.3.1. Flexión	56
4.3.2. Corte	57
4.3.3. Deflexiones asociadas el Estado Límite de Servicio	58
4.3.4. Control de vibraciones	59
4.4. Muros de CLT postensados	60

4.4.1.	Corte	61
4.4.2.	Compresión.....	61
4.4.3.	Diseño del postensado	62
4.4.4.	Análisis momento – rotación de la conexión	65
4.5.	Riostras restringidas al pandeo (BRB).....	68
4.5.1.	Diseño de las BRB	69
4.6.	Diseño por capacidad de los marcos BRBF	70
4.6.1.	Diseño por capacidad de las vigas	73
4.6.2.	Diseño por capacidad de las columnas	74
4.7.	Diseño de la conexión.....	77
4.7.1.	Diseño del Pasador.....	78
4.7.1.1.	Corte	78
4.7.1.2.	Flexión	79
4.7.1.3.	Aplastamiento	79
4.7.2.	Diseño de la Placa Gusset.....	80
4.7.2.1.	Resistencia a tracción.....	80
4.7.2.2.	Resistencia al Corte.....	82
4.7.2.3.	Resistencia por Bloque de Cortante.....	83
4.7.2.4.	Resistencia en Compresión.....	83
CAPÍTULO V: ANÁLISIS NO LINEAL		85
5.1.	Introducción.....	85
5.2.	Modelo de Análisis	86
5.2.1.	Modelación de los Elementos Estructurales.....	86
5.2.1.1.	Marcos de LVL.....	87
5.2.1.2.	Muros Postensados de CLT	87
5.2.1.3.	BRB.....	89
5.2.1.4.	Periodos Fundamentales.....	89
CAPÍTULO VI: ANÁLISIS CUASI ESTÁTICO NO – LINEAL		90
6.1.	Análisis Incremental (Pushover)	90
6.2.	Análisis Cíclico Incremental o Push – pull	96
CAPÍTULO VII: ANÁLISIS DINÁMICO NO – LINEAL		98
7.1.	Registros Sísmicos	98
7.2.	Deformada del Sistema.....	100
7.2.1.	Deformada del Sistema en el Instante de Mayor Desplazamiento de Techo	100
7.2.2.	Deformada del Sistema en el Instante de Fluencia	101
7.3.	Demandas Globales.....	102
7.3.1.	Historias de Desplazamientos de Techo	102
7.3.2.	Desplazamientos Relativos de Entrepiso	105
7.3.3.	Desplazamientos Residuales y Drifts Residuales por Piso	106
7.3.4.	Aceleraciones Absolutas por Piso	108
7.3.5.	Corte Basal – Distorsión Global.....	109
7.4.	Demandas Locales	111
7.4.1.	Histéresis Axial en BRB.....	111
7.4.2.	Historia de Corte Basal en Muros Postensados de CLT	114
7.4.3.	Momento – Rotación en Muros Postensados de CLT	115
7.4.4.	Envolventes de Corte en Columnas de LVL.....	117
CAPÍTULO VIII: CONCLUSIONES		118
REFERENCIAS		120
ANEXO I: DEFORMACIONES SÍSMICAS.....		127
1.	<i>Drift</i> medido en el centro de masas	127
2.	Diferencia entre el <i>drift</i> máximo c/r al <i>drift</i> del centro de masas.....	127

ANEXO II: ANÁLISIS NO – LINEAL	128
A.2.1. Nomenclatura de Columnas	128
A.2.2. Deformada del Sistema en el Instante de Fluencia, Dirección de Análisis Y	128
A.2.3. Historia de Desplazamientos de Techo, Dirección de Análisis Y	129
A.2.4. Histéresis Axial en BRB, Dirección de Análisis Y	131
A.2.5. Momento – Rotación en Muros Postensados de CLT, Dirección de Análisis Y	134
A.2.6. Esfuerzos Internos – Elementos del Eje B, Dirección de Análisis X	136
A.2.7. Esfuerzos Internos – Elementos del Eje 2, Dirección de Análisis Y	138

Lista de Figuras

Figura 1.1 – Ventajas de la producción de madera: (a) emisiones de carbón neto en la etapa de producción (en *[kg C/ton métrica]) para distintos materiales de construcción [4]; (b) comparación madera- acero-hormigón [4].	12
Figura 1.2 – Estructuras Híbridas; (a) Edificio residencial Carbon12 de 8 pisos, Portland, EE. UU., compuesto por vigas y columnas tipo Glulam, diafragmas de CLT, además de Riostras Restringidas al Pandeo (BRB); (b) Edificio residencial propuesto, Los Ángeles, EE. UU. conformado por marcos LVL arriostrado con riostras de acero (BRB) y pisos CLT; (c) vista en planta de (b); (d) detalle de la conexión de (b) tomada de [9].	13
Figura 1.3 – Posición de Chile entre los países líderes en superficie forestal (millones de hectáreas), en relación con la construcción de viviendas en madera (%) [10].	14
Figura 2.4 – Diagrama proceso carga-desplazamiento-tiempo [18].	17
Figura 2.5 – Proceso de manufactura de LVL según la empresa Metsä Wood Kerto® [25].	18
Figura 2.6 – Configuración cruzada de los tableros CLT dispuestos entre sí a 90° [38].	20
Figura 2.7 – Composición de tableros de CLT; (a) madera aserrada; (b) LVL; y (c) combinación de madera aserrada y LVL [38].	21
Figura 2.8 – Proceso de manufactura de CLT [38].	22
Figura 2.9 – Muro de CLT postensado: (a) Mecanismo típico de balanceo de un muro mecedor [6]; y (b) comportamiento histerético en forma de bandera [47].	24
Figura 2.10 – Muro de CLT postensado con dispositivos de disipación de energía: (a) Ensayo de carga lateral; y (b) diferentes niveles de carga de postensado [54].	26
Figura 2.11 – Riostra Restringida al Pandeo (BRB): (a) Esquema del mecanismo de disipación de energía; y (b) comportamiento fuerza axial – desplazamiento [58].	27
Figura 2.12 – Sección Longitudinal del núcleo de acero [59].	27
Figura 2.13 – Secciones transversales de BRB [61].	28
Figura 2.14 – Sistema estructural analizado: (a) estructura con riostras convencionales; y (b) estructura con BRB [56].	29
Figura 2.15 – Edificio Carbon12: (a) Fachada del edificio; (b) modelo estructural; y (c) Núcleo de BRBFs [64].	31
Figura 2.16 – Edificio Brock Commons: (a) Primer piso y muros centrales de hormigón armado; y (b) marcos de madera tipo Glulam y paneles de CLT [65].	32
Figura 2.17 – Edificio NMIT Arts and Media: (a) Fachada del edificio y (b) Vista en 3D del sistema estructural [67].	32
Figura 2.18 – (a) Planta de la estructura y (b) vista 3d del sistema estructural [11].	33
Figura 3.19 – Estructura de estudio: (a) vista en planta; y (b) vista 3D en Revit.	34
Figura 3.20 – Detalle: (a) vigas de LVL; y (b) columnas de LVL.	35
Figura 3.21 – Deformación por corte rodante del panel de CLT [38].	36
Figura 3.22 – Factores de composición k_i [38].	38
Figura 3.23 – Propiedades mecánicas efectivas de las losas de CLT.	40
Figura 3.24 – Propiedades mecánicas efectivas para muros de CLT.	41
Figura 3.25 – Marcos arriostrados de LVL: (a) elevación 2 y 3; y (b) elevación B y D.	42
Figura 3.26 – Modelo de análisis en ETABS [14].	43
Figura 3.27 – Gráfica de espectros de diseño de pseudo – aceleraciones.	47
Figura 3.28 – Desplazamientos relativos de entre piso, medidos en el CM.	48
Figura 4.29 – Gráfica, factor de estabilidad [71].	52
Figura 4.30 - Deflexiones asociadas al estado límite de servicio: (a) Δ_{cp} ; (b) Δ_e .	59
Figura 4.31 – Detalle de los muros de CLT.	60
Figura 4.32 – Gráfica, curva momento – rotación para muros postensados con disipadores de energía [85].	62
Figura 4.33 – Gráfica, diseño del postensado [85].	64

Figura 4.34 – Detalle, sección transversal muro postensado de CLT.	64
Figura 4.35 – Diagrama de fuerzas actuantes en el muro postensado [48].	67
Figura 4.36 – Gráfica, curva analítica momento – rotación muros postensados de CLT.	67
Figura 4.37 – Detalle de marco de LVL arriostrado tipo Chevron [76].	68
Figura 4.38 – Diagrama fuerza – desplazamiento de las BRB [13].	71
Figura 4.39 – Fuerzas actuantes en las vigas: (a) pisos pares; y (b) pisos impares [11].	73
Figura 4.40 – Fuerzas actuantes sobre las columnas: (a) pisos impares; (b) pisos pares; y (c) último piso [11].	75
Figura 4.41 – Esquema de la BRB seleccionada y tipo de material de los componentes [76].	78
Figura 4.42 - Detalle de Conexión placa Gusset: (a) conexión viga-columna; y (b) conexión viga-viga.	80
Figura 4.43 – Sección de Whitmore: (a) conexión apernada; y (b) conexión soldada [100].	82
Figura 4.44 – Esquema de longitudes de la placa Gusset.	83
Figura 5.45 – Esquema del modelo de análisis en la dirección global X.	86
Figura 5.46 – Esquema del modelo de análisis en la dirección global Y.	86
Figura 5.47 – (a) Elemento tipo Giberson one component beam; y (b) miembros tipo 'FRAME' [104].	87
Figura 5.48 – Miembro tipo 'SPRING' [104].	87
Figura 5.49 – Regla de histéresis multi – lineal elástica (IHYST = 47) [105].	88
Figura 5.50 – Ajuste multi – lineal de momento – rotación: (a) muros en dirección global X; y (b) muros en dirección global Y.	88
Figura 5.51 – Regla de histéresis de Ramberg – Osgood [105].	89
Figura 6.52 – Análisis incremental con fuerzas; respuesta de la estructura en la dirección X.	91
Figura 6.53 – Análisis incremental con fuerzas; respuesta de la estructura en la dirección Y.	91
Figura 6.54 – Análisis incremental con fuerzas; corte basal de las columnas en la dirección X.	92
Figura 6.55 – Análisis incremental con fuerzas; corte basal de las columnas en la dirección Y.	92
Figura 6.56 – Análisis incremental con fuerzas; corte basal de los muros en la dirección X.	93
Figura 6.57 – Análisis incremental con fuerzas; corte basal de los muros en la dirección Y.	93
Figura 6.58 – Análisis incremental con fuerzas; comparación entre el corte y momento de los muros postensados y del sistema de BRB.	94
Figura 6.59 – Análisis incremental con desplazamientos controlados; respuesta de la estructura en la dirección X.	95
Figura 6.60 – Análisis incremental con desplazamientos controlados; respuesta de la estructura en la dirección Y.	96
Figura 6.61 – Historia de desplazamientos impuesta.	96
Figura 6.62 – Análisis push – pull con desplazamientos controlados; respuesta de la estructura en la dirección X.	97
Figura 6.63 – Registro de aceleración; Viña del Mar, Chile, 1985.	98
Figura 7.64 – Registro de aceleración; Llole, Chile, 1985.	98
Figura 7.65 – Registro de aceleración; Concepción, Chile, 2010.	99
Figura 7.66 – Registro de aceleración; Christchurch, New Zealand, 2011.	99
Figura 7.67 – Registro de aceleración; Sylmar, EE. UU, 1994.	99
Figura 7.68 – Deformada del sistema en el instante de mayor desplazamiento de techo, dirección de análisis X.	100
Figura 7.69 – Deformada del sistema en el instante de mayor desplazamiento de techo, dirección de análisis Y.	100
Figura 7.70 – Deformada del sistema en el instante de fluencia, dirección de análisis X.	101
Figura 7.71 – Deformada del sistema en el instante de fluencia, dirección de análisis X (continuación).	102
Figura 7.72 – Historia de desplazamiento de techo DR, registro de Christchurch.	102

Figura 7.73 – Historia de desplazamiento de techo DR, registro de Concepción.....	103
Figura 7.74 – Historia de desplazamiento de techo DR, registro de Lolloe.	103
Figura 7.75 – Historia de desplazamiento de techo DR, registro de Sylmar.....	103
Figura 7.76 – Historia de desplazamiento de techo DR, registro de Viña del Mar.	104
Figura 7.77 – Máximos desplazamientos relativos de entrepiso, dirección de análisis X.	105
Figura 7.78 – Máximos desplazamientos relativos de entrepiso, dirección de análisis Y.	105
Figura 7.79 – Desplazamientos residuales por piso, dirección de análisis X.	106
Figura 7.80 - Desplazamientos residuales por piso, dirección de análisis Y.	106
Figura 7.81 – Drifts residuales por piso, dirección de análisis X.....	107
Figura 7.82 – Drifts residuales por piso, dirección de análisis Y.....	107
Figura 7.83 – Aceleración máxima absoluta por piso, dirección de análisis X.	108
Figura 7.84 – Aceleración máxima absoluta por piso, dirección de análisis Y.	108
Figura 7.85 – Corte basal – distorsión global, registro de Christchurch, dirección de análisis X. ...	109
Figura 7.86 – Corte basal – distorsión global, registro de Concepción, dirección de análisis X. ...	109
Figura 7.87 – Corte basal – distorsión global, registro de Lolloe, dirección de análisis X.	110
Figura 7.88 – Corte basal – distorsión global, registro de Sylmar, dirección de análisis X.	110
Figura 7.89 – Corte basal – distorsión global, registro de Viña del Mar, dirección de análisis X. ...	110
Figura 7.90 – Ciclos de histéresis, registro de Christchurch, dirección de análisis X.....	111
Figura 7.91 – Ciclos de histéresis, registro de Concepción, dirección de análisis X.	112
Figura 7.92 – Ciclos de histéresis, registro de Lolloe, dirección de análisis X.....	112
Figura 7.93 – Ciclos de histéresis, registro de Sylmar, dirección de análisis X.....	113
Figura 7.94 – Ciclos de histéresis, registro de Viña del Mar, dirección de análisis X.....	113
Figura 7.95 – Historia de corte, muros M.A; M.E, dirección de análisis X.	114
Figura 7.96 – Historia de corte, muros M.1; M.4, dirección de análisis Y.....	114
Figura 7.97 – Curva de momento – rotación, registro de Christchurch, dirección de análisis X. ...	115
Figura 7.98 – Curva de momento – rotación, registro de Concepción, dirección de análisis X.....	115
Figura 7.99 – Curva de momento – rotación, registro de Lolloe, dirección de análisis X.	116
Figura 7.100 – Curva de momento – rotación, registro de Sylmar, dirección de análisis X.	116
Figura 7.101 – Curva de momento – rotación, registro de Viña del Mar, dirección de análisis X. .	116
Figura 7.102 – Envolventes de corte, columnas de LVL.	117
Figura A.103 – Enumeración de columnas en la dirección de análisis X.	128
Figura A.104 – Enumeración de columnas en la dirección de análisis Y.	128
Figura A.105 – Deformada del sistema en el instante de fluencia, dirección de análisis Y.....	129
Figura A.106 – Historia de desplazamiento de techo DR, registro de Christchurch.	129
Figura A.107 – Historia de desplazamiento de techo DR, registro de Concepción.	130
Figura A.108 – Historia de desplazamiento de techo DR, registro de Lolloe.	130
Figura A.109 – Historia de desplazamiento de techo DR, registro de Sylmar.	130
Figura A.110 – Historia de desplazamiento de techo DR, registro de Viña del Mar.	131
Figura A.111 – Ciclos de histéresis, registro de Christchurch.	131
Figura A.112 – Ciclos de histéresis, registro de Concepción.	132
Figura A.113 – Ciclos de histéresis, registro de Lolloe.	132
Figura A.114 – Ciclos de histéresis, registro de Sylmar.	133
Figura A.115 – Ciclos de histéresis, registro de Viña del Mar.	133
Figura A.116 – Curva de momento – rotación, registro de Christchurch.....	134
Figura A.117 – Curva de momento – rotación, registro de Concepción.....	134
Figura A.118 – Curva de momento – rotación, registro de Lolloe.	135
Figura A.119 – Curva de momento – rotación, registro de Sylmar.....	135
Figura A.120 – Curva de momento – rotación, registro de Viña del Mar.....	135
Figura A.121 – Envolvente de fuerza axial, riostras BRB.	136
Figura A.122 – Envolvente de corte, columna de LVL.....	136

Figura A.123 – Envolverte de momento, columnas de LVL.....	137
Figura A.124 – Envolverte de fuerza axial, riostras BRB.....	138
Figura A.125 – Envolverte de corte, columnas de LVL.....	138
Figura A.126 – Envolverte de momento, columnas de LVL.....	139

Lista de Tablas

Tabla 1.1 – Propiedades mecánicas de la madera tipo CLT, acero estructural y hormigón.	13
Tabla 2.2 – Propiedades mecánicas para vigas LVL y madera estructural aserrada [23].	19
Tabla 2.3 – Propiedades mecánicas especificadas por Structurlam para cada capa longitudinal y ortogonal [40].	23
Tabla 2.4 – Estructuras híbridas construidas en el mundo [9].	30
Tabla 3.5 – Propiedades mecánicas grado hySPAN, Futurebuild LVL [68].	36
Tabla 3.6 – Propiedades mecánicas grado E1M5, Structurlam [40].	37
Tabla 3.7 – Cálculo de las propiedades de rigidez efectivas, dirección eje fuerte losa de CLT.	39
Tabla 3.8 – Cálculo de las propiedades de rigidez efectivas, dirección eje débil losa de CLT.	40
Tabla 3.9 – Propiedades mecánicas acero ASTM A36 [76], [77].	42
Tabla 3.10 – Áreas suministradas del núcleo de acero de las BRB por niveles de piso.	42
Tabla 3.11 – Cargas de uso y permanentes [15].	43
Tabla 3.12 – Relación peso/área para cada diafragma de piso.	44
Tabla 3.13- Parámetros utilizados en el análisis modal espectral [12].	45
Tabla 3.14 – Periodos naturales de la estructura y sus respectivos [%] de masa traslacional.	46
Tabla 3.15 – Resumen de resultados del análisis modal espectral.	47
Tabla 4.16 – Factor por contenido de humedad para LVL [79].	50
Tabla 4.17 – Factor por tamaño [68],[79].	51
Tabla 4.18 – Coeficiente de esbeltez.	51
Tabla 4.19 – Capacidad a flexión de las vigas.	52
Tabla 4.20 – Capacidad a corte de las vigas.	53
Tabla 4.21 – Verificación de la deflexión máxima admisible en vigas.	53
Tabla 4.22 – Capacidad a compresión de las columnas.	54
Tabla 4.23 – Capacidad a tracción de las columnas.	54
Tabla 4.24 – Capacidad a flexión pura de las columnas.	55
Tabla 4.25 – Verificación a flexo – compresión de las columnas.	55
Tabla 4.26 – Verificación a flexo – tracción de las columnas.	55
Tabla 4.27 – Capacidad a corte de las columnas.	56
Tabla 4.28 – Capacidad a flexión de la losa de CLT.	57
Tabla 4.29 – Capacidad a corte de las losas de CLT.	58
Tabla 4.30 – Verificación de la deflexión límite de servicio.	59
Tabla 4.31 – Capacidad a corte de los muros de CLT.	61
Tabla 4.32 – Capacidad a compresión de los muros de CLT.	62
Tabla 4.33 – Área del postensado para los muros de CLT.	64
Tabla 4.34 – Características geométricas para BRBF.	69
Tabla 4.35 – Diseño del área transversal del núcleo de acero de las BRB.	69
Tabla 4.36 – Diseño de las fundas de acero para las BRB.	70
Tabla 4.37 – Deformación unitaria de las BRB.	72
Tabla 4.38 – Factores de ajuste y resistencia ajustada de las BRB.	72
Tabla 4.39 – Diseño por capacidad, carga axial máxima sobre las columnas de LVL.	75
Tabla 4.40 – Diseño por capacidad, razón de uso de las columnas de LVL para las cargas máximas axiales.	76
Tabla 4.41 – Diseño por capacidad, razón de uso de las columnas de LVL para las cargas máximas de corte.	77
Tabla 4.42 – Verificación del diseño del pasador.	80
Tabla 4.43 – Verificación de diseño a tracción de la placa Gusset.	82
Tabla 4.44 – Verificación de diseño de la placa Gusset.	84
Tabla 5.45 – Rigidez axial inicial y fuerza de fluencia de las BRB.	89

Tabla 5.46 – Periodos fundamentales en ETABS y Ruaumoko 2D.	89
Tabla 7.47 – Características principales de los sismos seleccionados.	98
Tabla 7.48 – Demandas de desplazamiento y ductilidad global.	104
Tabla 7.49 – Comparación deformación axial máxima con respecto a Rubio (2020) [11].	111
Tabla 7.50 – Corte basal máximo en muros postensados de CLT.	114
Tabla 7.51 – Máximo corte por pisos, columnas de LVL.	117
Tabla A.52 – Demandas de desplazamiento y ductilidad global.	131

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

La industria de la construcción tiene un impacto significativo en el medio ambiente. A nivel global, utiliza el 40% de la producción de energía y de materiales [1]. Para producir elementos como el acero y el cemento, se requiere de grandes cantidades de energía proveniente de combustibles fósiles, lo cual provoca altas emisiones de dióxido de carbono (CO₂) [2]. La madera, en cambio, necesita una baja cantidad de energía para ser producida, lo que reduce su huella de carbono. Además, absorbe grandes cantidades de CO₂ desde el medio ambiente, almacenándolas a lo largo de su ciclo de vida (crecimiento, manufactura y producto procesado) [3]. La Figura 1.1(a) muestra las emisiones netas de carbono para distintos materiales. En ella la madera es designada como “framing lumber” (FL), en referencia al tipo de uso que se le da a la madera procesada laminada en construcción, ya sea como viga, columna, muro, o losa. En la etapa de producción el FL puede retener hasta 457 [kg C/ton métrica] desde el medio ambiente.

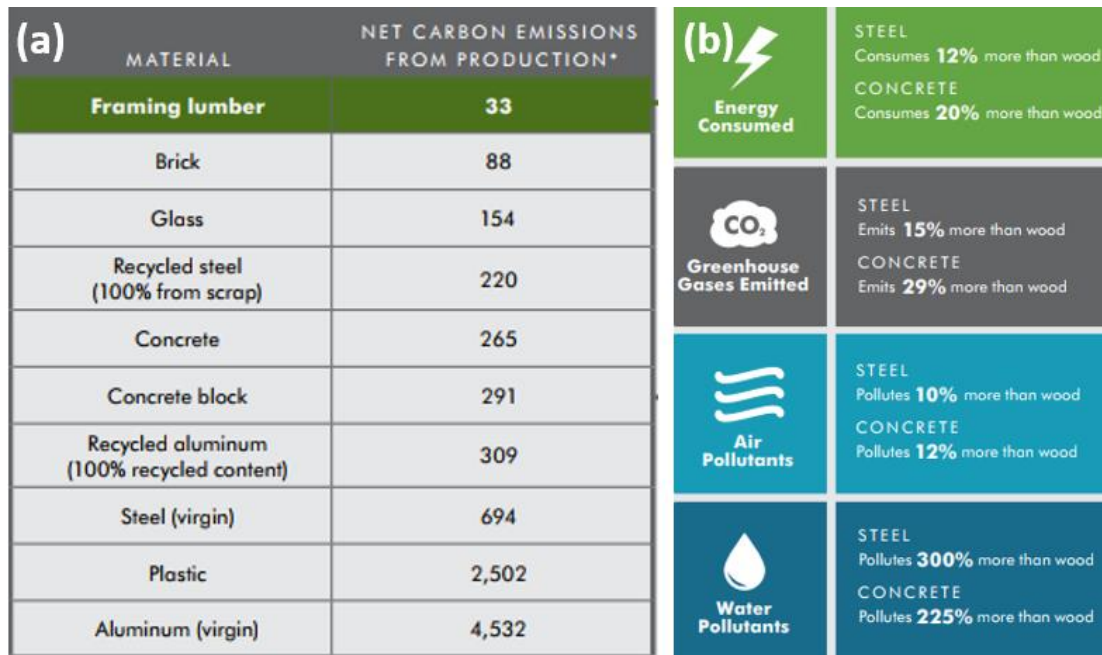


Figura 1.1 – Ventajas de la producción de madera: (a) emisiones de carbón neto en la etapa de producción (en * [kg C/ton métrica]) para distintos materiales de construcción [4]; (b) comparación madera- acero-hormigón [4].

La Figura 1(b), en tanto, muestra las ventajas del uso de madera en comparación con el acero y el hormigón, en cuanto a: (1) energía consumida; (2) emisión de gases de efecto invernadero; y (3) producción de desechos contaminantes emitidos al aire y al agua.

La madera procesada, tiene propiedades mecánicas superiores a la madera tradicional. Si bien es considerada por naturaleza un material frágil por sí sola, estructuralmente es excelente, al tener una alta relación resistencia-peso específico, comparable o superior al acero y al hormigón [1]. Entre los tipos de madera procesada más utilizados se encuentran: (1) el Glulam (glued laminated timber o madera encolada); (2) el LVL (laminated veener lumber, o madera microlaminada); y (3) el CLT (cross-laminated timber, o madera contralaminada) compuestos por chapas de madera adheridas entre sí, que dan forma a paneles (muros o losas), vigas y columnas [4]. En la Tabla 1.1, se aprecia

una resistencia a la compresión del panel CLT muy parecida a la del hormigón, y una relación resistencia-peso del CLT cercana al acero. Lo anterior implica tener una estructura más liviana, en la cual se reducen las solicitaciones sísmicas.

Tabla 1.1 – Propiedades mecánicas de la madera tipo CLT, acero estructural y hormigón.

Material	E [MPa]	G [MPa]	γ [kN/m ³]	f'_c [MPa]	f_t [MPa]	f'_c/γ [mm]	f_t/γ [mm]
Madera ¹	11,722	733	5	24	20	4.7	4
Acero ²	200,000	80,769	78.5	450	450	5.7	5.7
Hormigón ³	23,500	9,792	24	25	3.3	1.0	0.1

¹ Proveedor Spruce-Pine-Fir CLT, pino radiata, $G=E/16$, γ para madera laminada, misma resistencia para cada chapa.

² NCh203.of2006 A345ESP, f_t corresponde a la resistencia última a tracción, $G=E/2.6$ con $\nu=0.3$.

³ G25 según NCh 170-16, f'_c corresponde a la resistencia máxima a compresión sin confinar, $G=E/2.4$ con $\nu=0.2$.

El uso de la madera en el diseño de estructuras en regiones sísmicas (Canadá, EE. UU., Europa, Japón y Nueva Zelanda) ha aumentado significativamente en las últimas décadas, principalmente edificios de mediana altura [5]. Clásicamente, en la madera la fuente de ductilidad y de capacidad de disipar energía recae en las conexiones de los elementos, generalmente placas apernadas o clavadas. Sin embargo, bajo ciclos de carga repetitivos, la rigidez y la disipación de energía de las conexiones disminuye gradualmente, provocando un aumento de los desplazamientos en la estructura [6]. Para aumentar el desempeño, se ha investigado el uso de la madera junto a otros materiales estructurales (acero y hormigón), dando paso al término de 'Estructuras Híbridas de Madera' [7].

Quintana & Carradine (2018) [8] examinan estructuras híbridas, para las cuales se identifican ventajas y desventajas, así como consideraciones para investigaciones futuras. Los modelos descritos presentan la respuesta (resistencia, ductilidad, rigidez, capacidad de disipar energía) de distintos sistemas estructurales desde un punto de vista numérico, frente a acciones sísmicas simuladas. La Figura 1.2 adaptada de Quintana et al. (2021) [9] muestra dos estructuras híbridas construidas recientemente en EE. UU., se componen de elementos de madera procesada tipo LVL y CLT combinados con riostras de acero restringidas al pandeo, vistas con mayor detalle en las Figuras 1.2(b) y 1.2(d).

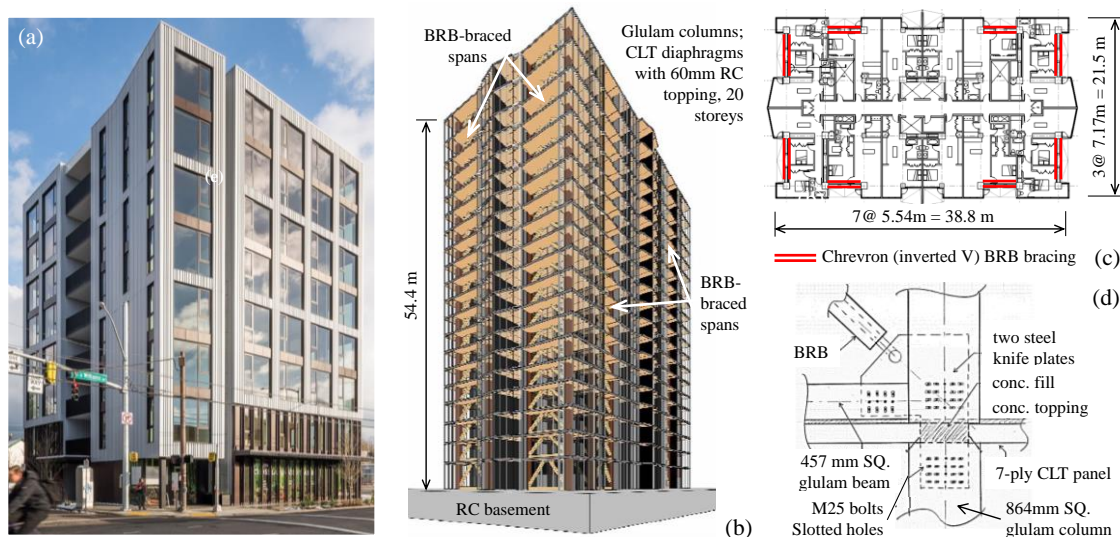


Figura 1.2 – Estructuras Híbridas; (a) Edificio residencial Carbon12 de 8 pisos, Portland, EE. UU., compuesto por vigas y columnas tipo Glulam, diafragmas de CLT, además de Riostras Restringidas al Pandeo (BRB); (b) Edificio residencial propuesto, Los Ángeles, EE. UU.

conformado por marcos LVL arriostrado con riostras de acero (BRB) y pisos CLT; (c) vista en planta de (b); (d) detalle de la conexión de (b) tomada de [9].

Lo anterior demuestra que estructuras híbridas son factibles de construir a gran altura. En Chile, a pesar de existir una amplia producción de madera, sólo un 13.9% de la madera producida es destinada a la construcción de viviendas [10], la Figura 1.3 muestra el déficit que presenta Chile en este aspecto, en comparación con otros países líderes en materia forestal.

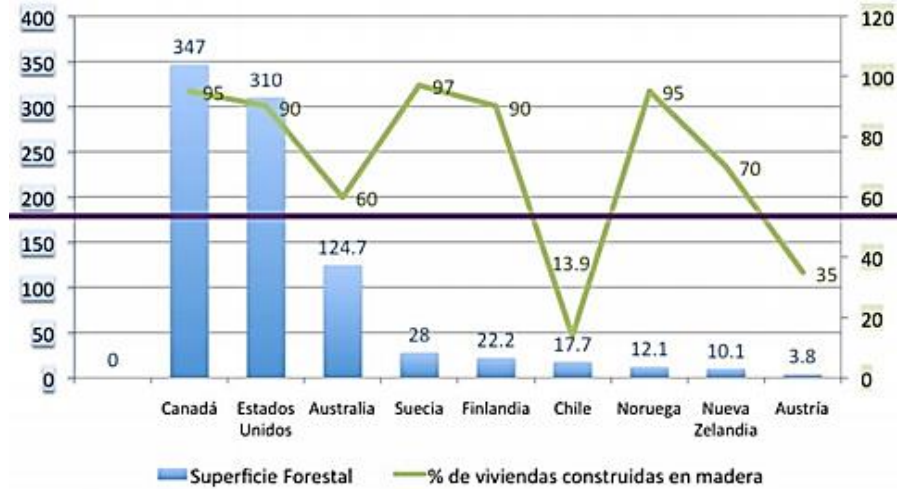


Figura 1.3 – Posición de Chile entre los países líderes en superficie forestal (millones de hectáreas), en relación con la construcción de viviendas en madera (%) [10].

Según González et al. (2015) [5], la baja construcción en madera en nuestro país se debe principalmente a los siguientes factores:

- Falta de un plan en la formación de alumnos de educación superior para el diseño y construcción en madera.
- Falta de normas o códigos para el diseño y construcción de estructuras de gran magnitud.
- Prejuicios y desconocimiento hacia la madera, al considerar que es un elemento peligroso, por ser combustible, quedar expuesta a la humedad y a bacterias.

Con el fin de promover el desarrollo de la madera procesada en Chile, es que se propone como prototipo de estudio una estructura híbrida compuesta por marcos LVL con riostras BRB, diafragmas de piso CLT y muros CLT postensados. El prototipo pretende mejorar lo presentado por Rubio (2020) [11], donde se identifican las siguientes debilidades encontradas: (1) sobredimensionamiento en el diseño de las riostras BRB, al considerar un bajo valor del factor de modificación de la respuesta estructural ($R_0 = 7$) según la norma NCh433.Of1996mod2012 [12], con deformaciones por carga axial cercanas al 46% (obtenida desde los análisis dinámicos no – lineales) de las deformaciones máximas de diseño [11]; y (2) desplazamientos residuales en los niveles superiores cercanos a los 1.6 [cm], que resultan de deformaciones remanentes en las riostras BRB. La mejora estudiada en este trabajo consiste en: (1) aumentar el factor de modificación de la respuesta estructural a $R_0 = 11$, correspondiente a Sistemas de Marcos Especiales a Momento (SMF) conformados por acero estructural; y (2) reducir el área de la sección transversal del núcleo de acero de las riostras BRB. De este modo, se pretende aumentar las demandas de deformaciones axiales en las riostras BRB, incrementar la incidencia de los muros de CLT en la capacidad de auto-centrado a la estructura y reducir los desplazamientos residuales que resultan de deformaciones remanentes en las riostras BRB.

Se considerará para el diseño investigaciones previas, normas y manuales internacionales vigentes de Canadá, Nueva Zelanda, Europa y EE. UU. Se realizará análisis lineales y no – lineales para evaluar la respuesta y el desempeño de la estructura propuesta, en ambas direcciones principales. Con lo anterior, se espera evaluar si el diseño propuesto se puede considerar aceptable, y que sea útil como sujeto de investigaciones futuras.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Proponer y analizar un edificio híbrido de madera, estructurada con marcos de LVL arriostrados con riostras de acero restringidas al pandeo (BRB), y diafragmas de piso CLT y muros mecedores postensados de CLT, mejorando el diseño propuesto por Rubio (2020) [11], al considerar: un factor de modificación de la respuesta estructural menos restrictivo, y modificaciones que aumenten la influencia de los muros en la respuesta sísmica no-lineal.

1.2.2. Objetivos Principales (específicos)

Objetivos específicos de este trabajo son los siguientes:

1. Estudiar el diseño de la estructura híbrida propuesta por Rubio (2020) [11], identificar los aspectos positivos encontrados, y proponer un nuevo diseño que comprenda la modificación del tamaño de ciertos elementos estructurales seleccionados, y de su disposición dentro de la estructura.
2. Realizar un análisis sísmico siguiendo los requisitos de la Norma Chilena NCh433.Of1996mod2012 [12].
3. Diseñar los elementos estructurales utilizando códigos de diseño chilenos e internacionales.
4. Realizar análisis dinámicos no-lineales de la estructura utilizando registros sísmicos y comparar las demandas obtenidas con las requeridas por la normativa.
5. Comparar los resultados entre lo propuesto en este trabajo y lo realizado por Rubio (2020) [11].
6. Identificar las inconsistencias y aspectos no cubiertos por la norma NCh433.Of1996mod2012 [12] en el diseño de edificios de madera y sugerir modificaciones de ser necesario.

1.3. Metodología de Trabajo

1. Estudio de las propiedades de resistencia y mecánicas de elementos de madera procesada tipo LVL y CLT, y de riostras de acero BRB.
2. Estudio bibliográfico de las normas de diseño sísmico de edificios NCh433.Of1996mod2012 [12], AISC341-16 [13] y normas internacionales de madera micro y contralaminada (LVL, CLT).
3. Recopilación de antecedentes de investigaciones numéricas y experimentales sobre estructuras híbridas de madera, y guías de diseño y manuales disponibles.
4. Proponer una estructura híbrida que mejore la propuesta de Rubio (2020) [11], considerando:
 - Un factor de modificación de la respuesta estructural según la norma NCh433.Of1996mod2012 [12], $R_o = 11$ ($R = 7$) en lugar de $R_o = 7$ ($R = 5.5$), utilizado para calcular el factor de reducción del espectro (R^*), y el coeficiente de corte basal máximo ($C_{máx}$).
 - La reducción del área de la sección transversal del núcleo de acero de las riostras BRB.
5. Análisis lineal elástico
 - Construcción del modelo con propiedades lineales – elásticas en el programa ETABS [14].
 - Aplicación de cargas permanentes y de uso determinadas según la NCh1537.Of2009 [15].
 - Análisis modal espectral según los requisitos de la Norma Chilena NCh433.Of1996mod2012 [12].
6. Diseño de los elementos estructurales según la normativa existente, proceso iterativo con lo propuesto en 4. y analizado en 5.
 - Marcos LVL.
 - Muros CLT postensados.
 - Diafragmas CLT.
 - Riostras BRB.
 - Conexiones
7. Análisis no – lineal
 - Construcción de un modelo de análisis plano (2D) en el programa Ruaumoko 2D [16].
 - Análisis cuasi-estático (análisis incremental o pushover) del modelo de la estructura.
 - Análisis dinámicos no-lineales (NLDA) utilizando registros sísmicos de terremotos chilenos y extranjeros.
8. Comparación de los resultados obtenidos en con los NLDA con las demandas de diseño obtenidas con el análisis modal espectral.
9. Comparación de los resultados obtenidos con los conseguidos por Rubio (2020) [11].
10. Conclusiones y recomendaciones para futuras investigaciones.

CAPÍTULO II: ANTECEDENTES

2.1. Madera Estructural

El concepto de madera estructural se identifica principalmente desde el punto de vista de su capacidad mecánica. Existen diversos tipos de clasificación mecánica, entre ellos se encuentran la vibración acústica, rayos-x y según su capacidad de resistir carga a flexión y/o compresión [17].

La madera sometida a cargas tiene un comportamiento denominado visco – elástico, el cual es explicado a través de un modelo de carga-desplazamiento-tiempo (ver Figura 2.4).

Una cierta carga es aplicada en el dominio elástico (desde t_0 a t_1), luego de eso es mantenida constante hasta el intervalo de tiempo t_2 , alcanzando en este punto su desplazamiento máximo ($u_{m\acute{a}x}$). A partir de t_2 , la carga aplicada es retirada y aparece un proceso de recuperación desde $u_{m\acute{a}x}$, hasta el instante t_4 donde aparece un desplazamiento de origen viscoso y permanente (u_v) [18].

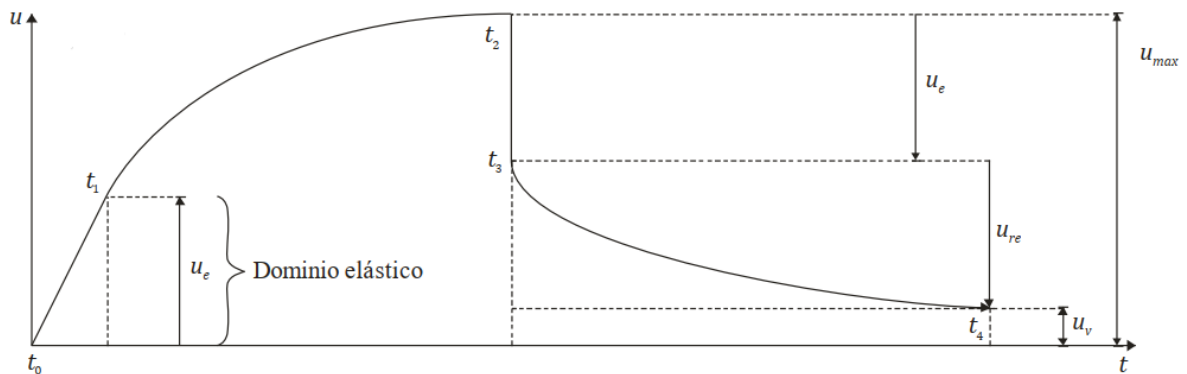


Figura 2.4 – Diagrama proceso carga-desplazamiento-tiempo [18].

En el contexto de este trabajo, la madera es definida bajo el concepto de material “ideal” y su comportamiento se restringe al dominio elástico de la curva de carga-desplazamiento-tiempo, según las siguientes hipótesis: (1) La madera es un sólido deformable con propiedades elásticas lineales; (2) La madera es un material macroscópicamente homogéneo, es decir las moléculas que conforman la pared celular (celulosas y ligninas) se aglomeran en fibrillas que van formando tejidos de tal modo que sus características físicas son constantes en el espacio; y (3) La madera posee características ortotrópicas con simetría geométrica, ya que, las relaciones esfuerzo-deformación son diferentes según las direcciones de análisis radial, longitudinal y transversal [19]. No obstante, solo se considera la resistencia mecánica de la madera paralela (en la misma dirección de la carga) o perpendicular a sus fibras. Según ensayos realizados a compresión por Díaz-Vaz & Cuevas [20], la resistencia es inversamente proporcional al aumento del ángulo de la fibra, entonces la mayor resistencia se obtiene paralela a la fibra.

El comportamiento elástico de la madera se ve afectado por las siguientes variables: (1) densidad (espesor de las paredes celulares de diferentes especies de árboles, defectos por nudos) [20], [21]; (2) contenido de humedad (grietas y alabeo por contracción debido a un secado demasiado rápido, pudrición) [22]; (3) larga exposición a un aumento de temperatura (efecto permanente para $100^{\circ}C \leq T \leq 200^{\circ}C$) [21].

2.2. Productos de Madera Procesada

Los productos de madera procesada o estructural pueden ser utilizados en un rango de sistemas de construcción residencial y comercial. Se mencionan en el Capítulo 1.1 algunos de ellos, como la madera microlaminada (LVL) y la madera contralaminada (CLT), los cuales pueden ser ocupados como sistemas de piso y techo, muros de gran altura, vigas y columnas. Todos ellos tienen en común satisfacer las necesidades estructurales como resistencia lateral y capacidad de carga [4].

2.2.1. Madera Microlaminada (Laminated Veneer Lumber, LVL)

El producto de LVL está formado por chapas de madera (láminas de madera seca) montadas una sobre otra y unidas entre sí por un tipo de adhesivo fenólico que proporciona una unión impermeable [23]. Generalmente se forman leños de espesor variable con las fibras de las láminas orientadas paralelas a la dirección longitudinal, dependiendo de las dimensiones deseadas para aplicaciones en construcción (vigas, columnas) [23], [24].

El proceso de manufactura de LVL presentado por la empresa europea Metsä Wood Kerto® se muestra en la Figura 2.5. Comienza con la selección de los troncos aserrados, que son remojados en tanques de agua caliente para mejorar el debobinado en el torno rotativo [25], [26].



Figura 2.5 – Proceso de manufactura de LVL según la empresa Metsä Wood Kerto® [25].

Desde el torno se obtienen láminas (chapas) de 3 [mm] de espesor dispuestas para el secado (10 minutos) hasta alcanzar un contenido de humedad bajo el 5% [23].

Posteriormente, las láminas se clasifican según la tecnología proporcionada por la empresa RAUTE mediante: (1) un sistema de análisis visual de defectos (Visual Defect Analyzer, VDA) que tiene incorporado una cámara a color, el cual verifica imperfecciones que resulten en una disminución de las propiedades mecánicas como nudos, agujeros, traslapos; (2) un sistema de medición del contenido de humedad (Moisture Veneer Analyzer, MVA) que puede actuar de forma independiente o integrado al VDA. El sistema realiza un barrido con luz infrarroja que penetra las láminas y mediante sensores en la parte inferior es posible calcular la humedad; y (3) un sistema de tecnología de microondas con una velocidad y un tiempo de propagación ultrasónico (Ultrasonic Propagation Time, UPT), el cual permite obtener la densidad y las propiedades de resistencia y rigidez [25], [27].

El proceso continúa con la incorporación del adhesivo fenólico ($\sim 30 [kg/m^3]$), seguido de un prensado en frío para una dispersión uniforme del adhesivo y un prensado con aplicación de calor ($\sim 15 - 90 [min]$) para una correcta adherencia, que da origen a los tableros de madera de $1200 [mm]$ de ancho, entre $18 - 25 [m]$ de longitud y hasta unos $90 [mm]$ de espesor [23]. Finalmente, los tableros son cortados según los requerimientos del cliente y despachados para su utilización [25].

Si bien los productos de LVL deben seguir los estándares relacionados a la normativa que cada país establezca, la empresa Kerto® se rige bajo el Eurocódigo 5. Como resultado el LVL es un producto uniforme, de baja variabilidad lo que permite un mejor control de la deformación [28].

La Tabla 2.2 para elementos de madera producidos en Europa por Kerto®, manufacturados por la filial Metsäliitto Cooperative, Metsä Wood [29] muestra que la resistencia a flexión (f_b) para LVL es más de seis veces mayor en comparación con la madera estructural Pino Radiata G1 ($H = 12\%$) y la propiedad de resistencia al corte (f_s) para LVL es mayor también en casi cuatro veces respecto este último.

Tabla 2.2 – Propiedades mecánicas para vigas LVL y madera estructural aserrada [23].

Vigas	$f_b [MPa]$	$f'_c [MPa]$	$f'_{c,90} [MPa]$	$f_t [MPa]$	$f_s [MPa]$	$G [MPa]$	$E [MPa]$
LVL S 48 P	48	29	6	35	4.2	600	13,800
Pino Radiata G1	7.5	7.5	2.5	5.0	1.1	650	10,000

El proceso de manufactura descrito en la Figura 2.5, también las propiedades mecánicas obtenidas desde ensayos son realizadas de acuerdo a los requerimientos de la EN 14374:2004 [30]. El diseño de los elementos, la resistencia al fuego, y los factores de durabilidad, humedad, de tamaño se obtienen mediante la EN 1995-1-1:2004+A2:2014 [31], la EN 1995-1-2:2004 [32] y la EN-1995-2:2004 [33].

El producto de LVL está presente desde la década de 1970 en EE. UU bajo investigación y desarrollo por la USDA Forest Products Laboratory. En 1975 la compañía finlandesa Metsä Wood desarrolla la primera línea de producción comercial de LVL en Europa y desde entonces produce a una capacidad de 4 millones de metros cúbicos por año [23].

En Chile la situación es muy distinta, la primera integración del concepto de LVL como elemento estructural fue a través del Instituto Forestal (INFOR) en el año 2005, se realizó un proyecto que incluía la manufactura, caracterización física y mecánica de tableros de LVL con el objetivo de desarrollar un producto de ingeniería en madera orientado a inducir nuevas tecnologías en empresas constructoras y homologar estándares internacionales [34].

Los tableros se confeccionaron de *Pinus radiata*, *Eucalyptus nitens* y una combinación de ambos según el proceso de manufactura para tableros contrachapados, con diferencia en las etapas de armado, prensado y tratamiento final del producto. Se realizaron ensayos de resistencia al corte, flexión, tracción y compresión siguiendo la metodología de las normas ASTM D 4761 y ASTM D 5456. Además, se realizaron ensayos por corte para medir la resistencia del adhesivo fenólico bajo las indicaciones de la ASTM D 2559 [34].

Los resultados indicaron que los tableros fabricados con *Eucalyptus nitens* presentaban un mejor comportamiento mecánico que las muestras de *Pinus radiata* y combinados. Con respecto al adhesivo, la resistencia al corte fue baja y las muestras presentaban altos porcentajes de desgarro, superiores a los establecidos por la ASTM D 2559 que inducían la falla de la madera, por lo que se tuvo que repetir los ensayos [34].

Finalmente se compararon los resultados con ensayos realizados en EE. UU a muestras de tableros confeccionados de *Souther Pine* y *Douglas Fir*, y en Nueva Zelanda con respecto al *Pinus radiata*. Se encontró que los tableros fabricados con pino y una mezcla presentaban un comportamiento mecánico parecido a los ensayados en EE. UU. Por otro lado, el comportamiento mecánico de los tableros producidos con *Eucalyptus nitens* presentaba valores muy próximos a los alcanzados por los estudios en Nueva Zelanda [34].

El proyecto iniciado por INFOR [34], también incluye un estudio económico por precio unitario de pie cúbico de LVL producido, alcanzando ingresos de aproximadamente tres veces el costo de producción. Esto sumado a los buenos resultados de resistencia alcanzado por los elementos, hace pensar que la industria de madera estructural de alta calidad en Chile se expandió en los últimos años.

En el año 2011, la empresa Grupo Nitens, junto a la Fundación para la Innovación Agraria (FIA) y el Ministerio de Agricultura presentaron los resultados del Programa de Innovación Territorial de *Eucalyptus Nitens*, el cual se planteó con la finalidad de incorporar esta especie a la economía forestal, específicamente para ser una alternativa viable al *Pinus radiata* en madera laminada [35]. El programa buscaba aumentar la rentabilidad en la cadena de producción, a través de múltiples usos como tableros de madera contrachapada (plywood) y de LVL para exportación principalmente a EE. UU y Australia [36]. Sin embargo, hasta la fecha no existe producción de LVL para uso estructural en Chile [37].

2.2.2. Madera Contralaminada (Cross – Laminated Timber, CLT)

El producto de CLT consiste en varias capas de tableros de madera, en que cada capa se dispone encolada sobre la otra capa de manera ortogonal, generalmente a través de una configuración cruzada de 90° como muestra la Figura 2.6.

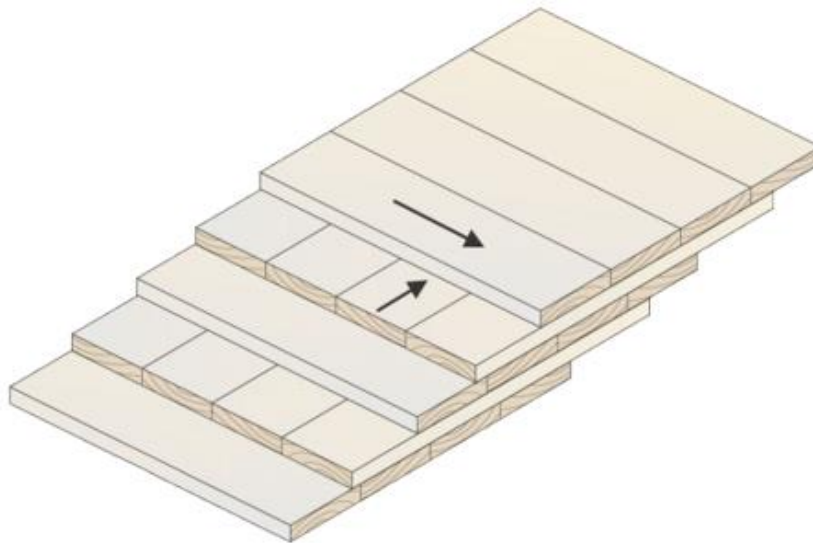


Figura 2.6 – Configuración cruzada de los tableros CLT dispuestos entre sí a 90° [38].

Los tableros de CLT son fabricados mayormente en un número impar de capas, usualmente de tres a siete capas para formar un elemento estructural monolítico de madera maciza [39]. Las fibras de las capas externas se orientan de manera paralela a las cargas, para de esta forma maximizar la capacidad de carga del tablero. De este modo el producto de CLT puede ser utilizado como muros, y sistemas de piso y techo [38].

El proceso de manufactura de CLT comienza con la selección de la madera, esta puede ser aserrada, estructural compuesta (Structural Composite Lumber, SCL) que incluye por ejemplo LVL o una combinación de ambas (ver Figura 2.7) [38]. En esta etapa se deben considerar tablas con el mismo contenido de humedad (12% – 14%) para evitar deformaciones diferenciales debido a la capacidad que tiene la madera de intercambiar humedad con el ambiente que la rodea (higroscopicidad) [5].

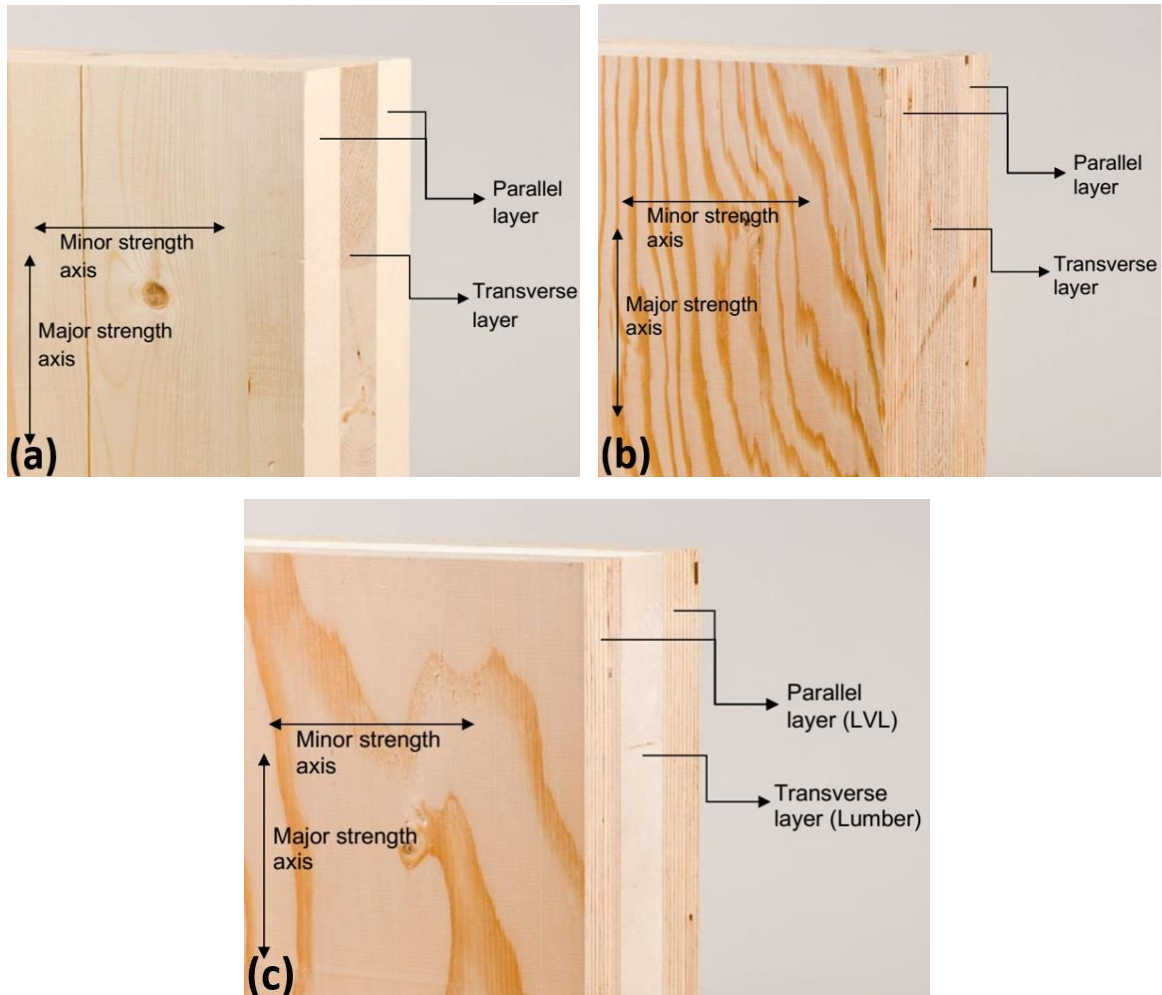


Figura 2.7 – Composición de tableros de CLT; (a) madera aserrada; (b) LVL; y (c) combinación de madera aserrada y LVL [38].

La clasificación se lleva a cabo: (1) de manera visual, para restringir la presencia de características que limiten las propiedades mecánicas como nudos, grietas o defectos; y (2) de manera mecánica, se establece una selección de acuerdo al grado estructural de la madera (obtenido desde ensayos) según los estándares utilizados por cada país [5]. Las propiedades mecánicas varían de un productor a otro y también por la calidad de las tablas utilizadas [38].

Posterior al proceso de selección, se agrupan de forma separada aquellas tablas que tienen un grado estructural mayor y una mejor clasificación visual, las cuales irán dispuestas en la dirección principal (mayor resistencia) y por otro lado se agrupan aquellas tablas que irán dispuestas en la dirección secundaria (menor resistencia) [39].

Las tablas de alta calidad son además ubicadas en las capas externas, y en lugares en que se conoce que irán las conexiones y las mayores solicitaciones para aumentar la efectividad de pernos y pasadores [5], [39]. Los espesores de las capas individuales de los tableros de CLT varían desde los 10 [mm] a los 40 [mm], mientras que el ancho varía desde los 30 [mm] a los 240 [mm] [38].

Hecha la clasificación y agrupación de las tablas, se procede al cepillado de las capas, donde se regularizan los espesores y se reactiva la superficie de la madera para mejorar el encolado. Luego las tablas son cortadas para darle el largo deseado [5], [38].

Para las tablas ya organizadas en capas, se lleva a cabo la aplicación del adhesivo (cola) utilizando generalmente pegamento adhesivo de poliuretano (PUR) o pegamento Fenol-Resorcinol-Formaldehído (PRF) [39]. La cola se aplica de forma hermética directamente desde el contenedor a través de líneas paralelas y se añade la capa superior de manera ortogonal [5].

Para la unión de las capas se puede utilizar el método por vaciado o el método por prensa hidráulica, en este último se aplica una mayor presión que en el vaciado, llegando a ser hasta de 6 [MPa], además se recomienda una temperatura de 15 °C durante el proceso de prensado para evitar tiempos muy grandes de secado [39].

El proceso de manufactura de CLT (ver Figura 2.8) finaliza con un lijado para regularizar el espesor del tablero, el corte apropiado según los requerimientos del cliente y el empaquetado para su distribución [5].

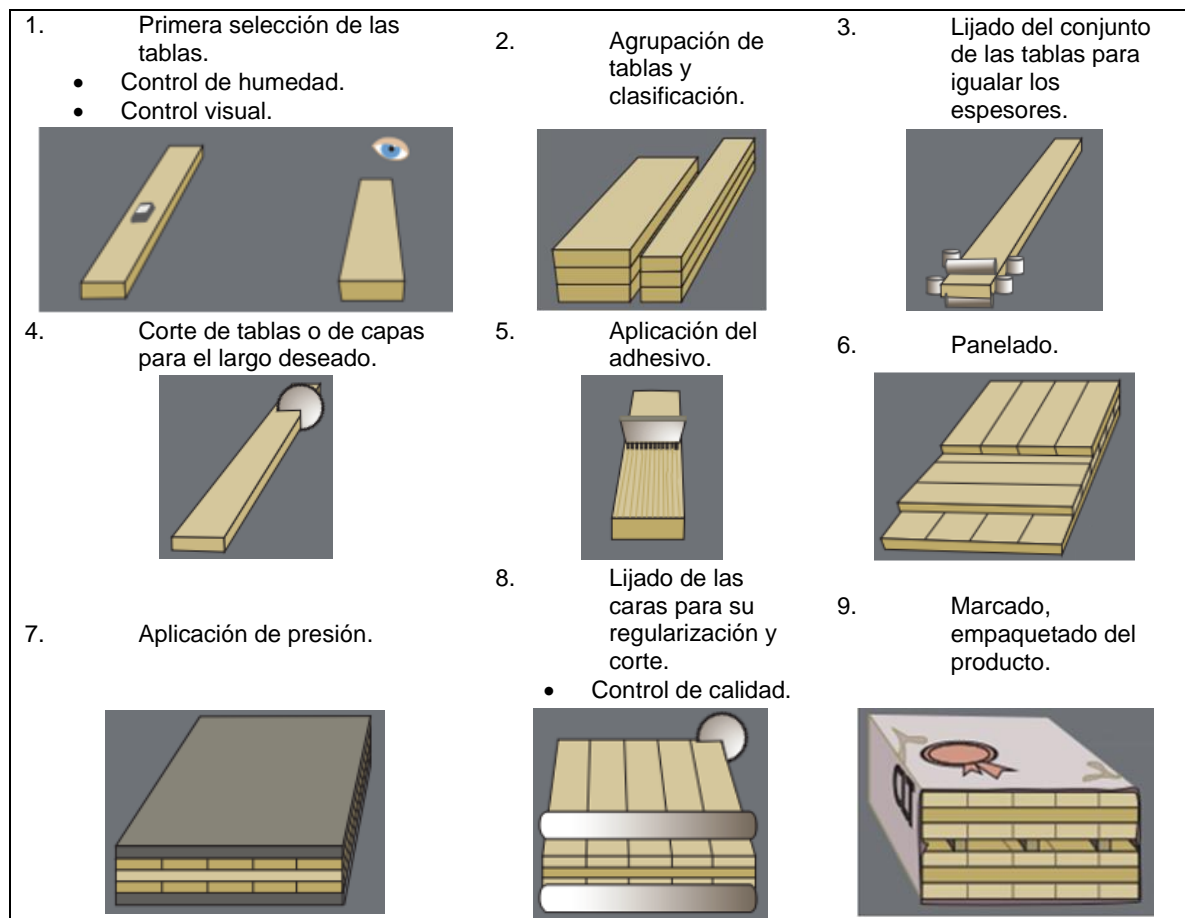


Figura 2.8 – Proceso de manufactura de CLT [38].

La utilización de los elementos de CLT (muros, sistemas de piso y techo) en estructuras ha aumentado significativamente en los últimos años, principalmente debido al comportamiento estructural, sísmico y de confort para el usuario, ya que, presentan una alta relación resistencia-peso específico; pueden ser utilizados como sumideros de CO_2 durante su vida útil; al ser prefabricados permiten disminuir los tiempos de instalación en una obra; y poseen una baja capacidad de transferir calor (transmitancia térmica), que resulta en una mejor aislación térmica [5], [40].

Según la American Institute for Timber Construction (AITC) [41], la madera procesada tipo CLT tiene un buen comportamiento con respecto al fuego. En un ensayo realizado al cabo de 30 minutos la madera conserva un 75% de su resistencia sobre los $815\text{ }^\circ\text{C}$, mientras que el acero pierde más de un 90% de su resistencia sobre los $750\text{ }^\circ\text{C}$. La razón es que la madera consumida por el fuego se carboniza (pirólisis) y se genera una capa aislante de calor que protege a las capas interiores.

La empresa austríaca KLH® indica la tasa de carbonización del tablero de CLT según el lado que esté expuesto al fuego y se rige según las especificaciones de la EN 1995-1-2:2004 [32], siendo de 0.65 [mm/min] para un elemento de piso [42].

La Tabla 2.3 para tableros de CLT producidos por la empresa canadiense Structurlam muestra que la resistencia a flexión en la dirección principal ($f_{b,0}$) es casi tres veces mayor en comparación a la dirección secundaria ($f_{b,90}$). De manera similar ocurre con las demás resistencias a compresión ($f_{c,0}$) y tracción ($f_{t,0}$).

Tabla 2.3 – Propiedades mecánicas especificadas por Structurlam para cada capa longitudinal y ortogonal [40].

Grado CLT	Dirección Principal (capas longitudinales)						Dirección Secundaria (capas ortogonales)					
	$f_{b,0}$ [MPa]	E_0 [MPa]	$f_{t,0}$ [MPa]	$f_{c,0}$ [MPa]	$f_{cp,0}$ [MPa]	$f_{s,0}$ [MPa]	$f_{b,90}$ [MPa]	E_{90} [MPa]	$f_{t,90}$ [MPa]	$f_{c,90}$ [MPa]	$f_{cp,90}$ [MPa]	$f_{s,90}$ [MPa]
E1M5	30.4	12,400	17.7	19.9	6.5	0.5	11.8	9,500	5.5	11.5	5.3	0.5

En edificios contruidos por elementos de CLT sometidos a cargas laterales, son los diafragmas de piso y techo quienes transfieren los esfuerzos de corte de cada nivel de piso a los sistemas resistentes verticales (muros) que se encuentran por debajo [38]. El diseño de las estructuras de CLT se simplifica si se asume un comportamiento de diafragma rígido, esto normalmente se justifica por el tamaño limitado de los tramos de piso, por tener una geometría de piso regular y por utilizar una suficiente sobrerresistencia para el diseño de los diafragmas [43].

La resistencia al corte de los muros de CLT está gobernada por la resistencia al corte de las conexiones entre el muro y las fundaciones o sistemas de piso, ya que, los muros y diafragmas son diseñados para mantenerse en el rango elástico y sean las conexiones las que permitan la disipación de energía [38].

La historia de la madera contralaminada comienza en la década de 1990 cuando la industria maderera de Austria y el sur de Alemania emplearon nuevas técnicas al cultivo para obtener una producción continua y sostenible. Se forma la Asociación Austríaca de Industrias de la Madera que bajo el nombre de ProHolz junto con el Institute of Timber Engineering and Wood Technology de la Graz University of Technology desarrollan el primer tablero contralaminado [39]. En Europa las primeras actividades de estandarización de CLT comienzan en 2008 y a partir del 2015 surge la primera normativa de clasificación y diseño de productos de CLT (EN 16351:2015) [44].

En Norteamérica (EE. UU y Canadá) en el año 2012 por medio de The Engineered Wood Association (APA) se publican los estándares de clasificación y certificación de productos de madera procesada

(ANSI/APA PRG 320), aprobados por el American National Standards Institute (ANSI) [45]. Los estándares de diseño de CLT en Norteamérica, se rigen según los códigos de cada país. En EE. UU es a través de la National Design Specification for Wood Construction (NDS: 2018) y en Canadá se realiza por medio de la Canadian Standards Association (CSA 086-14) [45].

En Chile entre los años 2012 a 2015, la Universidad de Santiago de Chile (USACH) ha ejecutado dos proyectos financiados por InnovaChile de CORFO, en el marco del Programa Estratégico ‘Construye 2025’, que tiene como objetivo promover el uso de la madera en edificios de mediana altura a través de una construcción sustentable e industrializada [5]. La primera etapa contempló la fabricación y caracterización físico – mecánica de paneles de CLT, posteriormente se elaboró un anteproyecto normativo que permite regular su uso. En la segunda etapa se realizaron ensayos para determinar las propiedades mecánicas ante solicitaciones estáticas y dinámicas. Con los resultados obtenidos de los análisis sísmicos se propuso un valor para el factor de modificación de la respuesta $R = 2.0$ para ser añadido a la NCh433 y así mantener el valor máximo admisible de desplazamiento relativo [5].

Sin embargo, una normativa y/o manuales que regulen la manufactura y el diseño de CLT aún no se han elaborado.

2.3. Muros de CLT Postensados (Pres-Lam CLT)

El muro mecedor de CLT postensado presentado en la Figura 2.9a consiste en una barra (o cable) postensada anclada desde la parte superior del muro hasta el sistema de piso o fundación debajo del muro, que usualmente se combina con dispositivos de disipación de energía (fusibles) ubicados en la parte inferior del muro [46].

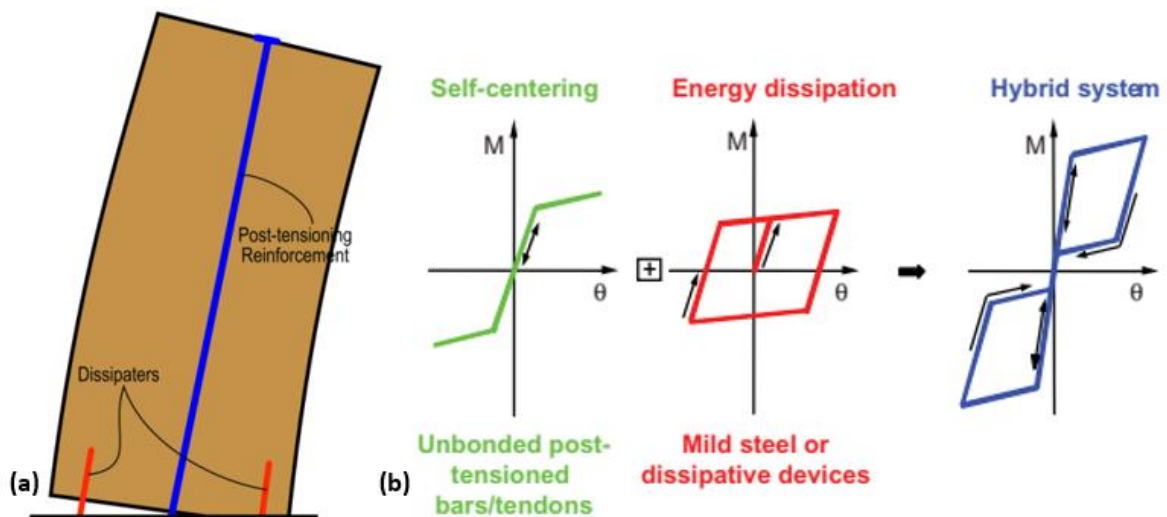


Figura 2.9 – Muro de CLT postensado: (a) Mecanismo típico de balanceo de un muro mecedor [6]; y (b) comportamiento histerético en forma de bandera [47].

El sistema es diseñado para resistir las cargas laterales, minimizando su daño y asegurar retome a su posición original después de un evento sísmico (no se producen desplazamientos residuales), para ello la barra postensada contribuye al recentrado del sistema permitiendo que el muro de CLT permanezca elástico, mientras que los fusibles son diseñados reduciendo la sección transversal en la parte central para inducir la fluencia y de este modo concentrar la deformación inelástica. Como consecuencia el sistema experimenta un movimiento de “balanceo controlado” [6],[48].

En la Figura 2.9b tomada de Iqbal et al. (2015) [6] se muestra que la combinación de la barra postensada y los fusibles generan un comportamiento histerético en forma de bandera típico de estos sistemas híbridos.

En la década de 1990, se investigaron por primera vez soluciones innovadoras con elementos postensados capaces de alcanzar un alto desempeño, minimizando el daño estructural ante eventos sísmicos [49]. Dirigido por Priestley (1991) [50] en coordinación con University of California (San Diego) se desarrolla un programa de investigación denominado Sistemas Estructurales Sísmicos Prefabricados (Precast Seismic Structural Systems, PRESSS), cuyo propósito era generar recomendaciones para el diseño sísmico de edificios construidos con hormigón prefabricado y que culminó con una prueba pseudo-dinámica de un edificio de cinco pisos a una escala de 2/3 del tamaño real.

Los resultados del programa indicaron un comportamiento dúctil adecuado basado en la deformación plástica de los disipadores (fusibles), que diseñados de acuerdo con los principios de diseño por capacidad protegen todo el sistema de mecanismos inelásticos no deseados en los elementos estructurales que se pretenden mantener elásticos [51].

Posteriormente las investigaciones hechas en hormigón prefabricado fueron realizadas de forma análoga en estructuras de acero demostrando que PRESSS era independiente de las propiedades de los materiales utilizados [52].

En años recientes, la tecnología PRESSS fue extendida a la madera estructural por Palermo et al., (2005) [53]. El sistema fue referido como un sistema de Madera Laminada Preesforzada (Prestressed Laminated Timber, Pres-Lam) que consiste en marcos o muros de gran longitud fabricados con productos de madera procesada, tales como madera microlaminada (LVL) y madera contralaminada (CLT) [51].

Entre los años 2005 y 2006, Palermo et al. (2006) [51] realizaron pruebas a un muro postensado de LVL conectado a una fundación de hormigón. Para el espécimen se consideraron diferentes variaciones de postensado, además dos opciones de disipación de energía: (1) barras de acero internas pretensadas de $\varnothing 16$ [mm] ubicadas desde la parte superior del muro hasta la fundación, las barras fueron reducidas a $\varnothing 12$ [mm] en una longitud de 200 [mm] para inducir la disipación de energía; y (2) bloques de LVL de 63 [mm] de espesor con barras postensadas insertadas de $\varnothing 6$ [mm] se fijaron al espécimen a través de placas apernadas [51]. El muro fue sometido a pruebas cíclicas cuasi-estáticas y pseudo-dinámicas, los resultados indicaron altos niveles de ductilidad en los disipadores, insignificantes deformaciones residuales y no se presentaron daños en el muro [51].

Ya en la actualidad, la empresa FPIInnovations ha adquirido los derechos de propiedad intelectual del sistema Pres-Lam para su uso en Canadá y EE. UU. En el año 2018 desarrollaron un proyecto para cuantificar el desempeño estructural de muros de madera procesada (LVL, CLT) ante cargas laterales. Un total de 17 pruebas fueron realizadas para determinar sus propiedades de carga-deformación [54]. Los muros fueron diseñados con cables postensados interiores, y con o sin la incorporación de dispositivos de disipación de energía. La Figura 2.10 muestra un muro postensado de CLT con dos dispositivos de disipación de energía en su parte inferior y un cable postensado en su parte interior con variaciones en la carga de postensado. Se realizaron ensayos de carga monotónicas y cíclicas para registrar el comportamiento de la estructura ante la falla de sus elementos.

Los resultados mostraron que para muros de CLT sujetos solo a postensado se tuvo un comportamiento no lineal elástico. Para muros con y sin dispositivos de disipación de energía, la degradación de la resistencia durante las pruebas cíclicas fue baja, por lo tanto, el daño estructural infligido fue mínimo [54].

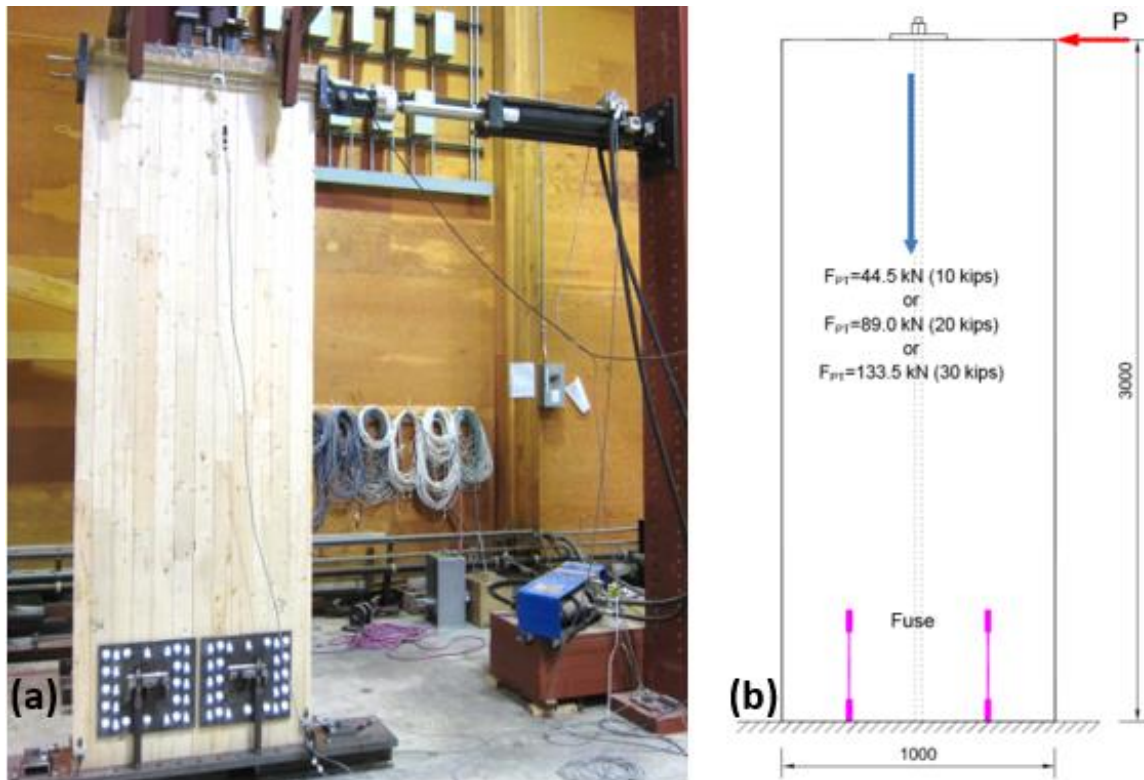


Figura 2.10 – Muro de CLT postensado con dispositivos de disipación de energía: (a) Ensayo de carga lateral; y (b) diferentes niveles de carga de postensado [54].

En las pruebas se registraron cuatro principales modos de falla, que incluyen la fluencia y el pandeo de los fusibles, la separación y el aplastamiento de la madera, y el pandeo de la madera en la capa exterior del muro de CLT. La falla de los fusibles se alcanza durante los primeros ciclos de carga según lo esperado por diseño, mientras que los demás modos de falla ocurrieron cuando el desplazamiento relativo o *drift* de entre piso alcanzó o superó el 2.5% [54].

Como los fusibles son los elementos sacrificados en el sistema Pres-Lam, se prefiere que estos sean dispuestos de forma externa en el muro para hacer más fácil el reemplazo después de un evento sísmico, esto incluso si se considera que para su construcción se requiere un costo más elevado en comparación a los dispositivos internos [51].

2.4. Riostras Restringidas al Pandeo (Buckling Restrained Braces, BRB)

En un sistema convencional de Marco Arriostrado Concéntrico Especial (Special Concentric Brace Frame, SCBF) las riostras (diagonales) entregan una fuente de rigidez lateral en el rango elástico y de disipación de energía en forma de histéresis. De este modo los desplazamientos se mantienen dentro de los niveles tolerables, y por lo tanto se disminuye el daño en los elementos del sistema estructural principal [55], [56].

Cuando las riostras se encuentran sometidas a ciclos de carga axial en compresión y tracción, el gran problema que presentan los sistemas SCBF es el pandeo global por compresión de la riostra, ya que no se alcanza la fluencia, por lo que se disminuye de forma abrupta la capacidad de resistencia y rigidez de la riostra, y puede inducir una falla por fatiga [57].

En cambio, en el sistema de Marco Arriostrado con Riostras de Pandeo Restringido (Buckling Restrained Braces Frame, BRBF) las BRB pueden desarrollar la fluencia tanto en tracción como en compresión. Esto genera ciclos de histéresis estables y robustos en ambas direcciones de carga axial (ver Figura 2.11b), lo que aumenta la capacidad de disipación de energía y la ductilidad [56].

La Figura 2.11, adaptada de Clark et al. (2000) [58] muestra que las riostras de pandeo restringido están formadas por: (1) un núcleo de acero que soporta la carga axial; (2) un tubo de acero relleno de hormigón (o mortero) que proporciona soporte lateral al núcleo y evita el pandeo global; y (3) una capa delgada de material anti – adherente entre la interfaz núcleo de acero/hormigón que elimina la transferencia de corte durante el alargamiento del núcleo, permitiendo la expansión transversal del núcleo cuando se encuentra en compresión [55]. De este modo el núcleo de acero tiene la capacidad de contraerse y alargarse libremente dentro del conjunto de tubo de acero relleno con mortero.

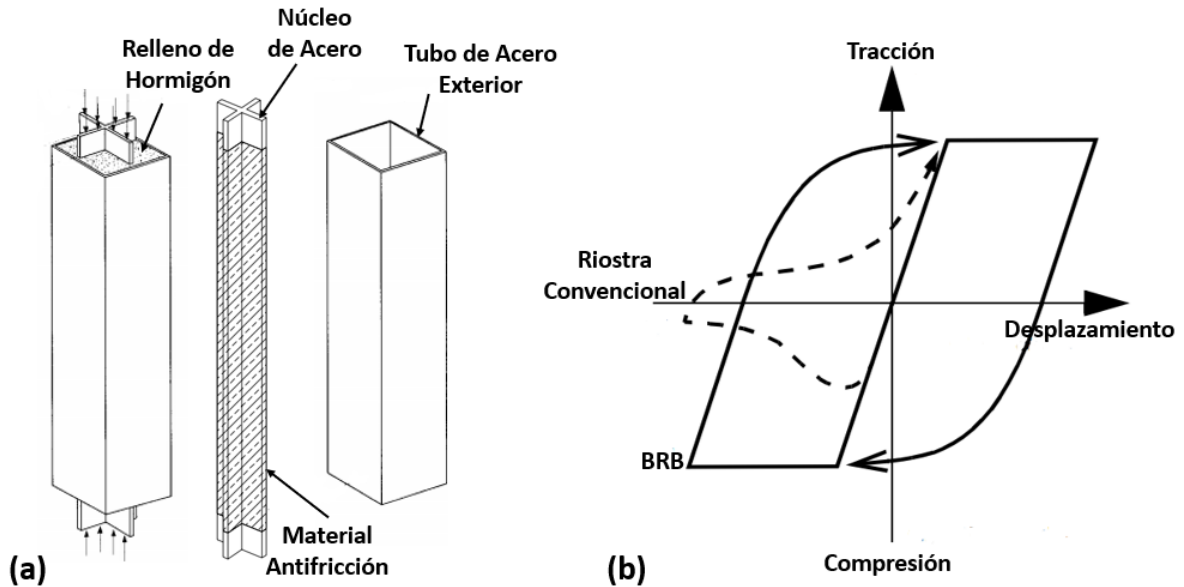


Figura 2.11 – Riostra Restringida al Pandeo (BRB): (a) Esquema del mecanismo de disipación de energía; y (b) comportamiento fuerza axial – desplazamiento [58].

La Figura 2.12 tomada de Black et al. (2002) [59] muestra las tres zonas en que se divide el núcleo de acero: (1) zona de conexión (L_{con}), se considera una mayor sección transversal y atiesadores que entreguen un soporte lateral para que la conexión de la riostra al marco a través de una placa metálica se mantenga elástica; (2) zona de transición (L_{tr}), los atiesadores se extienden hasta esta zona para evitar inestabilidades por pandeo global (o local); y (3) zona de fluencia (L_i), el área transversal del núcleo de acero se reduce para inducir la fluencia en esa zona y de este modo disipar energía. La longitud de fluencia debe limitarse para evitar los efectos de pandeo global [60].

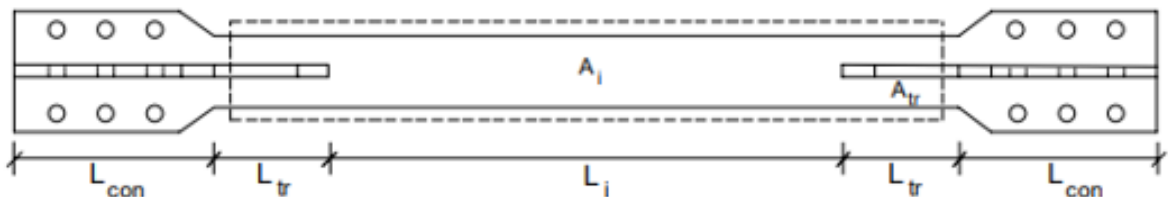


Figura 2.12 – Sección Longitudinal del núcleo de acero [59].

Con respecto a la geometría del núcleo de acero y la forma del tubo, la Figura 2.13 tomada de Della Corte et al. (2011) [61] muestra las secciones transversales que se han utilizado en las investigaciones analíticas y experimentales.

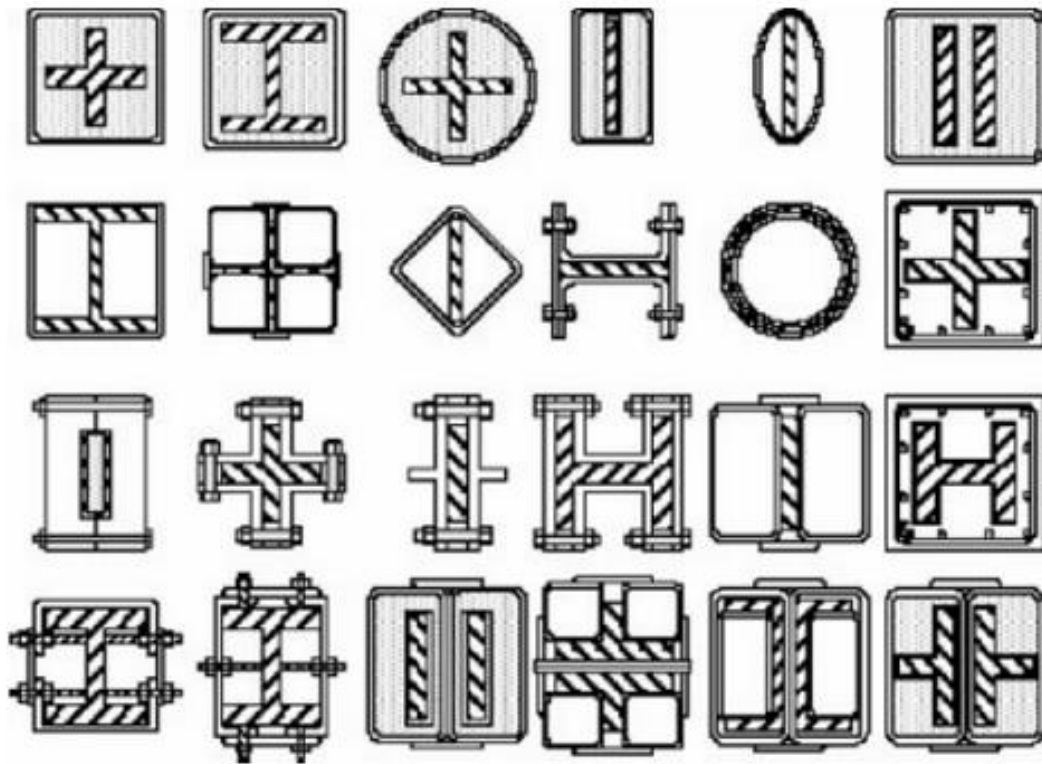


Figura 2.13 – Secciones transversales de BRB [61].

El concepto de lo que hoy se conoce como riostra restringida al pandeo fue desarrollado por un equipo de investigadores en Japón (Watanabe et al. (1988), Wada et al. (1989) y Watanabe et al. (1992)), en coordinación con Nippon Steel Corporation y lo denominaron Unbonded Brace™ [55].

El equipo de investigación llevó a cabo cinco pruebas, donde todas las riostras tenían el mismo tamaño del núcleo de acero, pero con diferentes configuraciones para el tubo de acero exterior. El objetivo de las pruebas fue estudiar el efecto que tenía variar la sección transversal del tubo exterior en la capacidad de carga axial del núcleo de acero [59].

Las diferentes configuraciones de los tubos exteriores proporcionaron niveles de rango de estabilidad de pandeo que van desde la mitad de la carga de fluencia del núcleo de acero (P_y) hasta sobre tres veces la carga de fluencia ($0.55 \leq P_e/P_y \leq 3.53$), donde P_e es la resistencia de pandeo elástico de Euler del tubo exterior. Los resultados de los experimentos mostraron que la carga axial completa del núcleo de acero se puede desarrollar independientemente de la configuración del tubo exterior siempre que el tubo proporcione suficiente resistencia al pandeo, es decir el rango de estabilidad de pandeo debe ser al menos $P_e/P_y > 1.0$ [59].

En Chile, en el año 2015 se realizó la primera aplicación de un sistema estructural con BRB en un equipo minero de tostación de 26.5 [m] de altura (ver Figura 2.14). El objetivo era disminuir la demanda de corte basal obtenida preliminarmente con la incorporación de riostras convencionales para cumplir con los requisitos dentro de los márgenes aceptados por el fabricante [56].

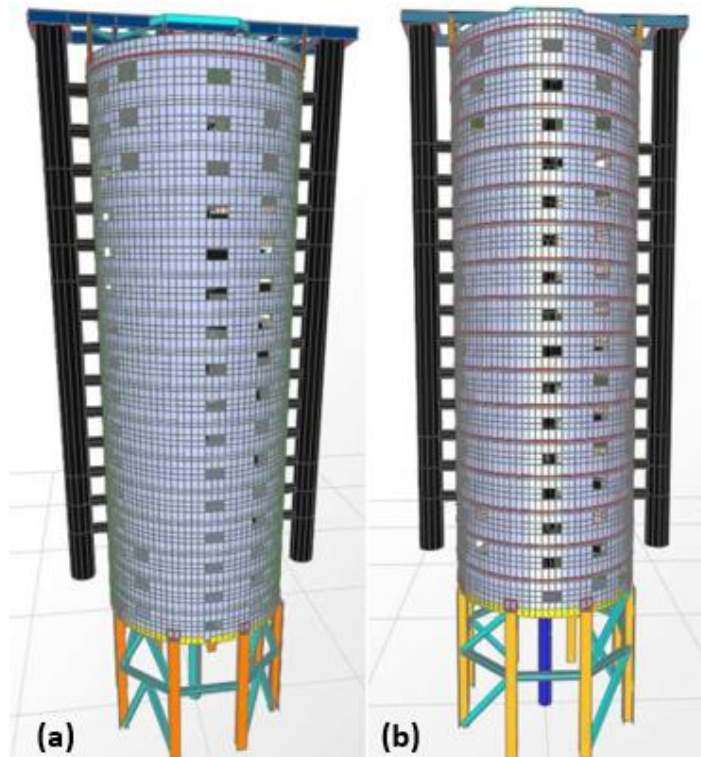


Figura 2.14 – Sistema estructural analizado: (a) estructura con riostras convencionales; y (b) estructura con BRB [56].

El diseño de los dispositivos BRB fue realizado según las especificaciones de la ANSI/AISC 341-10 [62]. Este código de diseño considera que la deformación axial del núcleo de acero de la BRB debe ser como mínimo el mayor entre, un *drift* de entre piso igual al 2% o dos veces el *drift* de entre piso de diseño obtenido desde el análisis modal espectral. Además, se consideraron los factores por aumento de la resistencia más allá de la fluencia (post-fluencia) (ω) y por expansión lateral del núcleo en compresión (β), los cuales se solicitaron al proveedor [56].

Dentro de las conclusiones se estableció que la incorporación de BRB disminuyó la demanda de corte basal en un 55% con respecto al sistema con riostras convencionales, también que la demanda inelástica se concentró en las BRB y el resto del sistema sismorresistente presentó un comportamiento elástico [56].

Una ventaja económica que presentan los dispositivos BRB en estructuras de marcos, es que la disminución del corte basal implica la reducción del tamaño de las vigas y columnas, lo que también proporciona un ahorro económico en las fundaciones [57].

2.5. Estructuras Híbridas de Madera

En estructuras de madera la fuente de ductilidad y de capacidad de disipar energía recae en las conexiones de los elementos, generalmente placas apernadas o clavadas. Sin embargo, bajo ciclos de carga repetitivos, la rigidez y la disipación de energía de las conexiones disminuye gradualmente, provocando un aumento de los desplazamientos en la estructura [6]. Para aumentar el desempeño, se ha investigado el uso de la madera junto a otros materiales estructurales (acero y hormigón), dando paso al término de ‘Estructuras Híbridas de Madera’ [7].

La construcción de estructuras híbridas de madera en regiones sísmicas (Canadá, EE. UU., Europa, Japón y Nueva Zelanda) ha aumentado significativamente en las últimas décadas, principalmente son edificios de mediana altura limitados por las normativas de cada país, aunque recientemente se destaca la construcción a gran altura del edificio residencial Brock Commons [9].

La mayor parte de las estructuras híbridas construidas en el mundo hasta el 2017 se encuentran en la Tabla 2.4 tomada de Quintana et al. (2021) [9], se aprecia la variabilidad que existe en el uso de madera procesada (Glulam, LTF, LVL, CLT), la inclusión de dispositivos de disipación de energía (BRB), elementos que permiten el recentrado (PRESS-Lam) y los materiales de construcción clásicos (acero y hormigón).

Tabla 2.4 – Estructuras híbridas construidas en el mundo [9].

Name	Year Const.	Number of storeys	Location	Hybrid system
Gulf View Towers	1995	10	Auckland, New Zealand	LTF, steel-reinforced LTF, and 5-storey RC podium
Scotia Place	2000	12	Auckland, New Zealand	Steel framing and glulam floor diaphragms
N/A	2004	7	Wellington, New Zealand	LTF, steel K-braces, 1-storey RC podium
Kanazawa M Bldg.	2004	5	Kanazawa, Japan	Glulam frames, steel frames, 1-storey RC podium
NMIT Art & Media Building	2010	3	Nelson, New Zealand	PRES-LAM walls and frames
Kasukabe Convention Hall	2011	6	Kasukabe, Japan	LTF, LVL walls; 4-storey RC podium
Wood Square	2012	4	Koshigaya, Japan	Glulam frames, and steel frames
LCT One	2012	8	Dornbirn, Austria	Glulam frames and walls; RC walls
LCT Two	2012	6	Montafon, Austria	Glulam frames and walls; RC walls
Ex-St. Elmo	2013	6	Christchurch, New Zealand	PRES-LAM frames with RC columns and base isolation
N/A	2015	5	Trento, Italy	LTF and RC walls
N/A	2015	5	Trento, Italy	CLT panels and RC walls
Brock Commons	2017	18	Vancouver, Canada	CLT panels; glulam frames; RC 1-storey podium and walls
Carbon 12	2017	8	Portland, United States	Glulam frames, CLT floors and BRB-braced steel frames

El edificio 'Carbon12' (ver Figura 2.15), ubicado en Portland, Oregon finalizó su construcción en el año 2017, cuenta con 8 pisos y una altura de ~ 26 [m] convirtiéndose en el edificio híbrido de madera más alto de los EE. UU. La altura para edificios de madera en construcciones Tipo III-A (edificios mixtos de materiales combustibles y no-combustibles) está limitada a 5 pisos. Como la estructura superaba esta cantidad, el Estado de Oregon autorizó la construcción siguiendo las especificaciones del Código de Construcción Internacional (IBC) en la sección 104.11 para Materiales Alternativos y Métodos Requeridos (AMMR) [63].

La estructura está compuesta de un núcleo de marcos de acero arriostrados con BRB (BRBFs), vigas y columnas de Glulam y diafragmas de piso de CLT (idealizados como completamente rígidos). Las cargas laterales sísmicas y de viento son transferidas desde los diafragmas de CLT hacia los BRBF, y estos hacia las fundaciones. Dada la alta sismicidad de la zona donde se encuentra el 'Carbon12' los marcos de Glulam fueron diseñados para mantenerse elásticos ante *drifts* de piso del 2% impuesto por los códigos [63].

Adicionalmente a la propuesta de incorporar la madera como material sustentable, el edificio 'Carbon12' presenta paneles solares en el techo, y sistemas de alerta y monitoreo de terremotos [63]

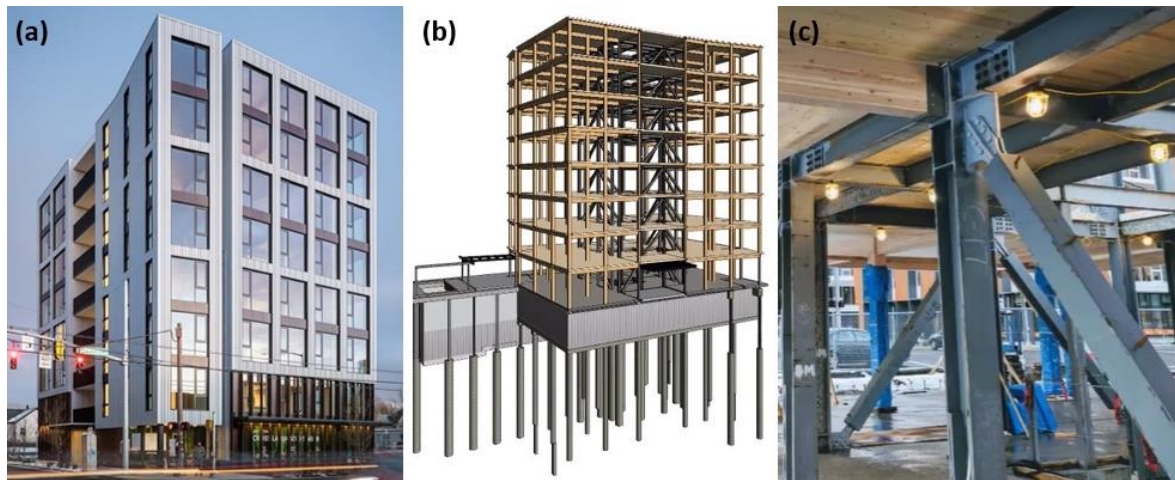


Figura 2.15 – Edificio Carbon12: (a) Fachada del edificio; (b) modelo estructural; y (c) Núcleo de BRBFs [64].

El edificio residencial 'Brock Commons' mostrado en la Figura 2.16 completó su construcción en el año 2017 y es el edificio híbrido de madera construido en una región sísmica más alto del mundo. Ubicado en la University of British Columbia en Vancouver, Canadá alcanza una altura de 53 [m] con un total de 18 pisos. La estructura incluye un primer piso de hormigón armado y una superestructura de 17 pisos construida con muros centrales de hormigón armado como fuente principal de soporte ante cargas laterales sísmicas y de viento, columnas y vigas tipo Glulam y paneles de piso de CLT, excepto en el piso superior donde se utilizó marcos de acero [65].

La construcción del edificio se encontraba limitada a 6 pisos de altura por el Código de Construcción de British Columbia (BCBC, 2012). Ante esto el Gobierno Provincial de British Columbia aprobó un permiso especial para que el proyecto fuera diseñado de acuerdo con el National Building Code of Canada (NBCC 2015) [66]. El principal impacto que produjo este requerimiento fue aumentar los valores de aceleración sísmicos aplicables a la estructura en un 50% con respecto al BCBC, 2012 [65].

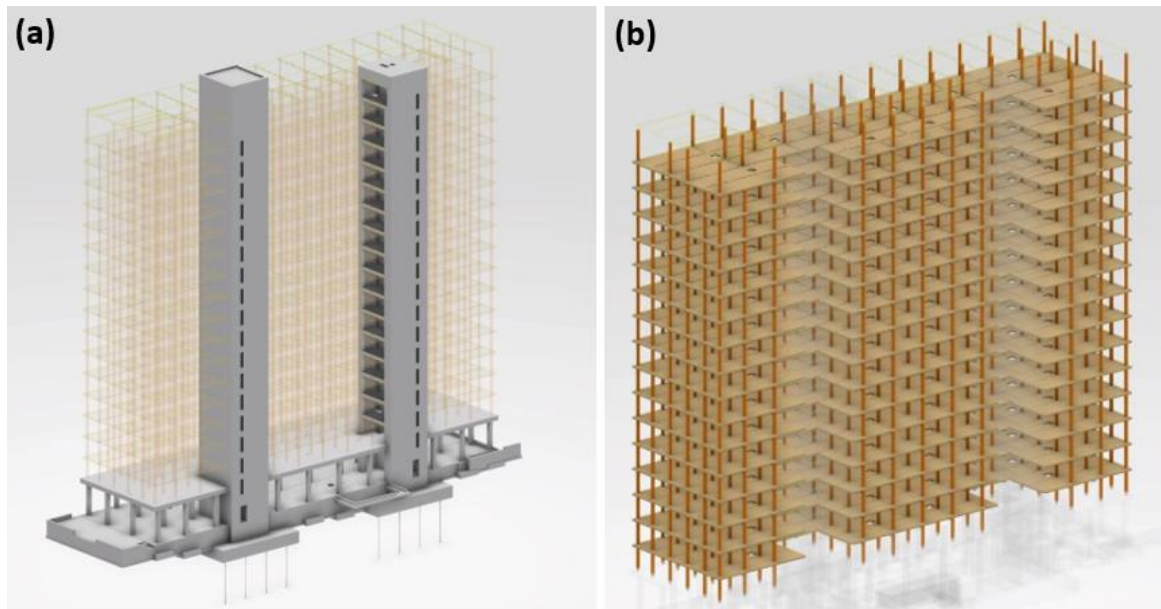


Figura 2.16 – Edificio Brock Commons: (a) Primer piso y muros centrales de hormigón armado; y (b) marcos de madera tipo Glulam y paneles de CLT [65].

Como una forma de comprender el comportamiento futuro del ‘Brock Commons’ y también servir de investigación para la aplicación de nuevas estructuras híbridas de madera, es que el edificio cuenta con (1) acelerómetros que permiten determinar in situ valores de amortiguamiento para el cálculo de la aceleración dinámica del viento; (2) sensores ubicados en los muros centrales de hormigón armado para medir el ángulo de inclinación ante un evento sísmico; (3) potenciómetro de cuerdas, los cuales miden el acortamiento axial de las columnas entre dos pisos consecutivos debido a las cargas gravitacionales; y (4) medidores de humedad instalados en los paneles de CLT para proporcionar una línea de tiempo efectiva del contenido de humedad desde la manufactura hasta la vida útil del edificio [65]. La incorporación de elementos prefabricados como CLT y Glulam permitió una rápida instalación en terreno, garantizar menos trabajo de reparación y disminución de los errores de planificación. El proceso de construcción se aceleró y los costos del proyecto demostraron ser competitivos a edificios de hormigón armado [65].

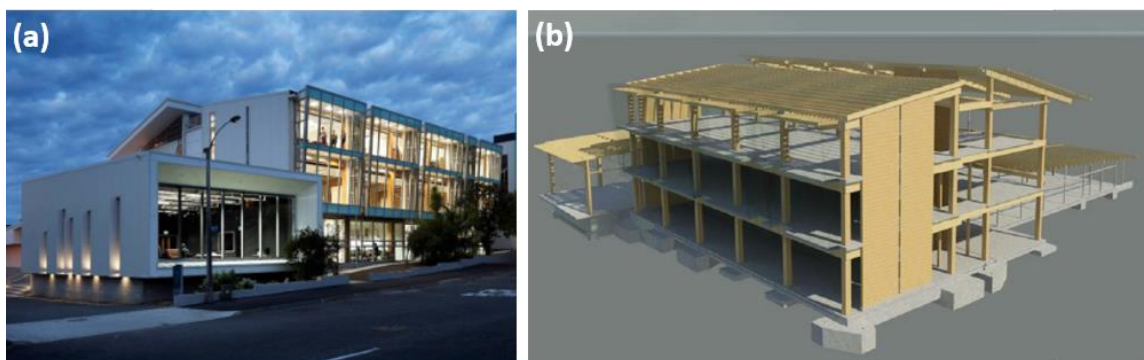


Figura 2.17 – Edificio NMIT Arts and Media: (a) Fachada del edificio y (b) Vista en 3D del sistema estructural [67].

El edificio NMIT Arts & Media (ver Figura 2.17) de tres pisos de altura fue construido en el año 2010 en la ciudad de Nelson, Nueva Zelanda y es el primer proyecto en utilizar de forma comercial la tecnología PRESS-Lam [67].

La estructura consta de: (1) muros postensados de LVL con acero de alta resistencia, acoplados mediante placas en forma de U que permiten al sistema disipar la energía sísmica; (2) vigas y columnas de LVL unidas por una conexión rotulada, con la habilidad de deformarse elásticamente y acomodarse al movimiento lateral del edificio; y (3) sistema de piso tipo *Potions Panels* que consiste en dos vigas de LVL de $360 \times 90 [mm^2]$ unidas a una losa de LVL de $36 [mm]$ más un topping de hormigón armado de $75 [mm]$ que proporciona una mejora acústica, un aumento en el desempeño ante el fuego y permite analizar los paneles de piso como un diafragma rígido [67].

Con base en las estructuras híbridas de madera mencionados anteriormente, Rubio (2020) [11] planteó como caso de estudio un edificio de 12 pisos formado por muros postensados interiores de CLT, marcos de LVL con algunos vanos arriostrados con BRB o riostras equipadas con 'Shape Memory Alloys' (SMA). Mientras que para el sistema de piso presenta una losa de CLT de $24.5 [cm]$ más un *topping* de hormigón de $5 [cm]$ [11]. El diseño elástico de la estructura siguió los requerimientos de la norma NCh433.Of1996 mod.2012 [12] y fue modelado en el programa ETABS [14], mientras que el análisis no – lineal se llevó a cabo en el programa Ruaumoko 2D [16].

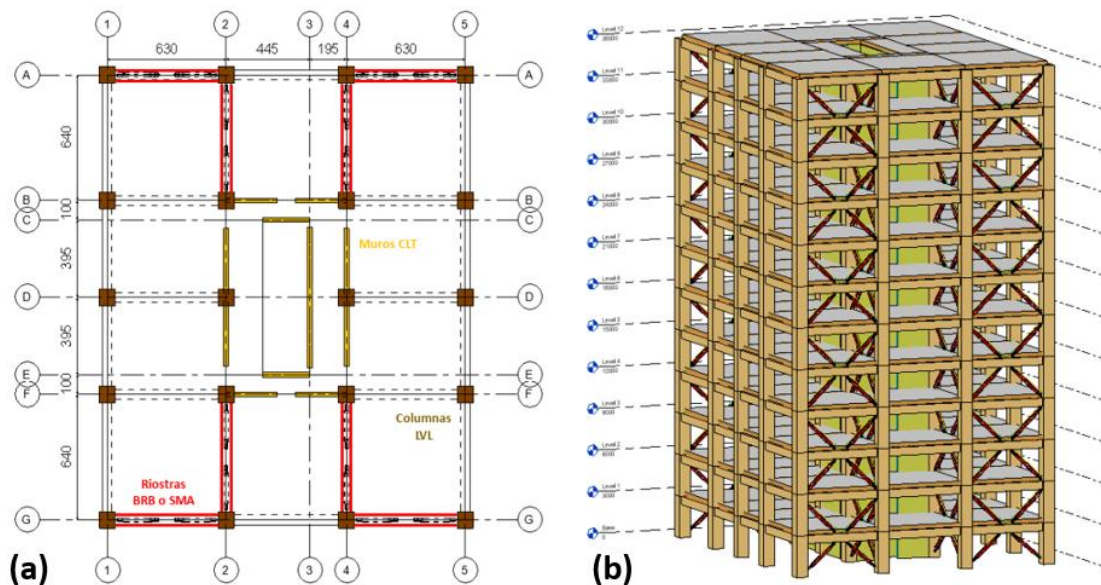


Figura 2.18 – (a) Planta de la estructura y (b) vista 3d del sistema estructural [11].

En el Análisis Modal Espectral se consideró un factor de reducción de la respuesta estructural $R_0 = 7$, valor perteneciente a muros y sistemas arriostrados de madera que restringe la capacidad de disipación de energía concentrada en las BRB o con SMA. El autor concluye que debido al bajo valor del R_0 el diseño de las BRB se encuentra sobredimensionado, ya que, las deformaciones por carga axial obtenidas desde los análisis dinámicos no – lineales se encuentran cercanas al 46% de las deformaciones máximas de diseño [11].

Con respecto a los marcos de LVL y los muros postensados de CLT los resultados de los análisis dinámicos no – lineales mostraron que el desempeño estructural fue adecuado, salvo para el registro de Christchurch que indicaba que el muro perteneciente al eje 3 fallaría al corte. De este modo, solo los mecanismos BRB o con SMA concentraron la disipación de energía, mientras que los demás elementos se mantuvieron en el rango elástico [11].

CAPÍTULO III: DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA Y ANÁLISIS LINEAL ELÁSTICO

3.1. Descripción de la Estructura de Estudio

La estructura por estudiar corresponde a un edificio de 12 pisos de altura, la que se compone de elementos de madera procesada y de acero. La edificación es diseñada para uso de oficinas, con una altura de entrepiso de 3 [m] y una planta con dimensiones de 19 [m] de ancho por 22.7 [m] de largo (ver Figura 3.19).

La planta sigue la configuración propuesta por Rubio (2020) [11], pero se plantean modificaciones en la ubicación y longitud de los muros postensados de CLT (muros perimetrales), además se eliminan los muros correspondientes a la caja del ascensor. Se mantienen los marcos de LVL con algunos vanos arriostrados con BRB, pero se modifica parcialmente su disposición dentro de la estructura.

Se conserva el sistema de piso correspondiente a una losa de CLT de 24.5 [cm] más un *topping* de hormigón de 5 [cm]. Según la información recabada en el capítulo 2.2.2 se asume un comportamiento de diafragma rígido, justificado por el tamaño limitado de los tramos de losa de piso, por tener una geometría de piso regular y por utilizar una suficiente sobrerresistencia para el diseño de los diafragmas [43].

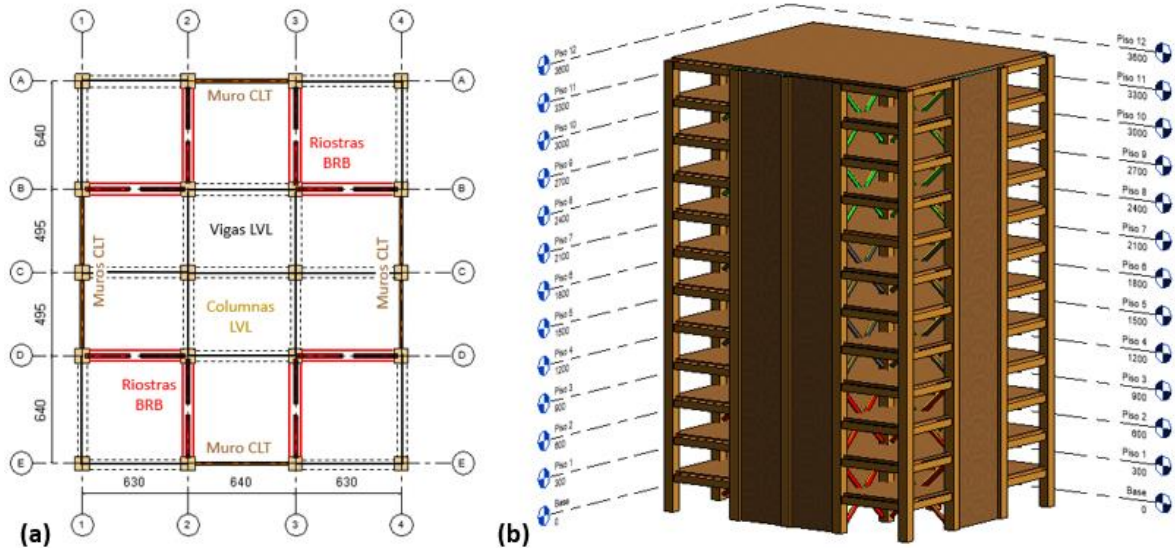


Figura 3.19 – Estructura de estudio: (a) vista en planta; y (b) vista 3D en Revit.

3.2. Propiedades Mecánicas de los Elementos

En este capítulo se proporcionan las propiedades mecánicas para los elementos que componen la estructura a analizar, éstas son establecidas en base a la normativa internacional y manuales de diseño existentes.

3.2.1. Marcos de LVL (Laminated Veneer Lumber)

La estructura de marcos está conformada por vigas rectangulares con una sección transversal de 50 [cm] de ancho por 60 [cm] de alto y por columnas cuadradas con una sección transversal de 85 [cm] por lado. La orientación de las láminas que componen los elementos se describe en la Figura 3.20, para las vigas se disponen en forma vertical paralela a la dirección de las cargas gravitacionales (dirección global Z) y para las columnas se encuentran orientadas en la dirección global Y.

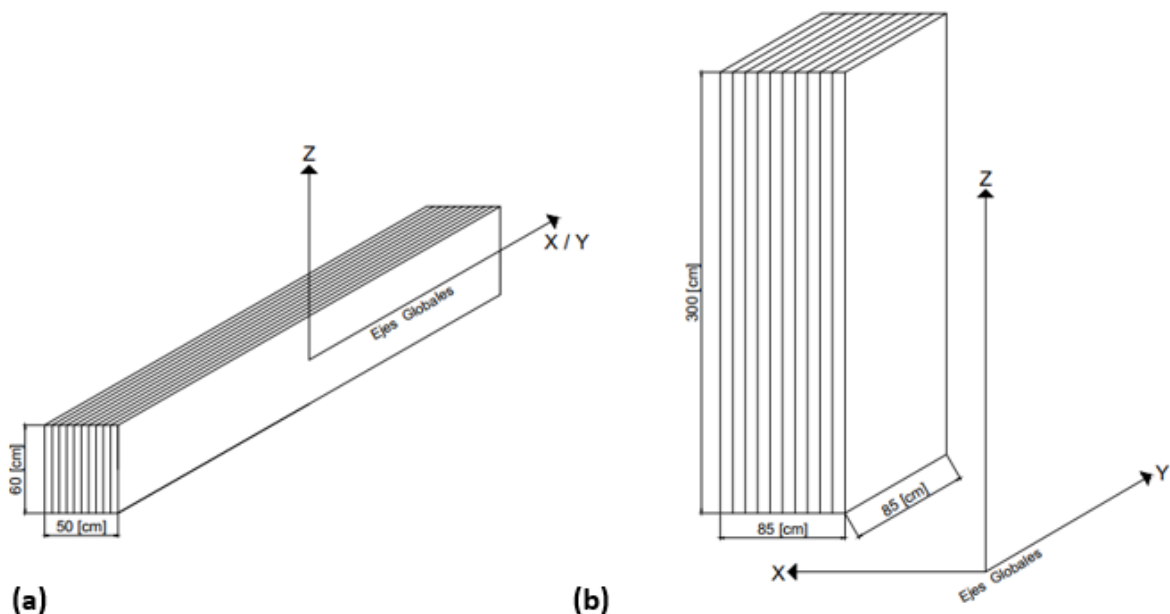


Figura 3.20 – Detalle: (a) vigas de LVL; y (b) columnas de LVL.

Las vigas y columnas elegidas para la estructura pertenecen a la empresa Futurebuild LVL y consisten en elementos estructurales grado hySPAN que abarcan grandes longitudes y tamaños [68]. Los productos de Futurebuild LVL son elaborados de acuerdo a la norma australiana/neozelandesa AS/NZS 4357 [69], mientras que las propiedades de esfuerzos característicos son determinados de acuerdo a la norma AS/NZS 4063.2.2010 [70] y de este modo cumplir con disposiciones del New Zealand Building Code NZS 3603 [71].

En la Tabla 3.5 se describen las propiedades estructurales de los elementos grado hySPAN. Es posible observar que los valores de las resistencias para las láminas horizontales (cargas aplicadas perpendicularmente) no difieren en grandes magnitudes de las resistencias asociadas a las láminas verticales, esto se debe a la baja variabilidad del producto de LVL consistente con los altos niveles de calidad y control de procesos [68].

Tabla 3.5 – Propiedades mecánicas grado hySPAN, Futurebuild LVL [68].

LVL grado hySPAN		Láminas Verticales [MPa]	Láminas Horizontales [MPa]
Módulo de elasticidad	E	13,200	13,200
Módulo de rigidez	G	660	660
Resistencia a flexión ¹	f_b	50	42
Tracción paralela a la fibra ²	f_t	30	30
Compresión paralela a la fibra	f_c	42	42
Corte en vigas	f_s	4.6	3.5
Compresión perpendicular a la fibra	f_p	12	12

Factores de Tamaño:

¹Para elementos que excedan los 95 [mm] de profundidad, aplicar el factor de ajuste asociado a flexión.

²Para elementos que excedan los 150 [mm] de profundidad, aplicar el factor de ajuste asociado a la tracción.

3.2.2. Paneles de CLT (Cross – Laminated Timber)

Los paneles de CLT son utilizados en una amplia variedad de aplicaciones estructurales, tales como muros, vigas o dinteles y sistemas de piso debido a sus propiedades ortotrópicas. De forma general el eje resistente mayor se refiere a las capas paralelas a la dirección de la fibra, mientras que el eje de menor resistencia es asociado a las capas ortogonales a la dirección de la fibra [38].

Para poder llevar a cabo el diseño de los elementos estructurales de CLT es necesario conocer las propiedades mecánicas efectivas para cada eje resistente. Ante esto, los fabricantes proporcionan las resistencias específicas y módulos de elasticidad asignadas a cada capa longitudinal u ortogonal (ver Tabla 2.3). Para obtener las propiedades efectivas se deben realizar métodos experimentales o analíticos, los que son específicos del uso que se quiera dar al panel de CLT [38].

Dentro de las variables requeridas para conocer las propiedades efectivas del panel de CLT se encuentra: (1) el módulo de elasticidad ortogonal a la fibra de cada capa (E_{90}), calculado como un porcentaje del módulo de elasticidad paralelo a la fibra de cada capa $E_{90} = E_0/30$; (2) el módulo de corte (G_0) estimado como $G_0 = E_0/16$; y (3) el módulo de corte rodante ($G_{rolling}$), efecto provocado por la deformación de las capas transversales del panel de CLT ante cargas gravitacionales (ver Figura 3.21). Si bien el $G_{rolling}$ depende de muchos factores como el tipo de especie, la densidad de las capas, el espesor de las láminas, el contenido de humedad, la geometría del panel de CLT, etc., se estima como un porcentaje del módulo de corte tal que $G_{rolling} = G_0/10$ [38].

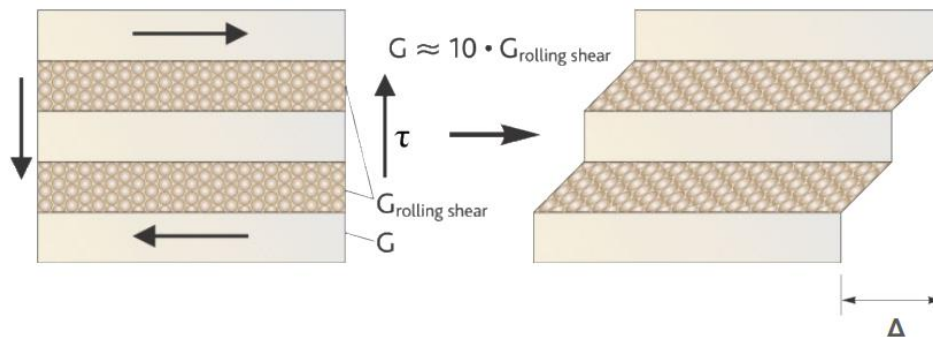


Figura 3.21 – Deformación por corte rodante del panel de CLT [38].

El tipo de panel de CLT seleccionado para este trabajo pertenece a la empresa Structurlam (sede en Canadá), que posee un grado mecánico E1M5 y es asignado a: (1) los sistemas de piso y techo; y (2) muros. Las propiedades mecánicas derivadas del proveedor y también las analizadas en el párrafo anterior se especifican en la Tabla 3.6.

Tabla 3.6 – Propiedades mecánicas grado E1M5, Structurlam [40].

Panel de CLT grado E1M5		Capas Longitudinales [MPa]	Capas Transversales [MPa]
Módulo de elasticidad paralelo a las fibras	E_0	12,400	9,500
Módulo de elasticidad perpendicular a las fibras	E_{90}	413	317
Módulo de corte	G_0	775	594
Módulo de corte rodante	$G_{rolling}$	78	59

En las últimas dos décadas varios métodos empíricos y analíticos han sido desarrollados en Europa para determinar con gran aproximación las propiedades de rigidez y resistencia de los paneles de CLT [38]. Para propósitos de este trabajo se utilizan dos métodos analíticos basados en la geometría y las propiedades mecánicas de las capas que conforman cada panel.

i. Teoría Compuesta – Método K

El método consiste en calcular valores efectivos de rigidez y resistencia del panel para cada dirección de análisis, tomando en consideración la rigidez y resistencia de cada capa longitudinal y ortogonal. Para ello, se generan factores de composición (k_i) en función del módulo de elasticidad paralelo a las fibras (E_0) de la sección transversal a analizar con respecto a una sección transversal homogénea ficticia de todas las capas con la dirección de la fibra paralelas a la dirección de los esfuerzos [72].

En la Figura 3.22 se muestra que cada factor de composición (k_i) depende de la configuración de carga adoptada y de la dirección de análisis (paralela o perpendicular a la dirección de las fibras).

El método K es aplicable a los paneles de CLT bajo los siguientes supuestos [38]:

- Se asume la hipótesis de Bernoulli al considerar que las secciones planas permanecen planas.
- Existe una relación lineal esfuerzo – deformación.
- La deformación por corte para los elementos sometidos a flexión no es considerada. El método debe ser utilizado solamente para relaciones de largo (l) a espesor (e) relativamente altas, se sugiere una relación $l/e \geq 30$.


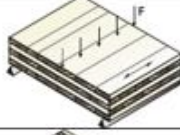



Load Configuration	k_i
	$k_1 = 1 - \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) \cdot \frac{a_{n-2}^3 - a_{n-4}^3 + \dots \pm a_1^3}{a_n^3}$
	$k_2 = \frac{E_{90}}{E_0} + \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) \cdot \frac{a_{n-2}^3 - a_{n-4}^3 + \dots \pm a_1^3}{a_n^3}$
	$k_3 = 1 - \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) \cdot \frac{a_{n-2} - a_{n-4} + \dots \pm a_1}{a_n}$
	$k_4 = \frac{E_{90}}{E_0} + \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) \cdot \frac{a_{n-2} - a_{n-4} + \dots \pm a_1}{a_n}$
	

Figura 3.22 – Factores de composición (k_i) [38].

ii. Método de la Analogía de Corte o Método Kreuzinger

Este método es considerado como el más preciso para calcular la rigidez efectiva de un panel de CLT, ya que no desprecia las deformaciones por corte [72]. En este procedimiento, las características de todas las capas que conforman el panel de CLT son separadas en dos vigas virtuales A y B . La viga A comprende la suma de las rigideces a flexión inherentes de cada capa con respecto a su propio eje neutro, mientras que la viga B contiene la rigidez a flexión correspondiente a la distancia existente entre el eje neutro de cada capa con respecto al eje neutro del panel de CLT, calculada según el teorema de Steiner [38]. Ambas vigas se consideran acopladas por elementos infinitamente rígidos axialmente, por lo que se compatibiliza las deformaciones entre la viga A y la viga B [38].

De este modo la rigidez efectiva a flexión se obtiene desde la Ecuación 3.1:

$$EI_{eff} = \sum_{i=1}^n E_i \times b_i \times \frac{h_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n E_i \times b_i \times h_i \times z_i^2 \quad \text{Ec.3.1}$$

Donde:

E_i = Módulo de elasticidad de la capa i .

b_i = Ancho de la sección transversal.

h_i = Espesor de la capa i .

z_i = Distancia entre el eje neutro de la capa i y el eje neutro del panel de CLT.

La rigidez efectiva al corte queda determinada de la Ecuación 3.2:

$$GA_{eff} = \frac{a^2}{\left[\left(\frac{h_i}{2 \times G_1 \times b_i} \right) + \left(\sum_{i=2}^{n-1} \frac{h_i}{G_i \times b_i} \right) + \left(\frac{h_n}{2 \times G_n \times b_i} \right) \right]} \quad \text{Ec.3.2}$$

Con:

$h = 245$ [mm] Espesor total del panel de CLT.

$a = \left(h - \frac{h_1}{2} - \frac{h_n}{2} \right)$ Distancia entre los ejes neutros de las capas exteriores.

3.2.2.1. Losas de CLT

Las losas de CLT grado E1M5 se componen de siete capas, cada una de espesor uniforme $h_i = 35$ [mm], además de un recubrimiento (*topping*) de hormigón G25 de 50 [mm] que permite mejorar la aislación acústica entre pisos consecutivos con respecto a un sistema de piso solo de CLT [73].

Las propiedades de rigidez efectiva son calculadas a través del método de la analogía de corte, que toma en cuenta las deformaciones por corte en el análisis a flexión de las losas cuando se encuentran sometidas a cargas fuera de su plano resistente.

El cálculo de las propiedades mecánicas efectivas se muestra en la Tabla 3.7 y 3.8, de acuerdo con los datos de la Tabla 3.6 y las siguientes consideraciones:

- i. Un ancho efectivo de la sección transversal de $b_i = 1000$ [mm] para el análisis en la dirección fuerte y débil del panel de CLT.
- ii. Para las capas transversales se contempla el módulo de corte rodante ($G_{rolling}$) por ser predominantemente afectadas a las cargas perpendiculares al plano resistente, mientras que para las capas longitudinales se utiliza el módulo de corte paralelo a la dirección de las fibras (G_0) [38].
- iii. De forma conservadora, se desprecia el aporte de las capas exteriores para el cálculo de la rigidez efectiva a flexión en el eje de menor resistencia del panel, según se indica en la norma CSA 086-14 [74].

Tabla 3.7 – Cálculo de las propiedades de rigidez efectivas, dirección eje fuerte losa de CLT.

Capas	Orientación	z_i [mm]	$E_i \times I_i$ [MPa × mm ⁴]	$E_i \times A_i \times z_i^2$ [MPa × mm ⁴]	$E_i \times I_i + E_i \times A_i \times z_i^2$ [MPa × mm ⁴]	$h_i/G_i \times b_i$ [1 × MPa]
1	Paralela	105	4.43.E + 10	4.79E + 12	4.83E + 12	4.52E – 05
2	Ortogonal	70	1.13.E + 09	5.43E + 10	5.540E + 10	5.90.E – 04
3	Paralela	35	4.43.E + 10	5.32E + 11	5.76E + 11	4.52E – 05
4	Ortogonal	0	1.13.E + 09	0	1.13E + 09	5.90.E – 04
5	Paralela	35	4.43.E + 10	5.32E + 11	5.76E + 11	4.52E – 05
6	Ortogonal	70	1.13.E + 09	5.43E + 10	5.540E + 10	5.90.E – 04
7	Paralela	105	4.43.E + 10	4.79E + 12	4.83E + 12	4.52E – 05

Tabla 3.8 – Cálculo de las propiedades de rigidez efectivas, dirección eje débil losa de CLT.

Capas	Orientación	z_i [mm]	$E_i \times I_i$ [MPa \times mm ⁴]	$E_i \times A_i \times z_i^2$ [MPa \times mm ⁴]	$E_i \times I_i + E_i \times A_i \times z_i^2$ [MPa \times mm ⁴]	$h_i/G_i \times b_i$ [1 \times MPa]
1	Ortogonal	–	–	–	–	5.90.E – 05
2	Paralela	70	3.39E + 10	1.63E + 12	1.66E + 12	4.52E – 04
3	Ortogonal	35	1.48E + 09	1.77E + 10	1.92E + 10	5.90.E – 05
4	Paralela	0	3.39E + 10	0	3.39E + 10	4.52E – 04
5	Ortogonal	35	1.48E + 09	1.77E + 10	1.92E + 10	5.90.E – 05
6	Paralela	70	3.39E + 10	1.63E + 12	1.66E + 12	4.52E – 04
7	Ortogonal	–	–	–	–	5.90.E – 05

En la Figura 3.23 se muestran las propiedades mecánicas efectivas de la losa de CLT para una sección de ancho $b_i = 1000$ [mm].

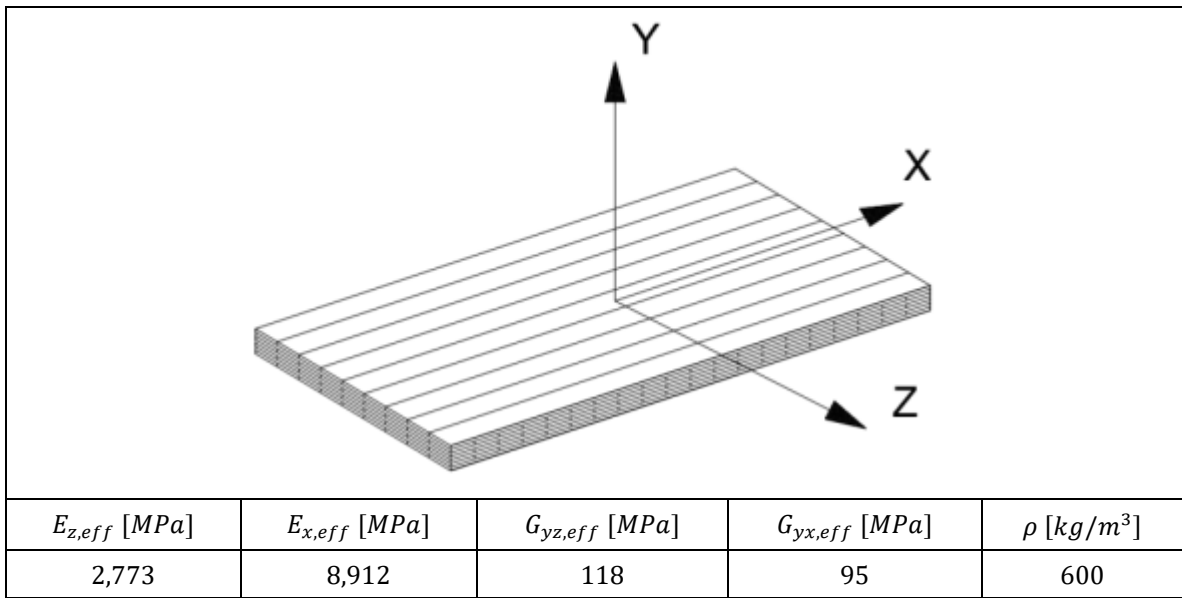


Figura 3.23 – Propiedades mecánicas efectivas de las losas de CLT.

3.2.2.2. Muros de CLT

Los muros de CLT grado E1M5 se componen al igual que las losas de siete capas, cada una de espesor uniforme $h_i = 35$ [mm].

Los paneles de CLT al ser utilizados como sistemas de muros se encuentran sujetos a cargas axiales y a cargas laterales dentro o perpendicular al plano resistente [38]. Aunque para propósitos de este trabajo, los muros sometidos ante cargas fuera del plano se suponen asegurados mediante las barras postensadas.

Las propiedades de rigidez equivalentes calculadas en las ecuaciones 3.3 y 3.4 son obtenidas a través de la Teoría Compuesta – Método K , utilizando los factores de composición k_3 y k_4 (ver Figura 3.22) en la dirección paralela y perpendicular a la fibra, respectivamente como sugiere Blass and Fellmoser (2004) [75].

$$E_z = E_{0,eq} = \left[1 - \left(1 - \frac{E_{90,t}}{E_{0,t}} \right) \times \frac{a_5 - a_3 + a_1}{a_7} \right] \times E_{0,l} \quad \text{Ec.3.3}$$

$$E_x = E_{90,eq} = \left[\frac{E_{90,l}}{E_{0,t}} \times \left(1 - \frac{E_{90,t}}{E_{0,t}} \right) \times \frac{a_5 - a_3 + a_1}{a_7} \right] \times E_{0,l} \quad \text{Ec.3.4}$$

Donde:

$E_{0,l}$ = Módulo de elasticidad paralelo a las fibras de las capas longitudinales.

$E_{0,t}$ = Módulo de elasticidad paralelo a las fibras de las capas transversales.

$E_{90,l}$ = Módulo de elasticidad perpendicular a las fibras de las capas longitudinales.

$E_{90,t}$ = Módulo de elasticidad perpendicular a las fibras de las capas transversales.

a_i = Espesor de una cantidad i de capas del panel de CLT (según Figura 3.22).

El módulo de corte del panel de CLT se obtiene desde la ecuación 3.5, sin considerar las deformaciones por corte.

$$G_{xz} = h \times \sum_{i=1,3,\dots,n}^n \frac{h_{i,l}}{G_{i,l}} + \sum_{j=2,4,\dots,n}^n \frac{h_{j,t}}{G_{j,t}} \quad \text{Ec.3.5}$$

Con:

$h_{i,l}$ = Espesor de la capa i en la dirección longitudinal.

$h_{j,t}$ = Espesor de la capa i en la dirección transversal.

$G_{i,l}$ = Módulo de corte de las capas longitudinales.

$G_{j,t}$ = Módulo de corte de las capas transversales.

La Figura 3.24 muestra las propiedades mecánicas equivalentes del muro de CLT, donde E_z proporciona rigidez axial vertical y a flexión, y G_{xz} aporta la rigidez al corte del panel de CLT [75].

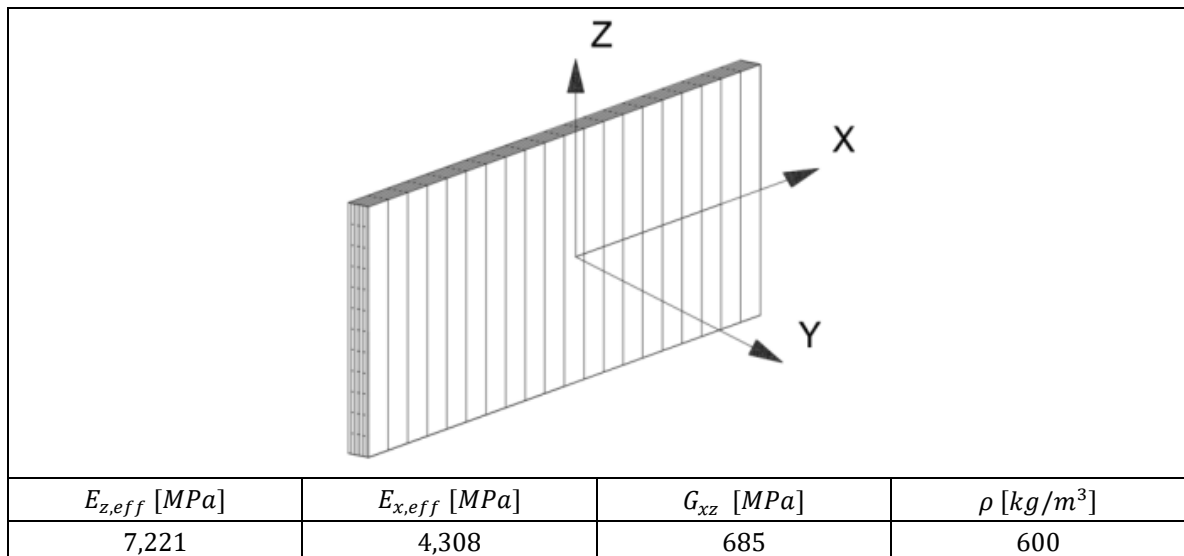


Figura 3.24 – Propiedades mecánicas efectivas para muros de CLT.

3.2.3. Riostras Restringidas al Pandeo (BRB)

Las BRB utilizadas en la estructura pertenecen a la empresa CoreBrace, el núcleo de acero corresponde a un ASTM A36 con las propiedades descritas en la Tabla 3.9. Estos valores deben ser corroborados mediante un ensayo de coupon [76].

Tabla 3.9 – Propiedades mecánicas acero ASTM A36 [76], [77].

E [kg/cm^2]	F_y [kg/cm^2]	F_u [kg/cm^2]	ν	ρ [kg/cm^3]
2,038,900	2,953	4,079	0.3	7,860

En la estructura definida, se encuentran arriostrados los marcos del eje 2,3, B y D en forma de V invertida (tipo Chevron) para los pisos impares y de V en los pisos pares. La disposición de las BRB genera arriostramientos en forma de X para pisos sucesivos (ver Figura 3.25).

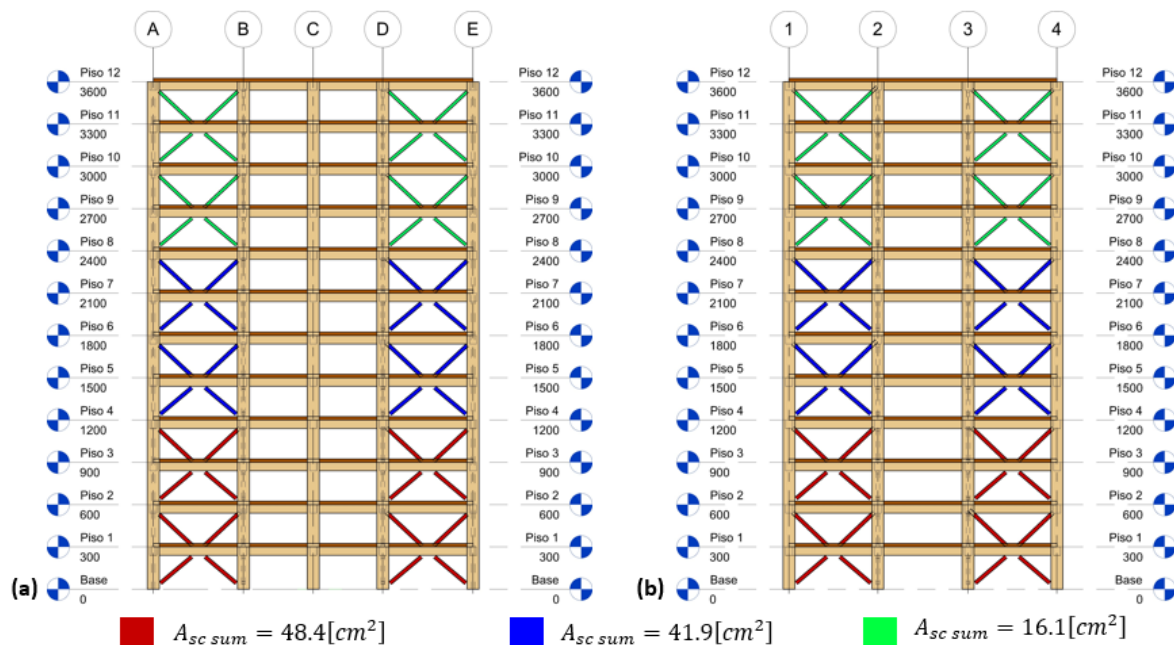


Figura 3.25 – Marcos arriostrados de LVL: (a) elevación 2 y 3; y (b) elevación B y D.

Las áreas suministradas del núcleo de acero ($A_{sc\ sum}$) para las riostras se encuentran detalladas en la Tabla 3.10. Con respecto al trabajo realizado por Rubio (2020) [11], se ha disminuido la sección transversal de las riostras para los niveles del 0 al 4 y del 4 al 8, mientras que para los niveles del 8 al 12 se ha mantenido.

Tabla 3.10 – Áreas suministradas del núcleo de acero de las BRB por niveles de piso.

Pisos	$A_{sc\ sum}$ [cm^2]
0 – 4	48.39
4 – 8	41.94
8 – 12	16.13

3.3. Análisis Lineal Elástico

3.3.1. Modelo de Análisis

La estructura presentada en la Figura 3.26 es modelada en el software ETABS [14]. Las vigas, columnas y riostras se modelan como elementos tipo 'Frame', los muros de CLT se modelan como elementos tipo 'Shell Thin' con rigidez solo en su plano resistente. Para el diseño de vigas, columnas, riostras y muros las losas se modelan como elementos tipo 'Membrane' despreciando la rigidez fuera del plano. Mientras que en el plano resistente se considera un diafragma rígido para cada nivel de piso, esto puede eventualmente lograrse con una conexión adecuada, cuyo estudio va más allá del alcance de este trabajo.

Los muros de CLT se consideran empotrados a la base, ya que las barras postensadas poseen una alta rigidez antes de alcanzar el momento de descompresión y comenzar la rotación de la base. Las columnas se consideran rotuladas en la base y las riostras se consideran rotuladas a las columnas y vigas según sea el caso, mediante una unión rotulada de acero.

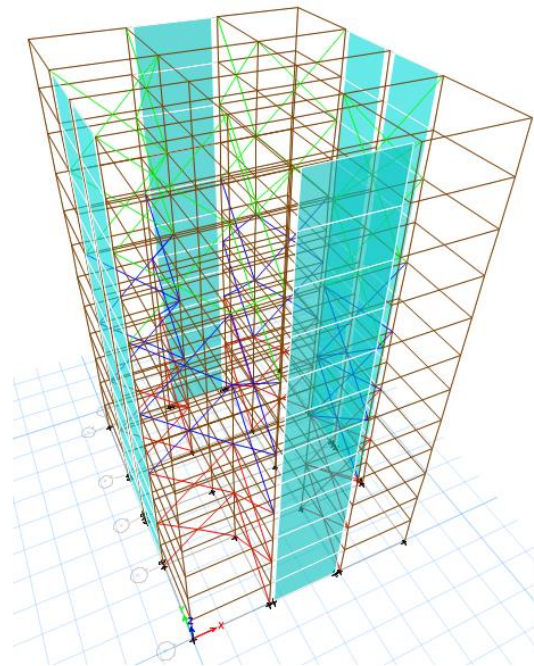


Figura 3.26 – Modelo de análisis en ETABS [14].

3.3.2. Cargas Estáticas y Peso Sísmico

Las cargas permanentes y de uso consideradas en la estructura se aplican de acuerdo con la norma NCh1537.Of2009 [15]. Para un edificio destinado al uso de oficinas sin equipos se tienen en cuenta las cargas permanentes por peso propio, mientras que las cargas de uso y permanentes adicionales por piso y el techo son las siguientes:

Tabla 3.11 – Cargas de uso y permanentes [15].

Carga de uso por piso	$[kg_f/m^2]$	250
Carga de uso en el techo	$[kg_f/m^2]$	100
Carga permanente adicional	$[kg_f/m^2]$	200

En la carga permanente adicional se considera el peso propio de los elementos no estructurales, tales como tabiquería, instalaciones eléctricas y de agua (potable y alcantarillado), sistemas de climatización, etc. Además, también está incluido el peso propio del *topping* de hormigón de 50 [mm] sobre las losas de CLT.

El peso sísmico de la estructura se calcula según lo provisto en la norma NCh433.Of1996 mod.2012 [12]. Se considera el peso de las cargas permanentes más el 25% de las cargas de uso para construcciones privadas o al uso público. Por lo tanto, el peso sísmico (P_s) obtenido de ETABS es:

$$P_s = 2695.54 [ton_f]$$

El peso por unidad de área asociado a cada diafragma de piso se muestra en la Tabla 3.12, en ella se presenta una relación peso/área de $\sim 0.53 [ton_f/m^2]$ confirmando que las estructuras de madera son livianas en comparación a una estructura de hormigón armado donde la relación peso/área varía entre 0.7 y 1.2 $[ton_f/m^2]$. Con respecto a lo calculado por Rubio (2020) [11] no se registran diferencias significativas, salvo en el piso superior. Ya que, si bien se agregó el paño de losa donde se ubicaba la caja del ascensor también se eliminaron los muros que formaban esa caja.

Tabla 3.12 – Relación peso/área para cada diafragma de piso.

Piso	$P_s [ton_f]$	Área [m^2]	$P_s/\text{Área} [ton_f/m^2]$	Diferencia respecto a Rubio (2020) [%]
12	208.7	431.3	0.48	10.4
9 – 11	224.9	431.3	0.52	1.92
5 – 8	226.3	431.3	0.53	3.78
1 – 4	226.7	431.3	0.53	1.89

3.3.3. Análisis Modal Espectral

El análisis modal espectral se realiza según las especificaciones de la norma NCh433.Of1996 mod.2012 [12], empleado generalmente para estructuras superiores a 5 pisos.

El método proporciona el espectro de diseño de pseudo – aceleraciones definido en la ecuación 3.6:

$$S_a = \frac{I \times A_o \times \alpha}{R^*} \quad \text{Ec.3.6}$$

Donde:

S_a = Aceleración espectral de diseño.

I = Coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio.

A_o = Aceleración efectiva máxima del suelo.

α = Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima.

R^* = Factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

El factor de amplificación α se encuentra en función del período de vibración fundamental (T_n) descrito en la ecuación 3.7

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \times \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3} \quad \text{Ec.3.7}$$

Con:

T_n = Período del modo en cuestión.

T_o y p = Parámetros que dependen del tipo de suelo.

Y el factor de reducción de la respuesta está dado en la ecuación 3.8.

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10 \times T_o + \frac{T^*}{R_o}} \quad \text{Ec.3.8}$$

Donde:

T^* = Período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

R_o = Factor de modificación de la respuesta estructural para análisis modal espectral, depende del tipo de sistema estructural.

Los parámetros utilizados en el análisis modal espectral que se muestran en la Tabla 3.13 no difieren de los elegidos en el trabajo Rubio (2020) [11], salvo en el factor de reducción de la respuesta (R_o), el que se considera igual a 11 en Sistemas de Marcos Especiales a Momento (SMF) conformados por acero estructural, la elección se fundamenta en que la disipación de la energía sísmica se concentra de manera estable en las BRB manteniendo los elementos de madera en el rango elástico.

La estabilidad de las BRB al disipar energía es la razón por la que no se considera como sistema disipador a Marcos Concéntricos Especiales (SCBF) o Marcos Excéntricos (EBF), los cuales poseen una menor disipación de energía debido a la pérdida de resistencia a compresión de las riostras [78].

Con esta elección se pretende poner en discusión un valor de R_o que pueda ser asignado a sistemas híbridos de madera en la norma NCh433.Of1996 mod.2012 [12] y también comparar los resultados obtenidos por Rubio (2020) [11] en el diseño de los elementos.

Tabla 3.13- Parámetros utilizados en el análisis modal espectral [12].

Zona Sísmica	3
Tipo de Suelo	D
A_0 [g]	0.4
S	1.2
T_0 [s]	0.75
T' [s]	0.85
n	1.8
p	1
Sistema Estructural	Acero - Marcos Especiales (SMF)
R	7
R_o	11
Categoría de Ocupación	II
I	1

El análisis modal espectral incluye los efectos de la torsión accidental al desplazar transversalmente la ubicación de los centros de masas del modelo en un 5% de la longitud total de la planta de cada nivel perpendicular al sismo, en cada dirección de análisis.

3.4. Resultados del Análisis Modal Espectral

3.4.1. Corte Basal

Para el análisis se consideraron 12 modos de vibrar para cumplir con las especificaciones de la NCh433.Of1996 mod.2012 [12] y de esta manera poder trasladar el 90% de la masa en ambas direcciones, como se indica en la Tabla 3.14.

Tabla 3.14 – Periodos naturales de la estructura y sus respectivos [%] de masa traslacional.

Modo	Periodo T [s]	Masa Traslacional [%]		
		X	Y	Rotacional
1	0.87	0	0	69.7
2	0.72	70.7	0	0
3	0.71	0	70.5	0
4	0.24	0	0	17.8
5	0.21	17.3	0	0
6	0.21	0	17.11	0
7	0.11	0	0	6
8	0.11	5.9	0	0
9	0.11	0	6	0
10	0.08	0	0	2.7
11	0.07	2.2	0	0
12	0.07	0	2.3	0
Total [%]		96.0	95.9	96.1

La norma NCh433.Of1996 mod.2012 [15] en 6.3.6.1, mediante la superposición modal obtiene los desplazamientos y rotaciones del diafragma con el método Complete Quadratic Combination (CQC).

El esfuerzo de corte basal se designa como el parámetro resistente a la carga lateral equivalente, ya que, la respuesta de la estructura se asimila al primer modo fundamental para cada dirección de análisis. Se obtiene un corte basal (Q_o) que debe ser comparado con valores de Corte Mínimo (Q_{min}) y Corte Máximo (Q_{max}) que limita la norma NCh433.Of1996 mod.2012 [12] en 6.3.7.1 y 6.3.7.2 respectivamente. Se indica que Q_o debe ser al menos Q_{min} y no se requiere ser mayor que Q_{max} . Los límites se definen en las ecuaciones 3.9 y 3.10:

$$Q_{min} = \frac{I \times A_o \times P_s}{6g} \quad \text{Ec.3.9}$$

$$Q_{max} = I \times C_{max} \times P_s \quad \text{Ec.3.10}$$

Donde C_{max} depende de los parámetros del suelo y del factor de reducción de la respuesta $R = 7$, por lo tanto, mediante la ecuación 3.11 el coeficiente sísmico máximo se define como:

$$C_{max} = \frac{0.35 \times S \times A_o}{g} \quad \text{Ec.3.11}$$

Donde:

S = Parámetro que depende del tipo de suelo.

Los resultados para el corte basal según el análisis modal espectral se detallan en la Tabla 3.15. Se observa que no es necesario volver a reducir el espectro de pseudo-aceleraciones, ya que, el corte basal de diseño (Q_o) se encuentra entre el Q_{min} y el $Q_{máx}$.

Tabla 3.15 – Resumen de resultados del análisis modal espectral.

Análisis	P_s [ton $_f$]	Q_o elástico [ton $_f$]	% P_s	R^*	Q_o [ton $_f$]	% P_s	Q_{min} [ton $_f$]	% P_s	$Q_{máx}$ [ton $_f$]	% P_s
X	2696	2622	97	6.11	429	15.9	328	8	689	16.8
Y	2696	2626	97	6.09	431	16	328	8	689	16.8

En la Figura 3.27 se muestra el espectro de pseudo-aceleraciones elástico y reducido en ambas direcciones de análisis.

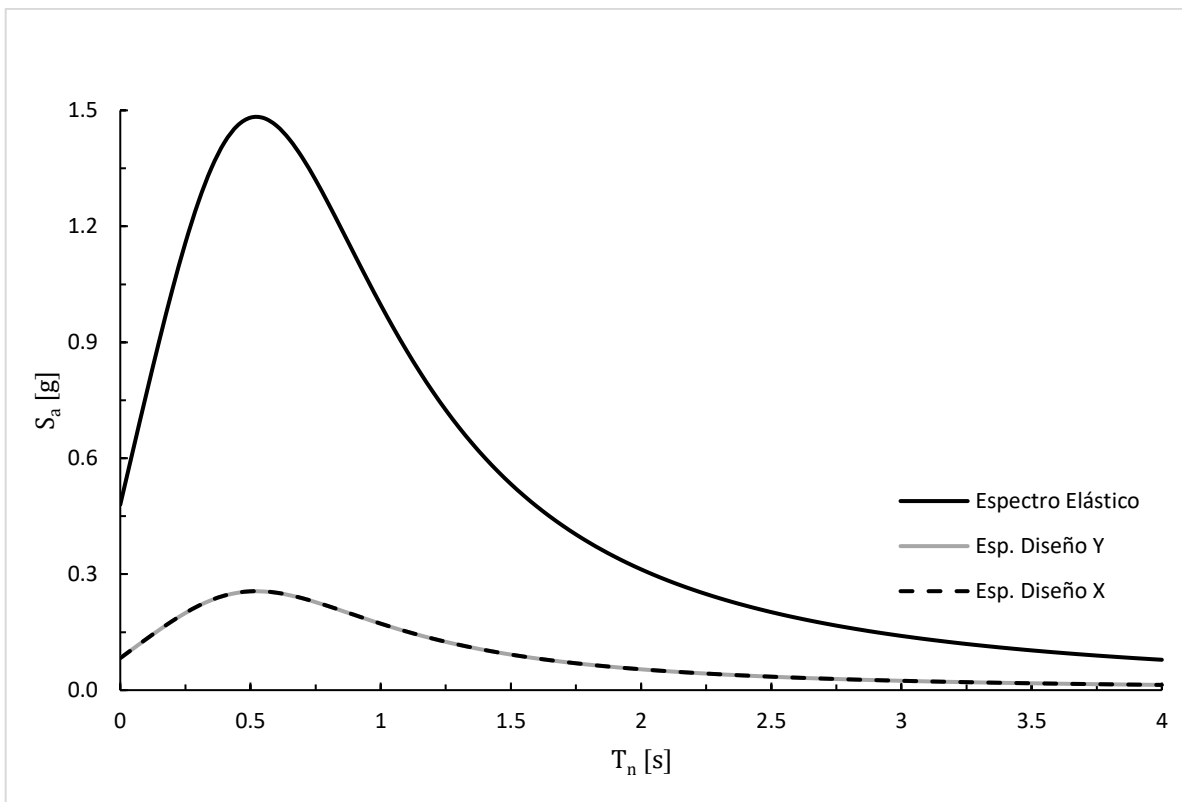


Figura 3.27 – Gráfica de espectros de diseño de pseudo-aceleraciones.

3.4.2. Deformaciones Sísmicas

La Figura 3.28 muestra que, los *drifts* medidos en el centro de masas (*CM*) para cada dirección de análisis cumple con los requerimientos límites del 2 [‰] impuesto por la NCh433.Of1996 mod.2012 [12] en el artículo 5.9.2. Los valores máximos obtenidos del análisis se presentan en el piso 9 con 1.47 [‰] y 1.46 [‰] en la dirección X e Y, respectivamente.

Además, en el Anexo 1 se encuentra detallada la verificación del artículo 5.9.3 de la NCh433.Of1996 mod.2012 [12], el cual establece que el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta y el desplazamiento relativo correspondiente

al *CM* no debe exceder en más del 1 [‰] de la altura de entre piso. En el modelo los desplazamientos máximos se encuentran en las esquinas.

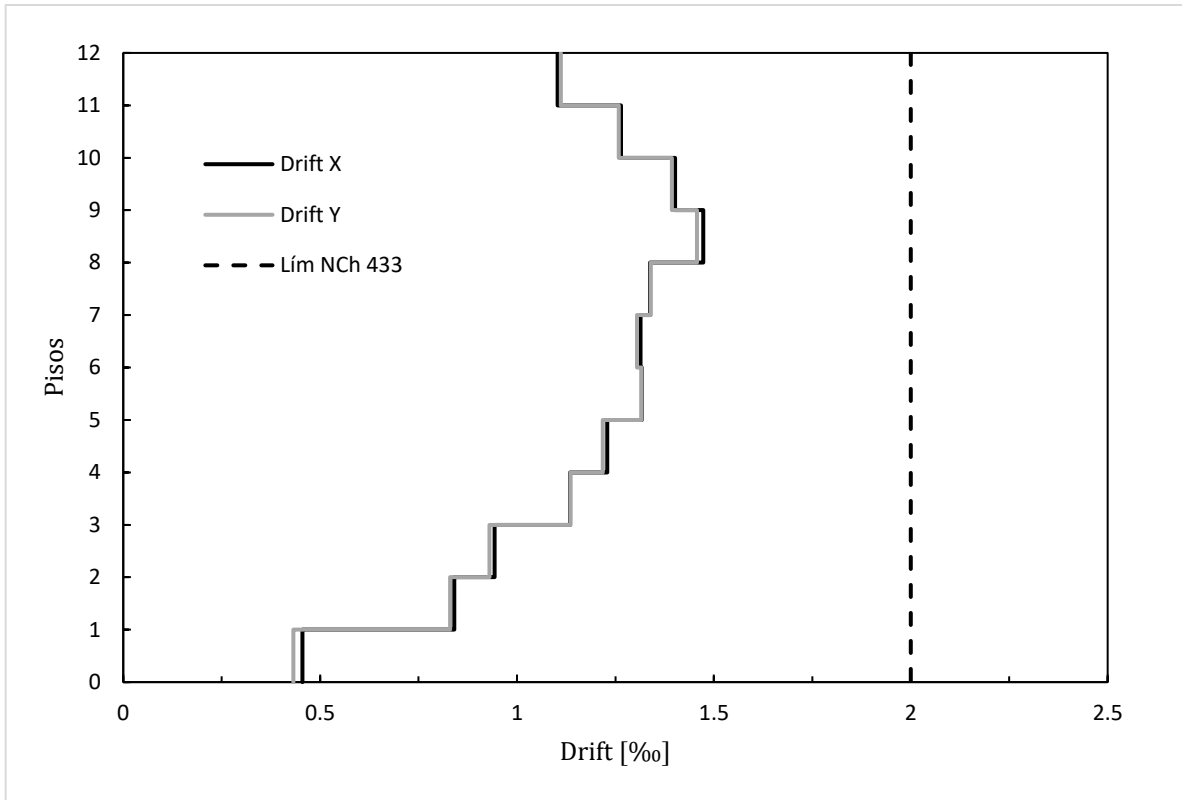


Figura 3.28 – Desplazamientos relativos de entre piso, medidos en el *CM*.

CAPÍTULO IV: DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.1. Combinaciones de Carga

El diseño de los marcos de LVL se lleva a cabo según las disposiciones de la norma australiana AS 1720.1 – 2010 [79], la norma neozelandesa NZS 3603:1993 [71] y la Guía de Diseño del fabricante Futurebuild (New Zealand) [68]. En consecuencia, se adoptan las combinaciones de carga para el estado de límite último de la norma AS/NZS 1170.0:2002 [80] como sigue:

- a) $1.35D$
- b) $1.2D + 1.5L$
- c) $1.0D + 1.0E + \psi_E L$

Con:

$\psi_E = 0.3$ factor de combinación para edificios destinados a oficinas.

En el diseño de las losas y muros de CLT se consideran las disposiciones de la norma canadiense CSA 086-14 [74], el manual de CLT generado por FPInnovations, Canadá [38] y el código americano NDS for Wood Construction 2018 [81]. Por lo tanto, las combinaciones de carga consideradas se especifican en el National Building Code of Canada (NBCC 2015) [66] y son las siguientes:

i. Estado de límite último

- a) $1.4D$
- b) $1.25D + 1.5L$
- c) $1.0D + 1.0E$

Para la verificación de las deformaciones máximas admisibles en las losas de CLT, solo se consideran las siguientes combinaciones de carga gravitacionales.

ii. Estado límite de servicio

- a) $1.0D$
- b) $1.0L$

De igual forma se considera la combinación de $1.0D + 1.0L$ para la verificación de la deformación máxima admisible en las vigas de LVL.

Es importante dejar en claro, que las combinaciones de carga adoptadas son menos restrictivas que las presentadas en la norma NCh 3171.Of2010 [82] para la acción sísmica. Sin embargo, para propósitos de este trabajo se eligen las normas internacionales por ser las empleadas en los respectivos códigos de diseño.

Para el diseño de las BRB, se consideran las combinaciones de carga de la norma NCh 3171.Of2010 [82] según el método LRFD:

- a) $1.4D$
- b) $1.2D + 1.6L$
- c) $1.0D + 1.4E + 1.0L$
- d) $0.9D + 1.4E$

4.2. Diseño de Marcos de LVL

Para obtener la capacidad de diseño de las vigas y columnas de LVL, las normas australiana y neozelandesa mencionadas en el capítulo 4.1 aplican factores de modificación de la resistencia asociadas a las condiciones de servicio, tipo de material, geometría, etc. [79]. Los factores son los siguientes:

- **Factor de capacidad o de reducción de la resistencia (ϕ):** Este valor depende de a que categoría pertenecen los elementos de LVL dentro del sistema estructural y si el sistema estructural corresponde a un servicio esencial luego de una catástrofe. Para un material de LVL con alta confiabilidad en el proceso de manufactura se considera $\phi = 0.9$ [79].
- **Factor de duración de carga (k_1):** Para cargas permanentes y de larga duración se considera que la resistencia de la madera disminuye debido a los efectos de las deformaciones, para el análisis modal espectral se tiene $k_1 = 0.6$, mientras que para cargas de corta duración como es el caso del diseño por capacidad ante las cargas máximas inducidas por las BRB, $k_1 = 1$ [71].
- **Factor de carga compartida (k_4, k_5, k_6):** En sistemas estructurales que comparten una carga existe menos variabilidad en la resistencia que si la carga fuese resistida por elementos individuales, esto se debe a que hay piezas que soportan más carga que aquellas más débiles. En el diseño se toman en cuenta el factor k_4 para sistemas de soporte paralelo, k_5 para sistemas de grillas y k_6 para vigas laminadas encoladas [80]. Sin embargo, el producto de LVL es menos variable que la madera aserrada, por lo tanto, los factores $k_4 = k_5 = k_6 = 1$ [68].
- **Factor por contenido de humedad (k_{14}, j_6):** Para el uso del producto de LVL en condiciones en que el contenido de humedad de equilibrio (EMC) permanezca bajo el 15% durante 12 meses, no se requieren modificaciones [68]. No obstante, cuando $EMC > 15\%$ la capacidad del LVL debe ser disminuida. En Chile, la norma NCh 1198 [83] establece valores para EMC en función del tipo de localidad y datos climáticos de estaciones meteorológicas. La estructura se supone ubicada en la zona central del país y se utiliza el mayor $EMC = 18\%$ (Zapallar). Con esta consideración, la Tabla 4.16 especifica los valores para k_{14} y j_6 .

Tabla 4.16 – Factor por contenido de humedad para LVL [79].

Propiedades	Contenido de humedad de equilibrio (EMC)	
	15% a 25%	$EMC = 18\%$
Flexión y Compresión	$k_{14} = 1.45 - 0.03 \times EMC$	0.91
Tracción y Corte	$k_{14} = 1.30 - 0.02 \times EMC$	0.94
Módulo de Elasticidad	$j_6 = 1.30 - 0.02 \times EMC$	0.94

- **Factor por tamaño (k_{24}):** Las propiedades de resistencia a flexión y tracción de los elementos de LVL deben incluir una reducción por el tamaño de la sección transversal. Cuando la profundidad (d) sea mayor a 95 [mm] se debe reducir la resistencia a flexión y para $d > 150$ [mm] se debe reducir en tracción, como se indica en la Tabla 4.17.

Tabla 4.17 – Factor por tamaño [68],[79].

Propiedades	k_{24}	Vigas 50 × 60 [cm ²]	Columnas 85 × 85 [cm ²]
Flexión	$(95/d)^{0.154}$	0.75	0.71
Tracción	$(150/d)^{0.167}$	–	0.75

- **Factor de estabilidad (k_8):** En vigas y columnas es necesario determinar si se encuentran susceptibles a los efectos del pandeo lateral. Para ello se debe calcular el coeficiente de esbeltez (S) según las ecuaciones 4.12 y 4.13, el cual no debe exceder el valor de 80 para cargas laterales [71].

a) Vigas 50 × 60 [cm²]

$$S = 1.35 \times \left[\frac{L_{ay}}{b} \times \left[\left(\frac{d}{b} \right)^2 - 1 \right]^{0.5} \right]^{0.5} \quad \text{Ec.4.12}$$

Con:

$L_{ay} = 640$ [cm] Distancia entre los puntos que restringen el movimiento lateral del borde en compresión.

$b = 50$ [cm] ancho de la sección.

$d = 60$ [cm] profundidad de la sección.

b) Columnas 80 × 80 [cm²]

$$S = \frac{k_{10} \times L}{d} \quad \text{Ec.4.13}$$

Donde:

$k_{10} = 1$ Factor de longitud efectiva, se considera que las vigas restringen el desplazamiento lateral.

$L = 300$ [cm] Longitud de la columna.

La Tabla 4.18 resume los valores de S para vigas y columnas.

Tabla 4.18 – Coeficiente de esbeltez.

Elemento	S
Vigas 50 × 60 [cm ²]	3.93
Columnas 80 × 80 [cm ²]	3.53

El factor de estabilidad se encuentra en función del coeficiente de esbeltez [71]. Desde la gráfica de la Figura 4.29 se obtiene que $k_8 = 1$ para vigas y columnas, cuando $S \leq 10$.

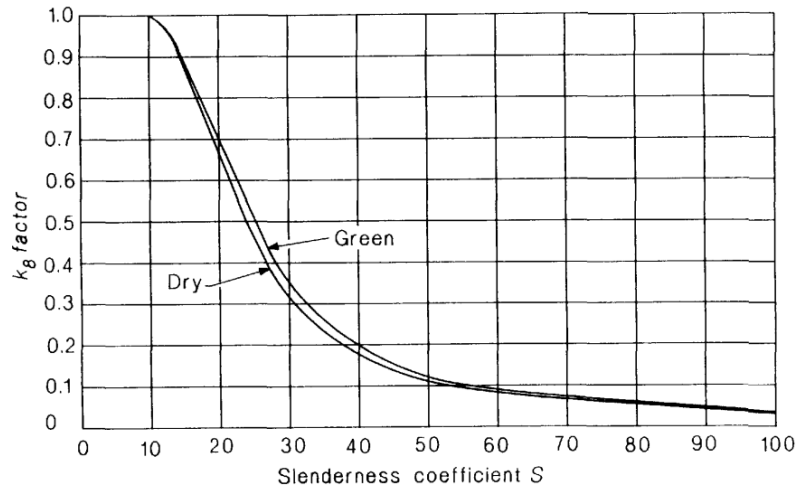


Figura 4.29 – Gráfica, factor de estabilidad [71].

4.2.1. Vigas de LVL

4.2.1.1. Flexión

La capacidad a flexión de las vigas para el estado límite último debe satisfacer la ecuación 4.14.

$$M_d = \phi \times k_1 \times k_4 \times k_5 \times k_{14} \times k_8 \times k_{24} \times f_b \times Z \geq M_u \quad \text{Ec.4.14}$$

Donde:

M_d = Momento resistente de diseño [71].

$k_1, k_4, k_5, k_{14}, k_8, k_{24}$ = Factores de modificación de la resistencia definidos en 4.2.

f_b = Resistencia a flexión (según Tabla 3.5).

Z = Módulo de la sección.

M_u = Momento último producido por las cargas de diseño.

Como se definió en la sección 3.2.1, las láminas se encuentran orientadas en la dirección vertical paralela a las cargas gravitacionales, por lo tanto $f_b = 50 \text{ [MPa]}$. En la Tabla 4.19 se muestra que la capacidad a flexión de las vigas cumple con las demandas determinadas para el estado de límite último de la norma AS/NZS 1720.0.1:2002 [80], con una relación de demanda/capacidad del 32%.

Tabla 4.19 – Capacidad a flexión de las vigas.

Combinación de Carga	$M_d \text{ [ton}_f \times \text{m]}$	$M_u \text{ [ton}_f \times \text{m]}$	M_u/M_d
AS/NZS 1170.0:2002	56.7	18.3	0.32

4.2.1.2. Corte

La capacidad a corte de las vigas para el estado límite último debe satisfacer la ecuación 4.15.

$$V_d = \phi \times k_1 \times k_4 \times k_5 \times k_{14} \times f_s \times A_s \geq V_u \quad \text{Ec.4.15}$$

Donde:

V_d = Corte resistente de diseño [71].

k_1, k_4, k_5, k_{14} = Factores de modificación de la resistencia definidos en 4.2.

f_s = Resistencia a corte (según Tabla 3.5).

A_s = Área del plano de corte, para vigas cargadas alrededor del eje fuerte a flexión $A_s = 2/3 (b \times d)$.

V_u = Corte último producido por las cargas de diseño.

De acuerdo con lo descrito en la sección 3.2.1 las láminas se encuentran orientadas en la dirección vertical paralela a las cargas gravitacionales, por lo tanto $f_s = 4.6 [MPa]$. En la Tabla 4.20 se muestra que la capacidad a corte de las vigas cumple con las demandas determinadas para el estado de límite último de la norma AS/NZS 1720.0.1:2002 [80], con una razón demanda/capacidad del 20%.

Tabla 4.20 – Capacidad a corte de las vigas.

Combinación de Carga	$V_d [ton_f]$	$V_u [ton_f]$	V_u/V_d
AS/NZS 1170.0:2002	47.6	9.6	0.20

4.2.1.3. Deflexiones asociadas al Estado Límite de Servicio

Las especificaciones para determinar las deflexiones máximas admisibles para elementos sometidos a flexión se indican en la norma AS/NZS 1720.0.1:2002 [80] basadas en las investigaciones hechas por King (1999) [84], donde se indica que la consideración más restrictiva, es que las deflexiones de la estructura deben ser tales que no provoquen daños que causen la pérdida de la función de la estructura o de sus partes.

De este modo King (1999) [84] señala que la deflexión máxima admisible para vigas de piso no debe exceder el valor de $L/300$ (con L igual al largo de la viga) para la combinación de carga de servicio $1.0D + 1.0L$. Además, se recomienda que se calcule una estimación del límite superior de la deflexión, para ello se debe utilizar una estimación inferior del módulo de elasticidad (E_0) que para productos de LVL se toma como el módulo inherente al percentil del 5%, el cual de forma aproximada resulta ser igual a $0.85 \times E_0$ [80].

La verificación de la deflexión para el estado límite de servicio mostrada en la Tabla 4.21, señala que la deflexión de la viga más desfavorable ($L = 4.95$) cumple con la deflexión límite.

Tabla 4.21 – Verificación de la deflexión máxima admisible en vigas.

Combinación de carga AS/NZS 1720.0.1:2002	Deflexión [cm]	Deflexión límite [cm]
$1.0D + 1.0L$	0.42	1.65

4.2.2. Columnas de LVL

4.2.2.1. Compresión

La capacidad a compresión de las columnas para el estado límite último debe satisfacer la ecuación 4.16.

$$N_{d,c} = \phi \times k_1 \times k_{14} \times k_8 \times f_c \times A \geq N_{u,c} \quad \text{Ec.4.16}$$

Donde:

$N_{d,c}$ = Carga axial a compresión resistente de diseño [71].

k_1, k_{14}, k_8 = Factores de modificación de la resistencia definidos en 4.2.

f_c = Resistencia a compresión (según Tabla 3.5).

A = Área de la sección transversal de la columna.

$N_{u,c}$ = Carga axial a compresión última producida por las cargas de diseño.

En la Tabla 4.22 se muestra que la capacidad a compresión de las columnas cumple con las demandas determinadas para el estado de límite último de la norma AS/NZS 1720.0.1:2002 [80], con una relación de demanda/capacidad del 24%.

Tabla 4.22 – Capacidad a compresión de las columnas.

Combinación de Carga	$N_{d,c}$ [ton _f]	$N_{u,c}$ [ton _f]	$N_{u,c}/N_{d,c}$
AS/NZS 1170.0:2002	1520	370	0.24

4.2.2.2. Tracción

La capacidad a tracción de las columnas para el estado límite último debe satisfacer la ecuación 4.17.

$$N_{d,t} = \phi \times k_1 \times k_4 \times k_{14} \times k_{24} \times f_t \times A \geq N_{u,t} \quad \text{Ec.4.17}$$

Donde:

$N_{d,t}$ = Carga axial a tracción resistente de diseño [71].

k_1, k_4, k_{14}, k_{24} = Factores de modificación de la resistencia definidos en 4.2.

f_t = Resistencia a tracción (según Tabla 3.5).

A = Área de la sección transversal de la columna.

$N_{u,t}$ = Carga axial a tracción última producida por las cargas de diseño.

En la Tabla 4.23 se muestra que la capacidad a tracción de las columnas cumple con las demandas determinadas para el estado de límite último de la norma AS/NZS 1720.0.1:2002 [80], con una relación de demanda/capacidad del 18%.

Tabla 4.23 – Capacidad a tracción de las columnas.

Combinación de Carga	$N_{d,t}$ [ton _f]	$N_{u,t}$ [ton _f]	$N_{u,t}/N_{d,t}$
AS/NZS 1170.0:2002	839.5	150	0.18

4.2.2.3. Flexión

La capacidad a flexión de las columnas para el estado límite último debe satisfacer la ecuación 4.18.

$$M_d = \phi \times k_1 \times k_4 \times k_5 \times k_{14} \times k_8 \times k_{24} \times f_b \times Z \geq M_u \quad \text{Ec.4.18}$$

Donde:

M_d = Momento resistente de diseño [71].

$k_1, k_4, k_5, k_{14}, k_8, k_{24}$ = Factores de modificación de la resistencia definidos en 4.2.

f_b = Resistencia a flexión (según Tabla 3.5).

Z = Módulo de la sección.

M_u = Momento último producido por las cargas de diseño.

Como se definió en la sección 3.2.1 las láminas se encuentran orientadas en la dirección global Y , por lo tanto $f_{b,y} = 50 [MPa]$. Mientras que para la dirección global X disminuye la resistencia a $f_{b,x} = 42 [MPa]$. En la Tabla 4.24 se muestra que la capacidad a flexión de las columnas cumple con las demandas determinadas para el estado de límite último de la norma AS/NZS 1720.0.1:2002 [80], con una relación de demanda/capacidad del 10% en la dirección global Y y del 11% en la dirección global X , lo que indica una gran resistencia a flexión.

Tabla 4.24 – Capacidad a flexión pura de las columnas.

Combinación de Carga	Dirección Global	$M_d [ton_f \times m]$	$M_u [ton_f \times m]$	M_u/M_d
AS/NZS 1170.0:2002	X	153.7	18	0.11
	Y	182.9	17	0.10

4.2.2.4. Flexo – compresión

Para una combinación de carga axial a compresión y flexión, las columnas deben satisfacer la ecuación 4.19:

$$\left(\frac{M_u}{M_d}\right) + \left(\frac{N_{u,c}}{M_{d,c}}\right) \leq 1 \quad \text{Ec.4.19}$$

En la Tabla 4.25 se muestra que para una combinación de carga axial a compresión y flexión las columnas cumplen la ecuación 4.19 [80],[71] con un valor máximo de 0.34 en la dirección global Y y de 0.36 en la dirección global X .

Tabla 4.25 – Verificación a flexo – compresión de las columnas.

Combinación de Carga	Dirección Global	$\left(\frac{M_u}{M_d}\right) + \left(\frac{N_{u,c}}{M_{d,c}}\right)$
AS/NZS 1170.0:2002	X	0.36
	Y	0.34

4.2.2.5. Flexo – tracción

Para una combinación de carga axial a tracción y flexión, las columnas deben satisfacer la ecuación 4.20:

$$\left(\frac{M_u}{M_d}\right) + \left(\frac{N_{u,t}}{M_{d,t}}\right) \leq 1 \quad \text{Ec.4.20}$$

En la Tabla 4.26 se muestra que para una combinación de carga axial a compresión y flexión las columnas cumplen con la ecuación 4.20 [80],[71] con un valor máximo de 0.27 en la dirección global Y y de 0.30 en la dirección global X .

Tabla 4.26 – Verificación a flexo – tracción de las columnas.

Combinación de Carga	Dirección Global	$\left(\frac{M_u}{M_d}\right) + \left(\frac{N_{u,t}}{M_{d,t}}\right)$
AS/NZS 1170.0:2002	X	0.30
	Y	0.27

4.2.2.6. Corte

La capacidad a corte de las columnas para el estado límite último debe satisfacer la ecuación 4.21.

$$V_d = \phi \times k_1 \times k_4 \times k_5 \times k_{14} \times f_s \times A_s \geq V_u \quad \text{Ec.4.21}$$

Donde:

V_d = Corte resistente de diseño [71].

k_1, k_4, k_5, k_{14} = Factores de modificación de la resistencia definidos en 4.2.

f_s = Resistencia a corte (según Tabla 3.5).

$A_s = 2/3 (b \times d)$ Área del plano de corte, para columnas cargadas a flexión.

V_u = Corte último producido por las cargas de diseño.

Como se definió en la sección 3.2.1 las láminas se encuentran orientadas en la dirección global Y, por lo tanto $f_{s,y} = 4.6 [MPa]$. Mientras que para la dirección global X disminuye la resistencia a $f_{s,x} = 3.5 [MPa]$. En la Tabla 4.27 se muestra que la capacidad a corte de las columnas cumple con las demandas determinadas para el estado de límite último de la norma AS/NZS 1720.0.1:2002 [80], con una relación de demanda/capacidad del 10% en la dirección global Y y del 11% en la dirección global X, lo que indica una gran resistencia a flexión.

Tabla 4.27 – Capacidad a corte de las columnas.

Combinación de Carga	Dirección Global	$V_d [ton_f]$	$V_u [ton_f]$	V_u/V_d
AS/NZS 1170.0:2002	X	87.2	9.5	0.11
	Y	114.7	11	0.10

Aún, cuando las columnas parecen estar sobredimensionadas, en la sección 4.6 se muestra que los tamaños seleccionados son necesarios por consideraciones de diseño por capacidad.

4.3. Losas de CLT

Las normas norteamericanas y el manual de CLT (FPIInnovations) definidos en el capítulo 4.1 consideran para el diseño de las losas de CLT la incidencia de las cargas gravitacionales, por lo que es necesario verificar la resistencia a flexión, corte y además las vibraciones que producen las personas en el sistema de piso.

Para ello, las losas de CLT se modelan en el programa ETABS [14] como elementos tipo 'Shell Thick', que incluye las deformaciones por corte.

4.3.1. Flexión

La capacidad a flexión de las losas debe satisfacer la ecuación 4.22.

$$M_d = \phi \times \lambda \times k_{rb} \times f_b \times S_{eff} \geq M_u \quad \text{Ec.4.22}$$

Donde:

M_d = Momento resistente de diseño [74].

λ = Factor de reducción por efecto del tiempo.

$\phi = 0.9$ Factor de capacidad o de reducción de la resistencia a flexión.

$k_{rb} = 0.85$ Factor de ajuste para la resistencia al momento flector de los paneles CLT.

f_b = Resistencia a flexión (según Tabla 2.3).

S_{eff} = Módulo de la sección efectiva del panel de CLT.

M_u = Momento último producido por las cargas de diseño.

El factor λ especificado en la norma americana NDS [81] corresponde a $\lambda = 0.6$ para la combinación de carga que incluye solo peso propio y $\lambda = 0.8$ para la combinación de peso propio más sobrecarga.

El módulo de la sección efectiva del panel de CLT (S_{eff}) se encuentra en función de la rigidez efectiva a flexión (EI_{eff}) definida en la sección 3.2.2.1, que como se explicó de forma conservadora no considera las capas exteriores para el análisis en el eje débil del panel de CLT. De este modo S_{eff} se define en la ecuación 4.23 como sigue:

$$S_{eff} = \frac{EI_{eff}}{E} \times \frac{2}{h} \quad \text{Ec.4.23}$$

Con:

E = Módulo de elasticidad de las capas longitudinales o transversales según sea el análisis para el eje fuerte o el eje débil del panel de CLT.

En la Tabla 4.28 se muestra que la capacidad a flexión de las losas de CLT cumple con las demandas para el estado de límite último determinadas con la norma CSA 086-14 [74], con una relación de demanda/capacidad del 11% en la dirección del eje fuerte y del 62% en la dirección del eje débil, lo que indica una gran resistencia a flexión en el eje fuerte en comparación al eje débil.

Tabla 4.28 – Capacidad a flexión de la losa de CLT.

Dirección de Análisis	Combinación de Carga NBC 2015	λ	M_d [$ton_f \times m$]	M_u [$ton_f \times m$]	M_u/M_d
Eje Fuerte	1.4D	0.6	10.2	0.87	0.09
	1.25D + 1.5L	0.8	13.6	1.45	0.11
Eje Débil	1.4D	0.6	2.7	1.22	0.46
	1.25D + 1.5L	0.8	3.5	2.21	0.62

4.3.2. Corte

La resistencia al corte se basa en un método simplificado que considera las losas de CLT simplemente apoyadas con cargas aplicadas a todo el ancho del panel y lo suficientemente cerca de los apoyos para crear una falla al corte [74].

La capacidad a corte de las losas debe satisfacer la ecuación 4.24.

$$V_d = \frac{\phi \times \lambda \times f_s \times EI_{eff} \times b}{(EQ)} \geq V_u \quad \text{Ec.4.24}$$

Donde:

V_d = Corte resistente de diseño [74].

λ = Factor de reducción por efecto del tiempo.

$\phi = 0.75$ Factor de capacidad o de reducción de la resistencia a flexión.

$b = 1000 [mm]$ Ancho efectivo de la sección transversal del panel de CLT.

f_b = Resistencia a corte rodante (según Tabla 2.3).

EI_{eff} = Rigidez efectiva a flexión del panel de CLT.

Q = Momento estático de área de la sección transversal del panel de CLT.

V_u = Corte último producido por las cargas de diseño.

El producto EQ se define en la ecuación 4.25 y se calcula con respecto a un eje ubicado en la mitad del espesor total del panel de CLT.

$$EQ = \sum_{i=1}^{n/2} E_i \times A_i \times z_i \quad \text{Ec.4.25}$$

Con:

E_i = Módulo de elasticidad de la capa i .

A_i = Área de la capa i .

z_i = Distancia entre el eje neutro de la capa i y el eje neutro del panel de CLT.

En la Tabla 4.29 se muestra que la capacidad a corte de las losas de CLT cumple con las demandas para el estado de límite último determinadas con la norma CSA 086-14 [74], con una relación de demanda/capacidad del 19% en la dirección del eje fuerte y del 29% en la dirección del eje débil.

Tabla 4.29 – Capacidad a corte de las losas de CLT.

Dirección de Análisis	Combinación de Carga NBC 2015	λ	$V_d [ton_f]$	$V_u [ton_f]$	V_u/V_d
Eje Fuerte	1.4D	0.6	5.4	0.93	0.17
	1.25D + 1.5L	0.8	7.2	1.40	0.19
Eje Débil	1.4D	0.6	4.1	0.82	0.20
	1.25D + 1.5L	0.8	5.5	1.60	0.29

4.3.3. Deflexiones asociadas el Estado Límite de Servicio

La norma CSA 086-14 [74] establece que la deflexión total máxima admisible del panel de CLT debe ser verificada considerando los efectos de las deformaciones de flujo plástico en el tiempo (en adelante *creep*).

La deflexión máxima admisible del panel de CLT ($\Delta_{m\acute{a}x}$) se define en la ecuación 4.25 como sigue:

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \Delta_e + \Delta_{cp} \times K_{creep} \leq \frac{L}{180} \quad \text{Ec.4.25}$$

Donde:

Δ_e = Deflexión elástica debido a las cargas de corta duración o cargas de duración estándar (carga viva).

Δ_{cp} = Deflexión instantánea debido a la acción de las cargas permanentes (carga muerta).

L = Distancia entre apoyos.

$K_{creep} = 2.0$ Factor de ajuste por *creep* en condiciones de servicio seca ($15\% < EMC \leq 19\%$).

Con los desplazamiento máximos Δ_e y Δ_{cp} obtenidos desde el programa ETABS [14] que se muestran en la Figura 4.30 se calcula una $\Delta_{m\acute{a}x} = 1.39 [cm]$ correspondiente a la losa de dimensiones $6.3 \times 6.4 [m^2]$. Para la menor dimensión de la losa ($L = 630 [cm]$) se cumple con la deformación límite ($\Delta_{l\acute{i}m}$) como se resume en la Tabla 4.30.

Tabla 4.30 – Verificación de la deflexión límite de servicio.

$\Delta_{l\acute{i}m} = L/180 [cm]$	$\Delta_e [cm]$	$\Delta_{cp} [cm]$	$\Delta_{m\acute{a}x} [cm]$
3.5	0.35	0.52	1.39

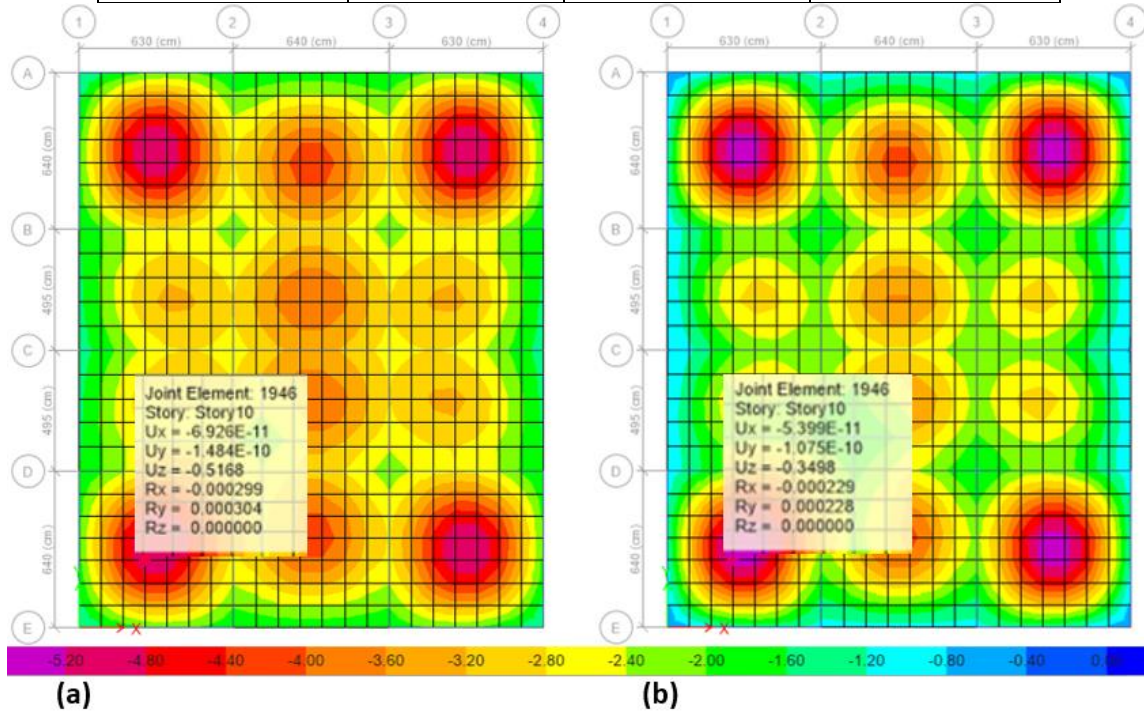


Figura 4.30 - Deflexiones asociadas al estado límite de servicio: (a) Δ_{cp} ; (b) Δ_e .

4.3.4. Control de vibraciones

Las vibraciones en un piso de CLT son inducidas por los pasos de una o de un grupo de personas. Las fuerzas dinámicas generadas por los pasos de las personas están compuestas de ondas armónicas con una frecuencia cercana a los $2 [Hz]$. De forma general los pisos de CLT tienen una frecuencia natural fundamental alrededor de los $8 [Hz]$, por lo que la posibilidad de resonancia se encuentra bajo control ante la acción de la excitación al caminar [38].

Por otro lado, se ha encontrado que los humanos son más tolerantes a las vibraciones de corta duración (vibración en el régimen transiente) que a la larga duración (ej. resonancia) [38]. Los factores como la frecuencia natural de vibración, la aceleración y la velocidad se relacionan con la percepción humana de la vibración de piso, por lo tanto estos factores deben ser controlados mediante una adecuada combinación de la masa y la rigidez del piso de CLT [38].

La ecuación 4.26 proporcionada por el manual de CLT [38] permite calcular la frecuencia natural de vibración del piso de CLT (sin considerar al aporte del *topping* de hormigón), de la cual se obtiene una $f = 11 [Hz]$ controlando así una posible resonancia generada por los pasos de las personas.

$$f = \frac{3.142}{2 \times L^2} \times \sqrt{\frac{EI_{app}}{\rho \times A}} \quad \text{Ec.4.26}$$

Donde:

L = Longitud entre apoyos de la losa de CLT.

$EI_{app} = 0.9 \times EI_{eff}$ Rigidez aparente del panel de CLT en la dirección del eje de mayor resistencia para 1 [m] de ancho.

ρ = Densidad del panel de CLT.

A = Área de la sección transversal del panel de CLT para 1 [m] de ancho.

Además, la distancia máxima entre apoyos que permite controlar la vibración del piso de CLT se define en la ecuación 4.27, donde se obtiene un $L_{m\acute{a}x} = 7.05$ [m] valor muy cercano al indicado por el fabricante Structurlam (Canadá) [40] de $L_{m\acute{a}x} = 6.8$ [m] para un panel de CLT 245E grado E1M5.

$$L_{m\acute{a}x} = 0.11 \times \frac{(EI_{eff})^{0.29}}{(\rho \times A)^{0.12}} \quad \text{Ec.4.27}$$

4.4. Muros de CLT postensados

Como se explicó en la sección 2.3 los muros de CLT postensados permiten el recentrado de la estructura mediante las barras de acero y los dispositivos de disipación de energía concentran la deformación inelástica, manteniendo así que el muro de CLT permanezca elástico. No obstante, en el presente trabajo son las BRB las encargadas de disipar la energía en la estructura, por lo que no se emplean dispositivos de disipación de energía (fusibles) en los muros de CLT.

En la Figura 4.31 se muestra en detalle los muros de CLT a diseñar, que en relación al trabajo realizado por Rubio (2020) [11] se modifica la longitud y disposición de los muros en la estructura, además de la eliminación de los muros correspondientes a la caja del ascensor.

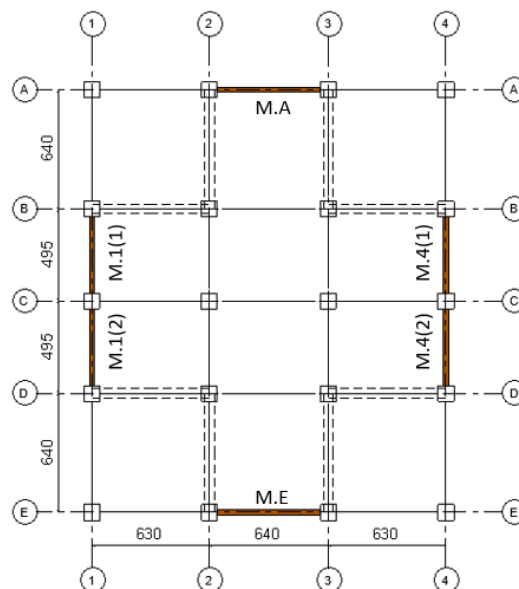


Figura 4.31 – Detalle de los muros de CLT.

4.4.1. Corte

La capacidad a corte de los muros de CLT en el plano resistente se especifica en la guía de diseño proporcionada por Structurlam, calculada según los métodos de verificación y capacidad en el plano de corte por G. Shickhofer (University of Graz) [40].

En la Tabla 4.31 se muestra que la capacidad a corte de los muros de CLT 245E grado E1M5 cumplen con las demandas para el estado de límite último determinados con la norma CSA 086-14 [74].

Tabla 4.31 – Capacidad a corte de los muros de CLT.

Muro	b [m]	V_d [ton _f]	V_u [ton _f]	V_u/V_d
M.A; M.E	5.5	161	26.5	0.16
M.1; M.4	4.1	119	15.8	0.13

4.4.2. Compresión

La capacidad a compresión de los muros de CLT para el estado límite último debe satisfacer la ecuación 4.28.

$$P_{d,c} = \phi \times \lambda \times k_{zC} \times k_C \times f_c \times A_{eff} \geq P_{u,c} \quad \text{Ec.4.28}$$

Donde:

$P_{d,c}$ = Carga axial a compresión resistente de diseño [74].

$\lambda = 0.6$ Factor de reducción por efecto del tiempo.

$\phi = 0.8$ Factor de capacidad o de reducción de la resistencia a flexión.

k_{zC} = Factor de tamaño, dado en la ecuación 4.29.

k_C = Factor de esbeltez del panel de CLT, dado en la ecuación 4.31.

f_c = Resistencia a compresión (según Tabla 3.5).

A_{eff} = Área efectiva de la sección transversal del panel de CLT, tomando en cuenta solo las capas con las láminas orientadas de forma paralela a la dirección de la carga.

$P_{u,c}$ = Carga axial a compresión última producida por las cargas de diseño.

$$k_{zC} = 6.3 \times (\sqrt{12} \times r_{eff} \times L)^{-0.13} \leq 1.3 \quad \text{Ec.4.29}$$

$$r_{eff} = \sqrt{\frac{I_{eff}}{A_{eff}}} \quad \text{Ec.4.30}$$

$$k_C = \left[1 + \frac{f_c \times \lambda \times k_{zC} \times C_c^3}{35 \times E_{05}} \right]^{-1} \quad \text{Ec.4.31}$$

$$C_c = \frac{L}{\sqrt{12} \times r_{eff}} \leq 43 \quad \text{Ec.4.32}$$

Con:

r_{eff} = Radio de giro efectivo.

I_{eff} = Momento de inercia efectivo fuera del plano del panel teniendo en cuenta solo las capas con láminas orientadas paralelas a la carga axial.

C_c = Relación de esbeltez del panel de CLT.

$E_{0.5} = 0.82 \times E$ Módulo de elasticidad para el diseño de elementos en compresión, teniendo en cuenta solo las capas con láminas orientadas paralelas a la carga axial.

L = Altura del muro de CLT por piso.

En la Tabla 4.32 se muestra que la capacidad a compresión de los muros de CLT cumplen con las demandas para el estado de límite último determinados con la norma CSA 086-14 [74].

Tabla 4.32 – Capacidad a compresión de los muros de CLT.

Muro	b [m]	$P_{d,c}$ [ton _f]	$P_{u,c}$ [ton _f]	$P_{u,c}/P_{d,c}$
M.A; M.E	5.5	568	122	0.21
M.1; M.4	4.1	420	77	0.18

Cabe destacar que las solicitaciones de tracción en los muros de CLT son despreciables para las combinaciones de carga mencionadas en la sección 4.1.

4.4.3. Diseño del postensado

El diseño del postensado en los muros se basa en el procedimiento para conexiones híbridas que evalúa el comportamiento momento – rotación del muro [85]. El método fue propuesto originalmente por Pampanin et al. (2001) [86] para hormigón prefabricado, luego modificado por Palermo et al. (2008) [87] y más tarde extendido a la madera por Newcombe et al. (2010) [88].

Similar al análisis momento – curvatura utilizado en secciones de hormigón, la Figura 4.32 muestra los límites de deformación por desempeño para el momento – rotación de un muro postensado. El punto de descompresión corresponde a la abertura en la base del muro producida por una rotación; el punto de serviciabilidad corresponde cuando la madera alcanza una deformación unitaria $\epsilon_t = 0.002$; el punto último cuando se alcanza una deformación unitaria $\epsilon_t = 0.004$ en la madera o cuando se alcance el esfuerzo de fluencia en las barras de postensado [85].

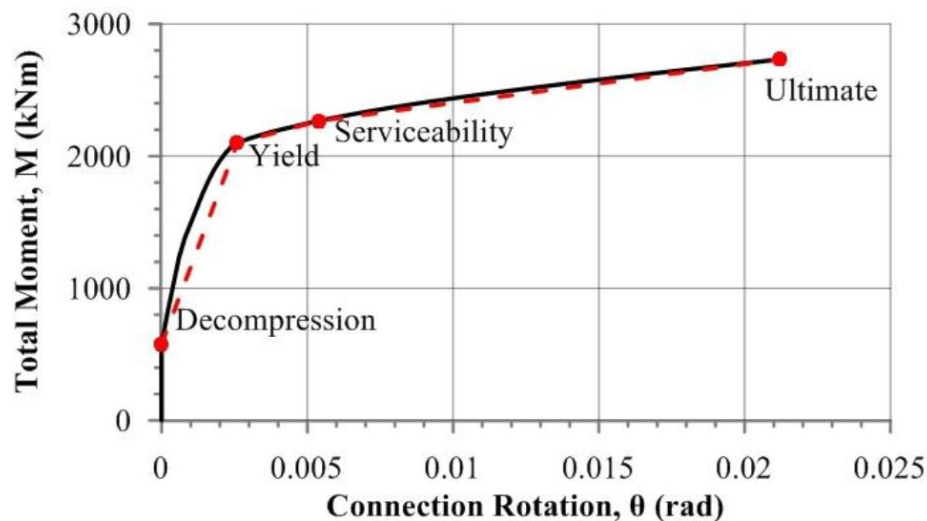


Figura 4.32 – Gráfica, curva momento – rotación para muros postensados con disipadores de energía [85].

El procedimiento para el diseño del postensado descrito por Sarti et al. (2012) [85] considera la inclusión de disipadores de energía. El primer paso es calcular las contribuciones al momento resistente del muro, como en este trabajo no se incluyen disipadores de energía solo se consideran los aportes de las barras de acero postensadas y la carga axial sobre el muro. Los momentos resistentes y el momento solicitante se relacionan mediante la capacidad de recentrado (λ), como se especifica en la ecuación 4.33.

$$M_p + M_n = \frac{\lambda \times M}{1 + \lambda} \quad \text{Ec.4.33}$$

Donde:

M_p = Momento resistente del postensado.

M_n = Momento resistente por la carga axial.

M = Momento solicitante.

Las ecuaciones 4.34, 4.35 y 4.36 presentan los parámetros adimensionales necesarios para calcular el área requerida del postensado, se encuentran en función de la contribución de los momentos resistentes, la geometría de la sección y las propiedades mecánicas del muro.

$$v = \frac{N}{b \times h \times f_t} \quad \text{Ec.4.34}$$

$$\mu_p + \mu_n = \frac{M_p + M_n}{b \times h^2 \times f_t} \quad \text{Ec.4.35}$$

$$\omega_p = \frac{A_p \times f_p}{b \times h \times f_t} \quad \text{Ec.4.36}$$

Con:

v = Fuerza axial adimensional.

N = Carga axial de las cargas gravitacionales.

b = Ancho del muro.

h = Profundidad del muro.

f_t = Resistencia característica de la madera a compresión (según Tabla 3.5).

$\mu_p + \mu_n$ = Momento resistente adimensional del postensado y la carga axial.

ω_p = Relación mecánica del postensado.

A_p = Área del postensado.

f_p = Resistencia característica a tracción de la barra de acero postensada [89].

Luego de calcular los parámetros adimensionales se ingresa a la gráfica mostrada en la Figura 4.33 adaptada de Sarti et al. (2012) [85], donde el eje vertical representa a $\mu_p + \mu_n$ y el eje horizontal a v . Dentro de la gráfica, el esfuerzo inicial del postensado varía como tercer parámetro, las líneas gruesas de color negro ubicadas en la parte superior indican la capacidad a momento de la sección para un esfuerzo inicial del postensado igual a $0.85f_{py}$, en cambio, las líneas delgadas dentro de la misma área sombreada representan disminuciones del 5% respecto del esfuerzo inicial del postensado. De esta forma, dependiendo de en qué región de la gráfica se encuentre es posible

obtener un valor para el parámetro adimensional ω_p y con ello el área de requerida del postensado (A_p) al ser despejada de la ecuación 4.36.

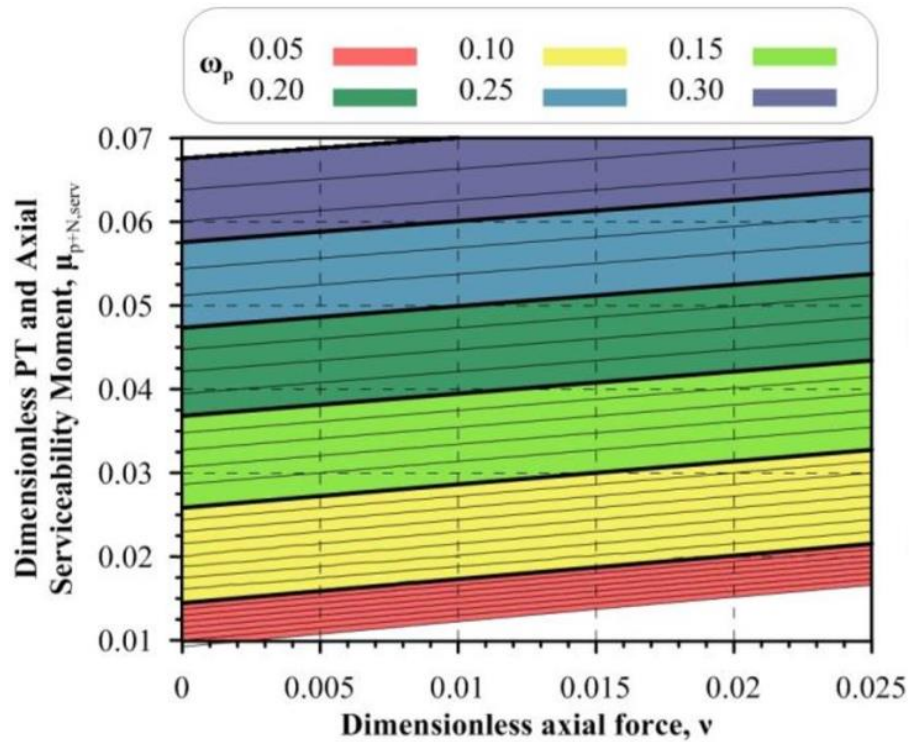


Figura 4.33 – Gráfica, diseño del postensado [85].

El área de postensado de diseño y los parámetros de diseño se presentan en la Tabla 4.33, al igual que el trabajo realizado por Rubio (2020) [11] se opta por 3 barras de acero postensado distanciadas cada 10 [cm] ubicadas en la parte central del muro (ver Figura 4.34). Sin embargo, se ha logrado disminuir el diámetro de las barras y del porcentaje del esfuerzo de postensado inicial respecto a lo presentado por Rubio (2020) [11], donde la mayor parte de los muros requería de diámetros de barras superiores a los 30 [mm], lo cual se asocia a las menores demandas de momento y las diferencias en las profundidades de los muros.

Tabla 4.33 – Área del postensado para los muros de CLT.

Muro	ω_p	$\%f_{py}$	$A_{p req} [cm^2]$	Barras de Postensado
M.A; M.E	0.05	0.5	16.2	3 ϕ 26.5
M.1; M.4	0.05	0.55	11.9	3 ϕ 25

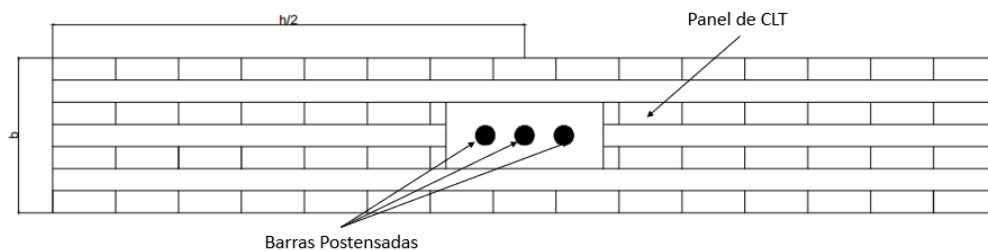


Figura 4.34 – Detalle, sección transversal muro postensado de CLT.

4.4.4. Análisis momento – rotación de la conexión

Para analizar el comportamiento momento – rotación de los muros postensados, Newcombe et al. (2010) [88] adaptó para el sistema Pres-Lam un procedimiento iterativo denominado ‘Modified Monolithic Beam Analogy’ (MMBA) que hasta entonces era aplicado a elementos postensados de hormigón prefabricado. El procedimiento iterativo MMBA se basa en la compatibilidad de deformación global del elemento y supone que el desplazamiento total es igual al de un elemento monolítico analógico [48].

El comportamiento general momento – rotación de la conexión en la base del muro se divide en dos situaciones. La primera ocurre cuando el momento de la conexión es más bajo que el momento de descompresión descrito en la ecuación 4.37, por lo que no se espera una abertura en la base y el muro se comporta como un voladizo vertical [48].

$$M_{dec} = \frac{Z}{A} \times (T_{pt0} + N) \quad \text{Ec.4.37}$$

Donde:

Z = Módulo de la sección.

A = Área de la sección transversal.

T_{pt0} = Fuerza inicial de postensado.

La segunda situación ocurre cuando se supera el momento de descompresión y para obtener la respuesta momento – rotación se da inicio al proceso iterativo. Para ello se impone una rotación en la base de la conexión (θ_{imp}) y de forma iterativa se calcula la profundidad del eje neutro (c) hasta que se cumpla con el equilibrio de fuerzas verticales en el muro (ecuación 4.45) y se verifica que no se excedan los límites de deformaciones unitarias explicadas en la sección 4.4.3. Una vez cumplidas las condiciones anteriores es posible calcular el momento de la conexión (M_{con}) dado por la ecuación 4.46 [48].

La deformación en cada barra postensada debido a la abertura en la base del muro está dada por la ecuación 4.38.

$$\Delta_{pt,i} = \theta_{imp} \times (y_{pt,i} - c) \quad \text{Ec.4.38}$$

Donde:

$\Delta_{pt,i}$ = Deformación de la barra postensada i .

$y_{pt,i}$ = Distancia al borde del muro de la barra postensada i .

El incremento de la deformación unitaria y de la fuerza de la barra postensada i se evalúan en las ecuaciones 4.39 y 4.40.

$$\Delta\varepsilon_{pt,i} = \frac{\Delta_{pt,i}}{l_{ub,i}} \quad \text{Ec.4.39}$$

$$\Delta T_{pt,i} = \Delta\varepsilon_{pt,i} \times E_{pt} \times A_{pt,i} \quad \text{Ec.4.40}$$

Con:

$l_{ub,i}$ = Longitud de la barra postensada i .

E_{pt} = Módulo de elasticidad de la barra postensada de acero.

$A_{pt,i}$ = Área de la sección transversal de la barra postensada i .

La fuerza total en la barra postensada i definida en la ecuación 4.41 está dada por la fuerza de postensado inicial más el incremento de la fuerza calculada en la ecuación 4.40.

$$T_{pt,i} = T_{pt0} + \Delta T_{pt,i} \quad \text{Ec.4.41}$$

Para evaluar la deformación unitaria de la madera, se aplican las condiciones de compatibilidad de deformaciones, donde se asume que el desplazamiento del muro postensado es igual al de un elemento monolítico análogo, dada por la ecuación 4.42.

$$\varepsilon_t = c \times \left(\frac{3 \times \theta_{imp}}{L_{cant}} + \phi_{dec} \right) \quad \text{Ec.4.42}$$

Donde:

L_{cant} = Longitud efectiva del muro. Para una distribución de fuerzas laterales triangular se estima igual al 75% de la altura total del edificio.

$$\phi_{dec} = \frac{M_{dec}}{E_{con} \times I} \quad \text{Ec.4.43}$$

Con:

E_{con} = Módulo de la conexión. Se supone igual a $0.7 \times E_t$ para muros postensados de madera procesada, según observaciones en pruebas experimentales hechas por Newcombe (2007) [90].

I = Momento de inercia de la sección.

La fuerza en la madera evaluada en la ecuación 4.44 se calcula asumiendo una distribución de carga lateral triangular.

$$C_t = 0.5 \times E_{con} \times \varepsilon_t \times b \times c \quad \text{Ec.4.44}$$

Una vez que se evalúan las contribuciones de cada fuerza actuante en el muro mostradas en la Figura 4.35 adaptada de Sarti (2015) [48], se debe verificar el equilibrio de fuerzas verticales dado en la ecuación 4.45. Si el equilibrio no se satisface, la profundidad del eje neutro debe volver a ser iterada.

$$\sum_{i=1}^{n_{pt}} T_{pt,i} + N - C_t = 0 \quad \text{Ec.4.45}$$

Luego de satisfacer la ecuación 4.45 se evalúa el momento de la conexión con respecto al centroide de compresión de la madera según la ecuación 4.46.

$$M_{con} = \sum_{i=1}^{n_{pt}} T_{pt,i} \times \left(y_{pt,i} - \frac{c}{3} \right) + N \times \left(\frac{h}{2} - \frac{c}{3} \right) \quad \text{Ec.4.46}$$

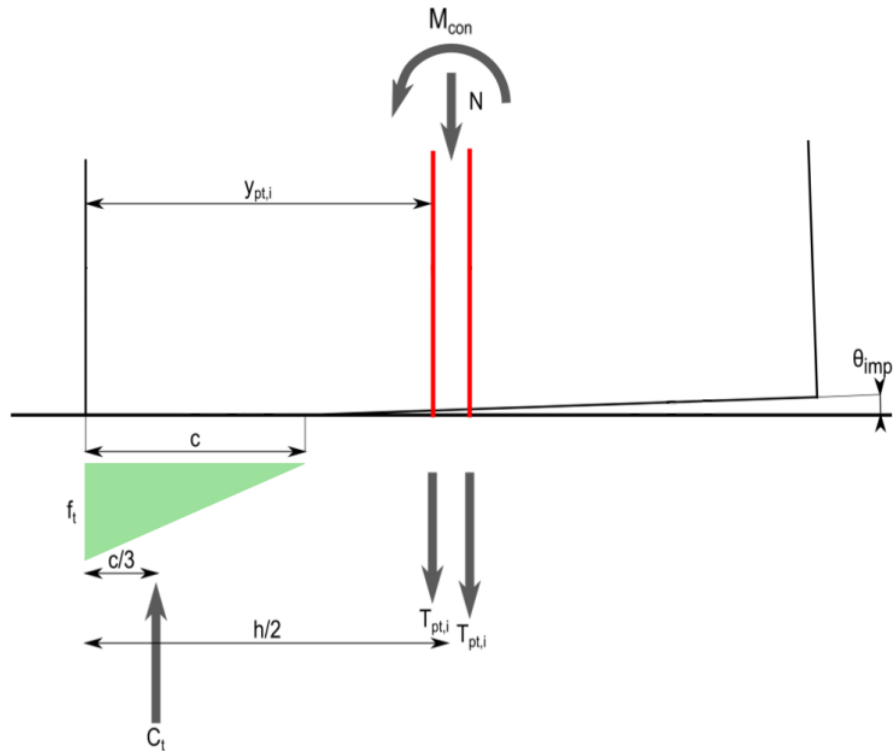


Figura 4.35 – Diagrama de fuerzas actuantes en el muro postensado [48].

Las curvas de momento – rotación obtenidas desde el proceso iterativo se muestran en la Figura 4.36, en la gráfica observa que los muros M.A; M.E alcanzan una rotación última de $0.023 [rad]$, mientras que en los muros M.1; M.4 se alcanza una rotación última un poco mayor de $0.028 [rad]$, ambas controladas por la deformación unitaria límite de la madera ($\varepsilon_t = 0.004$). Además, las sollicitaciones de momento (M_u) obtenidas desde las combinaciones de carga para el estado límite último de la norma NBC (2015) [66] no sobrepasan la capacidad última de los muros.

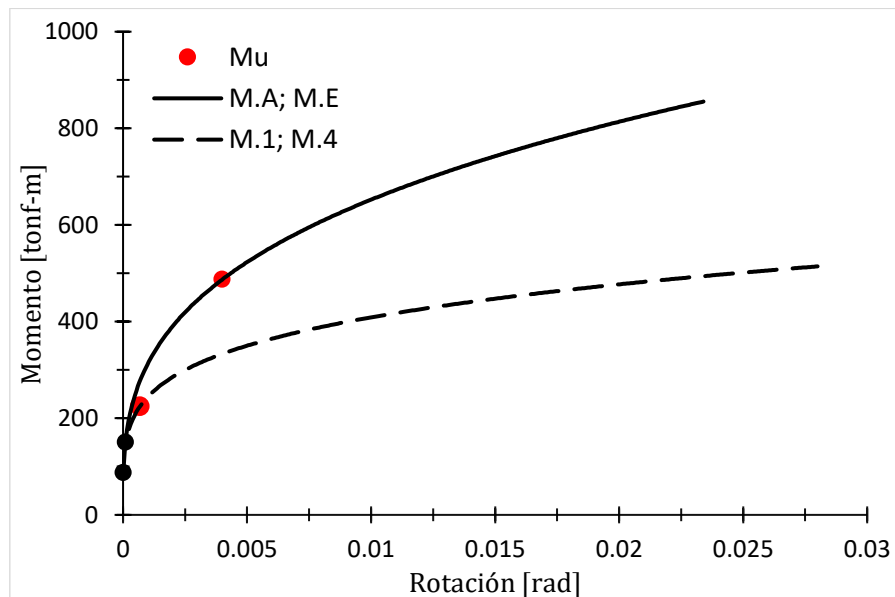


Figura 4.36 – Gráfica, curva analítica momento – rotación muros postensados de CLT.

4.5. Riostras restringidas al pandeo (BRB)

Los marcos utilizados en la estructura presentan una configuración en X para pisos consecutivos, que es muy efectiva para controlar la deflexión de las vigas y las cargas axiales transmitidas a las columnas [91]. La Figura 4.37 adaptada de la Guía de Diseño de Corebrace [76] muestra un marco tipo Chevron correspondiente a los pisos impares de la estructura, en ella se describen las características geométricas de los elementos que componen el marco y también la deformada aproximada ante una carga lateral F .

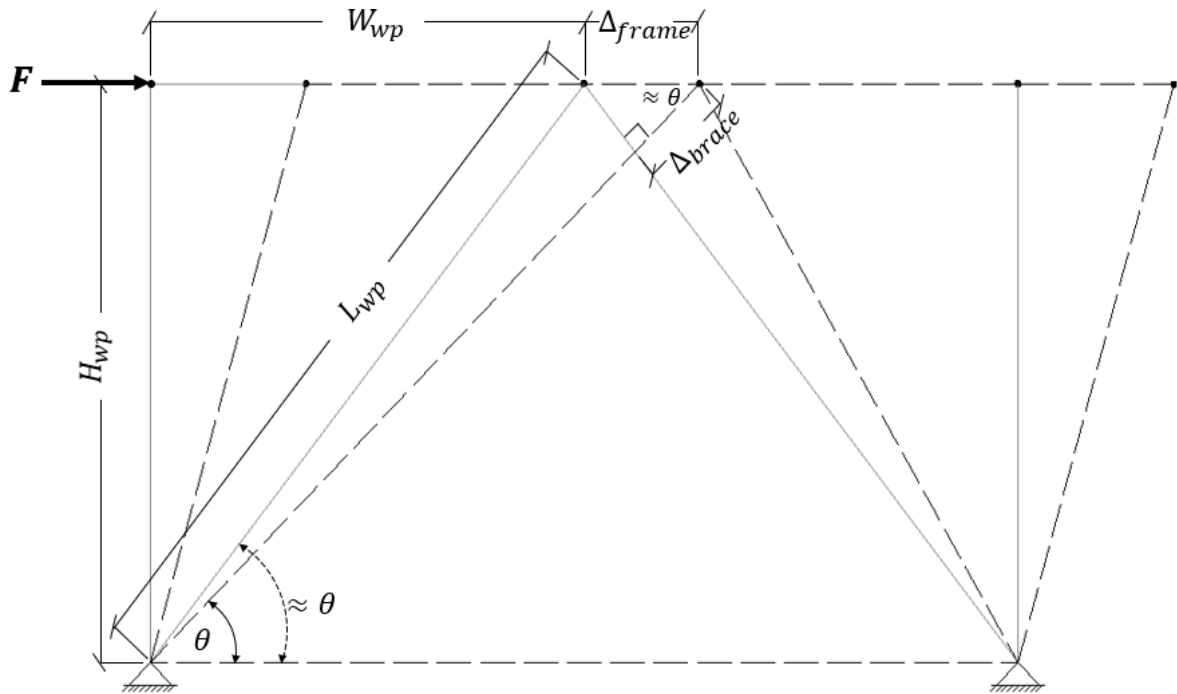


Figura 4.37 – Detalle de marco de LVL arriostrado tipo Chevron [76].

Donde:

L_{wp} = Largo total del arriostramiento.

H_{wp} = Altura del marco.

W_{wp} = Proyección horizontal de la riostra.

Δ_{frame} = Deformación lateral del marco.

Δ_{brace} = Deformación axial de la riostra.

θ = Ángulo que forma la riostra con la horizontal.

El largo L_{wp} comprende tres zonas de diferente rigideces (ver Figura 2.12). Para efectos prácticos no se considera una zona de transición y la zona de conexión es igual en ambos extremos de la riostra. El largo de la zona de fluencia ($L_{y_{sc}}$) debe ser estimado por el fabricante, en este trabajo se utiliza un valor de $0.45 \times L_{wp}$ para los pisos del 8 al 12 elegido de forma conservadora según lo propuesto por López & Sabelli (2004) [60]. Los demás valores para $L_{y_{sc}}$ y las características geométricas se resumen en la Tabla 4.34.

Tabla 4.34 – Características geométricas para BRBF.

Pisos	H_{wp} [cm]	W_{wp} [cm]	θ [°]	L_{wp} [cm]	L_{ysc} [cm]
0 – 4	300	315	43.6	435	152.3
4 – 8	300	315	43.6	435	174
8 – 12	300	315	43.6	435	195.8

4.5.1. Diseño de las BRB

Para el diseño de las BRB se adoptan las especificaciones de la norma ANSI/AISC 341-16 [13] al no disponer de una norma específica para marcos de madera arriostrados con BRB en Chile. El diseño del núcleo de acero de la BRB debe ser capaz de soportar los esfuerzos axiales de compresión y tracción para el estado límite de fluencia según los métodos LRFD y ASD descritos en las ecuaciones 4.47 y 4.48.

$$\text{LRFD} \quad P_u \leq \phi P_{ysc} \quad ; \phi = 0.9 \quad \text{Ec.4.47}$$

$$\text{ASD} \quad P_a \leq \frac{P_{ysc}}{\Omega} \quad ; \Omega = 1.67 \quad \text{Ec.4.48}$$

Donde:

$P_{ysc} = F_{ysc} \times A_{sc}$ Resistencia a la fluencia del núcleo de acero.

F_{ysc} = Esfuerzo de fluencia del núcleo de acero determinando según el ensayo de coupon.

A_{sc} = Área transversal del núcleo de acero.

P_u = Carga axial última (LRFD).

P_a = Carga axial admisible (ASD).

En la Tabla 4.35 se presenta el diseño de las BRB calculado según el método LRFD, que resulta ser el más desfavorable. La resistencia de diseño (ϕP_{ysc}) toma en cuenta la variedad del material, es decir para el valor promedio de $F_{ysc} = 2,953 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ con una tolerancia de $\pm 281 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ se opta de forma conservadora considerar $F_{ysc} = 2,672 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$, mientras que para el diseño por capacidad de las columnas, vigas y conexiones se utiliza el valor máximo permisible $F_{ysc} = 3,234 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ asociado a la resistencia ajustada de las riostras [60].

Tabla 4.35 – Diseño del área transversal del núcleo de acero de las BRB.

Pisos	$A_{sc \text{ sum}}$ [cm ²]	ϕP_{ysc} [ton _f]	P_u [ton _f]	$P_u/\phi P_{ysc}$
0 – 4	48.39	116.4	114	0.98
4 – 8	41.94	100.8	96.2	0.95
8 – 12	16.13	38.8	35.7	0.92

El diseño de la funda de acero de las BRB se basa en las investigaciones hechas por Watanabe et al. (1988) [92], los autores establecen que para evitar el pandeo de la funda una vez que el núcleo de acero fluye se debe cumplir la relación dada en la ecuación 4.49.

$$\frac{P_e}{P_{ysc}} \geq 1.5 \quad \text{Ec.4.49}$$

Donde:

$$P_e = \frac{\pi^2 \times EI_0}{L_{wp}^2} \text{ Fuerza crítica de pandeo elástico de la funda.}$$

E = Módulo de elasticidad de la funda.

I_0 = Momento de inercia de la funda.

En este trabajo al igual que en el de Watanabe et al. (1988) [92] se ignora la resistencia proporcionada por el mortero al pandeo de la funda. El diseño de la funda se presenta en la Tabla 4.36 con las secciones de fundas especificadas en la Guía de Diseño de Corebrace [76], además se observa que la relación descrita en la ecuación 4.49 es muy superior a 1.5, evitando así el pandeo de la funda.

Tabla 4.36 – Diseño de las fundas de acero para las BRB.

Pisos	Sección de la funda	$P_{y_{sc}}$ [tonf]	P_e [tonf]	$P_e/P_{y_{sc}}$
0 – 4	254 × 254 × 6.4	129.3	689.2	5.3
4 – 8	254 × 254 × 6.4	112	689.2	6.2
8 – 12	203 × 203 × 6.4	43.1	345.2	8

4.6. Diseño por capacidad de los marcos BRBF

La norma ANSI/AISC 341-16 [13] establece que las vigas, columnas y conexiones del marco BRBF deben ser diseñadas para resistir las fuerzas calculadas respecto de la resistencia ajustada de la riostra, es decir la máxima carga axial inducidas por las riostras debido a la sobrerresistencia. La resistencia ajustada de la riostra en compresión ($C_{m\acute{a}x}$) y tracción ($T_{m\acute{a}x}$) se definen en las ecuaciones 4.50 y 4.51, respectivamente.

$$C_{m\acute{a}x} = \beta \times \omega \times R_y \times P_{y_{sc}} \quad \text{Ec.4.50}$$

$$T_{m\acute{a}x} = \omega \times R_y \times P_{y_{sc}} \quad \text{Ec.4.51}$$

Con:

β = Factor de ajuste de resistencia en compresión.

ω = Factor de ajuste por endurecimiento de deformación del acero.

R_y = Razón entre el esfuerzo de fluencia esperado y el esfuerzo de fluencia mínimo.

Como una excepción, la norma ANSI/AISC 341-16 [13] indica que el factor R_y no necesita ser aplicado si $P_{y_{sc}}$ es establecido utilizando el esfuerzo de fluencia determinado desde un ensayo de coupon. Sin embargo, en este trabajo se considera un $R_y = 1.21$ asociado a la razón entre los esfuerzos de fluencia máximo y mínimo especificados en la sección 4.5.1.

Los factores de ajuste β y ω (ver Figura 4.38) deben ser calculados según las pruebas especificadas en la sección K3.4c de la norma ANSI/AISC 341-16 [13], correspondiente a deformaciones esperadas. A partir de estas pruebas el factor de ajuste β se calcula como la razón entre la máxima fuerza de compresión ($C_{m\acute{a}x}$) y la máxima fuerza de tracción ($T_{m\acute{a}x}$) dado en la ecuación 4.52. Cabe mencionar que el factor β en ningún caso debe ser menor a 1.0. Por otra parte, el factor ω se calcula como la máxima fuerza de tracción ($T_{m\acute{a}x}$) con respecto a la fuerza de fluencia ($P_{y_{sc}}$) medidas en los ensayos, descrita en la ecuación 4.53.

$$\beta = \frac{C_{m\acute{a}x}}{T_{m\acute{a}x}} = \frac{\beta \times \omega \times R_y \times P_{y_{sc}}}{\omega \times R_y \times P_{y_{sc}}} \quad \text{Ec.4.52}$$

$$\omega = \frac{T_{m\acute{a}x}}{P_{y_{sc}}} = \frac{\omega \times R_y \times P_{y_{sc}}}{P_{y_{sc}} \times A_{sc}} \quad \text{Ec.4.53}$$

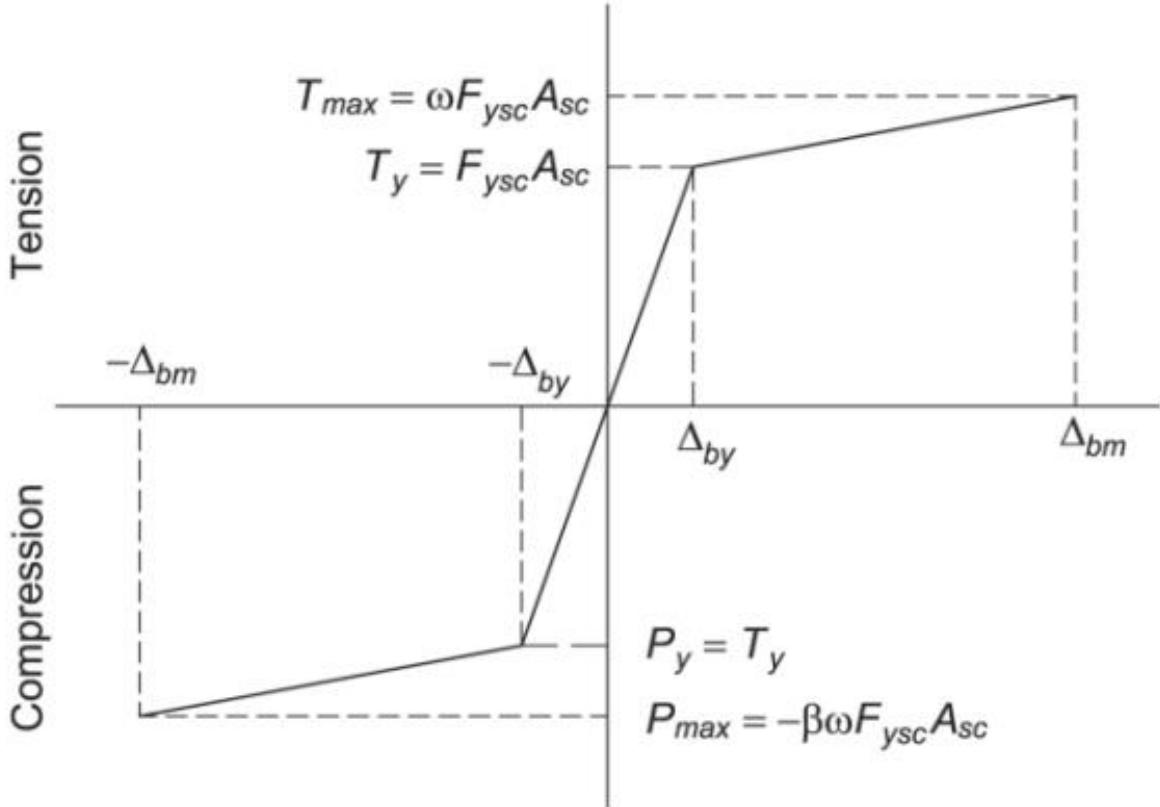


Figura 4.38 – Diagrama fuerza – desplazamiento de las BRB [13].

La norma ANSI/AISC 341-16 [13] indica que la deformación axial esperada de las riostras debe ser la correspondiente al mayor entre un *drift* de entre piso igual a 2% o dos veces el *drift* de entre piso de diseño.

Para determinar el *drift* de diseño primero se debe calcular la deformación de fluencia de la BRB (Δ_{by}) en función de sus características geométricas y mecánicas, como establece la ecuación 4.54 [93].

$$\Delta_{by} = \frac{\phi P_{y_{sc}}}{K_{y_{sc}}} = \frac{\phi F_{y_{sc}} \times A_{sc}}{\frac{A_{sc} \times E}{L_{y_{sc}}}} \quad \text{Ec.4.54}$$

El desplazamiento de diseño máximo (Δ_{bm}) se calcula multiplicando la deformación de fluencia por el factor de amplificación de deformaciones (C_d) especificado con un valor de 5 en la norma ASCE7-16 [94] para sistemas de marcos de acero especiales arriostrados concéntricamente. Luego la deformación unitaria para dos veces el *drift* de diseño se obtiene desde la ecuación 4.55 [93].

$$\varepsilon = \frac{2 \times C_d \times \Delta_{by}}{L_{ySC}} \quad \text{Ec.4.55}$$

La deformación de la BRB (Δ_b) para un *drift* de entre piso igual al 2% según la norma ANSI/AISC 341-16 [13] se calcula con la geometría del marco presentado en la Figura 4.36, como sigue:

$$\Delta_b = 2\% \times H_{wp} \times \cos \theta \quad \text{Ec.4.56}$$

Por lo tanto, la deformación unitaria para un *drift* de entre piso igual al 2% se obtiene desde la ecuación 4.57.

$$\varepsilon = \frac{2\% \times H_{wp} \times \cos(\theta)}{L_{ySC}} \quad \text{Ec.4.57}$$

En la Tabla 4.37 se observa que la mayor deformación en las BRB está asociada a un *drift* de entre piso del 2% y con esos valores se obtienen los factores de ajuste β y ω desde las curvas proporcionadas por el fabricante Corebrace [95] como se muestra en la Tabla 4.38.

Tabla 4.37 – Deformación unitaria de las BRB.

Pisos	$A_{sc\ sum} [cm^2]$	2 veces el <i>drift</i> de diseño		<i>drift</i> de entre piso = 2%	
		$\Delta_{by} [cm]$	ε [%]	$\Delta_b [cm]$	ε [%]
1 – 4	48.39	0.22	1.43	4.34	2.85
4 – 8	41.94	0.25	1.43	4.34	2.50
8 – 12	16.13	0.28	1.43	4.34	2.22

Finalmente, en la Tabla 4.38 se calcula la resistencia ajustada de las BRB mediante las ecuaciones 4.50 y 4.51 considerando el esfuerzo máximo de fluencia permisible.

Tabla 4.38 – Factores de ajuste y resistencia ajustada de las BRB.

Pisos	β	ω	$P_{ySC} [ton_f]$	$C_{m\acute{a}x} [ton_f]$	$T_{m\acute{a}x} [ton_f]$
1 – 4	1.20	1.46	129.3	226.5	188.8
4 – 8	1.17	1.44	112	188.8	161.4
8 – 12	1.15	1.41	43.1	69.9	60.8

4.6.1. Diseño por capacidad de las vigas

En el diseño por capacidad, las vigas deben ser capaces de soportar las máximas cargas de las BRB obtenidas desde la Tabla 4.38. En la Figura 4.39 tomada de Rubio (2020) [11] se presenta un diagrama de cuerpo libre de las fuerzas actuantes sobre las vigas para los pisos pares e impares.

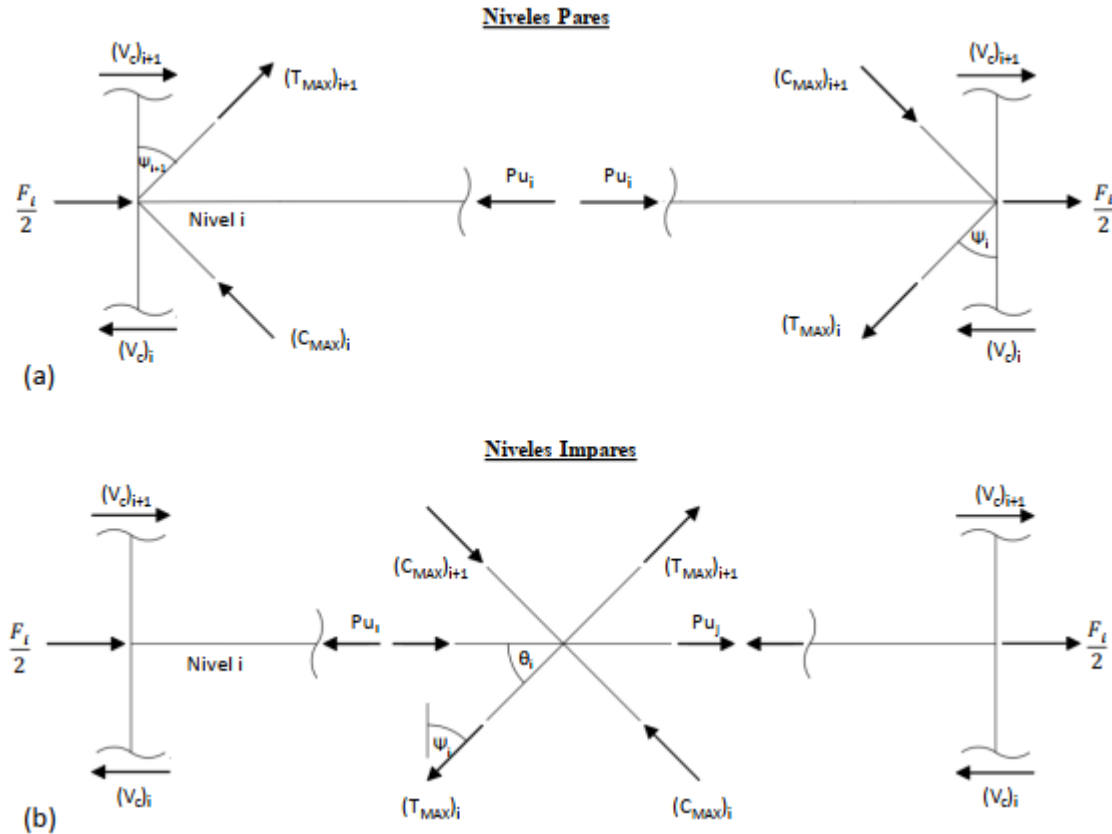


Figura 4.39 – Fuerzas actuantes en las vigas: (a) pisos pares; y (b) pisos impares [11].

López & Sabelli [60] establecen algunos supuestos para calcular la fuerza axial en las vigas, que producen resultados conservadores. Estos son:

- El corte en las columnas se asume igual en pisos consecutivos, de este modo $(V_c)_i = (V_c)_{i+1} = 0$.
- Se asume que la fuerza lateral resultante por piso (F_i), correspondiente al mecanismo inelástico considerado se divide en parte iguales en cada extremo del marco.

En los niveles pares de la Figura 4.39(a), al realizar el equilibrio de fuerzas horizontales se obtiene la máxima carga axial (P_{ui}) desde las ecuaciones 4.58 y 4.59 y corresponde a las vigas del piso 2 con un valor de 27.34 [ton_f].

$$F_i = (T_{m\acute{a}x})_i \times \sin(\psi_i) + (C_{m\acute{a}x})_i \times \sin(\psi_i) - (T_{m\acute{a}x})_{i+1} \times \sin(\psi_{i+1}) - (C_{m\acute{a}x})_{i+1} \times \sin(\psi_{i+1}) \quad \text{Ec.4.58}$$

$$P_{ui} = \frac{F_i}{2} + (T_{m\acute{a}x})_{i+1} \times \sin(\psi_{i+1}) - (C_{m\acute{a}x})_i \times \sin(\psi_i) \quad \text{Ec.4.59}$$

En la viga del último piso, al solo existir BRB en el nivel inferior no se deben considerar las fuerzas ajustadas $(C_{m\acute{a}x})_{i+1} = (T_{m\acute{a}x})_{i+1} = 0$ de las ecuaciones 4.58 y 4.59, lo que hace disminuir la carga axial máxima (P_{ui}) sobre las vigas.

En los niveles impares de la Figura 4.39(b), al realizar el equilibrio de fuerzas horizontales se observa que las cargas inducidas por las riostras sobre la viga se anulan, ya que el cambio de sección de las BRB se realiza en los niveles pares (4 y 8). Por lo tanto, la máxima carga axial (P_{ui}) que se obtiene desde las ecuaciones 4.60 y 4.61 es igual a cero.

$$F_i = (T_{m\acute{a}x})_i \times \sin(\psi_i) + (C_{m\acute{a}x})_i \times \sin(\psi_i) - (T_{m\acute{a}x})_{i+1} \times \sin(\psi_{i+1}) - (C_{m\acute{a}x})_{i+1} \times \sin(\psi_{i+1}) \quad \text{Ec.4.60}$$

$$P_{ui} = \frac{F_i}{2} \quad \text{Ec.4.61}$$

Con la carga axial máxima $(P_{ui} = 27.34 \text{ [ton}_f\text{]})$ se verifica el diseño a compresión de las vigas según la ecuación 4.62 considerando ahora un factor de duración de carga $k_1 = 1$, asociado a cargas de corta duración.

$$P_{d,c} = \phi \times k_1 \times k_{14} \times k_8 \times f_c \times A \geq P_{ui} \quad \text{Ec.4.62}$$

Donde:

$P_{d,c}$ = Carga axial a compresión resistente de diseño [71].

k_1, k_{14}, k_8 = Factores de modificación de la resistencia definidos en 4.2.

f_c = Resistencia a compresión (según Tabla 3.5).

A = Área de la sección transversal de la viga.

Desde la ecuación 4.62, se obtiene una resistencia a compresión de diseño $P_{d,c} = 1051.93 \text{ [ton}_f\text{]}$ con una razón de uso muy baja alrededor del 2.24%, entonces las vigas son capaces de soportar las máximas cargas axiales inducidas por las BRB.

4.6.2. Diseño por capacidad de las columnas

Las máximas cargas axiales que deben ser soportadas por las columnas de LVL son inducidas por las fuerzas ajustadas de las BRB, el corte de diseño de las vigas y las cargas gravitacionales (peso propio más sobrecarga). En la Figura 4.40 tomada de Rubio (2020) [11] se presenta un diagrama de cuerpo libre de las fuerzas actuantes sobre las columnas para los pisos pares e impares.

Las máximas cargas axiales a compresión $(P_{u,c})$ y tracción $(P_{u,t})$ sobre las columnas se definen en las ecuaciones 4.63 y 4.64, respectivamente.

$$P_{u,c} = (T_{m\acute{a}x})_i \times \cos(\psi_i) + (C_{m\acute{a}x})_{i+1} \times \sin(\psi_{i+1}) + (V_{pa})_i + P_g \quad \text{Ec.4.63}$$

$$P_{u,t} = (C_{m\acute{a}x})_i \times \cos(\psi_i) + (T_{m\acute{a}x})_{i+1} \times \sin(\psi_{i+1}) - (V_{pa})_i - P_g \quad \text{Ec.4.64}$$

Donde:

$(V_{pa})_i$ = Corte de diseño de las vigas calculado según 4.2.1.2.

P_g = Cargas gravitacionales de peso propio más sobrecarga.

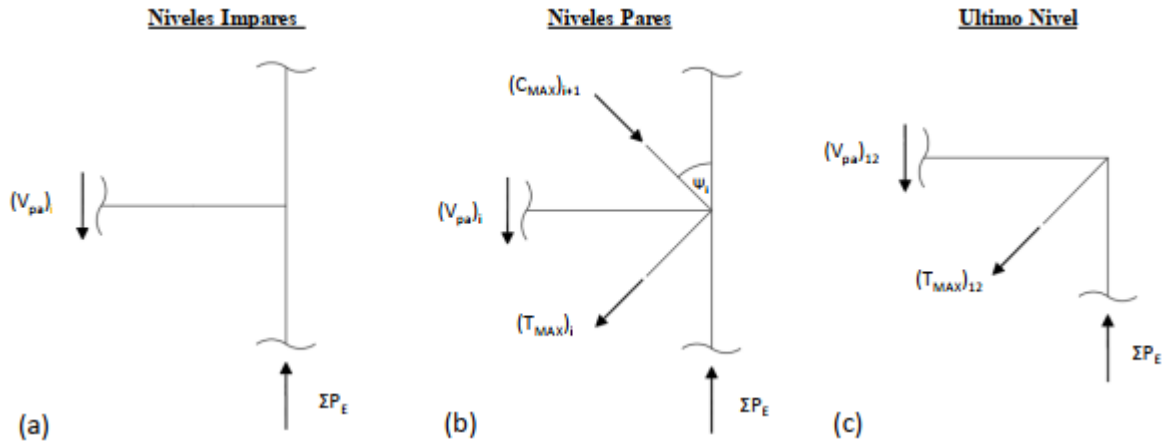


Figura 4.40 – Fuerzas actuantes sobre las columnas: (a) pisos impares; (b) pisos pares; y (c) último piso [11].

Los pisos impares de la Figura 4.40(a) no presentan BRB, por lo tanto, las fuerzas de ajuste $(T_{m\acute{a}x})_i = (C_{m\acute{a}x})_i = (C_{m\acute{a}x})_{i+1} = (T_{m\acute{a}x})_{i+1} = 0$. Por lo tanto, la fuerza máxima de compresión en las columnas $(P_{u,c})$ (ecuación 4.63) es propiciada por las fuerzas de corte de las vigas $(V_{pa})_i$ más las fuerzas gravitacionales (P_g) .

Por otro lado, para todos los pisos en el cálculo de la fuerza máxima a tracción en las columnas $(P_{u,t})$ (ecuación 4.64) se desprecia de manera conservadora el aporte de las cargas gravitacionales (P_g) , ya que, se asume que pueden ser contrarrestadas por la acción de la componente vertical del sismo.

Finalmente, para el último piso al solo existir BRB en el nivel inferior no deben ser consideradas las fuerzas ajustadas $(C_{m\acute{a}x})_{i+1} = (T_{m\acute{a}x})_{i+1} = 0$ en las ecuaciones 4.63 y 4.64, lo que hace disminuir la carga axial máxima $(P_{u,c})$ y $(P_{u,t})$ sobre las columnas.

En la Tabla 4.39 se presentan las máximas cargas axiales a las que se encuentran sometidas las columnas, en ella se observa que para las columnas del primer piso se obtiene la máxima carga a compresión $P_{u,c} = 1836 [ton_f]$, mientras que para las columnas del segundo piso se obtiene la máxima carga a tracción $P_{u,t} = 582 [ton_f]$.

Tabla 4.39 – Diseño por capacidad, carga axial máxima sobre las columnas de LVL.

Pisos	BRB		Viga	Columna		
	$C_{m\acute{a}x} [ton_f]$	$T_{m\acute{a}x} [ton_f]$	$(V_{pa})_i [ton_f]$	$\sum P_g [ton_f]$	$\sum P_{u,c} [ton_f]$	$\sum P_{u,t} [ton_f]$
12	60.8	69.9	47.6	16	105	0.59
11	60.8	69.9	47.6	33	170	-47
10	60.8	69.9	47.6	52	327	-5
9	60.8	69.9	47.6	70	392	-52
8	161.4	188.8	47.6	78	608	72
7	161.4	188.8	47.6	95	672	25
6	161.4	188.8	47.6	105	972	219
5	161.4	188.8	47.6	123	1,036	171
4	188.8	226.5	47.6	133	1,355	391
3	188.8	226.5	47.6	150	1,420	343
2	188.8	226.5	47.6	168	1,771	582
1	188.8	226.5	47.6	185	1,836	535

Cabe mencionar que las columnas superiores 9, 10 y 11 (columna 5 de la Tabla 4.39) se encuentran sometidas a compresión debido a que el corte en la viga es superior a las cargas máximas axiales provocadas por las BRB.

La capacidad de diseño axial a compresión y a tracción de las columnas de LVL se describe en las ecuaciones 4.65 y 4.66, considerando ahora un factor de duración de carga $k_1 = 1$, asociado a cargas de corta duración.

$$P_{d,c} = \phi \times k_1 \times k_{14} \times k_8 \times f_c \times A \geq P_{u,c} \quad \text{Ec.4.65}$$

$$P_{d,t} = \phi \times k_1 \times k_4 \times k_{14} \times k_{24} \times f_t \times A \geq P_{u,t} \quad \text{Ec.4.66}$$

Donde:

$P_{d,c}$ = Carga axial a compresión resistente de diseño [71].

$P_{d,t}$ = Carga axial a tracción resistente de diseño [71].

k_1, k_{14}, k_8 = Factores de modificación de la resistencia definidos en 4.2.

f_c = Resistencia a compresión (según Tabla 3.5).

f_t = Resistencia a tracción (según Tabla 3.5).

A = Área de la sección transversal de la viga.

En la Tabla 4.40 se observa que la razón de uso para las columnas de LVL sometidas a las cargas máximas de compresión es igual a 72% (primer nivel), mientras que para las cargas máximas de tracción se obtiene una razón de uso del 42% (segundo nivel). Por lo tanto, las columnas son capaces de soportar las máximas cargas axiales inducidas por las BRB.

Tabla 4.40 – Diseño por capacidad, razón de uso de las columnas de LVL para las cargas máximas axiales.

Pisos	Carga axial de diseño	P_d [tonf]	P_u [tonf]	$P_{u,c}/N_{d,c}$
1	Compresión	2,539	1,836	0.72
	Tracción	1,399	535	0.38
2	Compresión	2,539	1,771	0.70
	Tracción	1,399	582	0.42

Las cargas axiales máximas de las BRB también provocan esfuerzos de corte en las columnas, pero solamente en los pisos pares. Sin embargo, las fuerzas de corte generadas por las BRB al poseer distintas direcciones disminuyen el esfuerzo de corte sobre las columnas. El diseño por capacidad al corte de las columnas se presenta en la ecuación 4.67, considerando ahora un factor de duración de carga $k_1 = 1$, asociado a cargas de corta duración.

$$V_d = \phi \times k_1 \times k_4 \times k_5 \times k_{14} \times f_s \times A_s \geq V_u \quad \text{Ec.4.67}$$

Donde:

V_d = Corte resistente de diseño [71].

k_1, k_4, k_5, k_{14} = Factores de modificación de la resistencia definidos en 4.2.

f_s = Resistencia a corte (según Tabla 3.5).

$A_s = 2/3 (b \times d)$ Área del plano de corte, para columnas cargadas a flexión.

V_u = Corte último producido por las cargas de diseño.

En la Tabla 4.41 se observa una razón de uso del 46% correspondiente al piso 8, que resulta ser el nivel donde se produce el cambio de sección de las BRB. Además, de forma conservadora se calcula el diseño al corte por capacidad con $f_s = 3.5 [MPa]$ correspondiente a las láminas orientadas de forma transversal a las cargas.

Tabla 4.41 – Diseño por capacidad, razón de uso de las columnas de LVL para las cargas máximas de corte.

Pisos	$V_d [ton_f]$	$V_u [ton_f]$	V_u/V_d
2	145.4	27.3	0.19
4	145.4	0.01	0.00
6	145.4	19.9	0.14
8	145.4	66.2	0.46
10	145.4	6.6	0.05
12	145.4	44	0.30

4.7. Diseño de la conexión

Una de las principales razones para proponer una Estructura híbrida de Madera es mejorar el desempeño de las conexiones [6], como es el caso de los muros postensados de CLT donde las barras se conectan directamente a la fundación de forma similar al edificio NMIT Arts & Media (ver Figura 2.17).

Por otro lado, también es necesario diseñar correctamente las conexiones de los elementos que componen el marco de LVL. Para las uniones viga – columna y viga – viga se utilizan placas de acero embebidas en la madera, que mediante pernos de alta resistencia conforman una unión rígida [60]. La conexión es análoga a la propuesta por Timmer & Tsay Jacobs (2018) [96] mostrada en la Figura 1.2(d). Una parte de esas placas de acero funciona como placa Gusset para conectar las BRB por medio de un pasador, que resulta en una conexión rotulada [97].

Un adecuado detallado de los componentes de la conexión es esencial para mantener la integridad del sistema estructural, cuando las BRB sufran una acción inelástica [97]. Por ello, los elementos de la conexión se deben diseñar para permanecer elásticos cuando las BRB se encuentren sometidas a la máxima resistencia.

En la Figura 4.41 adaptada de la Guía de Diseño de Corebrace [76] se presenta el tipo de BRB utilizada en la estructura, la cual contiene una conexión rotulada en los extremos, una funda del tipo cuadrada y además se especifican los tipos de acero para cada componente de la conexión.

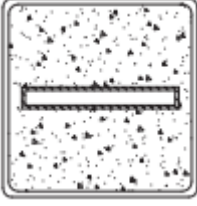


Sección A	Especificaciones del Material
	Núcleo de Acero: A36 Fluencia Controlada Placa Gusset: A572 GR-65 Funda: A500 GR-B Pasador: A193 GR-B
	
	

Figura 4.41 – Esquema de la BRB seleccionada y tipo de material de los componentes [76].

4.7.1. Diseño del Pasador

El pasador se diseña de acuerdo con la cláusula 9.5 de la norma NZS3404:Part 1:1997 [98]. El pasador está sujeto a fuerzas de corte y flexión originadas por las fuerzas ajustadas de las riostras. Como se especifica en la Figura 4.41 un acero A193 GR-B corresponde a un esfuerzo de fluencia mínimo de 448 [MPa] y rotura de 552 [MPa].

4.7.1.1. Corte

La máxima fuerza axial en la riostra corresponde a la fuerza ajustada en compresión ($C_{m\acute{a}x} = 226.52 [ton_f]$), por lo que la fuerza de corte a la que se encuentra sometido el pasador es $V_f^* = 113.26 [ton_f]$. La resistencia corte del pasador debe satisfacer la ecuación 4.68.

$$V_f^* \leq \phi \times V_f \quad \text{Ec.4.68}$$

Con:

$\phi = 0.8$ Factor de reducción de la resistencia al corte.

La capacidad al corte nominal del pasador (V_f) se define en la ecuación 4.69.

$$V_f = 0.62 \times f_{yp} \times n_s \times A_p \quad \text{Ec.4.69}$$

Donde:

f_{yp} = Esfuerzo de fluencia del pasador.

n_s = Número de planos de corte.

$A_p = \frac{\pi \times d_f^2}{4}$ Área de la sección transversal del pasador.

$d_f = 13 [cm]$ Diámetro del pasador.

4.7.1.2. Flexión

El diseño a flexión del pasador debe satisfacer la ecuación 4.70.

$$M^* \leq \phi \times M_p \quad \text{Ec.4.70}$$

Con:

$\phi = 0.8$ Factor de reducción de la resistencia a momento.

La sollicitación de momento en el pasador (M^*) se define en la ecuación 4.71, se supone un momento provocado por una carga puntual (P) actuando en el centro del pasador con sus extremos empotrados [97]. La carga P corresponde a la fuerza ajustada en compresión de la riostra ($C_{m\acute{a}x} = 226.52 [ton_f]$). La longitud del pasador (L) debe ser tal, que cubra al menos el espesor de la Placa Gusset y las placas de conexión de la BRB. De este modo se considera $L = 15 [cm]$.

$$M^* = \frac{P \times L}{8} \quad \text{Ec.4.71}$$

La capacidad a flexión nominal del pasador (M_p) se define en la ecuación 4.72.

$$M_p = f_{yp} \times S \quad \text{Ec.4.72}$$

Donde:

$S = \frac{\pi \times D^3}{32}$ Módulo de la sección del pasador.

4.7.1.3. Aplastamiento

Además, se debe verificar que no se sobrepase la capacidad de aplastamiento (V_b) en la placa Gusset producto de las sollicitaciones en el pasador, según la ecuación 4.73.

$$V_b^* \leq \phi \times V_b \quad \text{Ec.4.73}$$

Con:

$\phi = 0.8$ Factor de reducción de la resistencia al aplastamiento.

La capacidad nominal al aplastamiento del pasador o de la placa Gusset (V_f) se define en la ecuación 4.74.

$$V_b = 1.4 \times f_{yp} \times d_f \times t_p \times k_p \quad \text{Ec.4.74}$$

Donde:

f_{yp} = Esfuerzo de fluencia mínimo del pasador o de la placa Gusset, el que sea menor.

t_p = Espesor de la placa Gusset.

$k_p = 1.0$ Pasador sin rotación.

= 0.5 Pasador con rotación.

La Tabla 4.42 muestra que el diseño del pasador queda controlado por la capacidad al aplastamiento de la placa Gusset con una razón de demanda/capacidad del 97%.

Tabla 4.42 – Verificación del diseño del pasador.

	Capacidad [ton_f]	Demanda [ton_f]	Demanda/Capacidad
Corte	485.9	113.3	0.23
Flexión	13	4.3	0.33
Aplastamiento	233.8	226.5	0.97

4.7.2. Diseño de la Placa Gusset

La placa Gusset se diseña de acuerdo con la norma ANSI/AISC 360-10 [99] para las cargas máximas ajustadas de las riostras. Como se especifica en la Figura 4.41 un acero A572 GR-65 corresponde a un esfuerzo de fluencia mínimo de 448 [MPa] y rotura de 552 [MPa].

La placa Gusset de diseño tiene un espesor $t_p = 35$ [mm] y se detalla en la Figura 4.42 junto a las dimensiones del pasador.

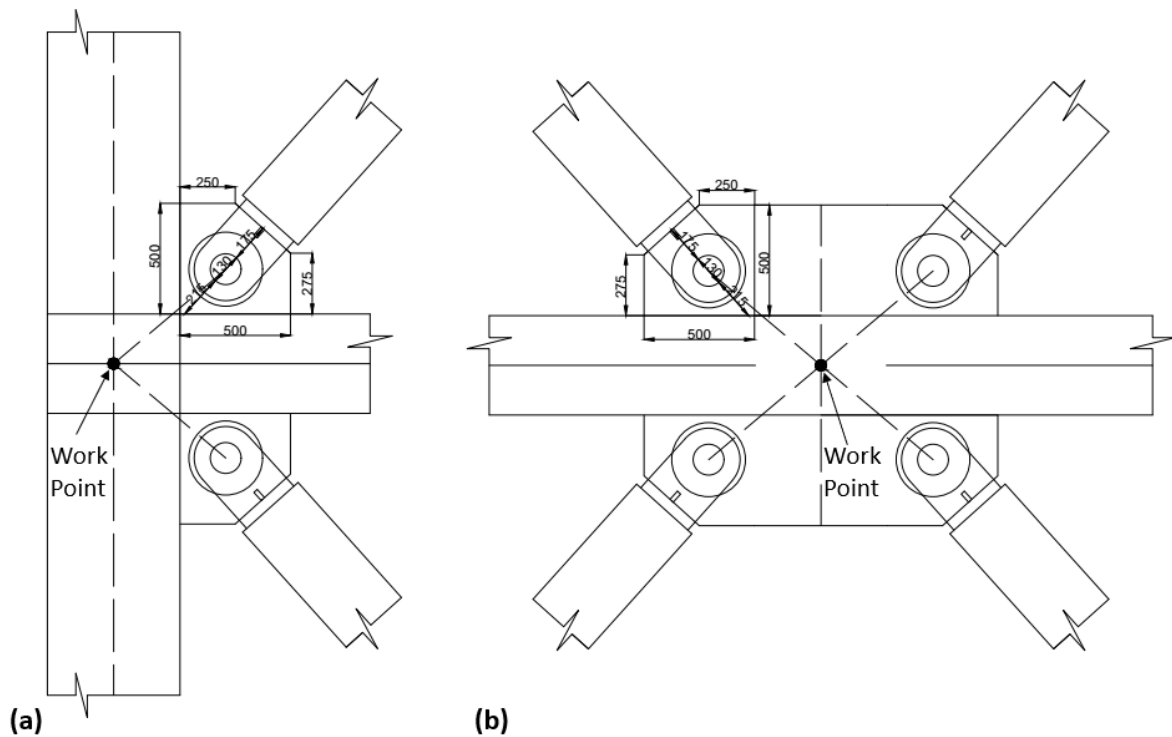


Figura 4.42 - Detalle de Conexión placa Gusset: (a) conexión viga-columna; y (b) conexión viga-viga.

4.7.2.1. Resistencia a tracción

Para placas conectadas por pasadores, el capítulo D5 de la norma ANSI/AISC 360-10 [99] especifica que la resistencia nominal a tracción (P_n) debe ser el menor valor determinado de acuerdo al estado límite último de: a) rotura en tracción; b) rotura en corte; c) aplastamiento; y d) fluencia.

- a) Rotura en tracción en el área neta efectiva

$$\begin{aligned} \phi_t \times P_n &= F_u \times (2 \times t_p \times b_e) \\ \phi_t &= 0.75 \end{aligned} \quad \text{Ec.4.75}$$

b) Rotura en corte en el área efectiva

$$\begin{aligned}\phi_{sf} \times P_n &= 0.6 \times F_u \times A_{sf} \\ \phi_{sf} &= 0.75\end{aligned}\tag{Ec.4.76}$$

Donde:

F_u = Esfuerzo de rotura de la placa Gusset.

$b_e = 2 \times t_p + 16$, en [mm]. Pero no más que la distancia real desde el borde la perforación del pasador a la parte medida en la dirección normal a la fuerza aplicada.

$A_{sf} = 2 \times t_p \times (a + d_f/2)$ Área en la trayectoria de la falla de corte.

a = Distancia más corta del borde de la perforación del pasador al borde del miembro medida paralela a la dirección de la fuerza.

c) Aplastamiento en el área proyectada del pasador

La resistencia al aplastamiento definida en la ecuación 4.77 incluye la sección aumentada de la perforación para una correcta inserción del pasador en la placa Gusset.

$$\begin{aligned}\phi_{sf} \times P_n &= 1.8 \times F_y \times A_{pb} \\ \phi_{sf} &= 0.75\end{aligned}\tag{Ec.4.77}$$

F_y = Esfuerzo de fluencia mínimo de la placa Gusset.

$A_{pb} = t_p \times d_f$ Área proyectada en aplastamiento.

d) Fluencia en la sección bruta

$$\begin{aligned}\phi_t \times P_n &= F_y \times A_g \\ \phi_t &= 0.90\end{aligned}\tag{Ec.4.78}$$

Con:

$A_g = L_w \times t_p$ Área bruta

La longitud L_w se estima como el ancho efectivo de la placa Gusset. Para conexiones soldadas y apernadas el área bruta se calcula según el método de Whitmore, para ello se establece una "sección efectiva de Whitmore" donde se distribuyen los esfuerzos transmitidos desde las riostras. La "sección efectiva de Whitmore" consiste en un trapecio formado por ángulos de 30° desde los pernos o la soldadura hacia la placa Gusset (ver Figura 4.43) [100]. Sin embargo, para conexiones rotuladas el método no aplica y de forma conservadora se toma a L_w como el ancho de la sección que conecta la BRB a la placa Gusset.

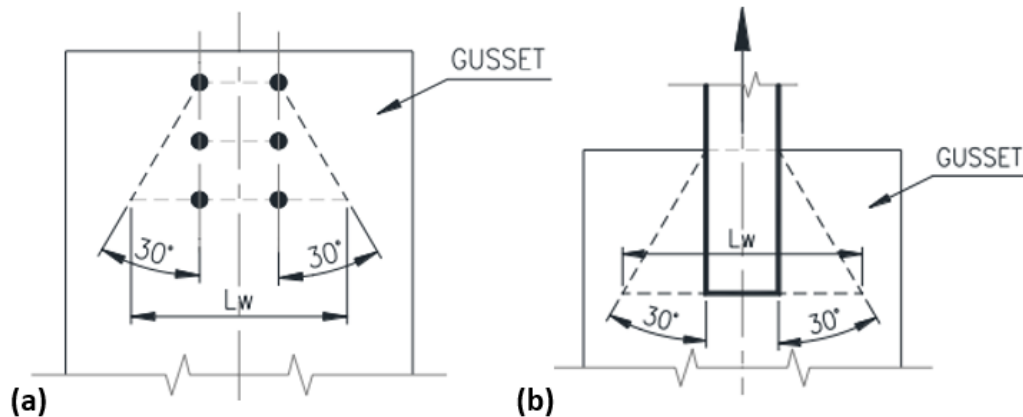


Figura 4.43 – Sección de Whitmore: (a) conexión apornada; y (b) conexión soldada [100].

La Tabla 4.43 muestra que el diseño a tracción de la placa Gusset queda controlada por la capacidad de rotura en tracción en el área neta efectiva de la placa Gusset con una razón de demanda/capacidad del 89%, limitada por el valor del ancho efectivo de la placa Gusset (L_w). Además, se remarca que la capacidad al aplastamiento de la norma ANSI/AISC 360-10 [99] es menos restrictiva que la especificación que entrega la norma NZS3404:Part 1:1997 [98].

Tabla 4.43 – Verificación de diseño a tracción de la placa Gusset.

Tipo de Falla	Capacidad [ton_f]	Demanda [ton_f]	Demanda/Capacidad
Rotura en tracción	254	226.5	0.89
Rotura en corte	425	226.5	0.53
Aplastamiento	280.6	226.5	0.81
Fluencia	287.8	226.5	0.79

4.7.2.2. Resistencia al Corte

La resistencia al corte en la placa Gusset corresponde al menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia y rotura al corte definidos en las ecuaciones 4.79 y 4.80, respectivamente.

a) Fluencia en corte

$$\begin{aligned} \phi \times R_n &= 0.60 \times F_y \times A_{gv} \\ \phi &= 1.0 \end{aligned} \quad \text{Ec.4.79}$$

b) Rotura en corte

$$\begin{aligned} \phi \times R_n &= 0.60 \times F_u \times A_{nv} \\ \phi &= 0.75 \end{aligned} \quad \text{Ec.4.80}$$

Con:

A_{gv} = Área bruta solicitada a corte. Distancia desde el centro del pasador hasta el extremo de la placa Gusset multiplicada por el espesor de la placa.

A_{nv} = Área neta solicitada a corte. Se considera como el área bruta menos la perforación producto del pasador.

4.7.2.3. Resistencia por Bloque de Cortante

La resistencia para el estado límite de rotura por bloque de cortante a lo largo de una trayectoria de corte y una trayectoria de falla perpendicular se define en las ecuaciones 4.81.

$$\begin{aligned} \phi \times R_n &= 0.60 \times F_u \times A_{nv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt} \leq 0.60 \times F_y \times A_{gv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt} \\ \phi &= 0.75 \end{aligned} \quad \text{Ec.4.81}$$

Donde:

A_{nt} = Área neta solicitada a tracción. Se considera como la mitad del ancho de la BRB menos el radio del pasador.

$U_{bs} = 1$ Coeficiente de reducción para un esfuerzo de tracción uniforme.

4.7.2.4. Resistencia en Compresión

La resistencia a compresión para los estados límites de fluencia y pandeo se determinar como sigue:

a) Cuando $KL/r \leq 25$

$$\begin{aligned} \phi \times P_n &= F_y \times A_g \\ \phi &= 0.90 \end{aligned} \quad \text{Ec.4.82}$$

b) Cuando $KL/r > 25$, se aplican las disposiciones del capítulo E de la norma ANSI/AISC 360-10 [99].

La longitud necesaria para la resistencia al pandeo se calcula como un promedio de las distancias L' , L'' y L''' desde el extremo de la riostra hasta la columna o viga según se muestra en la Figura 4.44.

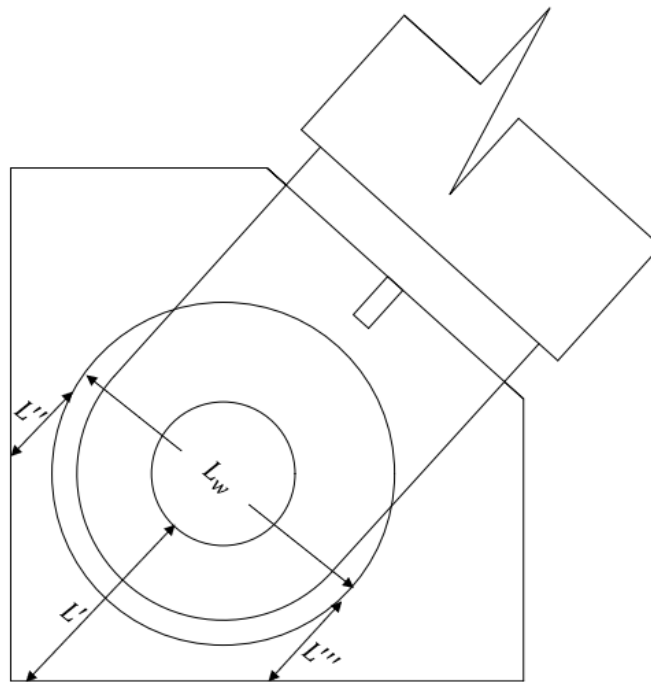


Figura 4.44 – Esquema de longitudes de la placa Gusset.

La sección transversal para verificar la compresión en la placa Gusset tiene un ancho L_w y una altura igual a al espesor de la placa t_p . Para esta sección se define el radio de giro (r) como sigue:

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} = \sqrt{\frac{L_w \times t_p^3}{12 L_w \times t_p}} \quad \text{Ec.4.83}$$

Por otro lado, el factor K correspondiente a las condiciones de apoyo de la placa Gusset se considera de manera conservadora igual a 1.2, según los experimentos hechos por R. E. Whitmore (1952) [101] concluye que en marcos arriostrados es posible que la riostra se desplace fuera de su plano, de esta forma se tendría una condición de apoyo empotrada de la placa en el marco y deslizante en el otro extremo donde se encuentra la riostra.

Definidos los parámetros geométricos, se calcula una relación de esbeltez $KL/r = 26.33$, por lo tanto, la resistencia a compresión se obtiene desde la ecuación 4.84.

$$\begin{aligned} \phi \times P_n &= F_{cr} \times A_g \\ \phi &= 0.90 \end{aligned} \quad \text{Ec.4.82}$$

Donde el esfuerzo crítico (F_{cr}) se determina como sigue:

a) Cuando $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] \times F_y \quad \text{Ec.4.83}$$

b) Cuando $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$

$$F_{cr} = 0.877 \times F_e \quad \text{Ec.4.84}$$

Donde, el esfuerzo crítico de pandeo elástico (F_e) se define en la ecuación 4.85

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad \text{Ec.4.85}$$

La razón F_y/F_e obtenida es menor a 2.25, por lo que el esfuerzo crítico se calcula desde la ecuación 4.83. La Tabla 4.44 muestra en resumen la resistencia de la placa Gusset para los tipos de fallas mencionados, donde en esta etapa el diseño queda controlado por la rotura en corte con una razón de demanda/capacidad del 88%.

Tabla 4.44 – Verificación de diseño de la placa Gusset.

Tipo de Falla	Capacidad [ton_f]	Demanda [ton_f]	Demanda/Capacidad
Fluencia en corte	292.6	226.5	0.77
Rotura en corte	258.3	226.5	0.88
Bloque de cortante	261.6	226.5	0.87
Compresión	266.2	226.5	0.85

CAPÍTULO V: ANÁLISIS NO LINEAL

5.1. Introducción

El análisis no lineal de la estructura de estudio se desarrolla en el programa de análisis inelástico Ruaumoko 2D [16]. El programa permite realizar modelos planos individuales para las dos direcciones de análisis y someterlos a solicitaciones sísmicas. En el análisis se considera que las vigas y columnas de LVL, así como también los muros de CLT se comportan de forma elástica. Mientras que las BRB se modelan como resortes axiales con propiedades no – lineales.

Para evaluar la respuesta en el tiempo de la estructura, se realizan análisis dinámicos no – lineales para cinco registros sísmicos. Los resultados se presentan en función de aceleraciones de piso, desplazamientos de techo, desplazamientos de entre piso, deformaciones residuales, etc.

Como una forma de estudiar el desempeño de la estructura, se llevan a cabo tres análisis cuasi estáticos no – lineales: (1) un análisis pushover, que somete a la estructura a una carga incremental triangular invertida; (2) un análisis pushover de desplazamiento controlado, en que se imponen desplazamientos en el piso 8, cuya magnitud es proporcional a la altura de ese piso y da como resultado una distorsión de entre piso igual a la distorsión de techo; y (3) un análisis pushpull de desplazamiento controlado, que a diferencia de (2) corresponde a imponer una historia de desplazamientos cíclicos en el piso 8.

El imponer un pushover de desplazamientos controlados en el piso 8, se hace para comparar el comportamiento de la estructura respecto del análisis pushover de fuerzas, ya que, es justamente en el piso 8 donde se ubica la fuerza resultante de la carga incremental triangular invertida, aproximadamente. Por otro lado, el análisis pushpull de desplazamientos controlados permite evaluar de forma cualitativa el comportamiento del modelo de análisis y sus reglas de histéresis.

5.2. Modelo de Análisis

La estructura en estudio se analiza para las dos direcciones globales X e Y utilizando modelos planos o bidimensionales como se indica en las Figuras 5.45 y 5.46. En la dirección global Y se utiliza la simetría del modelo considerando solo los ejes estructurales 1 y 2. Para asumir el comportamiento de diafragma rígido, se impone la compatibilidad de desplazamiento para los nodos de cada piso y de esta forma despreciar la deformación axial de las vigas.

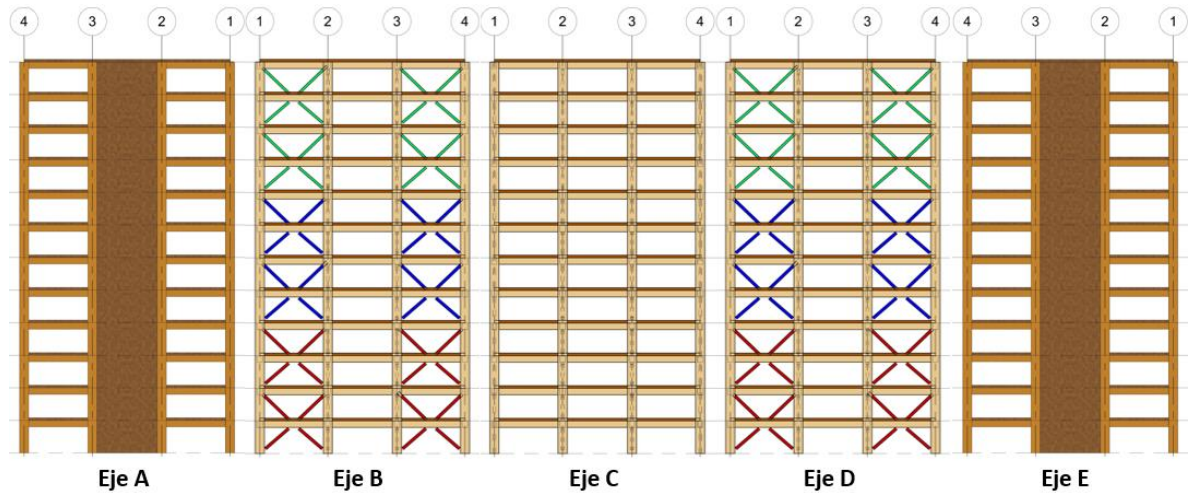


Figura 5.45 – Esquema del modelo de análisis en la dirección global X .

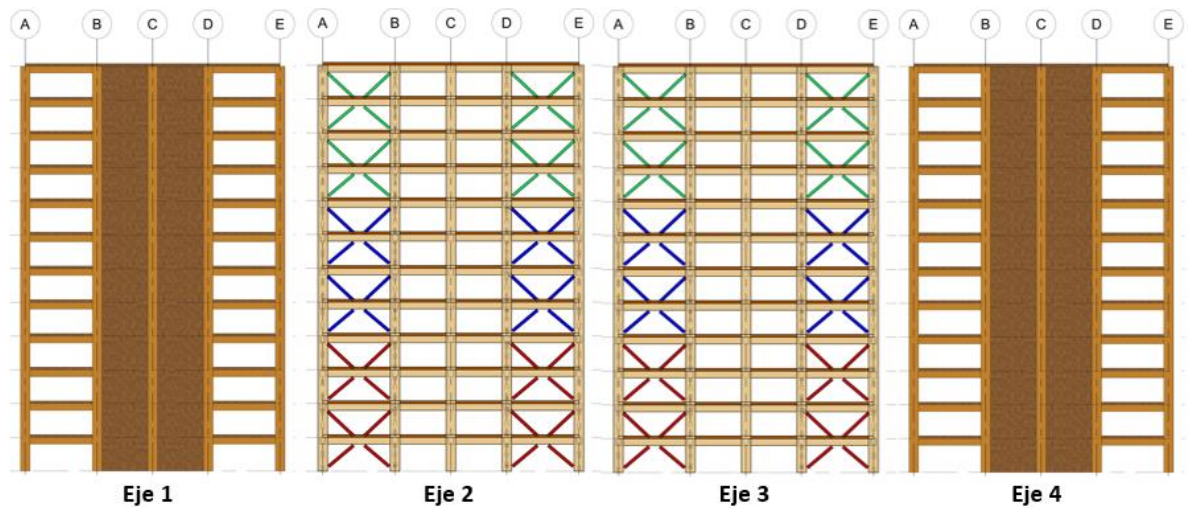


Figura 5.46 – Esquema del modelo de análisis en la dirección global Y .

5.2.1. Modelación de los Elementos Estructurales

Los elementos vigas, columnas y muros se modelan con elementos de plasticidad concentrada tipo 'Giberson One Component Beam' [102], [103], que corresponden a la categoría tipo 'FRAME'. Los elementos constan de un segmento interior con propiedades lineales elásticas, que se une en sus extremos a dos resortes rotacionales potencialmente inelásticos, tal como se muestra en la Figura

5.47. Para poder representar el comportamiento lineal elástico de los elementos, los resortes rotacionales se modelan utilizando propiedades lineales elásticas.

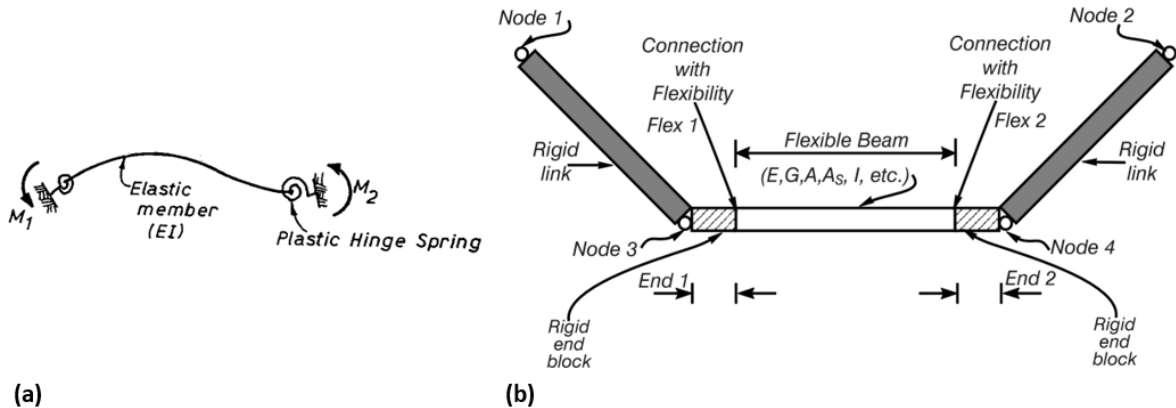


Figura 5.47 – (a) Elemento tipo Giberson one component beam; y (b) miembros tipo 'FRAME' [104].

5.2.1.1. Marcos de LVL

La conexión entre vigas y columnas se modela con cachos rígidos para simular el comportamiento rígido en el nudo provocado por la placa de acero embebida tanto en vigas como en columnas. Por otro lado, para representar las condiciones iniciales de la estructura, se incorpora el efecto de las cargas permanentes y de sobrecarga de uso como cargas verticales en los nodos y momentos estáticos en las vigas. Además, las columnas del primer piso se modelaron rotuladas en la base, para de esta forma representar la condición impuesta de diseño.

5.2.1.2. Muros Postensados de CLT

El comportamiento mecedor de los muros de CLT debido a la resistencia del postensado se modela a través de un resorte rotacional de largo despreciable (ver Figura 5.48) ubicado entre el nodo del nivel basal fijo y la base del muro permitida de rotar.

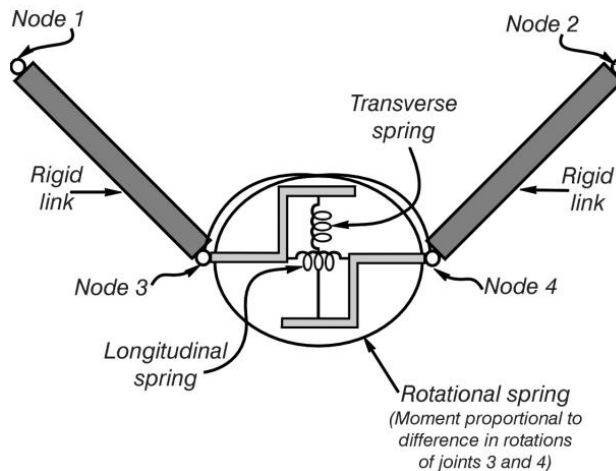


Figura 5.48 – Miembro tipo 'SPRING' [104].

En el resorte rotacional se implementa una regla de histéresis multi – lineal elástica [48], [86], [88] mostrada en la Figura 5.49 que representa de manera apropiada las curvas analíticas de momento – rotación de los muros de CLT determinadas en la sección 4.4.4.

Para que la regla de histéresis multi – lineal elástica se ajuste a las curvas analíticas se deben definir los siguientes parámetros: (1) el número de segmentos (N) más allá de la recta bi – lineal; (2) la fracción de rigidez (F_i) de los segmentos más allá de la recta bi – lineal con respecto a la rigidez inicial (K); y (3) el factor de desplazamiento (D_i) que multiplica al desplazamiento de descompresión [105].

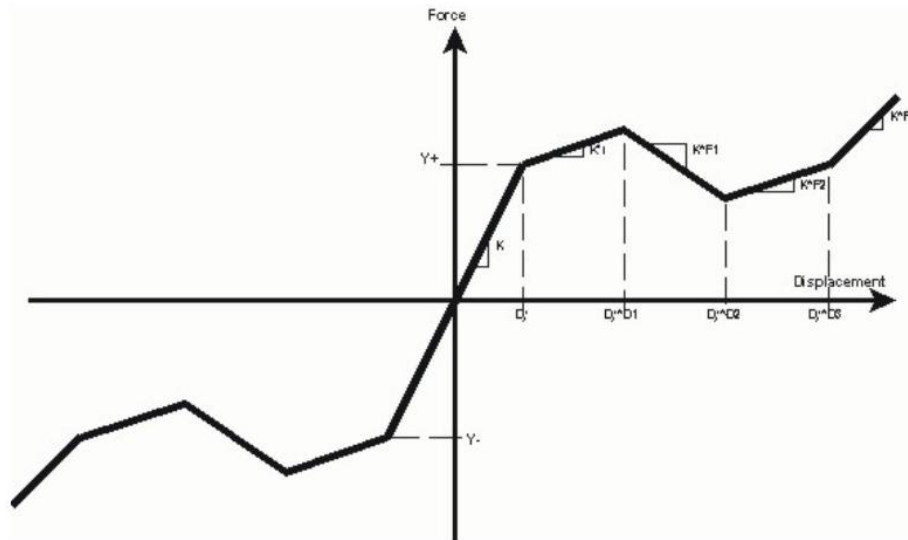


Figura 5.49 – Regla de histéresis multi – lineal elástica ($IHYST = 47$) [105].

El punto de descompresión en el ajuste multi – lineal es calculado suponiendo una rigidez rotacional inicial muy alta y asignando el momento de descompresión calculado de las curvas analíticas [48]. En la Figura 5.50 se muestran las curvas analíticas y las rectas multi – lineales ajustadas para cada dirección de análisis.



Figura 5.50 – Ajuste multi – lineal de momento – rotación: (a) muros en dirección global X ; y (b) muros en dirección global Y .

5.2.1.3. BRB

La regla de histéresis utilizada para predecir el comportamiento no lineal de las BRB es la 'Bounded Ramberg-Osgood' [105] ($IHYST = 40$ en Ruamoko). Esta regla viene a mejorar la regla de 'Ramberg-Osgood' [105] ($IHYST = 3$ en Ruamoko) al evitar los efectos no deseados de las fuerzas cuando ocurren pequeños ciclos de desplazamientos y replicar el efecto Bauschinger obtenido de pruebas experimentales en las BRB [105], [106].

En la Figura 5.51 se exponen las ecuaciones que influyen en la regla de histéresis de 'Ramberg-Osgood' [105] al relacionar la fuerza de fluencia, la rigidez elástica del elemento y el factor de modificación de la rigidez (r).

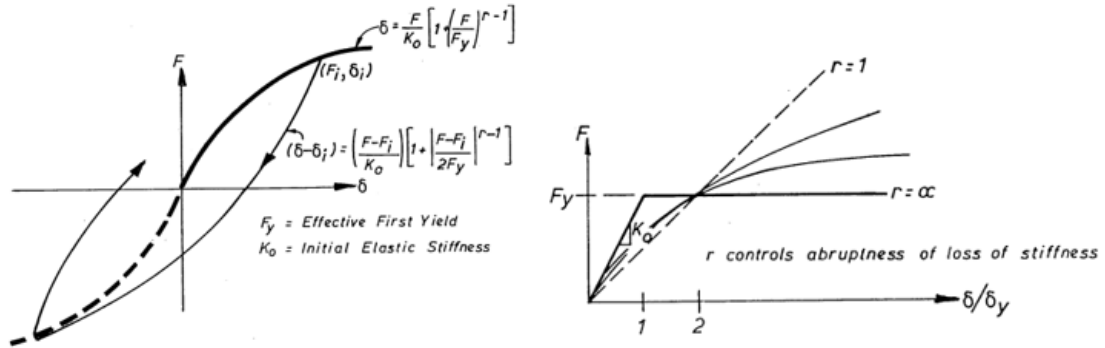


Figura 5.51 – Regla de histéresis de Ramberg – Osgood [105].

Como se observa en la Figura 5.51 si el factor $r = 1$ el comportamiento es elástico, mientras que si r es muy grande el comportamiento es elastoplástico. Para este trabajo se siguen las recomendaciones de Tremblay et al. (2004) [106] al considerar un valor de $r = 15$ en las curvas analíticas de tal forma que reflejen apropiadamente los resultados experimentales.

En la Tabla 5.45 se presenta la rigidez axial inicial (K_0) y la fuerza de fluencia (F_y) utilizada como el promedio para modelar las BRB.

Tabla 5.45 – Rigidez axial inicial y fuerza de fluencia de las BRB.

Piso	$A_{sc\ sum} [cm^2]$	$K_0 [ton_f]$	$F_y [ton_f/m]$
0 – 4	48.39	51,839	142.9
4 – 8	41.94	39,311	123.8
8 – 12	16.13	12,590	47.6

5.2.1.4. Periodos Fundamentales

La Tabla 5.46 presenta una comparación de los periodos fundamentales obtenidos desde ETABS y Ruamoko para cada dirección de análisis. La diferencia obtenida puede deberse a que en Ruamoko se incorpora la rigidez rotacional de los muros postensados y también se considera la rigidez efectiva de las BRB, lo que aumenta la rigidez de la estructura y disminuye los periodos.

Tabla 5.46 – Periodos fundamentales en ETABS y Ruamoko 2D.

Dirección de Análisis	$T_{n,ETABS} [s]$	$T_{n,Ruamoko} [s]$	Diferencia [%]
X	0.72	0.68	5.6
Y	0.71	0.67	5.6

CAPÍTULO VI: ANÁLISIS CUASI ESTÁTICO NO – LINEAL

6.1. Análisis Incremental (Pushover)

El propósito del análisis incremental es evaluar las características del mecanismo de colapso esperado de un sistema estructural. Es un método que permite predecir las fuerzas sísmicas y demandas de deformaciones, que de forma aproximada, da cuenta de la redistribución de fuerzas internas que se producen en los elementos estructurales cuando son sometidos a fuerzas inerciales que les induce a incursionar en el rango inelástico [107].

El análisis incremental se basa en el supuesto que la respuesta de la estructura está relacionada a la respuesta de un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF), esto implica que la respuesta está controlada por un solo modo y que la forma de este modo permanece constante a través del tiempo, lo cual lleva a buenas predicciones cuando la respuesta de un sistema de múltiples grados de libertad (MDOF) está dominada por el modo fundamental [107].

Sin embargo, en estructuras en las cuales los efectos de los modos superiores de vibrar son significativos en la respuesta, el procedimiento puede ser muy impreciso en la estimación de la demanda de deformaciones [107].

Los resultados obtenidos desde el análisis incremental que se presentan a continuación se encuentran en función de la distorsión global (DR), definido como la razón entre el desplazamiento de techo y la altura total de la estructura según se indica en la ecuación 6.86.

$$DR = \frac{D_{techo}}{H} \quad \text{Ec.6.86}$$

En las Figuras 6.52 y 6.53 se muestra la respuesta del sistema estructural y de sus elementos estructurales (de forma individual) para el análisis incremental de fuerzas en ambas direcciones de análisis X e Y , respectivamente. Desde las gráficas se obtiene un desplazamiento de fluencia de la estructura igual a 90 [mm] representado por una $DR = 0.25\%$. Además, es posible apreciar que el corte basal (presentado como porcentaje del peso sísmico) sigue siendo resistido mayormente por las BRB durante el rango elástico, pese a que se ha disminuido la sección transversal de éstas con respecto al trabajo realizado por Rubio (2020) [11]. Luego, una vez que las BRB alcanzan la fluencia y su rigidez se reduce considerablemente, son principalmente los marcos y en menor medida los muros quienes comienzan a resistir las fuerzas de corte.

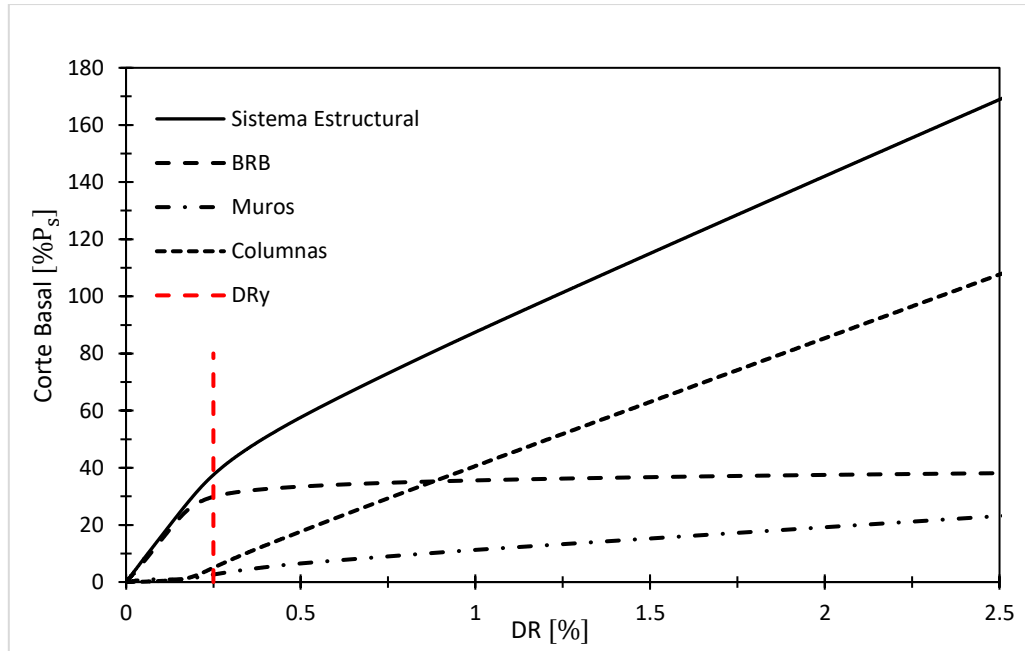


Figura 6.52 – Análisis incremental con fuerzas; respuesta de la estructura en la dirección X.

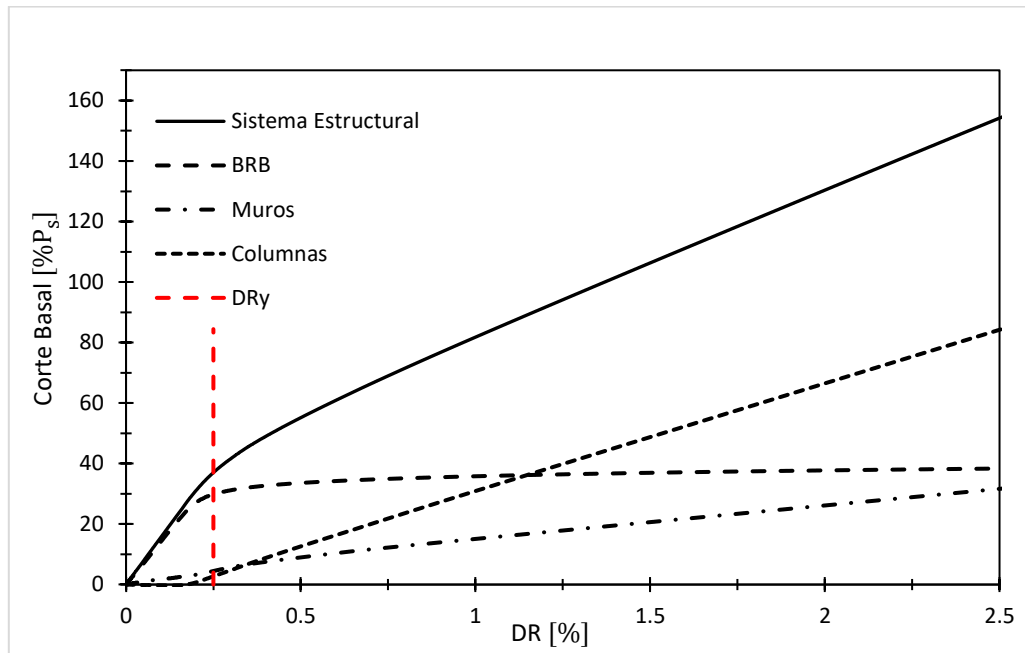


Figura 6.53 – Análisis incremental con fuerzas; respuesta de la estructura en la dirección Y.

Las Figuras 6.54 y 6.55 presenta los resultados del corte basal contra la distorsión global para las columnas en ambas direcciones de análisis X e Y, respectivamente. La nomenclatura de cada columna modelada en Ruaumoko 2D [16] se encuentra en el Anexo A.2.1.

En la dirección X, son las columnas pertenecientes los marcos arriostrados quienes se encuentran más solicitadas, lo que resulta en una $DR = 1.19\%$ cuando alcanzan su máxima capacidad al corte de $V_d = 87.2 [ton_f]$.

En la dirección Y , donde las columnas disponen de sus láminas en la dirección paralela a la fuerza, se logra una $DR = 1.61\%$ en la columna central de un vano no arriostrado cuando alcanzan su máxima capacidad al corte de $V_d = 114.7 [ton_f]$.

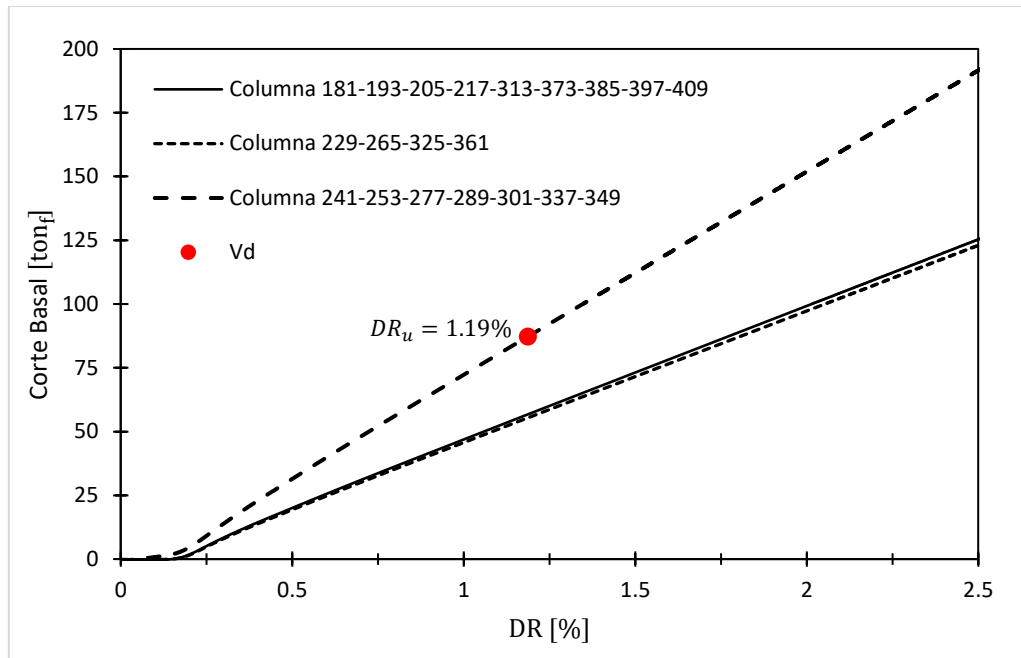


Figura 6.54 – Análisis incremental con fuerzas; corte basal de las columnas en la dirección X .

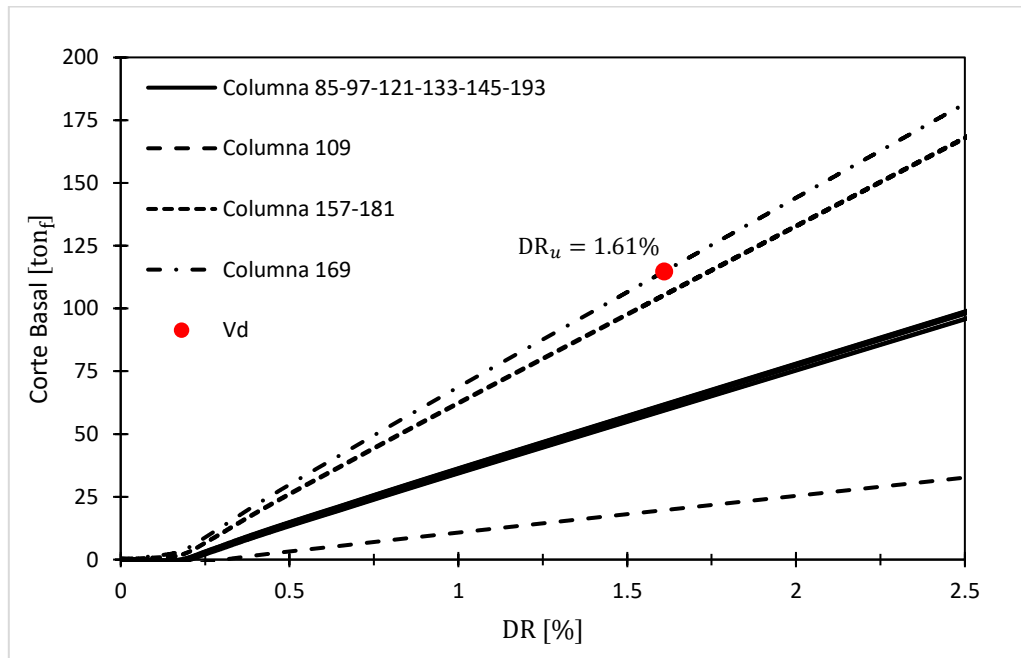


Figura 6.55 – Análisis incremental con fuerzas; corte basal de las columnas en la dirección Y .

Las Figuras 6.56 y 6.57 presenta los resultados del corte basal contra la distorsión global para los muros en ambas direcciones de análisis X e Y , respectivamente.

En la dirección Y son los muros M.1 y M.4 quienes ven más limitada su deformación lateral asociada a su menor capacidad al corte, lo que resulta en una $DR = 0.85\%$ cuando se alcanza la máxima capacidad al corte los paneles de CLT de $V_d = 119 [ton_f]$.

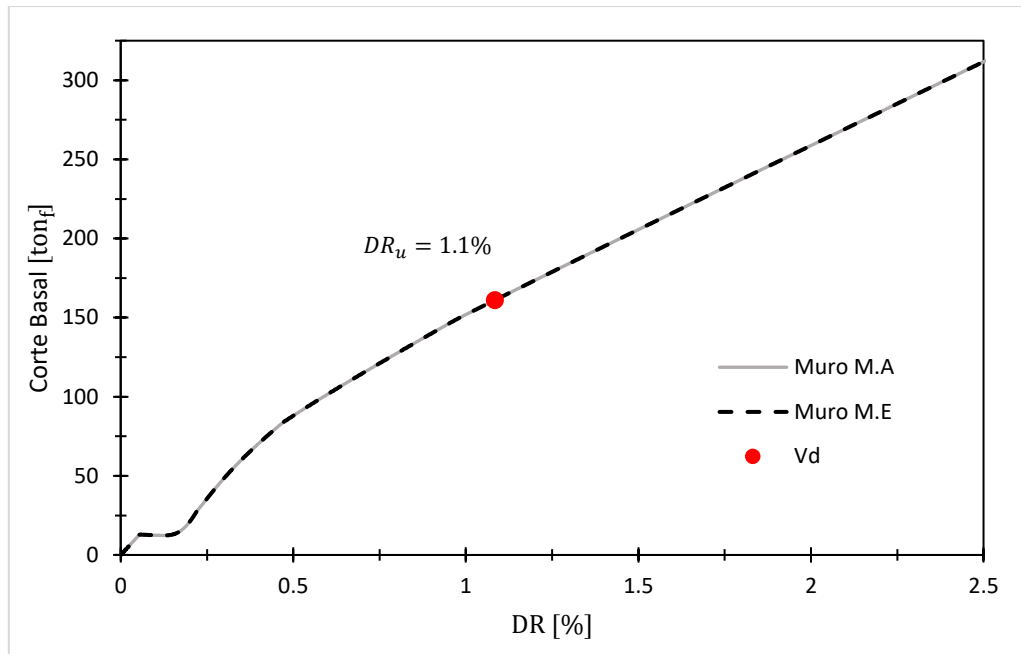


Figura 6.56 – Análisis incremental con fuerzas; corte basal de los muros en la dirección X .

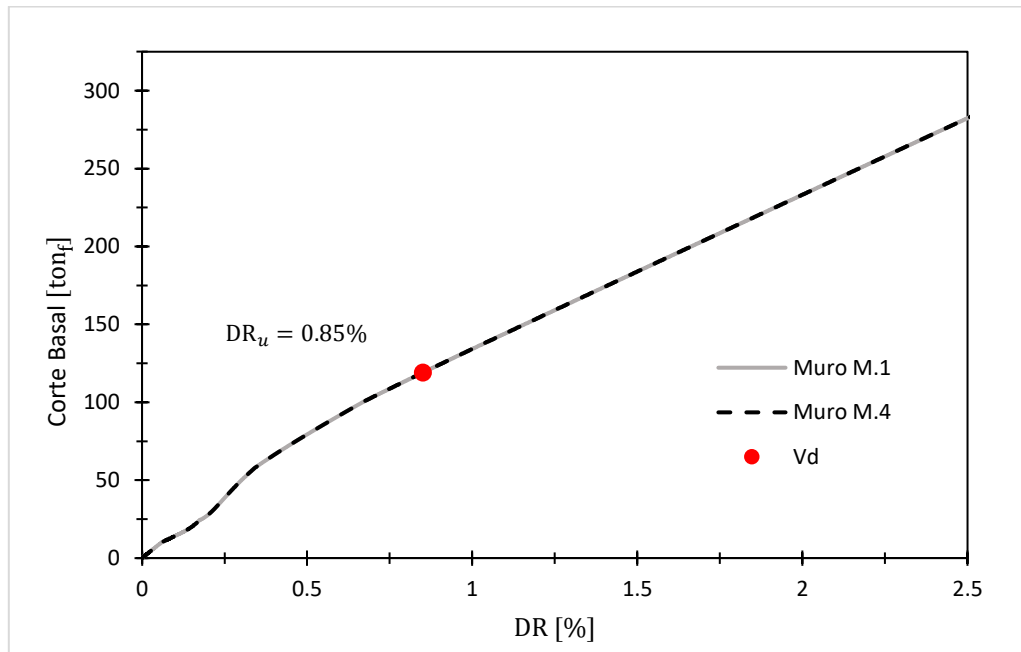


Figura 6.57 – Análisis incremental con fuerzas; corte basal de los muros en la dirección Y .

La Figura 6.58 representa la relación que existe entre la disminución de la resistencia al corte mostrada en las Figuras 6.56 y 6.57 cuando en la conexión del postensado se alcanza el momento de descompresión de los muros.

En ese instante disminuye la rigidez de forma abrupta, haciendo que la fuerza de corte que reciben los muros se mantenga aparentemente constante, mientras que las BRB siguen aumentando la carga de corte que reciben debido a la mayor rigidez que disponen. No obstante, una vez que se alcanza el esfuerzo de fluencia en el sistema de BRB ocurre una redistribución de los esfuerzos internos en el sistema estructural y nuevamente en los muros postensados se ve aumentada la carga de corte que reciben.

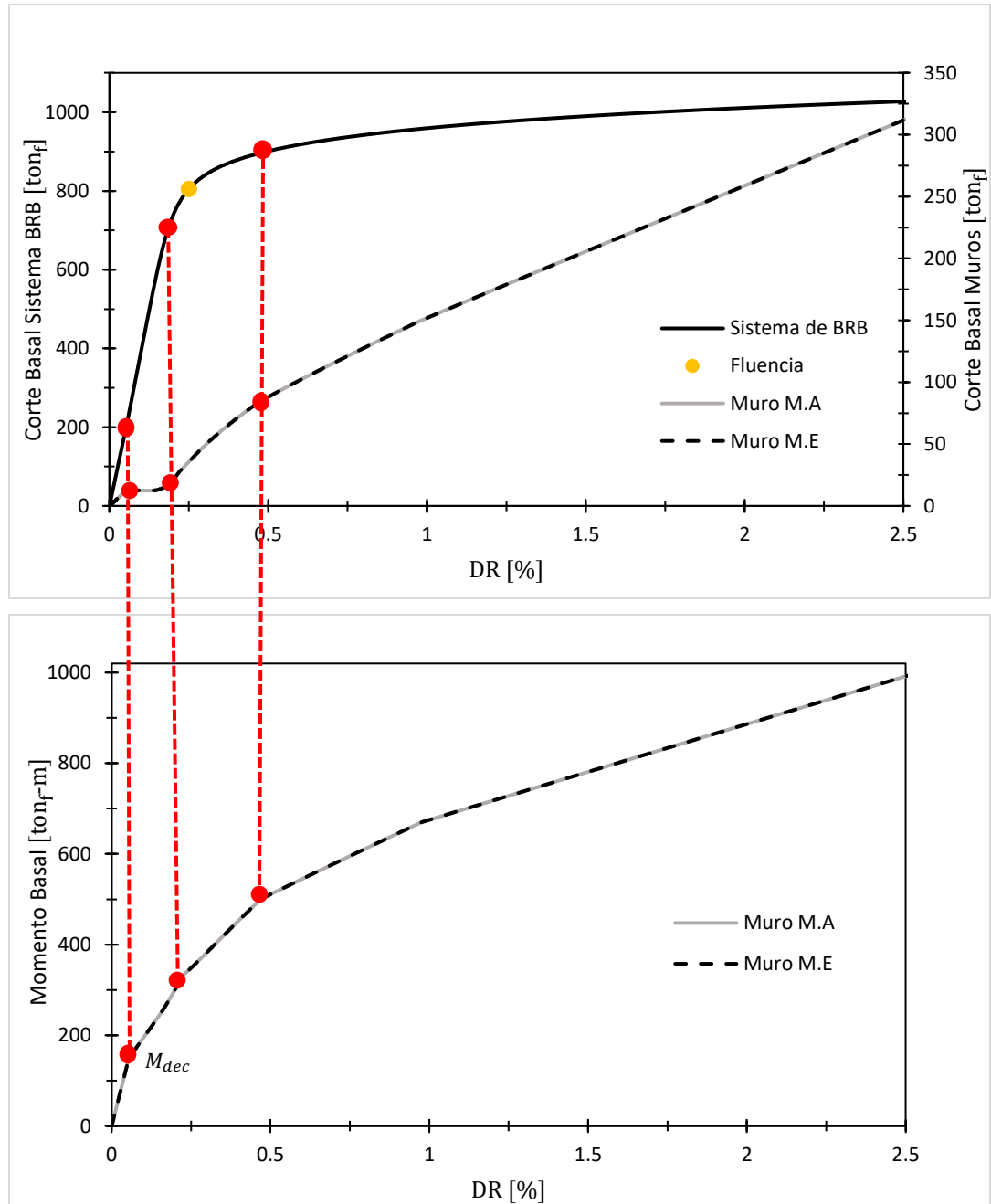


Figura 6.58 – Análisis incremental con fuerzas; comparación entre el corte y momento de los muros postensados y del sistema de BRB.

Una vez presentados los resultados para el análisis incremental con fuerzas, se concluye que el desempeño de la estructura sería el apropiado hasta una $DR = 0.85\%$ que es cuando se alcanza la máxima capacidad al corte de los muros M.1 y M.4 en la dirección de análisis Y .

A modo de comparar el desempeño de la estructura obtenido desde el análisis incremental con fuerzas, es que se lleva a cabo un análisis incremental de desplazamientos controlados. Para ello se inducen desplazamientos en el piso 8 que equivale al nivel donde es aplicada la resultante de la distribución de fuerzas triangular invertida empleada en el pushover de fuerzas.

Las Figuras 6.59 y 6.60 presentan la respuesta del sistema estructural y de sus elementos estructurales (de forma individual) para el análisis incremental de desplazamiento controlados en ambas direcciones de análisis X e Y , respectivamente. Desde las gráficas se obtiene un desplazamiento de fluencia de la estructura igual a $82.8 [mm]$ representado como una $DR = 0.23\%$.

Al comparar los dos tipos de análisis incrementales de fuerzas y de desplazamientos controlados se concluye que ambos arrojan prácticamente los mismos resultados de corte basal y de distorsión global para ambas direcciones de análisis, lo cual afirma que una distribución de desplazamientos (que contiene la misma forma que la distribución de fuerzas) aplicada en el mismo punto que la resultante de la distribución de fuerzas triangular invertida genera el mismo comportamiento en la estructura.

Para poder estimar si los resultados obtenidos desde los análisis incrementales ya mencionados logran ser representativos de la estructura, es necesario comparar la deformada cuando es sometida a análisis dinámicos no – lineales, en los que si se considera la influencia de los modos superiores de vibrar.

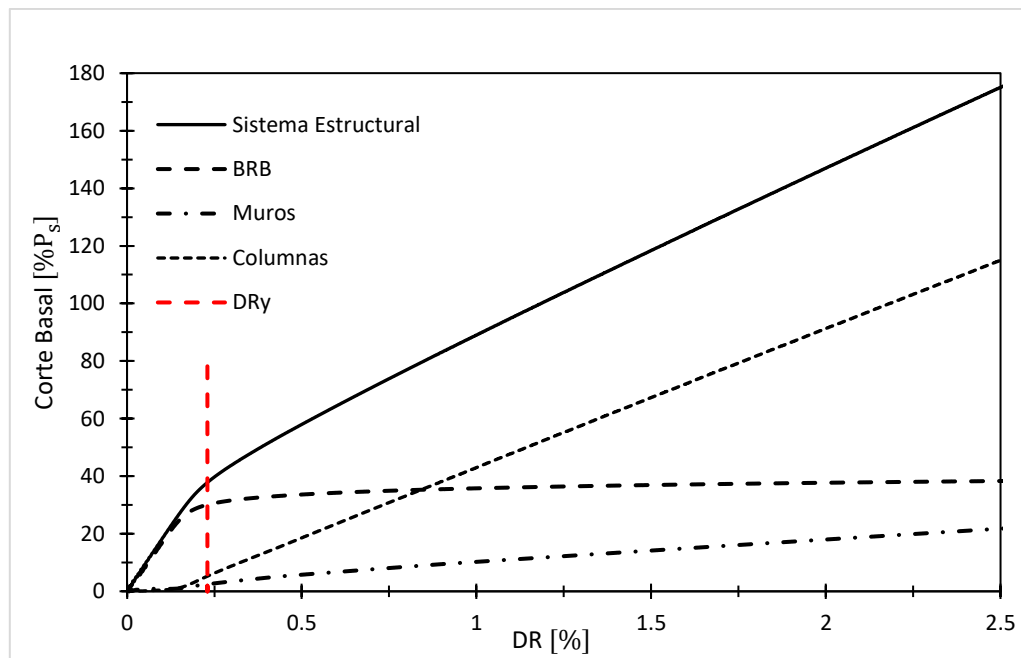


Figura 6.59 – Análisis incremental con desplazamientos controlados; respuesta de la estructura en la dirección X .

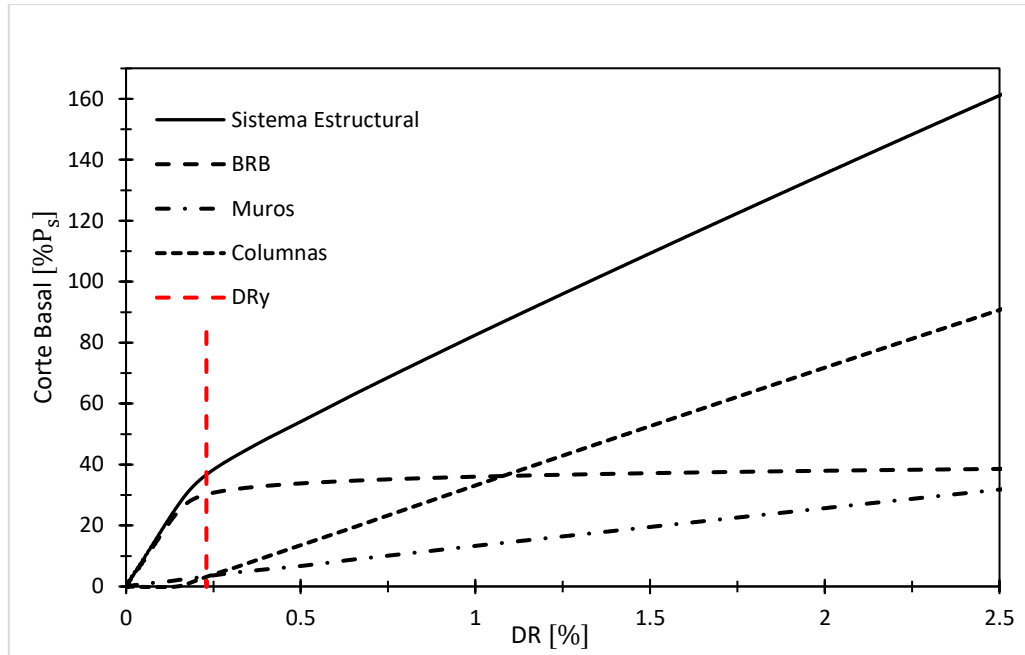


Figura 6.60 – Análisis incremental con desplazamientos controlados; respuesta de la estructura en la dirección Y.

6.2. Análisis Cíclico Incremental o Push – pull

Para este tipo de análisis se aplica a la estructura una historia de desplazamientos en el piso 8 según se muestra en la Figura 6.61. De igual forma que en el análisis pushover de desplazamientos controlados, la distorsión de entre piso del nivel 8 es igual a la distorsión de techo.

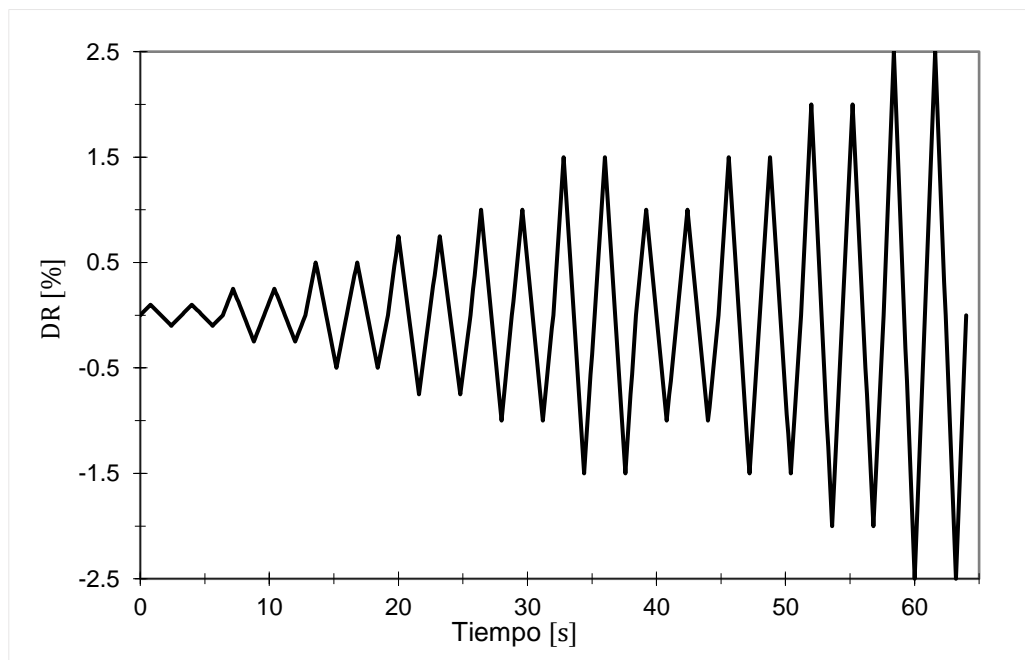


Figura 6.61 – Historia de desplazamientos impuesta.

Las Figuras 6.62 muestra la respuesta del sistema estructural y de sus elementos estructurales (de forma individual) para el análisis push – pull de desplazamiento controlados en la dirección de análisis X . Los resultados obtenidos permiten verificar que las reglas de histéresis seleccionadas sean representativas del comportamiento que se quiere lograr en los elementos estructurales. De esta forma, se puede apreciar la disipación de energía que otorgan las BRB al sistema descrita en los ciclos de histéresis.

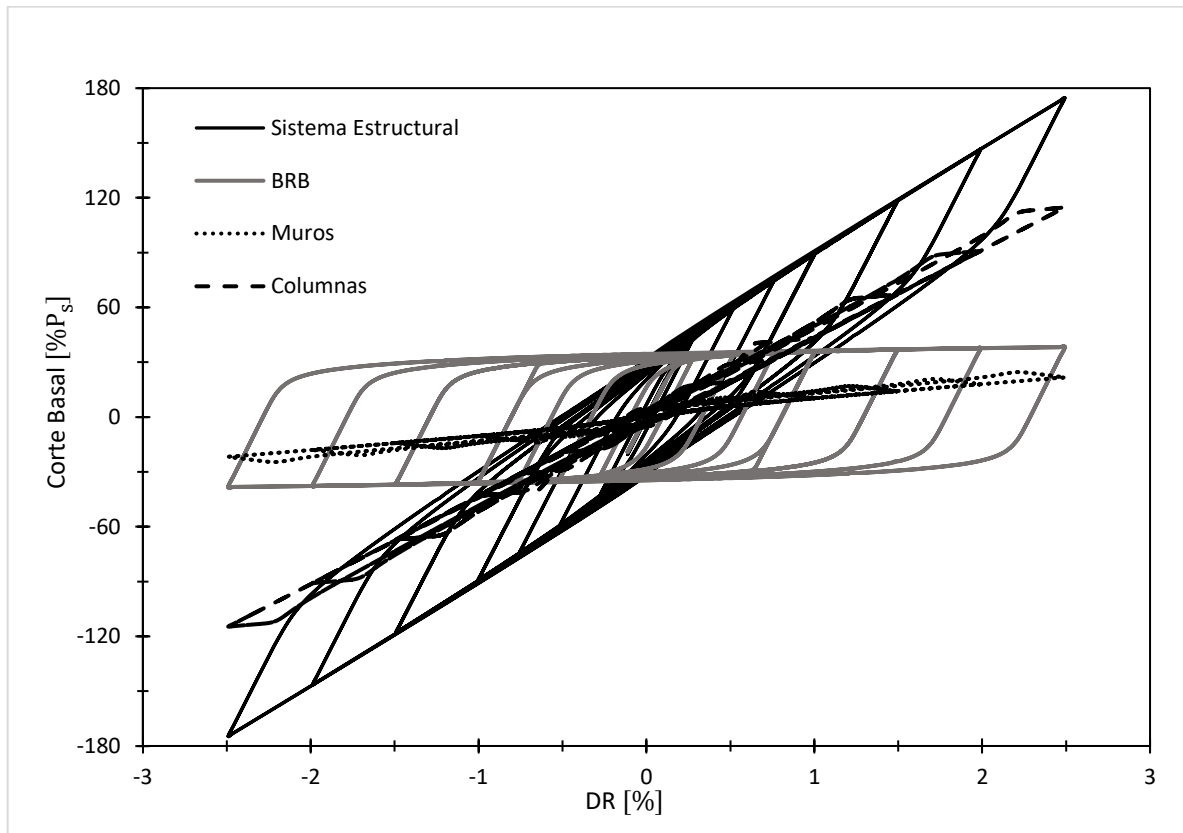


Figura 6.62 – Análisis push – pull con desplazamientos controlados; respuesta de la estructura en la dirección X .

CAPÍTULO VII: ANÁLISIS DINÁMICO NO – LINEAL

7.1. Registros Sísmicos

En este trabajo se utilizaron cinco registros sísmicos, de los cuales tres son nacionales y dos internacionales: (1) Viña del Mar (1985); (2) Lolleo (1985); (3) Concepción (2010); (4) Christchurch Hospital (2011), terremoto de Canterbury, New Zealand; y Sylmar (1994), terremoto de Northridge, EE. UU. En la Tabla 7.47 se muestran las características más importantes de los registros seleccionados, se aprecia que los terremotos chilenos son de fallas lejanas y los terremotos extranjeros presentan fallas cercanas a la superficie. Además, en las Figuras 7.63 a 7.67 se presentan las gráficas de historia de aceleraciones.

Tabla 7.47 – Características principales de los sismos seleccionados.

Sismo	Registro	Distancia Epicentral [km]	Profundidad [km]	Duración significativa [s]	Magnitud Richter	PGA [g]
Chile 03 – 03 – 1985	Viña del Mar	45	33	45	7.8	0.36
Chile 03 – 03 – 1985	Lolleo	84	33	35.8	7.8	0.71
Chile 03 – 03 – 1985	Concepción	43	30	80	8.8	0.47
New Zealand 22 – 02 – 2011	Christchurch	8	5	9	6.3	0.71
EE. UU 17 – 01 – 1994	Sylmar	15	15	5.3	6.8	0.84

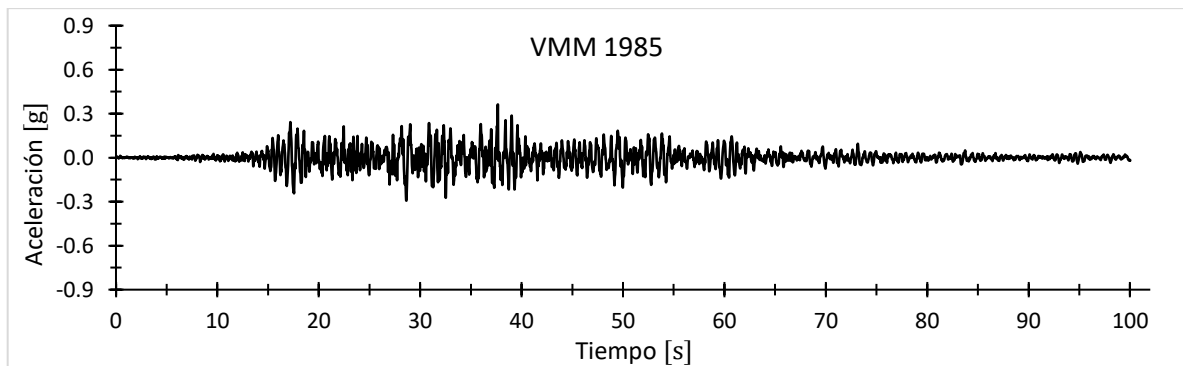


Figura 6.63 – Registro de aceleración; Viña del Mar, Chile, 1985.

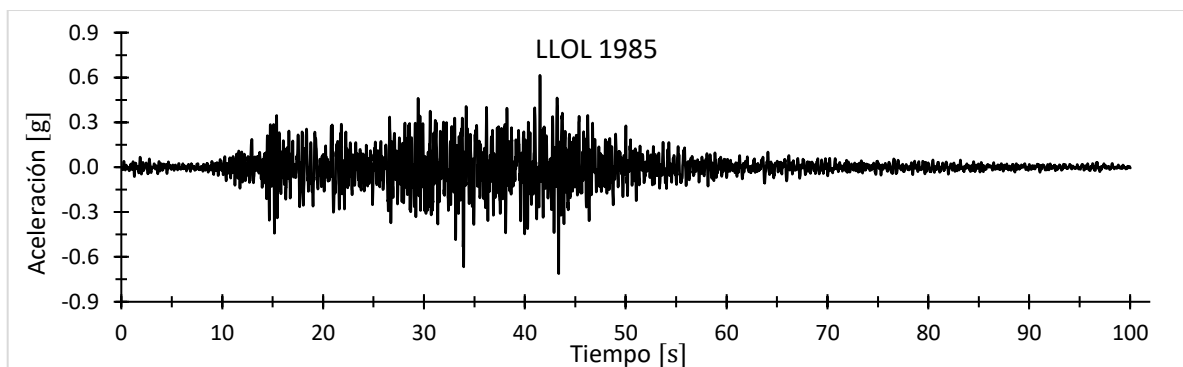


Figura 7.64 – Registro de aceleración; Lolleo, Chile, 1985.

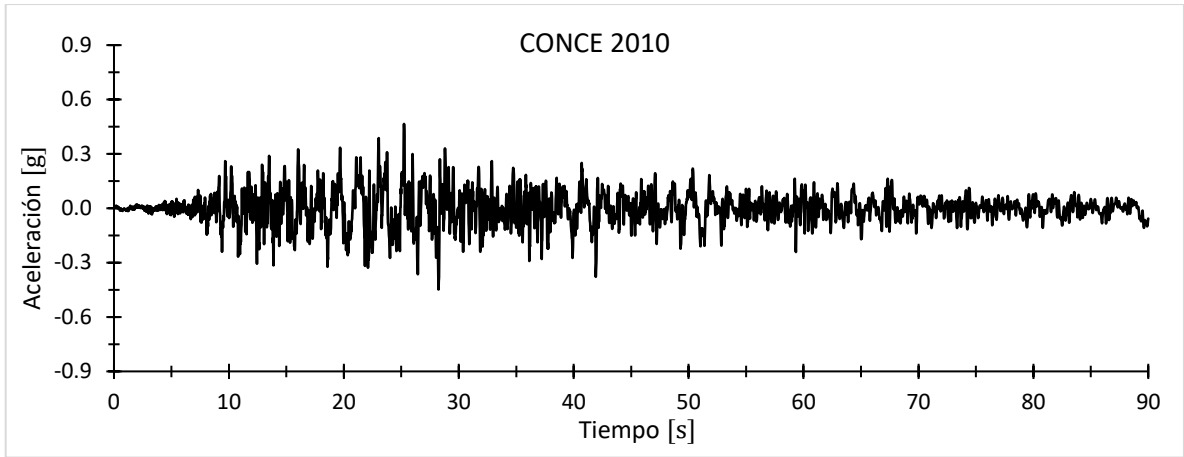


Figura 7.65 – Registro de aceleración; Concepción, Chile, 2010.

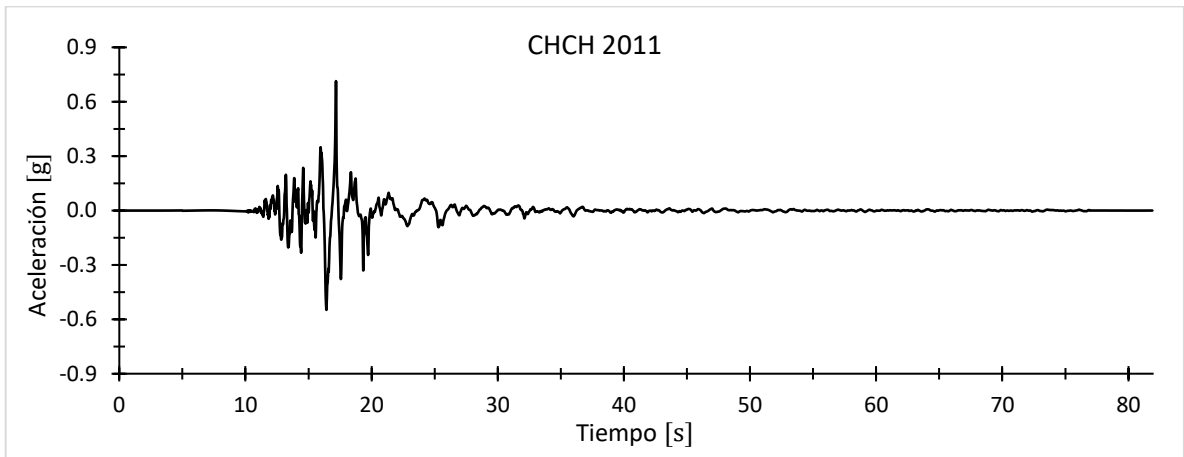


Figura 7.66 – Registro de aceleración; Christchurch, New Zealand, 2011.

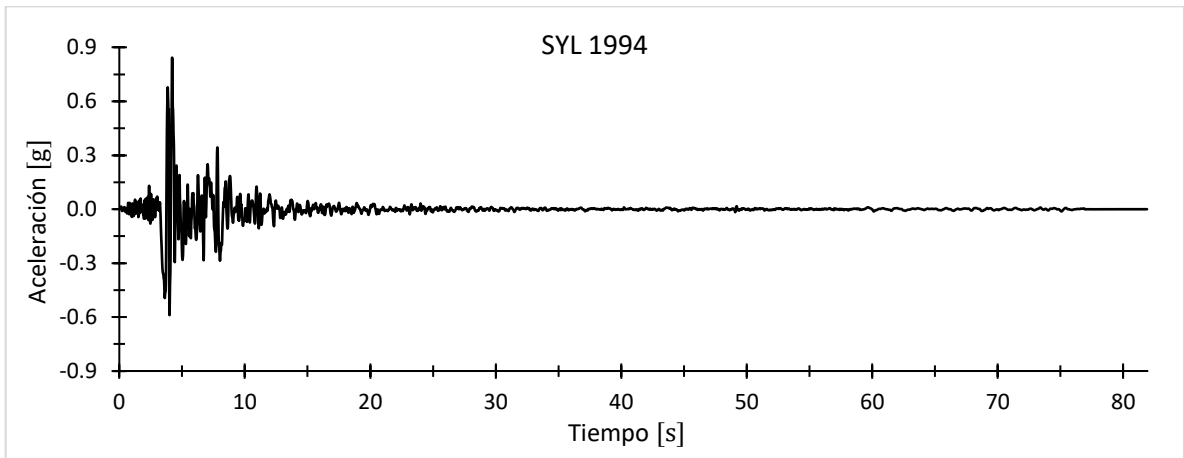


Figura 7.67 – Registro de aceleración; Sylmar, EE. UU, 1994.

7.2. Deformada del Sistema

7.2.1. Deformada del Sistema en el Instante de Mayor Desplazamiento de Techo

En las Figuras 7.68 y 7.69 se presentan las deformadas del sistema estructural para ambas direcciones de análisis X e Y en el instante cuando la distorsión global (DR) es máxima y mínima. Los resultados indican que la estructura deforma de manera similar en ambas direcciones, también se observa que todas las deformadas son típicas del modo fundamental de la estructura y que los valores máximos absolutos de DR se obtienen para el registro de Christchurch.

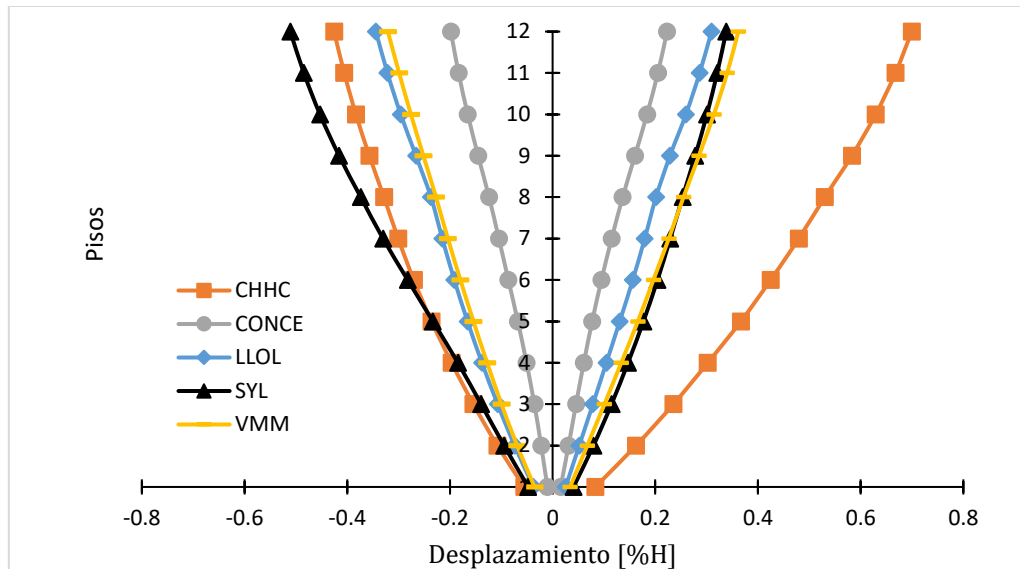


Figura 7.68 – Deformada del sistema en el instante de mayor desplazamiento de techo, dirección de análisis X .

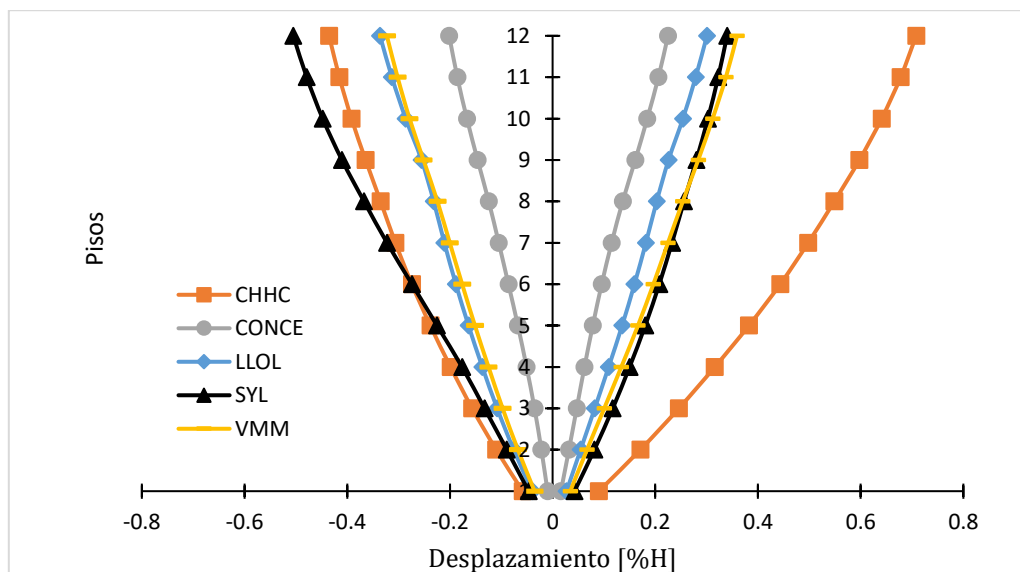


Figura 7.69 – Deformada del sistema en el instante de mayor desplazamiento de techo, dirección de análisis Y .

7.2.2. Deformada del Sistema en el Instante de Fluencia

Para poder establecer si los resultados del análisis incremental (Pushover) son representativos del modelo, en las Figuras 7.70 y 7.71 se compara la deformada del análisis incremental con las deformadas del sistema en el instante en que la $DR = 0.25\%$ para los registros seleccionados en la dirección X , mientras que para la dirección Y revisar el Anexo A.2.2. Los resultados señalan que la deformada de los registros de Christchurch y Lloleto son similares a la deformada del análisis Pushover en magnitud y forma. En tanto, los registros de Concepción, Sylmar y en menor grado el de Viña del Mar si bien discrepan en magnitud, son comparables en forma al análisis incremental. Con esta información, se considera que la deformada del sistema en el instante de fluencia es representativa del modelo para ambas direcciones de análisis.

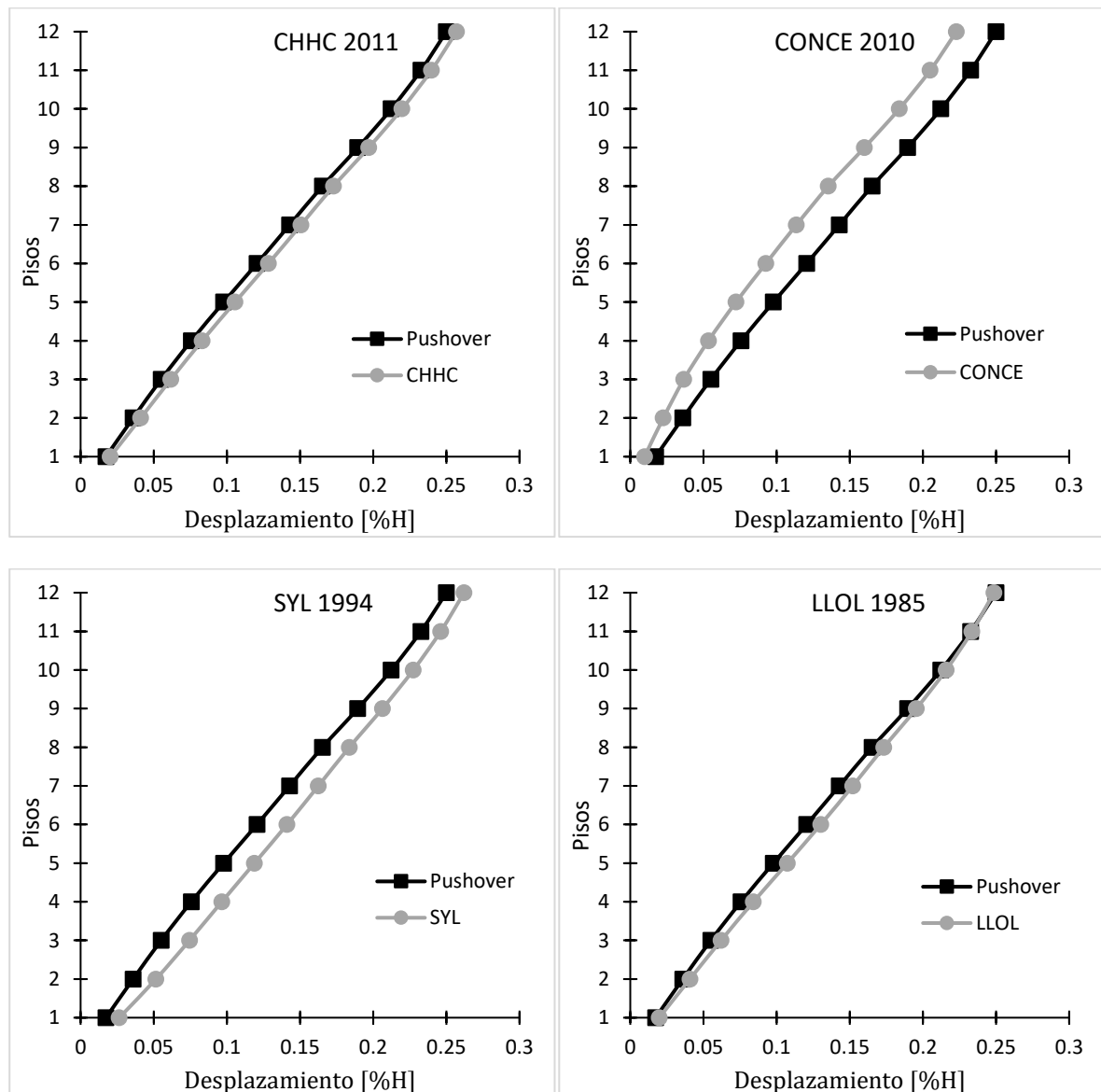


Figura 7.70 – Deformada del sistema en el instante de fluencia, dirección de análisis X .

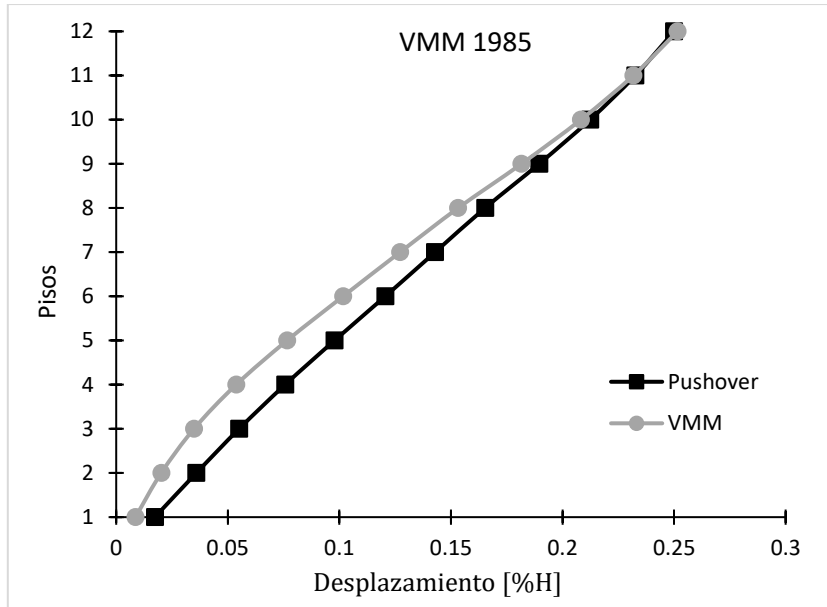


Figura 7.71 – Deformada del sistema en el instante de fluencia, dirección de análisis X (continuación).

7.3. Demandas Globales

7.3.1. Historias de Desplazamientos de Techo

En las Figuras 7.72 a 7.76 se presenta las gráficas para el desplazamiento de techo del sistema en función del tiempo, la información se obtiene en términos de la *DR* para los registros seleccionados en la dirección *X*, utilizando: (1) el modelo con las propiedades inelásticas; y (2) el mismo modelo con propiedades elásticas en las BRB. Los resultados para la dirección *Y* se encuentran en el Anexo A.2.3. obteniéndose valores muy similares a los expuestos en esta sección.

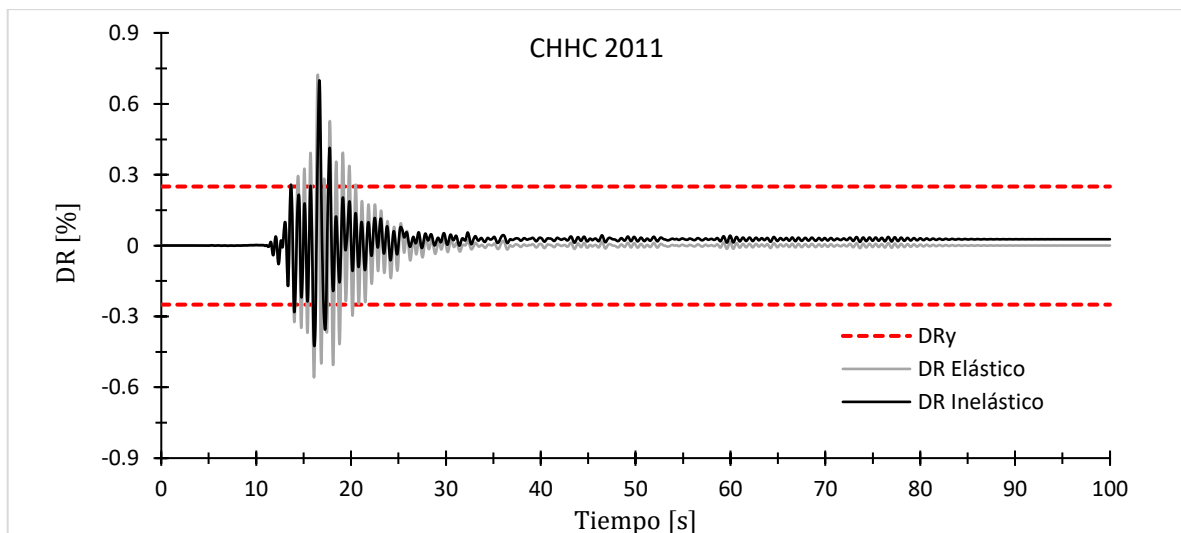


Figura 7.72 – Historia de desplazamiento de techo (*DR*), registro de Christchurch.

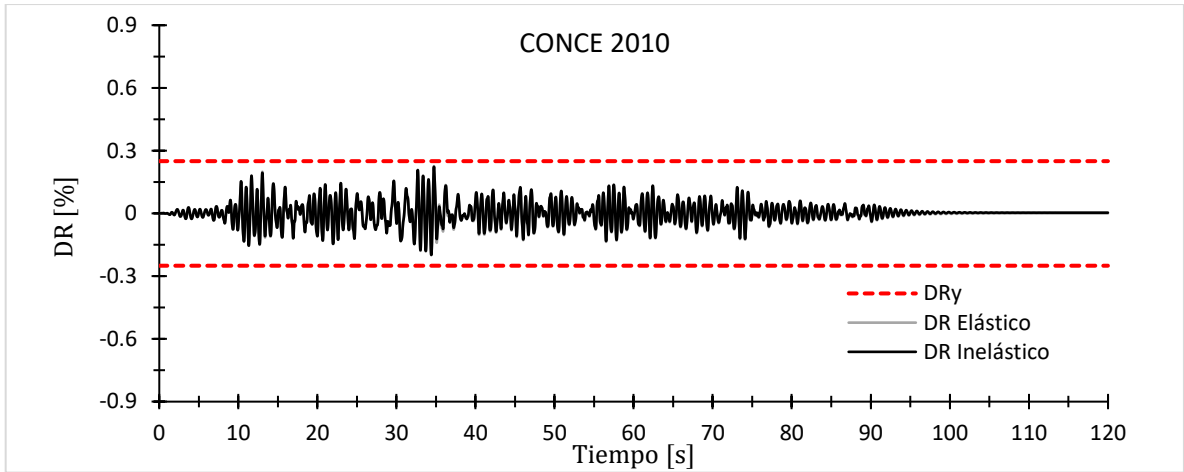


Figura 7.73 – Historia de desplazamiento de techo (*DR*), registro de Concepción.

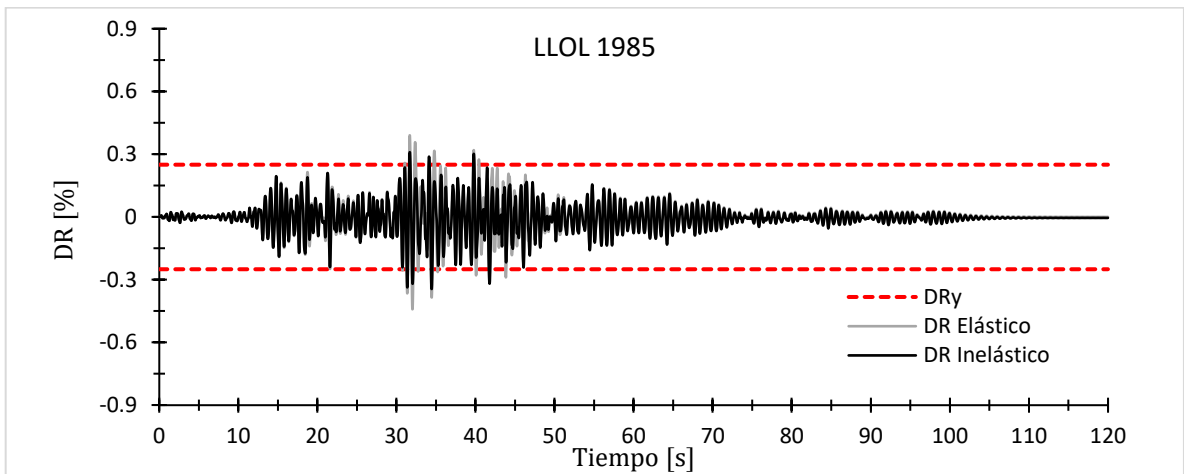


Figura 7.74 – Historia de desplazamiento de techo (*DR*), registro de Lolleo.

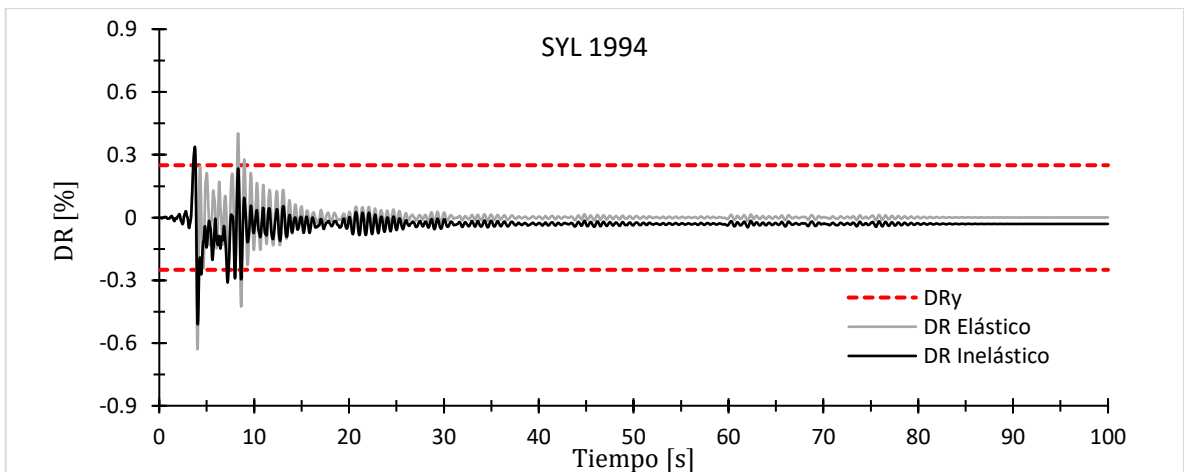


Figura 7.75 – Historia de desplazamiento de techo (*DR*), registro de Sylmar.

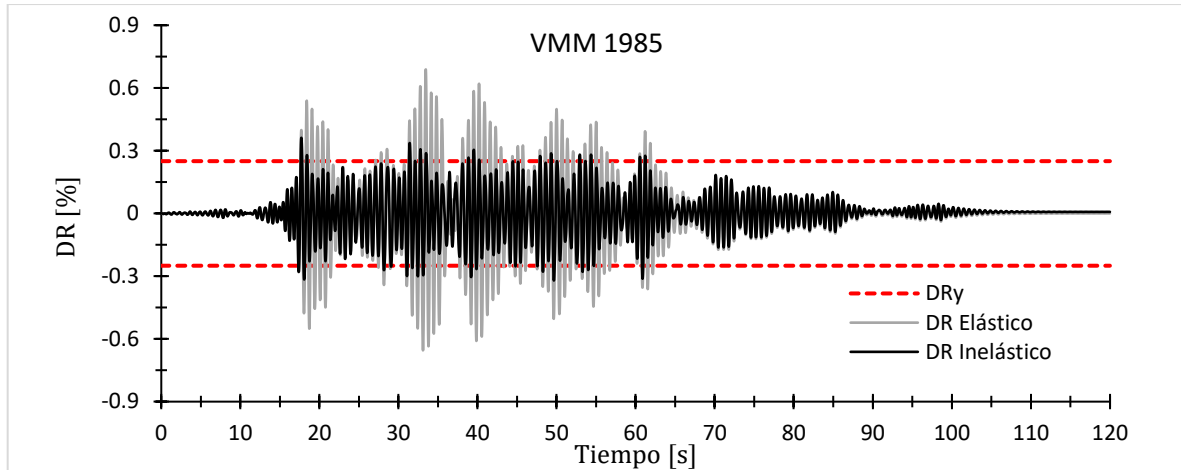


Figura 7.76 – Historia de desplazamiento de techo (DR), registro de Viña del Mar.

Los resultados de las gráficas muestran que, para los registros de Christchurch, Sylmar y Concepción el sistema de BRB quedaría sometido a deformaciones residuales, los valores máximos absolutos de deformaciones remanentes se presentan más adelante en el capítulo 7.3.2.

En la Tabla 7.48 se resumen los máximos valores de desplazamiento de techo en función de la distorsión global (DR) para ambos modelos con propiedades elásticas e inelásticas, además para tener una medida de la capacidad de deformación del sistema se incluyen los valores de la demanda de ductilidad global expresada en términos del factor de ductilidad global (μ_e) alcanzado en los análisis dinámicos no – lineales, el cual se define en la ecuación 7.87 como la razón entre el desplazamiento máximo de techo ($D_{m\acute{a}x}$) y el desplazamiento de fluencia (D_y).

$$\mu_e = \frac{D_{m\acute{a}x}}{D_y} = \frac{DR_{m\acute{a}x}}{DR_y} \quad \text{Ec.7.87}$$

La distorsión global de fluencia (DR_y) estimada desde el análisis incremental como $DR_y = 0.25\%$, se adopta para calcular el factor de ductilidad global (μ_e) debido a la semejanza que existe entre las deformadas de los análisis dinámicos no – lineales con la deformada del análisis incremental, como se concluyó en la sección 7.2.2.

Tabla 7.48 – Demandas de desplazamiento y ductilidad global.

Registro	$DR_{m\acute{a}x}^{el\acute{a}s}$ [%]	$DR_{m\acute{a}x}^{inel\acute{a}s}$ [%]	μ_e
CHHC 2011	0.72	0.70	2.80
CONCE 2010	0.23	0.22	–
LLOL 1985	0.44	0.34	1.38
SYL 1994	0.63	0.51	2.04
VMM 1985	0.69	0.36	1.45

7.3.2. Desplazamientos Relativos de Entrepiso

En las Figuras 7.77 y 7.78 se presentan los máximos desplazamientos relativos de entrepiso para ambas direcciones de análisis X e Y , respectivamente. Los resultados muestran que el máximo valor de la envolvente de *drift* se obtiene con el registro de Christchurch en la dirección de análisis Y con un 1.08%, mientras que para los registros chilenos, los valores de *drift* máximos no sobrepasan el 0.5%. Si bien los *drifts* máximos obtenidos sobrepasan por mucho a los valores de serviciabilidad impuestos por la norma NCh433.Of1996 mod.2012 [12], estos resultados se encuentran dentro de los límites impuestos por normas internacionales, como es el caso del 2% permitido por la norma ASCE7-16 [94] y el 2.5% aceptado por el National Building Code of Canada (NBCC 2015) [66].

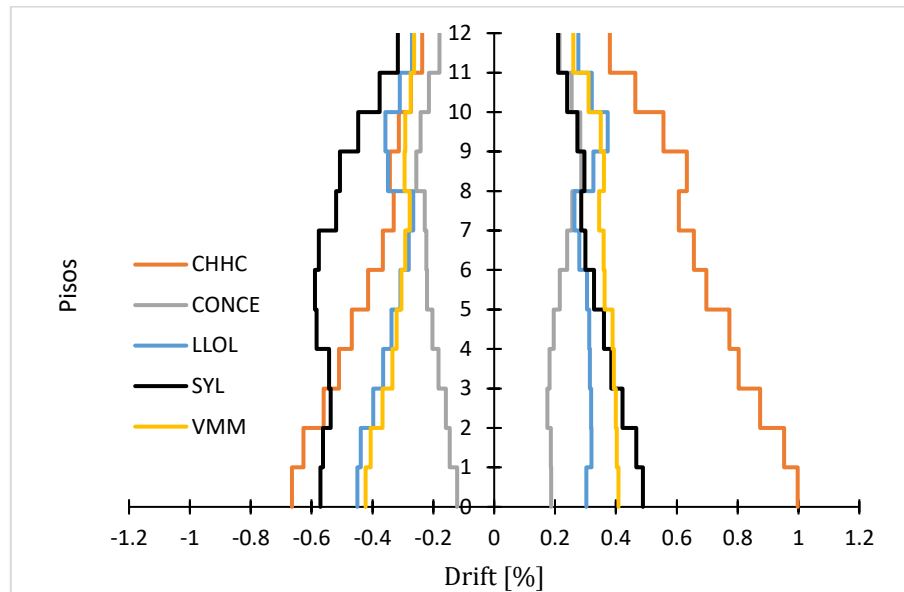


Figura 7.77 – Máximos desplazamientos relativos de entrepiso, dirección de análisis X .

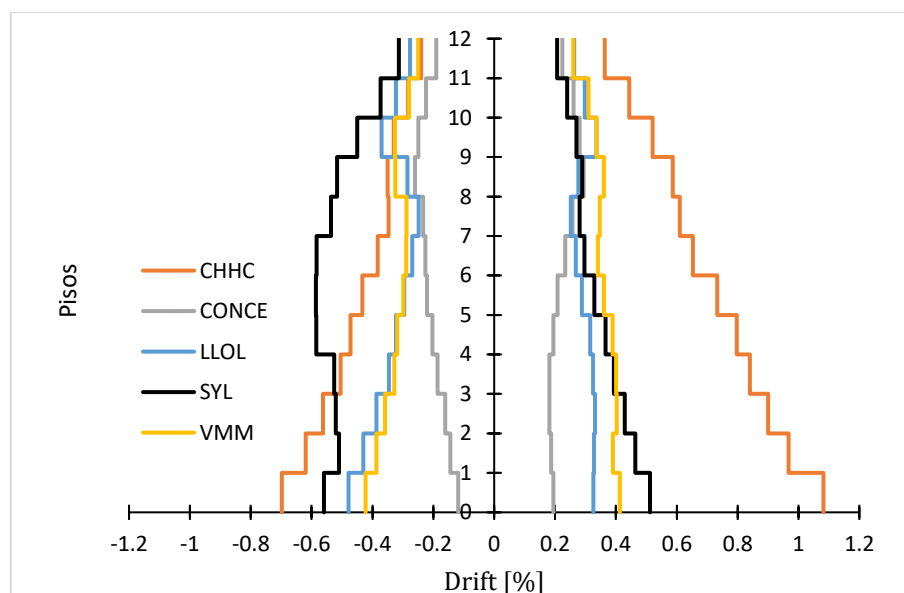


Figura 7.78 – Máximos desplazamientos relativos de entrepiso, dirección de análisis Y .

7.3.3. Desplazamientos Residuales y Drifts Residuales por Piso

En las Figuras 7.79 a 7.82 se presentan los máximos desplazamientos residuales y *drifts* residuales por piso para ambas direcciones de análisis *X* e *Y*, respectivamente. Los resultados muestran que los máximos valores ocurren en la dirección *Y* para los registros de Sylmar y Concepción con 1.29 [cm]. En cuanto al trabajo realizado por Rubio (2020) [11] los máximos desplazamientos residuales fueron obtenidos para los registros de Christchurch y Sylmar con valores próximos a los 1.60 [cm]. De esta manera se concluye que no existe una clara incidencia de los muros postensados en la disminución de los desplazamientos residuales en las BRB, lo cual está relacionado con la mayor rigidez que existe en el sistema de BRB con respecto a los muros postensados.

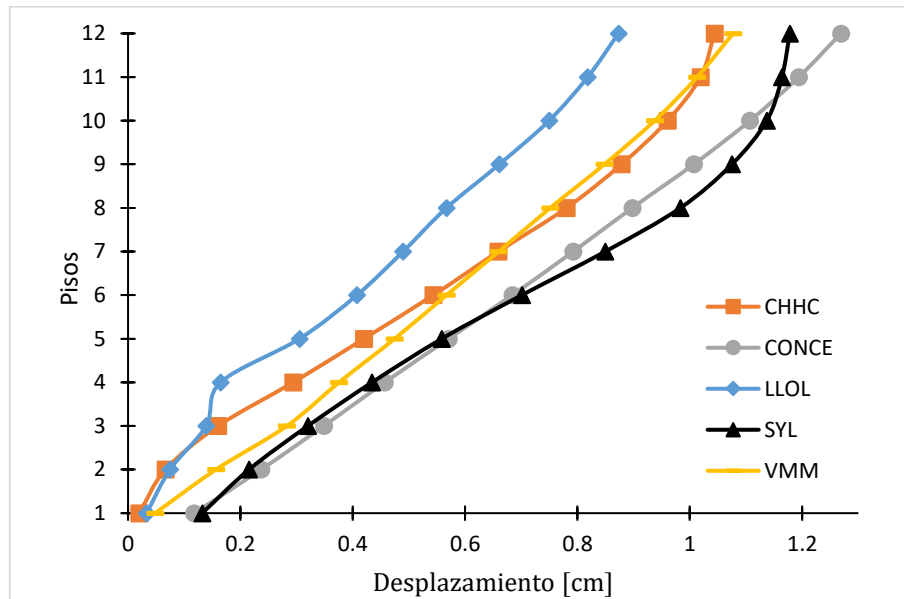


Figura 7.79 – Desplazamientos residuales por piso, dirección de análisis *X*.

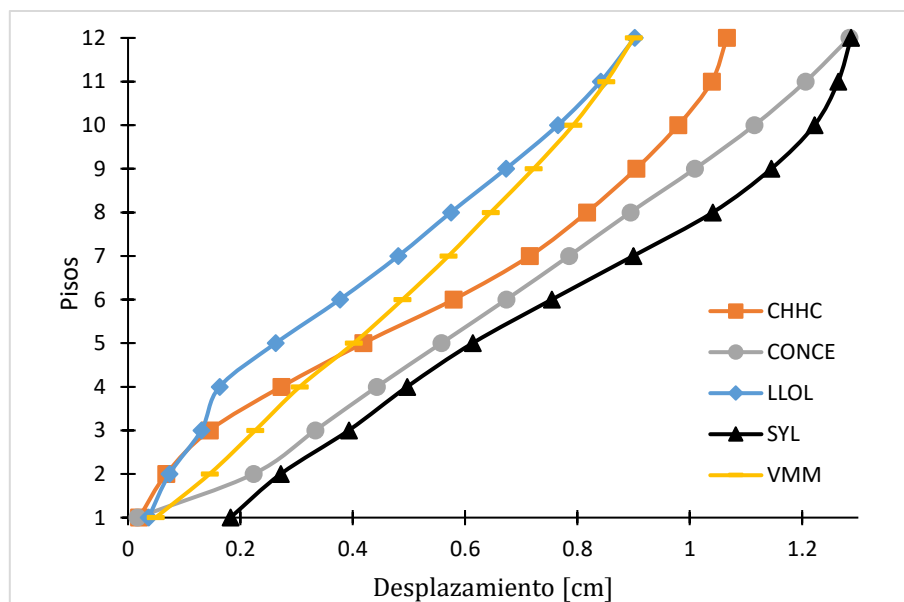


Figura 7.80 - Desplazamientos residuales por piso, dirección de análisis *Y*.

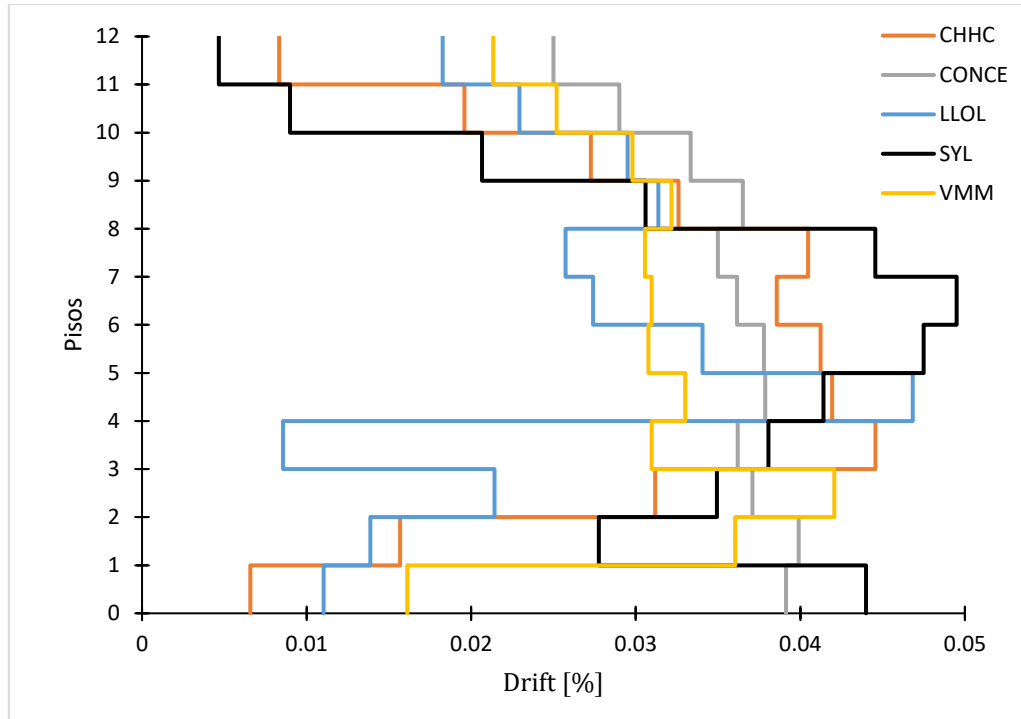


Figura 7.81 – Drifts residuales por piso, dirección de análisis X.

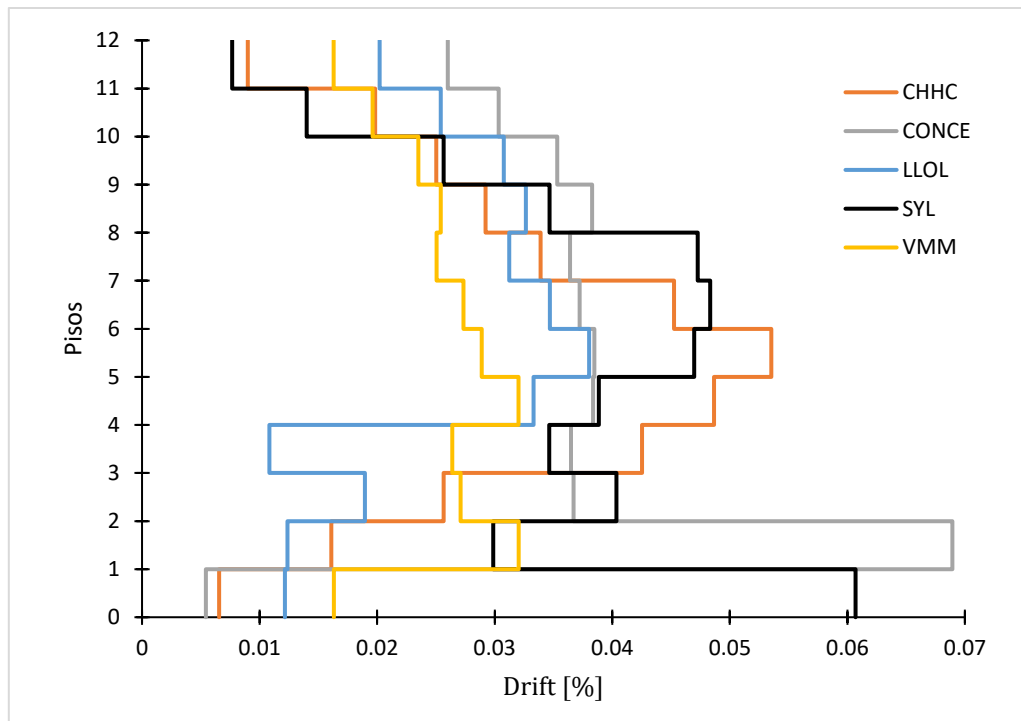


Figura 7.82 – Drifts residuales por piso, dirección de análisis Y.

7.3.4. Aceleraciones Absolutas por Piso

Las aceleraciones máximas absolutas para las direcciones de análisis X e Y presentadas en las Figuras 7.83 y 7.84, muestran que los valores máximos se obtienen para el registro de Lolloe alcanzando aceleraciones de $1.9 g$ en los pisos superiores. La diferencia es irrelevante al comparar estos resultados con los que registró Rubio (2020) [11] en su trabajo con un máximo de $1.8 g$ para el registro de Sylmar, sin embargo es necesario destacar la importancia de esclarecer límites para las aceleraciones de piso con el fin de mantener el confort de los habitantes y evitar daños excesivos en los elementos no – estructurales, lo cual no se establece en la normativa sísmica chilena ni tampoco se ha precisado en normas internacionales.

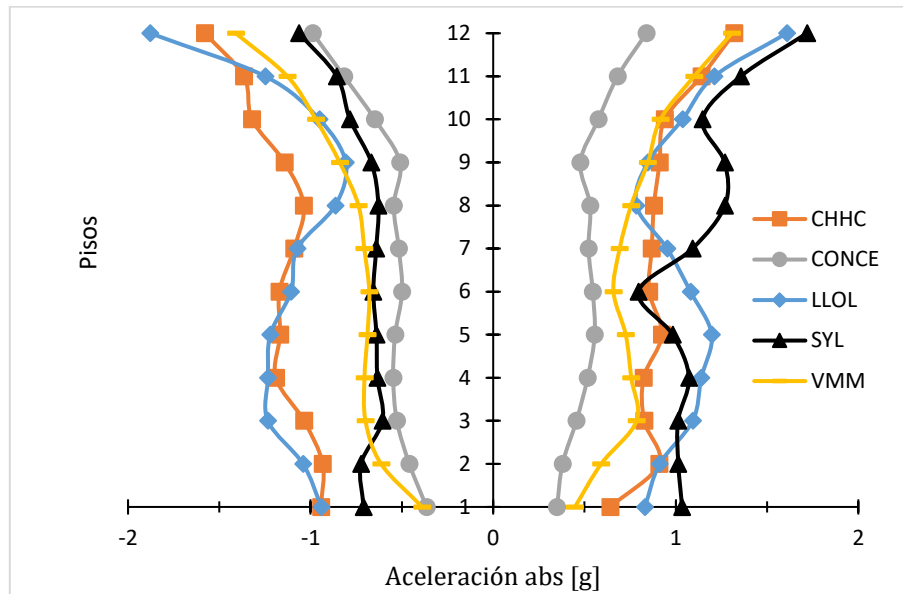


Figura 7.83 – Aceleración máxima absoluta por piso, dirección de análisis X .

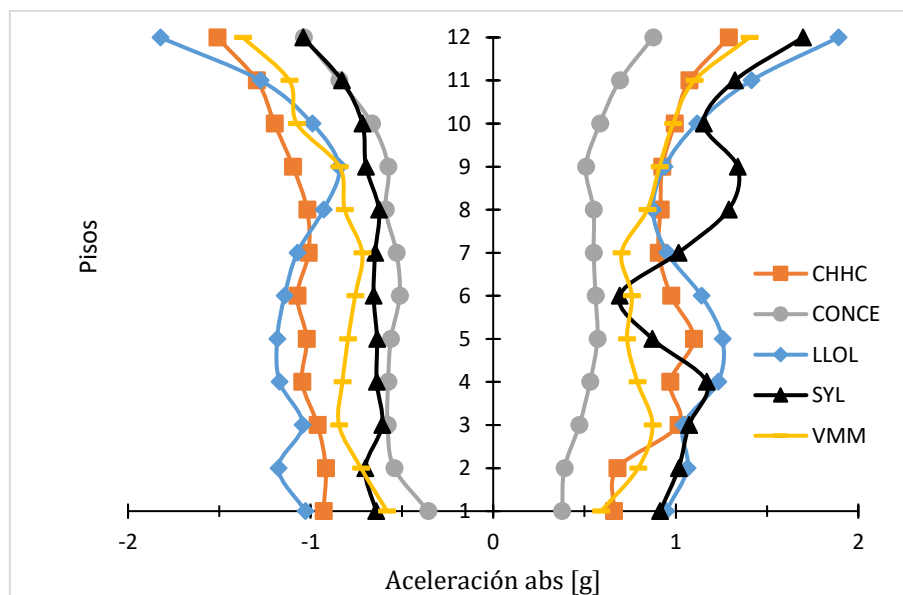


Figura 7.84 – Aceleración máxima absoluta por piso, dirección de análisis Y .

Corte Basal – Distorsión Global

En las Figuras 7.85 a 7.89 se exponen las gráficas que relacionan el corte basal y la distorsión global de la estructura, para los cinco registros seleccionados en la dirección de análisis X .

Se observa que no existe una clara vinculación entre ambos parámetros de medición para todos los registros, esto se debe a la influencia de los modos superiores de vibrar. Por lo tanto, no es posible definir el desplazamiento de fluencia de la estructura.

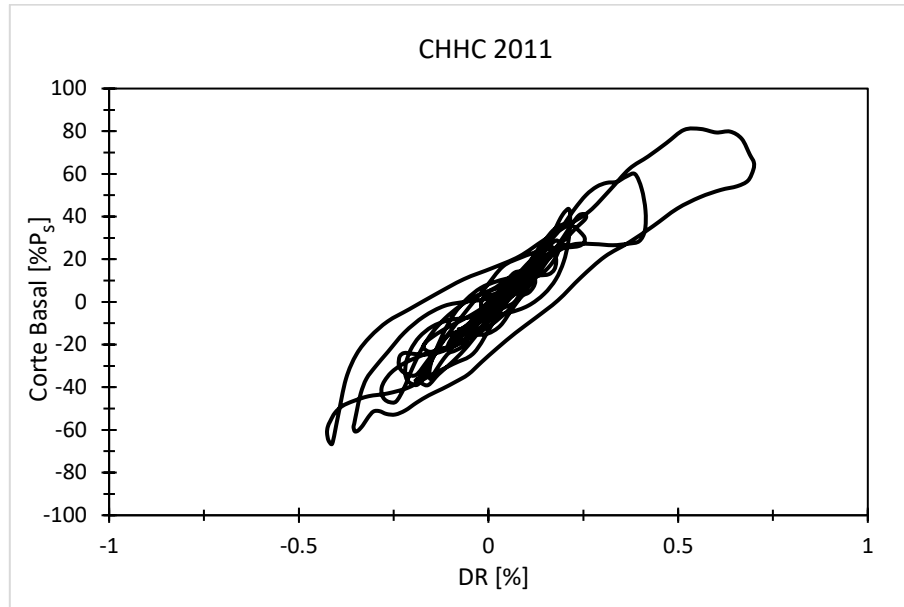


Figura 7.85 – Corte basal – distorsión global, registro de Christchurch, dirección de análisis X .

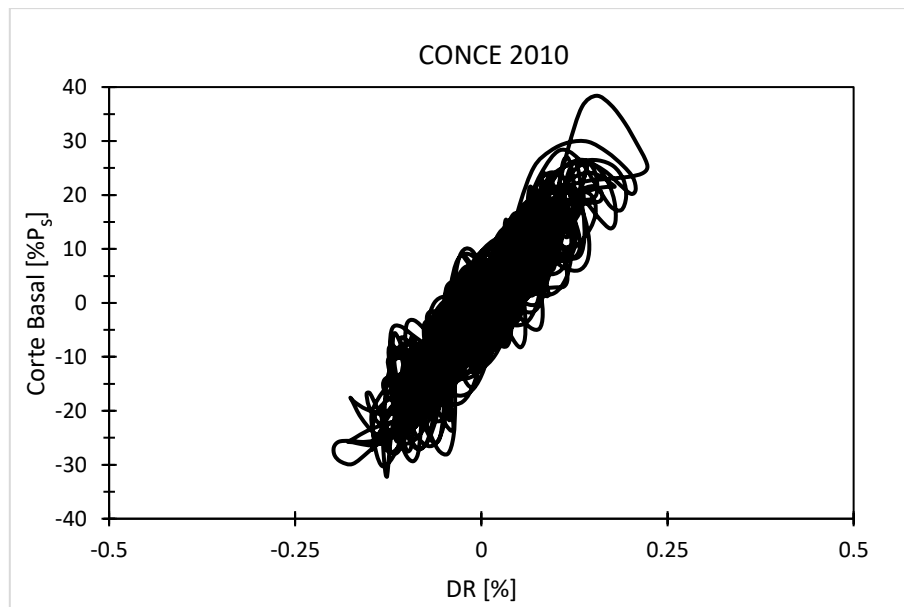


Figura 7.86 – Corte basal – distorsión global, registro de Concepción, dirección de análisis X .

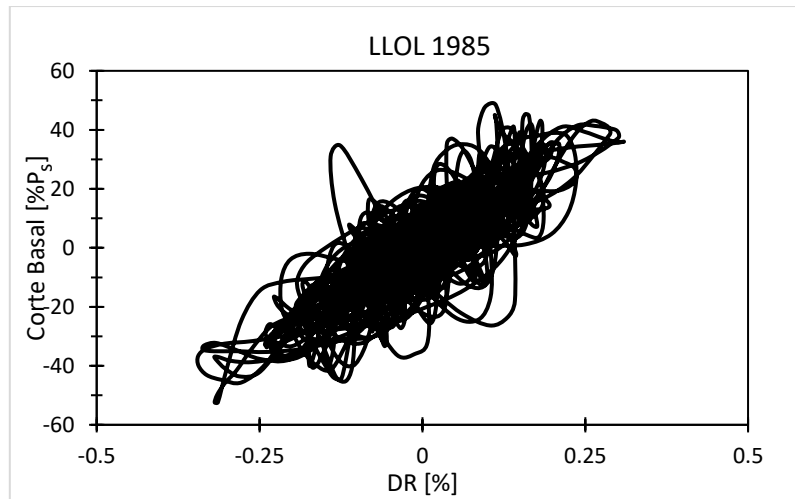


Figura 7.87 – Corte basal – distorsión global, registro de Llolleo, dirección de análisis X.

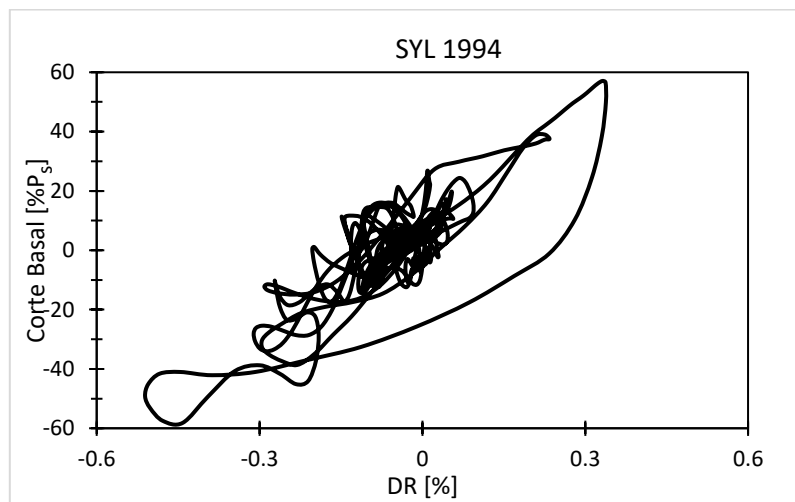


Figura 7.88 – Corte basal – distorsión global, registro de Sylmar, dirección de análisis X.

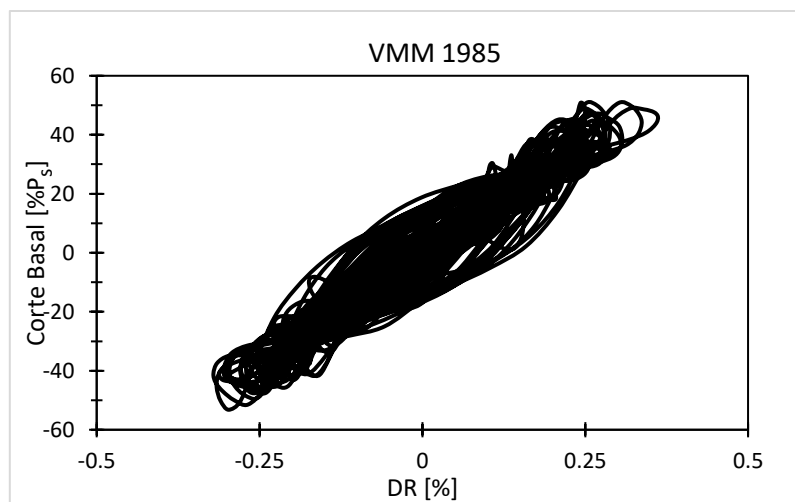


Figura 7.89 – Corte basal – distorsión global, registro de Viña del Mar, dirección de análisis X.

7.4. Demandas Locales

7.4.1. Histéresis Axial en BRB

El comportamiento histérico fuerza – deformación axial de las BRB se presenta en las Figuras 7.90 a 7.94. Los resultados se exponen para una de las riostras BRB correspondiente al primer piso de la estructura, para los registros seleccionados en la dirección de análisis X . En tanto, en el Anexo A.2.4. se describen los resultados para una riostra del primer piso en la dirección de análisis Y .

En las gráficas se observan ciclos de histéresis amplios representativos de la disipación de energía que entregan las BRB al sistema. Además, los ciclos de histéresis son estables, sin registro de inestabilidades o errores de integración numérica, lo cual es característico del tipo de regla de histéresis elegida.

Con respecto a la máxima deformación axial ($\Delta_{m\acute{a}x}$) que experimentan las BRB, esta se obtuvo con el registro de Christchurch (dirección de análisis Y) alcanzando los 2.4 [cm]. Este resultado representa una razón de uso del 55%, en relación con la máxima deformación de diseño (Δ_{dis}) calculada para un *drift* de entrepiso igual al 2%, correspondiente a 4.34 [cm].

Según el trabajo realizado por Rubio (2020) [11], para una riostra del primer piso en la dirección X se obtuvo una razón de uso del 46%, también para el registro de Christchurch. Por lo tanto, se concluye que la reducción del área transversal del núcleo de la BRB permitió incrementar la demanda de deformación axial, información que se detalla en la Tabla 7.49.

Tabla 7.49 – Comparación deformación axial máxima con respecto a Rubio (2020) [11].

	Área [cm ²]	$\Delta_{m\acute{a}x}$ [cm]	Δ_{dis} [cm]	Razón de uso [%]	Diferencia en relación con Rubio (2020) [%]
R. Rubio	58.06	2.00	4.34	46	–
G. Cancino	48.39	2.34	4.34	55	16.4

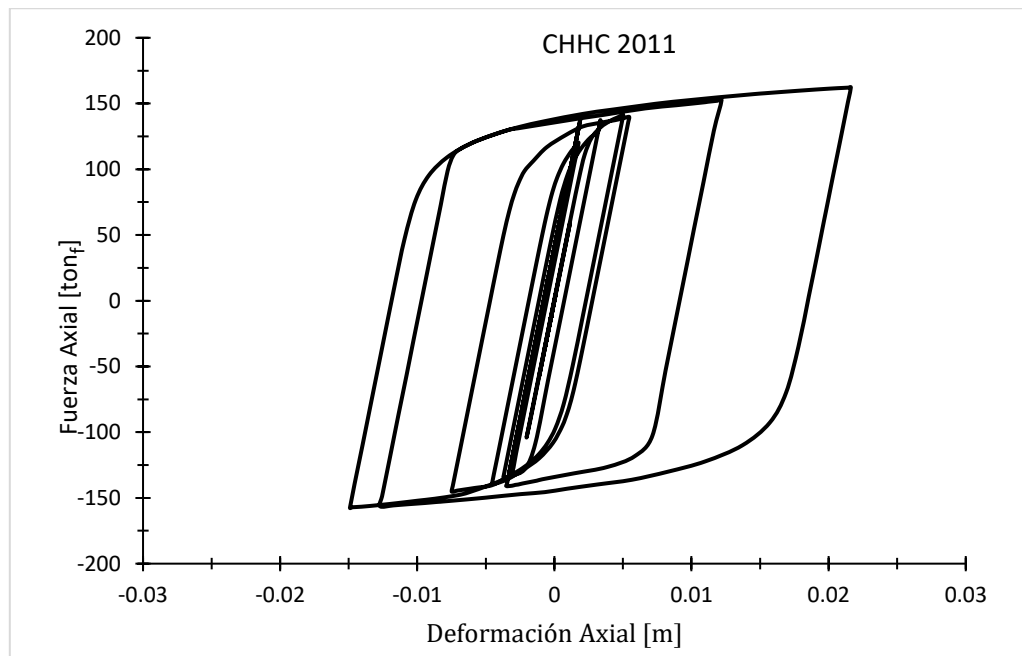


Figura 7.90 – Ciclos de histéresis, registro de Christchurch, dirección de análisis X .

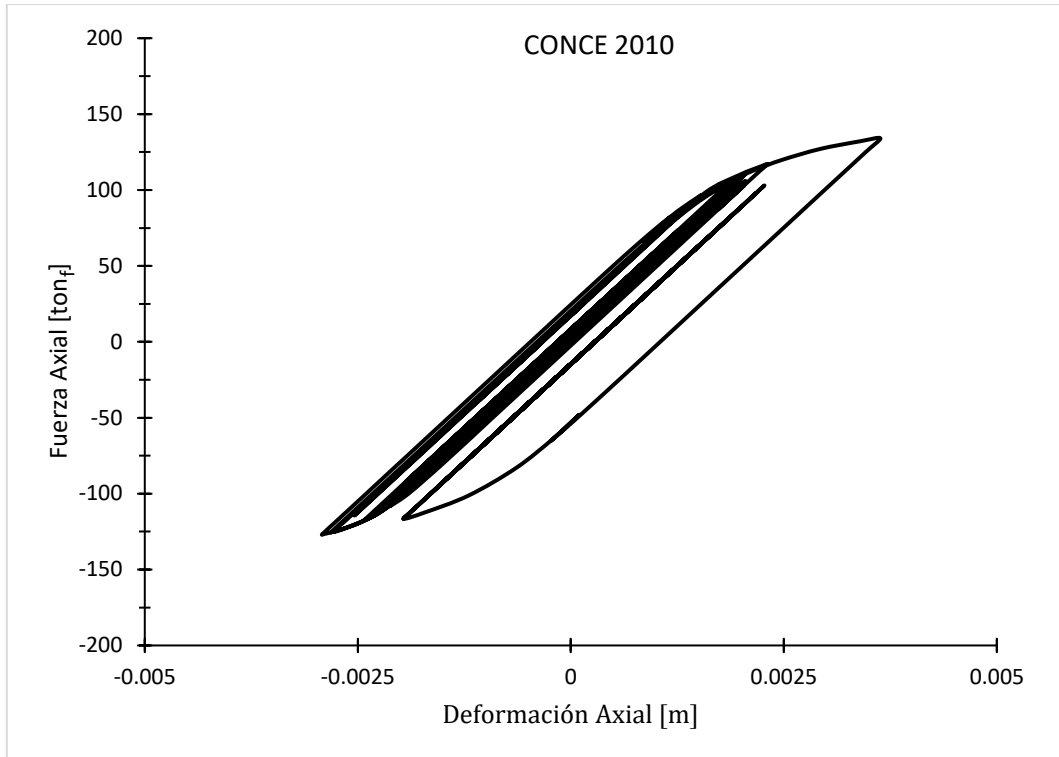


Figura 7.91 – Ciclos de histéresis, registro de Concepción, dirección de análisis X.

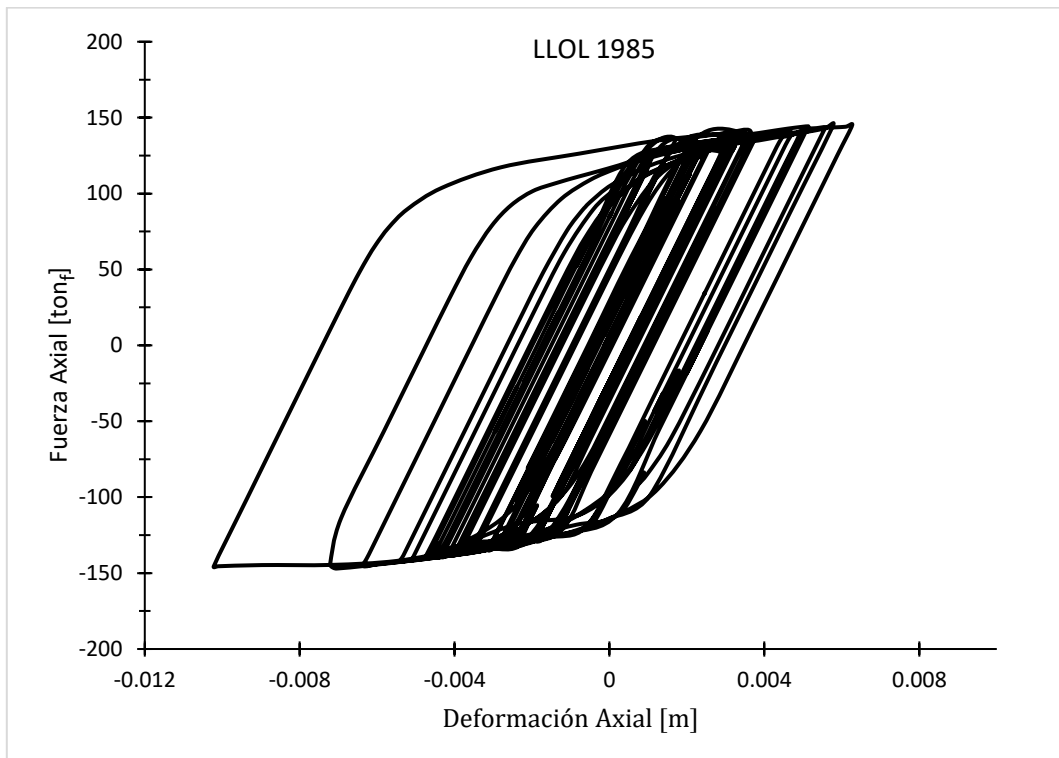


Figura 7.92 – Ciclos de histéresis, registro de Llolleo, dirección de análisis X.

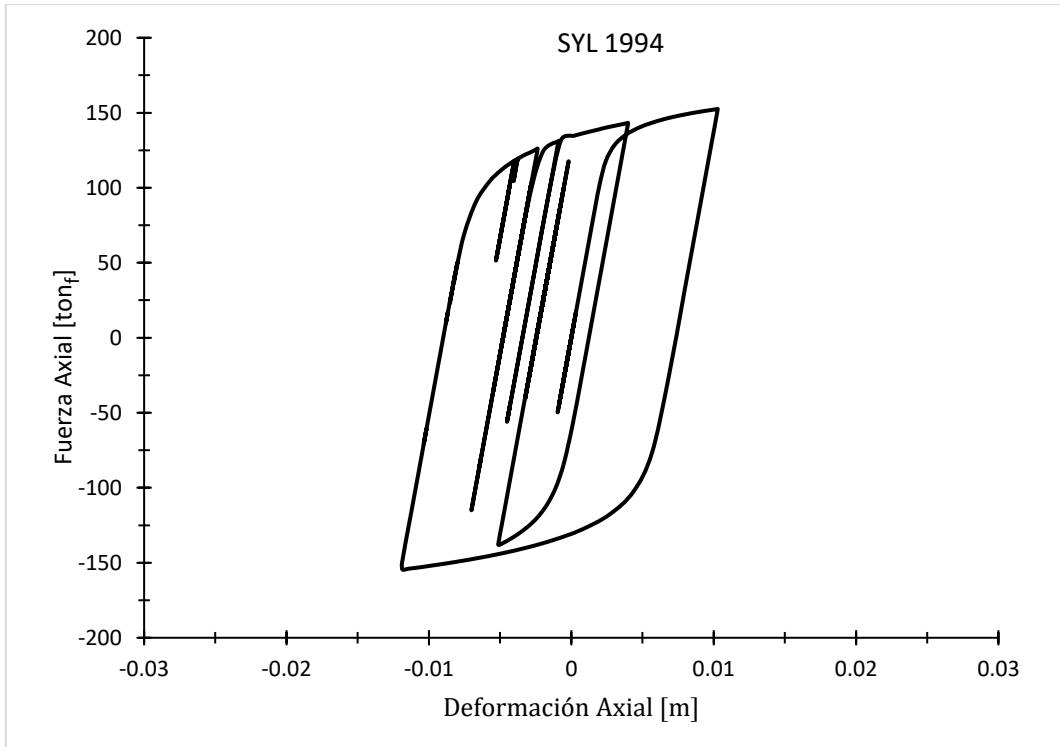


Figura 7.93 – Ciclos de histéresis, registro de Sylmar, dirección de análisis X.

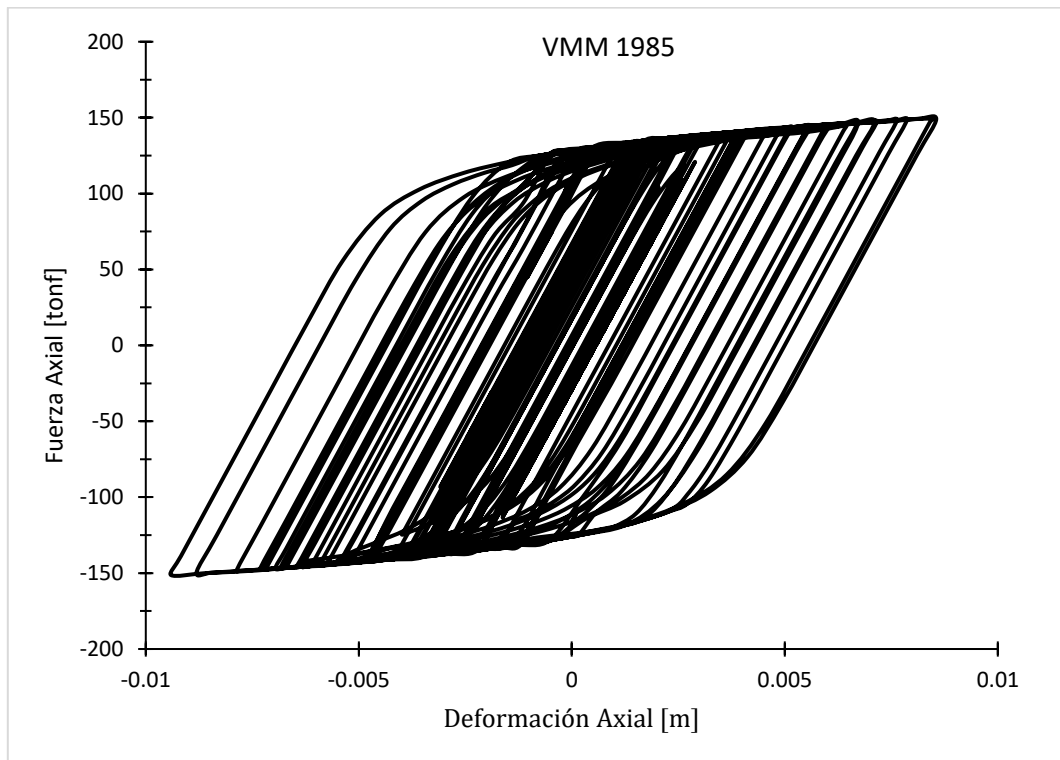


Figura 7.94 – Ciclos de histéresis, registro de Viña del Mar, dirección de análisis X.

7.4.2. Historia de Corte Basal en Muros Postensados de CLT

Las Figuras 7.95 y 7.96 presentan la historia de corte basal de los muros para los cinco registros seleccionados, en ambas direcciones de análisis X e Y , respectivamente. La resistencia a corte de los muros (V_d) cumple con las demandas para cuatro de los registros en X e Y , sin embargo para el registro de Christchurch los muros M.A; M.E y M.1; M.4 experimentarían la falla al corte, como se resume en la Tabla 7.50.

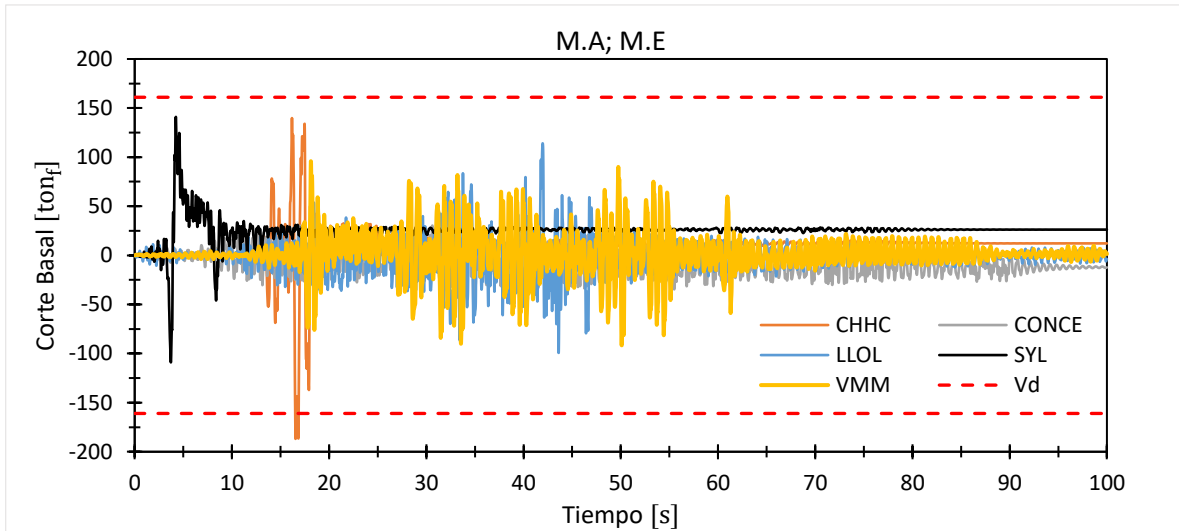


Figura 7.95 – Historia de corte, muros M.A; M.E, dirección de análisis X .

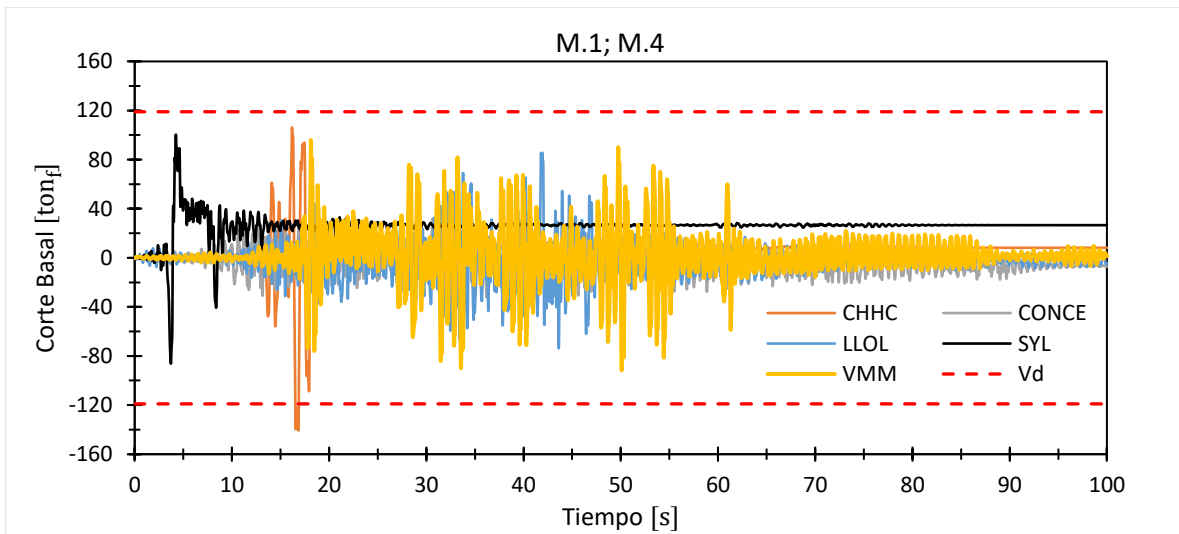


Figura 7.96 – Historia de corte, muros M.1; M.4, dirección de análisis Y .

Tabla 7.50 – Corte basal máximo en muros postensados de CLT.

Muros	Corte Basal Máximo [ton _f]					V_d [ton _f]
	CHHC 2011	CONCE 2010	LLOL 1985	SYL 1994	VMM 1985	
M.A; M.E	187	53	114	141	96	161
M.1; M.4	141	48	86	100	78	119

7.4.3. Momento – Rotación en Muros Postensados de CLT

Las Figuras 7.97 a 7.101 presentan las curvas de momento – rotación de los muros para los cinco registros seleccionados, en la dirección de análisis X . En tanto, en el Anexo A.2.5. se exponen los resultados para los muros postensados en la dirección de análisis Y .

En la dirección X la mayor rotación es de $0.008 [rad]$, obtenida para el registro de Christchurch, siendo menor a la rotación última de diseño de $0.023 [rad]$.

La mayor rotación en la dirección Y igualmente ocurre para el registro de Christchurch, alcanzando los $0.009 [rad]$ en los muros M1; M.4. La cual es menor a la rotación última de diseño de $0.028 [rad]$.

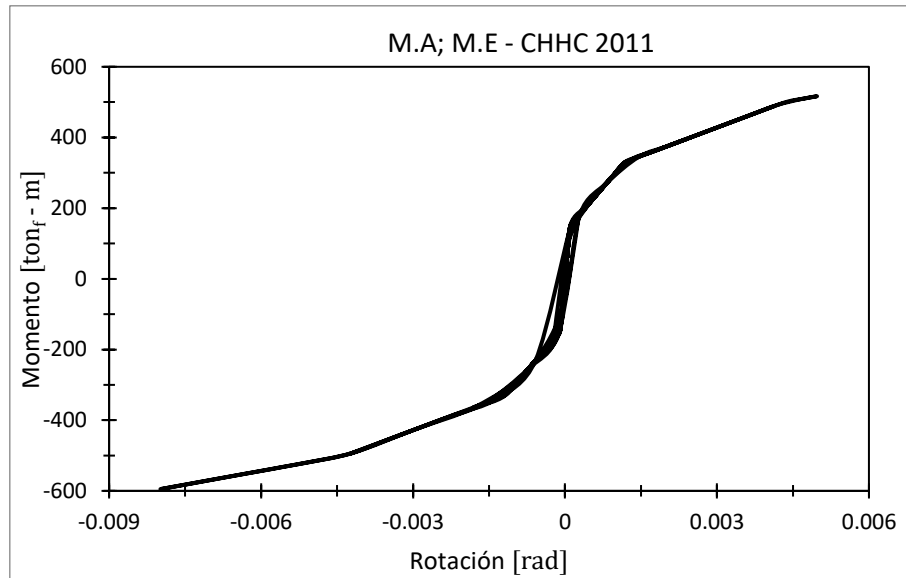


Figura 7.97 – Curva de momento – rotación, registro de Christchurch, dirección de análisis X .

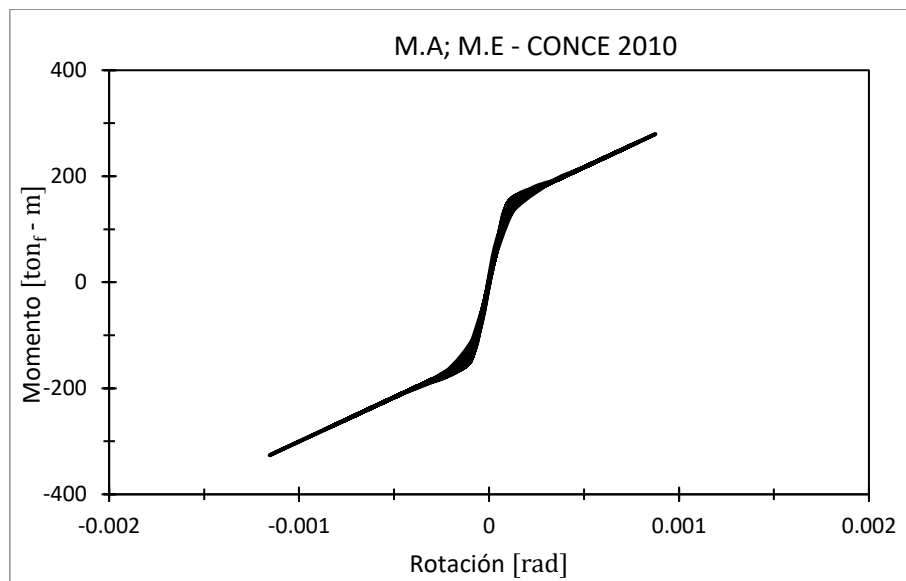


Figura 7.98 – Curva de momento – rotación, registro de Concepción, dirección de análisis X .

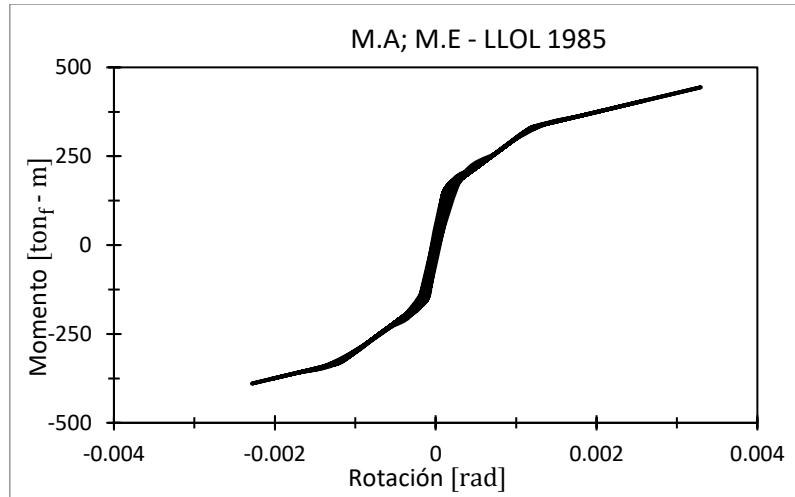


Figura 7.99 – Curva de momento – rotación, registro de Lolloe, dirección de análisis X.

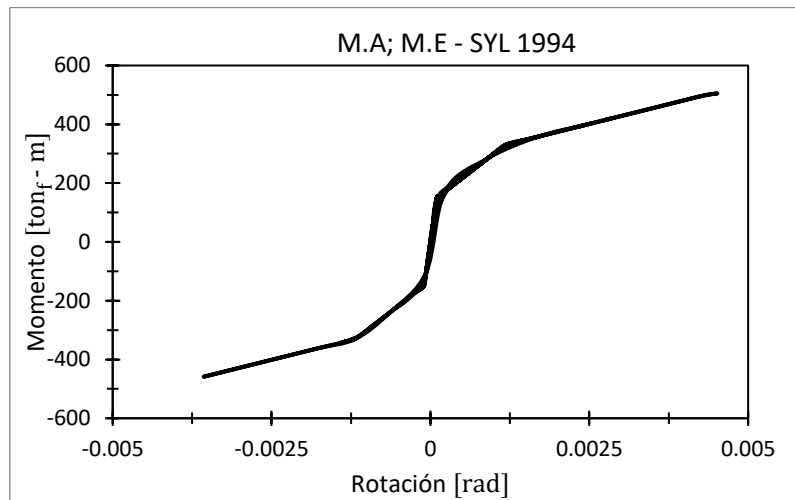


Figura 7.100 – Curva de momento – rotación, registro de Sylmar, dirección de análisis X.

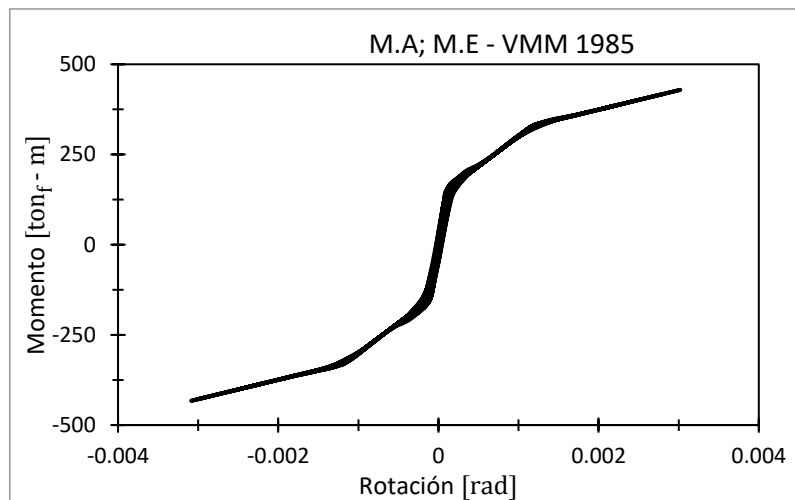


Figura 7.101 – Curva de momento – rotación, registro de Viña del Mar, dirección de análisis X.

7.4.4. Envolturas de Corte en Columnas de LVL

En la Figura 7.102 se presentan las envolturas de corte por piso para las columnas 169 (dirección de análisis Y) y 241 (dirección de análisis X), las cuales resultaron ser las más solicitadas luego de aplicado el análisis incremental descrito en la sección 6.1.

Los resultados indican que la resistencia al corte de las columnas (V_d) es mayor a las solicitaciones para los cinco registros sísmicos. Siendo para el registro de Christchurch donde se contemplan las mayores demandas de corte en el nivel dos, mientras que para los demás registros el corte máximo se obtiene para los niveles cuatro y nueve, coincidiendo con la disminución de la rigidez axial de las BRB debido a la reducción de la sección transversal del núcleo de acero. Un resumen de los resultados se detalla en la Tabla 7.51.

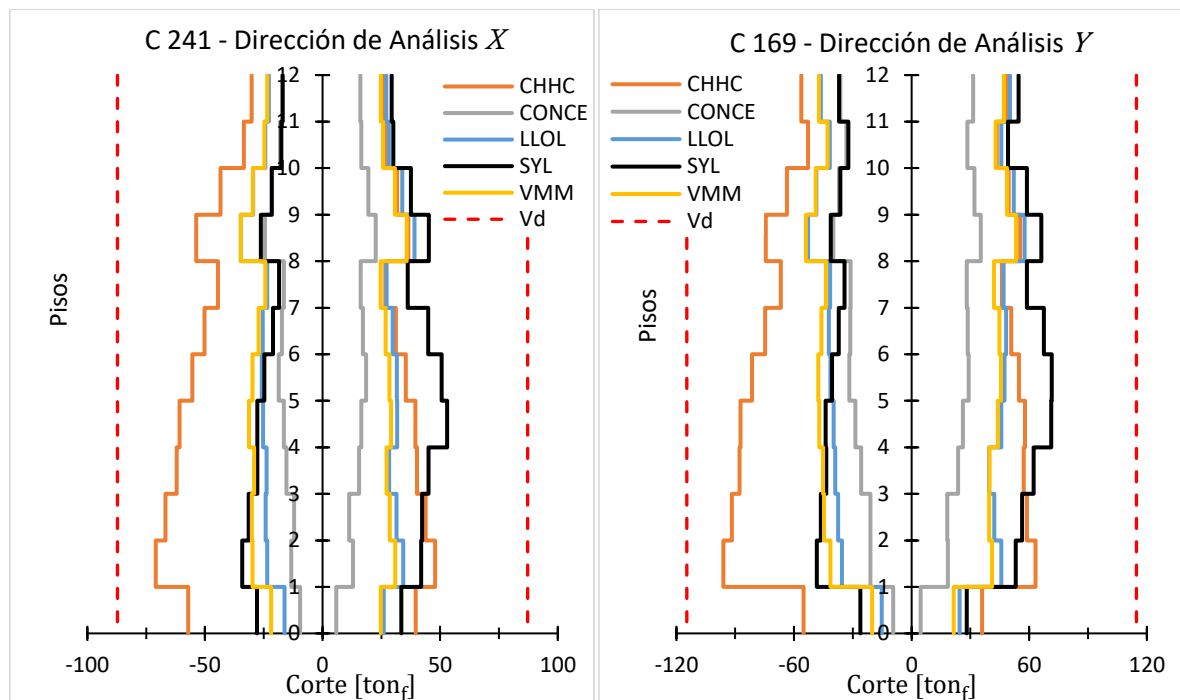


Figura 7.102 – Envolturas de corte, columnas de LVL.

Tabla 7.51 – Máximo corte por pisos, columnas de LVL.

Columnas	Máximo Corte por piso $[ton_f]$					$V_d [ton_f]$
	CHHC 2011	CONCE 2010	LLOL 1985	SYL 1994	VMM 1985	
C 241	71	25	39	53	36	87
C 169	92	40	58	72	54	115

CAPÍTULO VIII: CONCLUSIONES

La capacidad de disipación de energía en las riostras BRB, el auto – centrado de la estructura provisto por muros postensados de CLT, así como también la alta resistencia que proporcionan los elementos de LVL son expuestos en este documento y estudiados en el diseño y análisis sísmico de un edificio de 12 pisos. La estructura presentada, propuesta para mejorar la analizada por Rubio (2020) [11], se diseñó sísmicamente mediante el análisis modal espectral según los requerimientos de la norma NCh433 [12]. Como diferencia fundamental, se empleó un factor de modificación de la respuesta estructural, $R_0 = 11$ correspondiente a Sistemas de Marcos Especiales a Momento (SMF) conformados por acero estructural, mayor al utilizado por Rubio (2020) [11] de $R_0 = 7$, asignado a estructuras de muros y sistemas arriostrados de madera. Lo anterior, en relación a lo registrado por Rubio (2020) [11] permitió disminuir la fuerza de corte basal desde un 20% a un 16% del peso sísmico, con ello se redujo el área de la sección transversal: (1) del núcleo de las riostras BRB para los niveles del 1 al 8; (2) de las columnas del primer nivel; y (3) de las barras de acero postensadas de los muros.

Los resultados obtenidos con los análisis dinámicos no – lineales, indicaron que los *drifts* máximos por piso son prácticamente iguales a los conseguidos por Rubio (2020) [11] y no sobrepasarían los valores límites impuestos por normas internacionales, como la ASCE7-16 [94] y el National Building Code of Canada (NBCC 2015) [66]. De igual forma ocurre para las aceleraciones de piso, con diferencias irrelevantes a las presentadas por Rubio (2020) [11]. Sin embargo, estas magnitudes se obtienen con elementos estructurales que presentan una menor área de sección transversal, lo cual refleja un diseño más eficiente desde el punto de vista económico. Además, es necesario destacar que estas aceleraciones registradas pueden causar daños excesivos en los elementos no – estructurales e incomodidades en los habitantes, lo que hace necesario estipular límites para las aceleraciones de piso en la normativa sísmica chilena.

Respecto de los elementos estructurales, las columnas de LVL presentan un comportamiento aceptable para los cinco registros sísmicos seleccionados, mostrando lo adecuado de la reducción del área de la sección transversal para las columnas del primer nivel. Las riostras BRB concentran la disipación de energía, en tanto los demás elementos presentan un comportamiento elástico. Por otro lado, los muros postensados de CLT excederían la resistencia nominal al corte para el registro de Christchurch (2011) en ambas direcciones de análisis, pero manteniendo un desempeño adecuado para los demás registros sísmicos. Además, al evaluar el comportamiento momento – rotación de los muros postensados de CLT se obtuvo una razón de uso para la rotación de la conexión del 35% en la dirección X , lo que resulta en una mínima incidencia en los desplazamientos residuales de la estructura, ya que, éstos solo disminuyeron en 3 [mm] en relación con lo presentado por Rubio (2020) [11]. Esto se explica, que aun disminuyendo el área de la sección transversal del núcleo de las riostras BRB existe una mayor rigidez del sistema de BRB, en comparación con los muros postensados de CLT.

Las riostras BRB experimentaron mayores demandas de deformación axial, pasando de un 46% según lo obtenido por Rubio (2020) [11] a un 55% de la deformación máxima para la cual se diseñaron. Este incremento logrado se considera adecuado, teniendo en cuenta la restricción impuesta por la norma NCh433 [12] para cumplir con los *drifts* de piso del 0.2%, la cual no permitió reducir aún más el área de la sección transversal del núcleo de las BRB.

Por lo tanto, se propone que en trabajos futuros se aumente la cantidad de muros postensados de CLT en la estructura, lo que en su defecto conducirá a disminuir el área de la sección transversal del núcleo de las riostras BRB. Con esto se pretende conseguir que la estructura aumente aún más la

capacidad de auto – centrado y que las riostras BRB se encuentren sometidas a mayores demandas de deformación.

Adicionalmente, se propone para futuras investigaciones diseñar una estructura híbrida basada en madera utilizando un valor de *drift* de piso superior al impuesto por la norma NCh433 [12], el cual no se considera representativo de la estructura debido a la gran flexibilidad que incorporan los elementos de madera. Para posteriormente, mediante análisis dinámicos no – lineales verificar si el desempeño de la estructura es satisfactorio en términos de aceleraciones de piso, deformaciones y esfuerzos internos de los elementos.

Finalmente, se concluye que aumentar el factor de modificación de la respuesta (R_0) permite optimizar el diseño de los elementos estructurales, manteniendo un adecuado desempeño de la estructura frente a las demandas sísmicas.

REFERENCIAS

- [1] I. De la Roche, J. O’Conner, and P. Tetu, “Wood Products and Sustainable Construction”, *NZ Timber Des. J.*, vol. 12, no. 1, pp. 9–13, 2003.
- [2] Madera 21 de CORMA, “¿Por qué Madera?”, 2017. <https://www.madera21.cl/2757-2/> (accessed Apr. 21, 2020).
- [3] A. Buchanan, “Energy and CO 2 Advantages of Wood for Sustainable Buildings Sustainability”, vol. 15, no. 1, pp. 11–21, 2007.
- [4] APA, “Sustainable Buildings, Sustainable Future - Wood and The Environment”, *Eng. Wood Assoc.*, 2016, [Online]. Available: www.apawood.org.
- [5] P. González, E. Saavedra, E. Perez, C. Burgos, F. Piña, and M. Wagner, “Estudios de Ingeniería para introducir en Chile un sistema constructivo de rápida ejecución para edificios de mediana altura, utilizando elementos de madera contralaminada (CLT)”, Santiago, Chile, 2015.
- [6] A. Iqbal, S. Pampanin, A. Palermo, and A. H. Buchanan, “Performance and design of LVL walls coupled with UFP dissipaters”, *J. Earthq. Eng.*, vol. 19, no. 3, pp. 383–409, 2015.
- [7] I. Sakamoto, N. Kawai, H. Okada, N. Yamaguchi, H. Isoda, and S. Yusa, “Final report of a research and development project on timber-based hybrid building structures”, in *Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering*, 2004, pp. 53–64.
- [8] P. Quintana Gallo and D. Carradine, “State of the Art of Timber- Based Hybrid Seismic-Resistant Structures”, *BRANZ Res. Rep. SR400*, 2018.
- [9] P. Q. Gallo, D. M. Carradine, and R. Bazaez, “State of the art and practice of seismic-resistant hybrid timber structures”, *Eur. J. Wood Wood Prod.*, no. 79, pp. 5–28, 2021.
- [10] D. Lobos, F. Pino De La Cruz, C. C. Lechuga, and V. N. Bustos, “BIM y Madera. Nuevos desafíos para el Diseño y Construcción”, 2017.
- [11] R. Rubio, “Análisis y Diseño de un Edificio Híbrido de Madera Procesada con Riostras con Amortiguamiento Adicional”, Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en Ciencias de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil, Universidad de Valparaíso, 2020.
- [12] Instituto Nacional de Normalización (INN), “NCh433. Of1996mod2012 - Diseño sísmico de edificios”, Santiago, Chile, pp. 1–65, 2012.
- [13] American Institute of Steel Construction (AISC), “ANSI/AISC 341-16 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”, 2016.
- [14] Computer & Structures. Inc, “ETABS 16.2.1”, 2016.
- [15] INN, “NCh 1537 Of2009 Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso”, 2009.
- [16] A. J. Carr, “Ruaumoko 2D - Dynamic Analysis of 2 - Dimensional In-elastic Structures”, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 2017.

- [17] ELIGEMADERA, “Certificación de la madera para uso estructural”. <https://eligemadera.com/certificacion-de-la-madera-para-uso-estructural/> (accessed Jun. 09, 2020).
- [18] J. Bodig and B. Jayne, *Mechanics of Wood and Wood Composites*. New York, 1982.
- [19] S. Hernández, “Comportamiento elástico de la madera - Teoría y Aplicaciones”, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, Michoacán, 2010.
- [20] J. Díaz-Vaz and H. Cuevas, “Mecánica de la madera”, Valdivia, 1986.
- [21] V. Galaz, *Manual de Propiedades Físicas y Mecánicas de Maderas Chilenas*. Santiago, Chile, 1983.
- [22] A. Vásquez, “Evaluación del efecto de la clasificación dimensional de madera aserrada, sobre la calidad del secado en *Pinus radiata*”, Tesis pregrado de Ingeniería en Maderas, Universidad Austral de Chile, 2005.
- [23] Finnish Woodworking Industries, *LVL Handbook Europe*, 2nd revise. Finlandia, 2019.
- [24] APA, “Structural Composite Lumber selection and specification”, no. 208, 2016.
- [25] MetsaWood, “How Kerto LVL is produced”. <https://www.metsawood.com/global/news-media/videos/Pages/Kerto-lvl-production-video.aspx#> (accessed Jun. 16, 2020).
- [26] A. Buchaman, “Timber Design Guide”, *New Zeal. Timber Ind. Fed. Inc.*, vol. 15, no. 1, pp. 11–21, 2007.
- [27] RAUTE, “Nueva tecnología para la madera contrachapada y la industria LVL”, 2017, p. 39, [Online]. Available: <http://www.seminarioscorma.cl/wp-content/uploads/2017/11/2-Raute-New-technology-for-plywood-and-LVL.pdf>.
- [28] G. Chua, “Laminated veneer lumber (LVL): product review and leading case study, Netball Central by Scott Carver”, 2014. <https://www.architectureanddesign.com.au/features/product-in-focus/laminated-veneer-lumber-lvl-product-review-and-lea> (accessed Jun. 16, 2020).
- [29] Metsäliitto Cooperative Metsä Wood, “Regulations , Standards and Instructions”, no. 184, 2016.
- [30] European Standards, “EN 14374:2004 Timber Structures - Structural laminated veneer lumber - Requirements”, 2004, p. 26.
- [31] European Standards, “EN 1995-1-1:2004+A2:2014 Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for building”, 2004.
- [32] European Standards, “EN 1995-1-2:2004 Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-2: General - Structural fire design”, 2004.
- [33] European Standards, “EN 1995-2:2004 Eurocode 5: Design of timber structures - Part 2: Bridges”, 2004.

- [34] G. Hernández, M. Guzmán, A. Kremalewski, L. Machuca, P. Cendoya, and R. Briones, “LVL: Vigas de chapas laminadas confeccionadas con *Pinus radiata* y *Eucalyptus nitens*”, Concepción, Chile, 2007.
- [35] Diario UACH, “Instituto de Tecnología de Productos Forestales UACH Asesoró Importante Proyecto Para Nuevos Usos del *Eucalyptus Nitens*”, 2011. <https://diario.uach.cl/instituto-de-tecnologia-de-productos-forestales-uach-asesor-importante-proyecto-para-nuevos-usos-del-eucalyptus-nitens/> (accessed Jun. 18, 2020).
- [36] J. Carlos, V. Baier, and Y. A. Cabrera, “Plantaciones de *Eucalyptus Nitens* en el Sur de Chile”, *Cienc. e Investig. For.*, vol. 13, no. 1, 2007.
- [37] INFOR, “Anuario Forestal 2019”, vol. 140, pp. 1–154, 2019.
- [38] FPInnovations, *Canadian Cross Laminated Timber Handbook*, 2019th ed. FPInnovations, 2019.
- [39] U. Viotto, “El tablero contralaminado. Actualidad de una alternativa para la mediana altura”, Barcelona, España, 2013.
- [40] Structurlam, “Cosslam CLT Technical Design Guide”, *Publications*, 2016, [Online]. Available: <http://structurlam.com/wp-content/uploads/2016/08/Structurlam-Design-Guide-August-2016-low-res-Metric.pdf>.
- [41] American Institute of Timber Construction, “Superior Fire Resistance”, 2003, [Online]. Available: [http://www.aitc-glulam.org/Shopcart/Pdf/superior fire resistance.pdf](http://www.aitc-glulam.org/Shopcart/Pdf/superior%20fire%20resistance.pdf).
- [42] KLH®, “klhdesigner”. <https://www.klhdesigner.at/> (accessed Jun. 27, 2020).
- [43] D. Moroder, T. Smith, S. Pampanin, and A. H. Buchanan, “An equivalent truss method for the analysis of timber diaphragms”, *Tenth Pacific Conf. Earthq. Eng. (PCEE 2015)*, no. November, pp. 1–9, 2015.
- [44] R. Brandner, G. Flatscher, A. Ringhofer, G. Schickhofer, and A. Thiel, “Cross laminated timber (CLT): overview and development”, *Eur. J. Wood Wood Prod.*, vol. 74, no. 3, pp. 331–351, 2016.
- [45] APA - The Engineered Wood Association, “Cross-Laminated Timber North American CLT vs. Imported Product”, pp. 1–3, 2016.
- [46] R. Ganey *et al.*, “Experimental Investigation of Self-Centering Cross-Laminated Timber Walls”, *J. Struct. Eng. (United States)*, vol. 143, no. 10, pp. 1–14, 2017.
- [47] F. Sarti, A. Palermo, and S. Pampanin, “Development and Testing of an Alternative Dissipative Posttensioned Rocking Timber Wall with Boundary Columns”, *J. Struct. Eng. (United States)*, vol. 142, no. 4, 2016.
- [48] F. Sarti, “Seismic Design of Low-Damage Post-Tensioned Timber Wall Systems”, University of Canterbury, 2015.
- [49] J. F. Stanton, N. M. Hawkins, and T. R. Hicks, “PRESSS Project 1.3: Connection Classification and Evaluation”, *PCI Journal*, vol. 36, no. 5, pp. 62–71, 1991.

- [50] M. J. N. Priestley, "Overview of PRESSS research program", *PCI Journal*, vol. 36, no. 4, pp. 50–57, 1991.
- [51] A. Palermo, S. Pampanin, and A. Buchanan, "Experimental Investigations on LVL Seismic Resistant Wall and Frame Subassemblies", in *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology - Geneva, Switzerland*, 2006, pp. 1–10.
- [52] C. Christopoulos, A. Filiatrault, and B. Folz, "Seismic response of self-centring hysteretic SDOF systems", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 31, no. 5, pp. 1131–1150, 2002.
- [53] A. Palermo, S. Pampanin, A. H. Buchanan, and M. P. Newcombe, "Seismic design of multi-storey buildings using laminated veneer lumber (LVL)", *New Zeal. Soc. Earthq. Eng. Conf.*, no. 14, pp. 1–8, 2005.
- [54] Z. Chen, M. Popovski, and P. Symons, "Advanced Wood-based Solutions for Mid-rise and High-rise Construction: Structural Performance of Post-Tensioned CLT Shear Walls with Energy Dissipators", *FPIInnovations Tech. Rep.*, no. 301012204, 2018.
- [55] C. Black, N. Makris, and I. Aiken, "Component Testing, seismic evaluation and Characterization of Buckling-Restrained Braces", *J. Struct. Eng.*, vol. 130, no. 6, pp. 880–894, 2004.
- [56] M. Medalla, C. Peña, P. Hidalgo, and M. E. Bravo, "Aplicación Industrial de Riostras de Pandeo Restringido (BRB) en Chile", no. 1, pp. 1–12, 2015.
- [57] G. A. Fermandois, "Marcos con Riostras de Pandeo Restringido: Comportamiento y Factores de Modificación de la Respuesta Sísmica", Universidad Federico Santa María, 2009.
- [58] P. Clark, K. Kasai, I. Aiken, and I. Kimura, "Evaluation of Design Methodologies for Structures Incorporating Steel Unbonded Braces for Energy Dissipation", *12th World Conf. Earthq. Eng.*, pp. 1–8, 2000.
- [59] C. Black, N. Makris, and I. Aiken, "Component Testing, Stability Analysis and Characterization of Buckling-Restrained Unbonded Braces", Tokyo, Japan, 2002.
- [60] W. López and R. Sabelli, "Seismic Design of Buckling-Restrained Braced Frames", *Steel/TIPS*, vol. 33, no. July, pp. 1251–1260, 2004.
- [61] G. Della Corte, M. D'Aniello, R. Landolfo, and F. M. Mazzolani, "Review of steel buckling-restrained braces", *Steel Constr.*, vol. 4, no. 2, pp. 85–93, 2011.
- [62] American Institute of Steel Construction (AISC), "ANSI/AISC 341-10 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", 2010.
- [63] Structurlam, "Structurlam Case Study Carbon 12", pp. 1–8, 2017.
- [64] KAISER GROUP + PATH ARCHITECTURE and USDA Forest Service, "Carbon12". <https://buildingcarbon12.com/construction/> (accessed Jul. 02, 2020).
- [65] P. Fast, B. Gafner, R. Jackson, and J. Li, "Case study: An 18 storey tall mass timber hybrid student residence at the University of British Columbia", *WCTE 2016 - World Conf. Timber Eng.*, pp. 1–10, 2016.

- [66] National Research Council of Canada, “National Building Code of Canada 2015”, vol. 1, 2015.
- [67] T. Holden, C. Devereux, S. Haydon, A. Buchanan, and S. Pampanin, “NMIT Arts & Media Building—Innovative structural design of a three storey post-tensioned timber building”, *Case Stud. Struct. Eng.*, vol. 6, pp. 76–83, 2016, doi: 10.1016/j.csse.2016.06.003.
- [68] Futurebuild LVL, “Specific Engineering Design Guide”, New Zealand, 2018.
- [69] Australian/New Zealand Standard, “AS/NZS 4357.0:2005 Structural laminated veneer lumber Part 0 : Specifications”, Australian/New Zealand, 2005.
- [70] Australian/New Zealand Standard, “AS/NZS 4063.2:2010 Characterization of structural timber - Part 2: Determination of characteristic values”, 2010.
- [71] Standards New Zealand, “NZS 3603:1993 Timber Structures Standard”, 1993.
- [72] H. J. Blass and P. Fellmoser, “Design of solid wood panels with cross layers”, 2004.
- [73] S. Cuerrier-Auclair, *Design guide for timber-concrete composite floors in Canada*, 2020.
- [74] Canadian Standards Association, “CSA 086-14 Engineering Design in Wood”, 2014.
- [75] M. Follesa, I. P. Christovasilis, D. Vassallo, M. Fragiaco, and A. Ceccotti, “Seismic design of multi-storey cross laminated timber buildings according to Eurocode 8”, *Ing. Sismica*, vol. 30, no. 4, 2013.
- [76] CoreBrace, “Pinned Brace - Design Guide”, 2020.
- [77] American Institute of Steel Construction (AISC), “ASTM A36/ A36M-14 Standard Specification for Carbon Structural Steel”, 2014.
- [78] A. Millán, “Comparación del Desempeño en Estructuras de Acero”, Memoria de titulación para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad Técnica Federico Santa María, 2017.
- [79] Standards Australia, “AS 1720.1 - 2010 Timber structures Part 1 : Design methods”, 2010.
- [80] Australian/New Zealand Standard, “AS/NZS 1170.0:2002 : Structural design actions - Part 0 : General principles”, 2002.
- [81] American Wood Council, *National Design Specification for Wood Construction*, 2018.
- [82] INN, “NCh 3171.Of2010 Diseño Estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas”, 2010.
- [83] INN, “NCh1198 Madera - Construcciones en madera - Cálculo”, 2014.
- [84] A. B. King, “Serviceability Limite State Criteria for New Zealand Buildings”, *BRANZ*, vol. 57, no. 57, 1999.
- [85] F. Sarti, A. Palermo, and S. Pampanin, “Simplified Design Procedures for Post-Tensioned Seismic Resistant Timber Walls”, *15th World Conf. Earthq. Eng.*, 2012, [Online]. Available: https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/WCEE2012_3565.pdf.

- [86] S. Pampanin, N. Priestley, and S. Sritharan, "Analytical Modelling of the Seismic Behaviour of Precast Concrete Frames Designed with Ductile Connections", *J. Earthq. Eng.*, vol. 5:3, pp. 329–367, 2001.
- [87] A. Palermo and S. Pampanin, "Analysis and simplified design of precast jointed ductile connections", *WCEE*. Beijing, China, 2008.
- [88] M. P. Newcombe, S. Pampanin, A. H. Buchanan, and A. Palermo, "Section Analysis and Cyclic Behavior of Post-Tensioned Jointed Ductile Connections for Multi-Story Timber Buildings," *J. Earthq. Eng.*, vol. 12(1), pp. 83–110, 2008.
- [89] Macalloy, "Sistema de Postensado Macalloy 1030 Macalloy S1030", 2010.
- [90] M. P. Newcombe, "Seismic design of multistorey post-tensioned timber buildings", *Master Eng. Master thesis*, no. Università degli Studi di Pavia, Pavia, Italy, 2007.
- [91] R. Sabelli, S. Mahin, and C. Chang, "Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling-restrained braces", *Eng. Struct.*, vol. 25, no. 5, pp. 655–666, 2003.
- [92] A. Watanabe, Y. Hitomi, E. Saeki, A. Wada, and M. Fujimoto, "Properties of case encased in buckling-restrained concrete and steel tube", in *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, 1988, vol. 4, pp. 719–724.
- [93] CoreBrace, "BRB Design", *NASPA J.*, vol. 42, no. 4, p. 1, 2005.
- [94] American National Standards Institute (ANSI), "ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures", *American Society of Civil Engineers*, 2017.
- [95] CoreBrace, "Project PG&E Vacaville Critical Operation Center (VCOC) - Design BRB", 2016.
- [96] M. Timmers and A. Tsay Jacobs, "Concrete apartment tower in Los Angeles reimaged in mass timber", *Eng. Struct.*, vol. 167, no. March 2017, pp. 716–724, 2018.
- [97] S. Wijanto, "Behaviour and design of generic buckling restrained brace systems", Thesis submitted in fulfilment of the requirement for the degree of Master of Engineering, University of Auckland, 2012.
- [98] Standards New Zealand, "NZS 3404:Part1:1997 Steel Structures Standard", *Steel Struct. Comm.*, 1997.
- [99] American Institute of Steel Construction (AISC), "ANSI/AISC 360-10 Specifications for Structural Steel Buildings", 2010.
- [100] J. Ibáñez, "Procedimiento de diseño de Conexiones Estructurales Aplicado a Edificios Industriales y Mineros de Acero", Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, 2019.
- [101] R. E. Whitmore, "Experimental investigation of stresses in gusset plate", *Bull. No. 16, Eng. Exp. Stn.*, 1952.

- [102] R. D. Sharpe, "The Seismic Response of Inelastic Structures", A thesis for the Degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1974.
- [103] A. J. Carr, "Ruaumoko Manual - Volume 1: Theory", University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 2016.
- [104] A. J. Carr, "Ruaumoko Manual - Volume 2: Ruaumoko 2D User manual for 2D program", University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 2017.
- [105] A. J. Carr, "Ruaumoko Manual - Volume 5: Appendices Strength and Stiffness Degradation", University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 2016.
- [106] R. Tremblay, L. Poncet, P. Bolduc, R. Neville, and R. DeVall, "Testing and design of buckling restrained braces for Canadian application", *Proc. 13th World Conf. Earthq. Eng. Vancouver, B. C., Canada, August 1-6, 2004*.
- [107] H. Krawinkler and G. D. P. K. Seneviratna, "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation", *Eng. Struct.*, vol. 20, no. 4-6, pp. 452-464, 1998.

ANEXO I: DEFORMACIONES SÍSMICAS

En las siguientes tablas se verifica que las deformaciones sísmicas de la estructura cumplan con las limitaciones de la norma NCh433.Of1996 mod.2012 [12]. Primero se verifica que el *drift* máximo medido en el centro de masas de coordenadas $X_{CM} = 9.5 [m]$; $Y_{CM} = 11.35 [m]$ sea menor que el 2 [‰] para cada una de las direcciones de análisis. Luego se verifica que la diferencia entre el *drift* máximo medido en cualquier punto de la planta (el cual ocurre en las esquinas) y el *drift* máximo medido en el centro de masas no exceda el 1 [‰].

1. *Drift* medido en el centro de masas

Piso	<i>Drift CM X</i> [‰]	<i>Drift CM Y</i> [‰]
12	1.103	1.111
11	1.264	1.258
10	1.401	1.393
9	1.473	1.457
8	1.338	1.340
7	1.314	1.305
6	1.317	1.316
5	1.229	1.218
4	1.135	1.136
3	0.943	0.930
2	0.841	0.830
1	0.455	0.432
0	0.000	0.000

2. Diferencia entre el *drift* máximo c/r al *drift* del centro de masas

Extremo Superior Izquierdo (Joint = 16) = Extremo Superior Derecho (Joint = 17)

Extremo Inferior Izquierdo (Joint = 3) = Extremo Inferior Derecho (Joint = 15)

Piso	Sismo en X		Sismo en Y	
	<i>Drift X</i> [‰]	$\Delta c/r CM$ [‰]	<i>Drift Y</i> [‰]	$\Delta c/r CM$ [‰]
12	1.315	0.212	1.261	0.150
11	1.491	0.227	1.418	0.160
10	1.641	0.240	1.563	0.170
9	1.721	0.248	1.633	0.176
8	1.581	0.243	1.512	0.172
7	1.553	0.239	1.475	0.170
6	1.552	0.235	1.483	0.167
5	1.451	0.222	1.376	0.158
4	1.339	0.204	1.281	0.145
3	1.117	0.174	1.056	0.126
2	0.997	0.156	0.945	0.115
1	0.674	0.219	0.605	0.173
0	0	0	0	0

ANEXO II: ANÁLISIS NO – LINEAL

A.2.1. Nomenclatura de Columnas

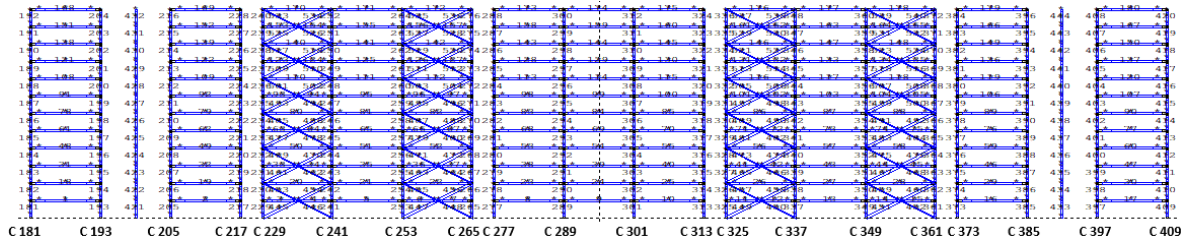


Figura A.103 – Enumeración de columnas en la dirección de análisis X.

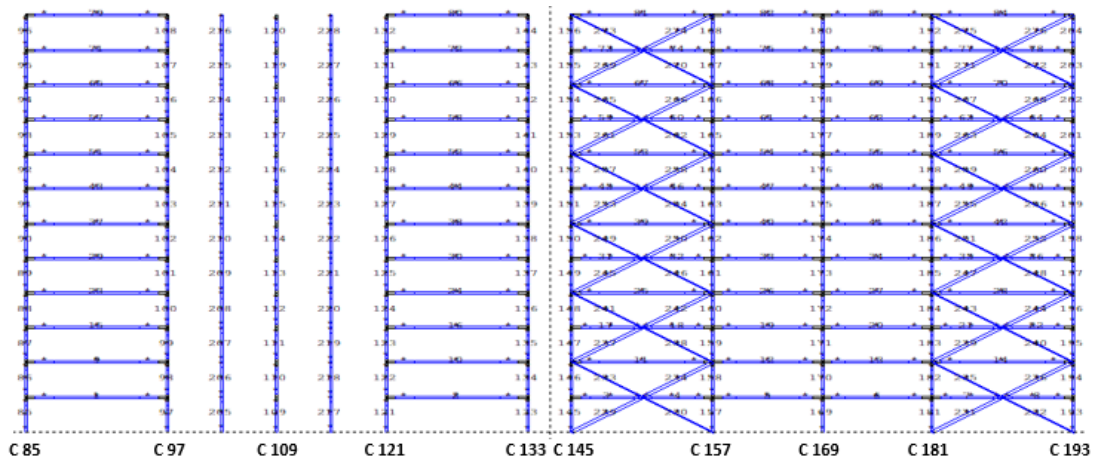
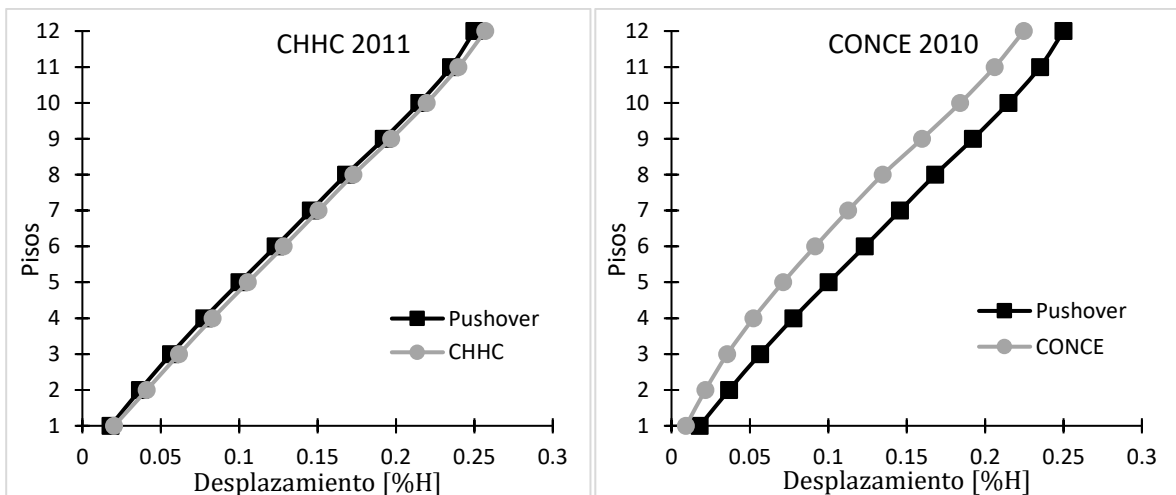


Figura A.104 – Enumeración de columnas en la dirección de análisis Y.

A.2.2. Deformada del Sistema en el Instante de Fluencia, Dirección de Análisis Y



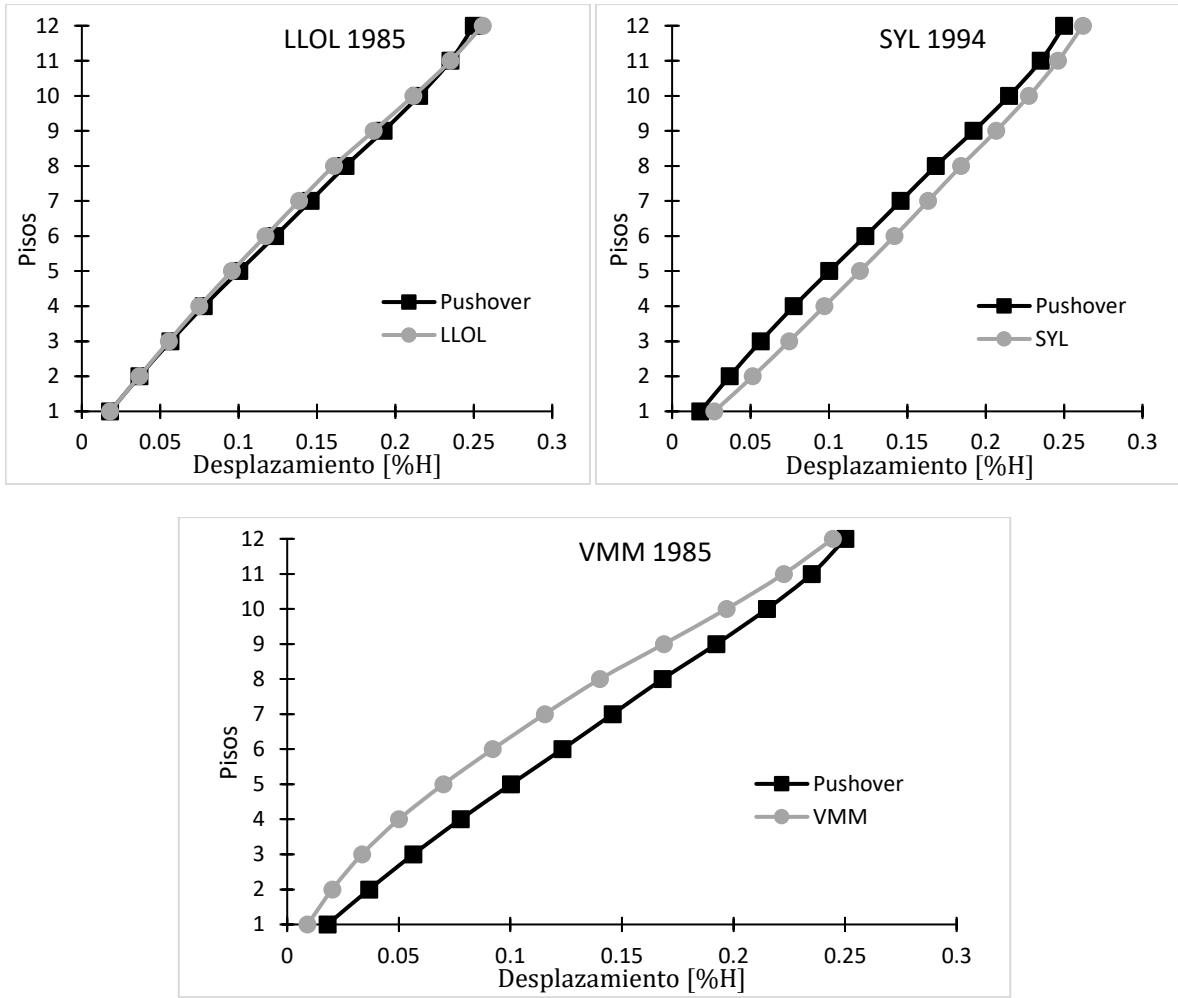


Figura A.105 – Deformada del sistema en el instante de fluencia, dirección de análisis Y.

A.2.3. Historia de Desplazamientos de Techo, Dirección de Análisis Y

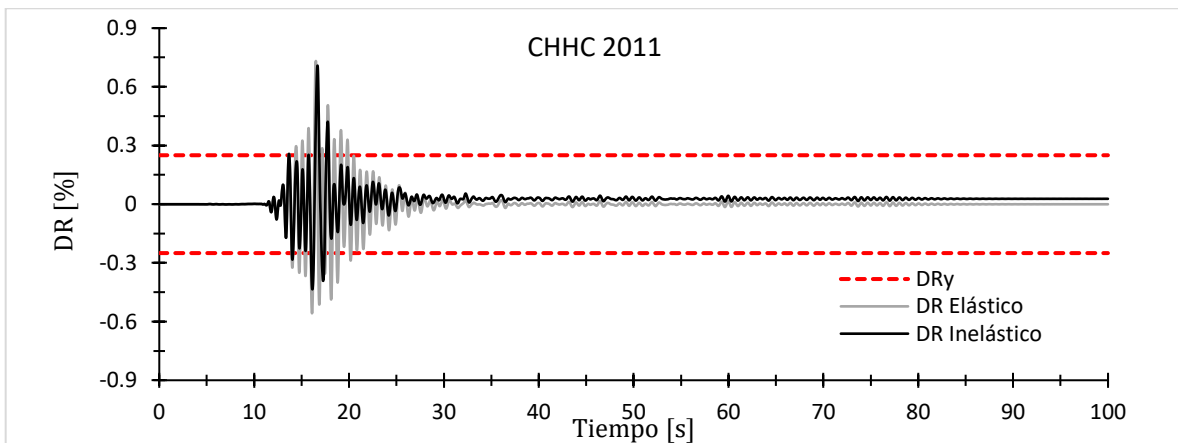


Figura A.106 – Historia de desplazamiento de techo (DR), registro de Christchurch.

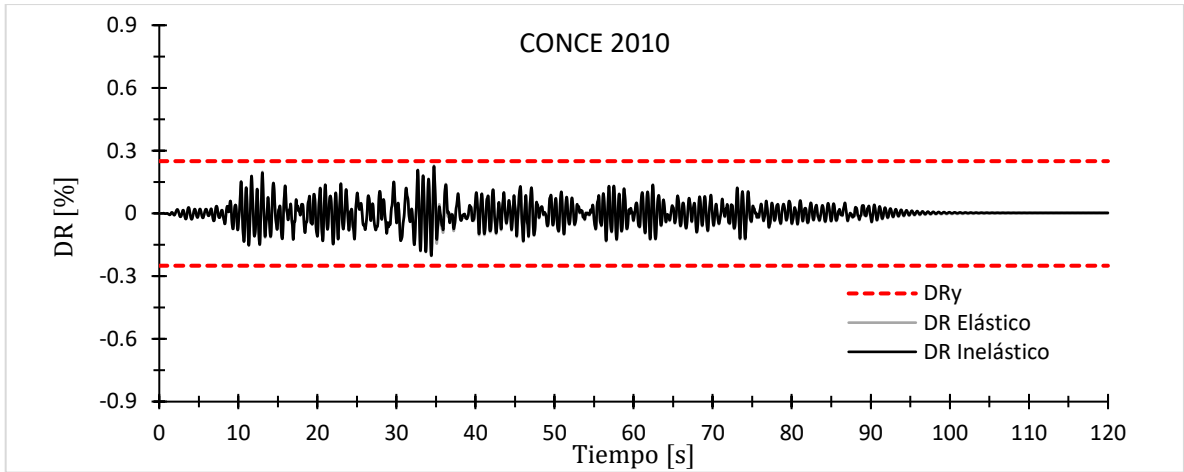


Figura A.107 – Historia de desplazamiento de techo (*DR*), registro de Concepción.

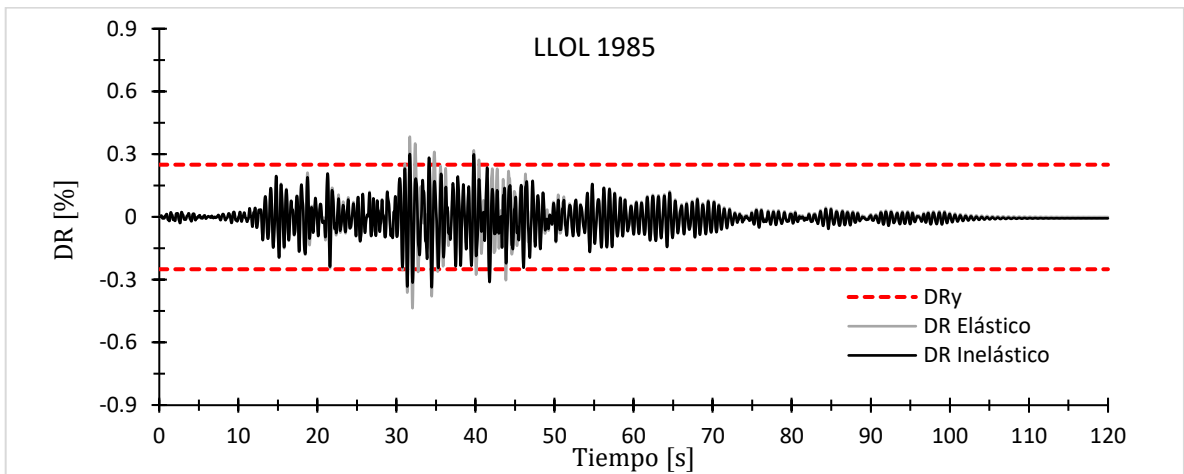


Figura A.108 – Historia de desplazamiento de techo (*DR*), registro de Llole.

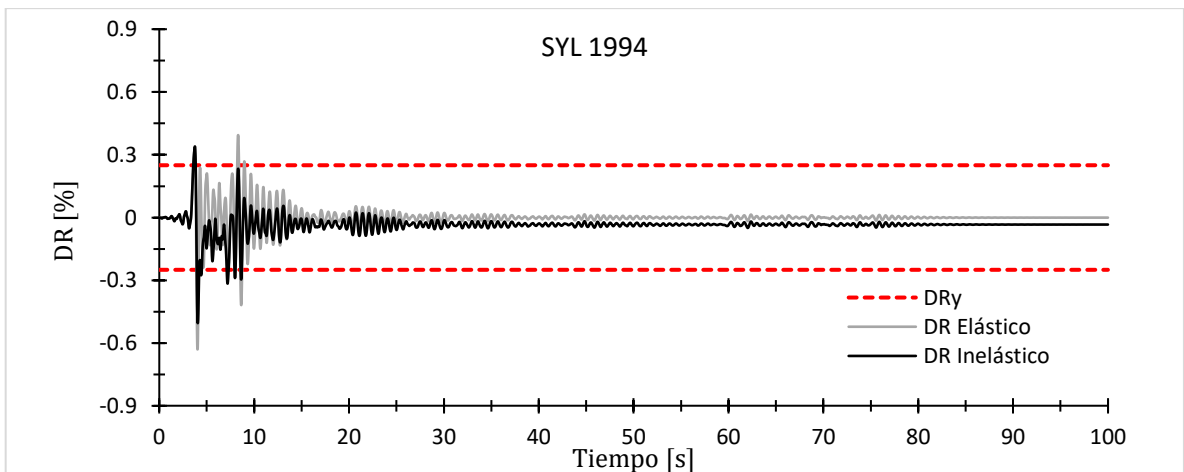


Figura A.109 – Historia de desplazamiento de techo (*DR*), registro de Sylmar.

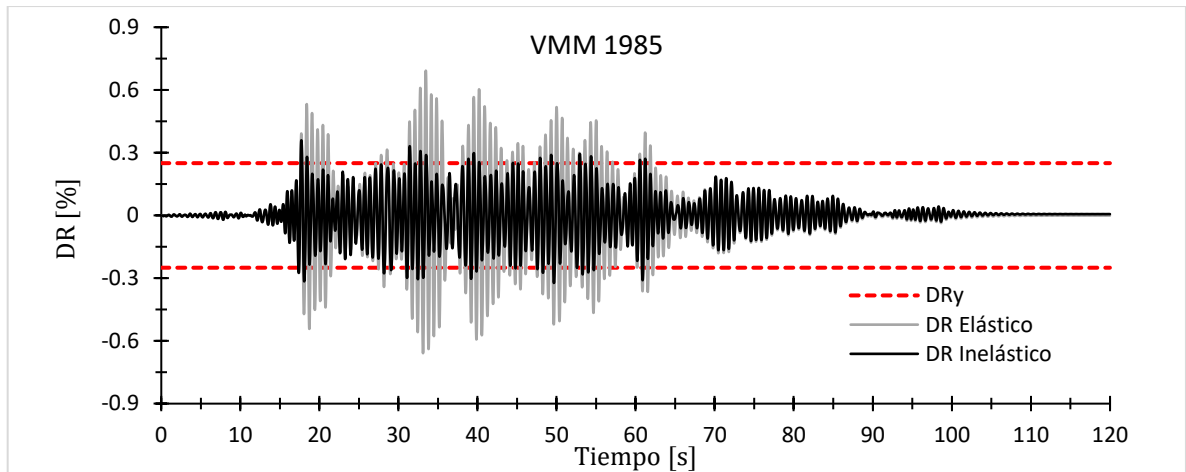


Figura A.110 – Historia de desplazamiento de techo (DR), registro de Viña del Mar.

Tabla A.52 – Demandas de desplazamiento y ductilidad global.

Registro	$DR_{m\acute{a}x}^{el\acute{a}s}$ [%]	$DR_{m\acute{a}x}^{inel\acute{a}s}$ [%]	μ_e
CHHC 2011	0.73	0.71	2.83
CONCE 2010	0.23	0.22	–
LLOL 1985	0.44	0.34	1.34
SYL 1994	0.63	0.51	2.02
VMM 1985	0.69	0.36	1.44

A.2.4. Histéresis Axial en BRB, Dirección de Análisis Y

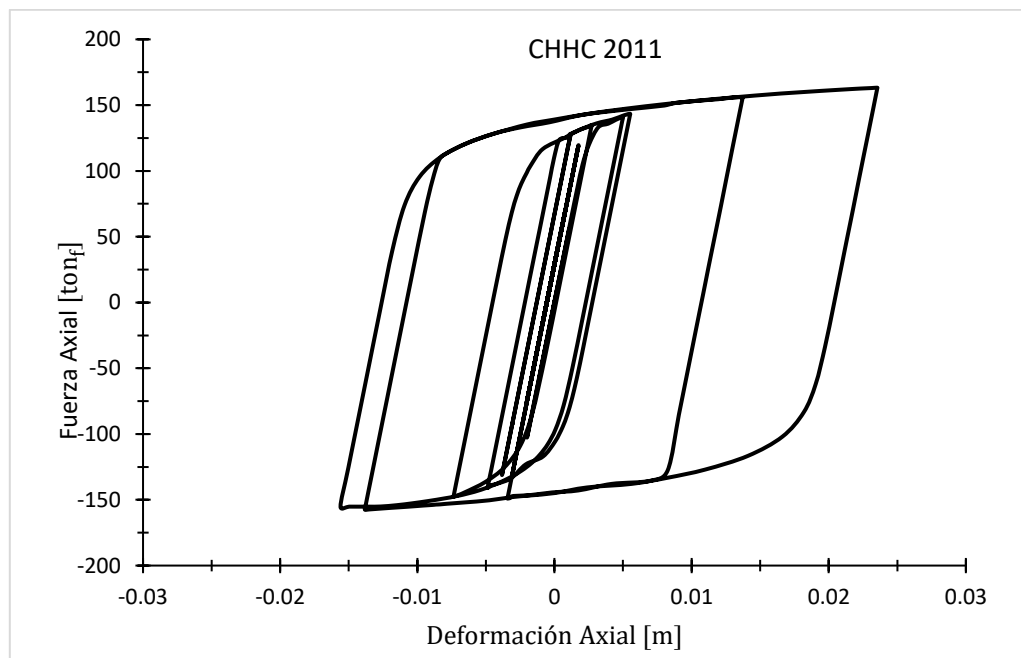


Figura A.111 – Ciclos de histéresis, registro de Christchurch.

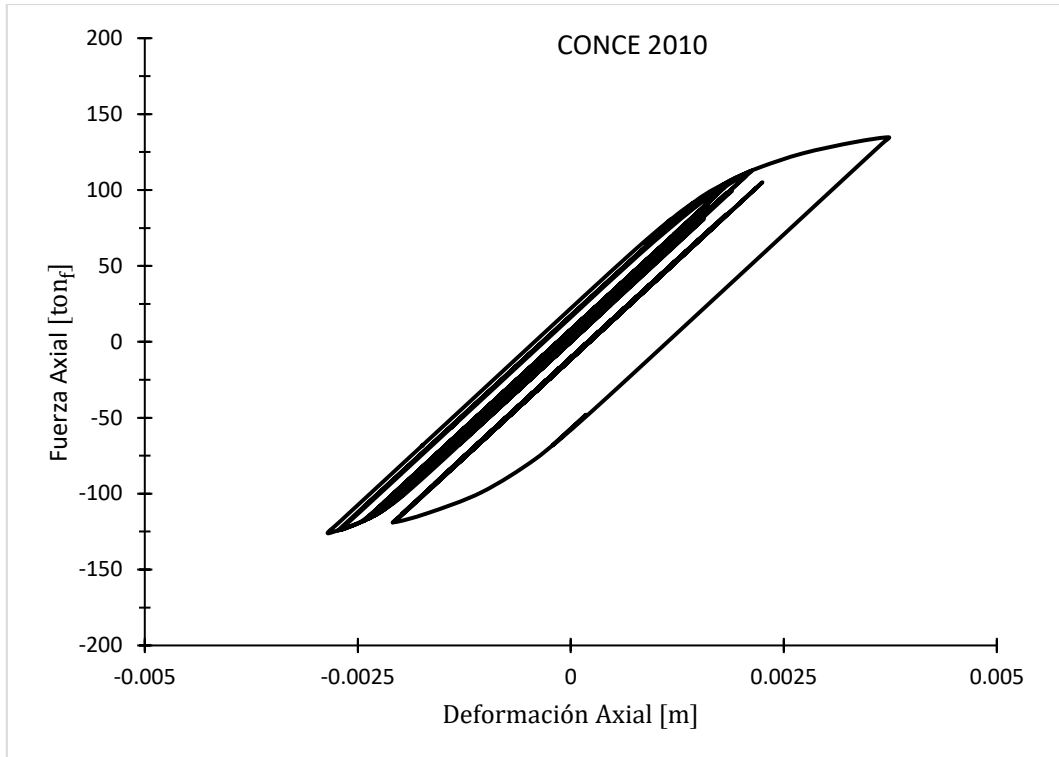


Figura A.112 – Ciclos de histéresis, registro de Concepción.

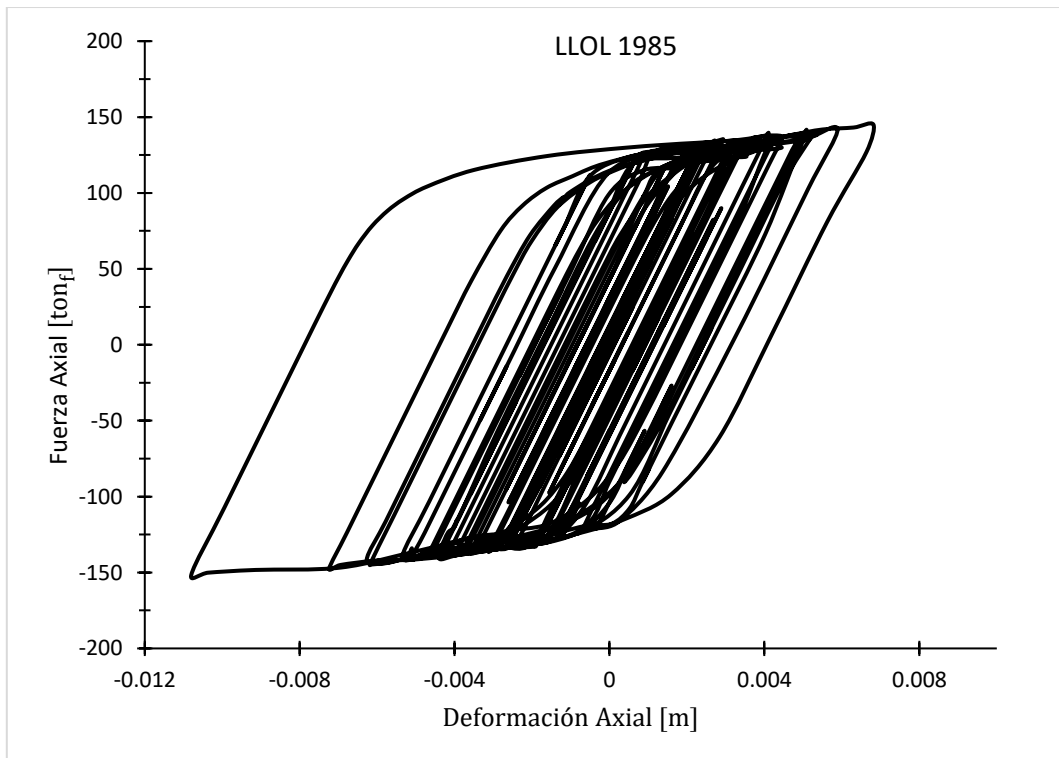


Figura A.113 – Ciclos de histéresis, registro de Llole.

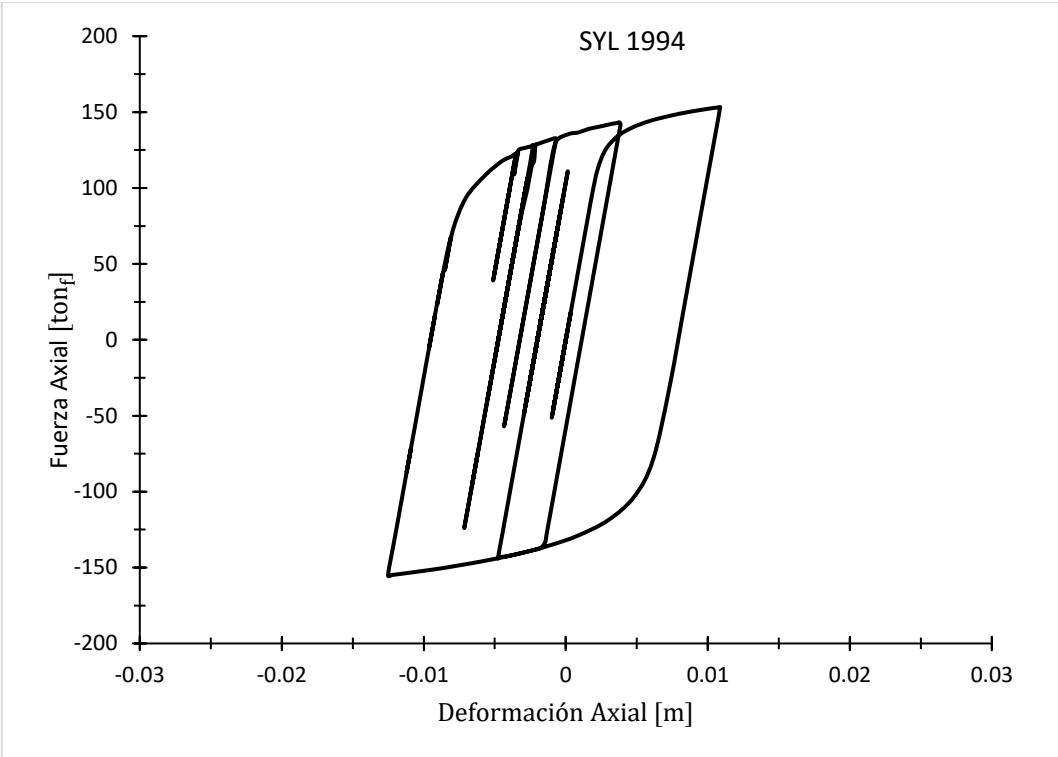


Figura A.114 – Ciclos de histéresis, registro de Sylmar.

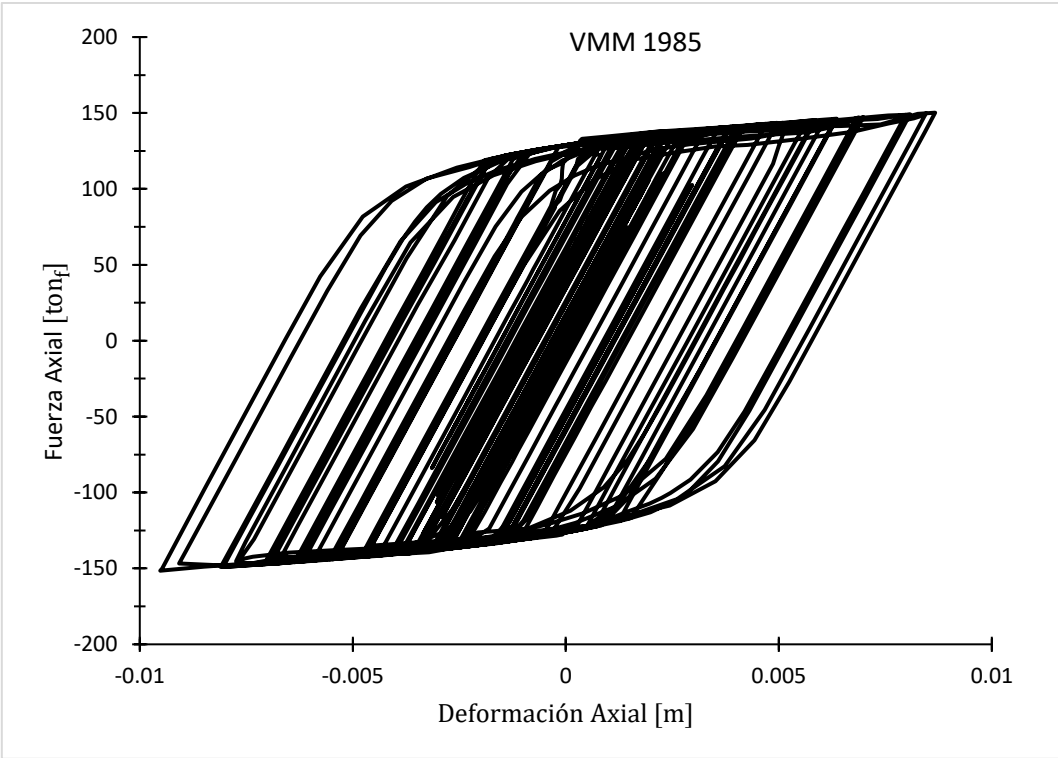


Figura A.115 – Ciclos de histéresis, registro de Viña del Mar.

A.2.5. Momento – Rotación en Muros Postensados de CLT, Dirección de Análisis Y

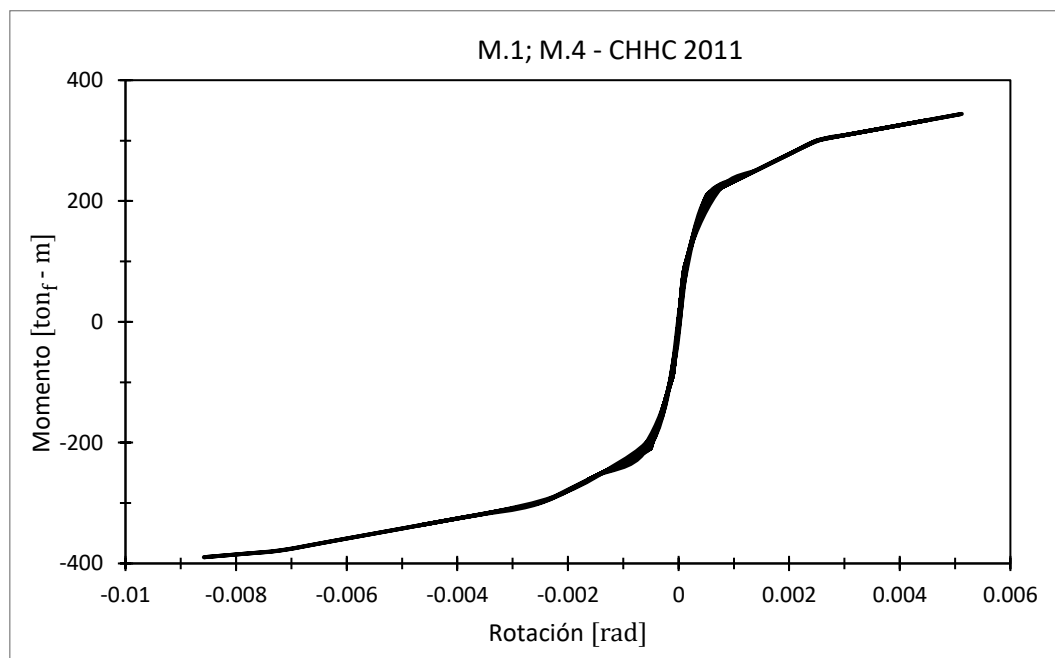


Figura A.116 – Curva de momento – rotación, registro de Christchurch.

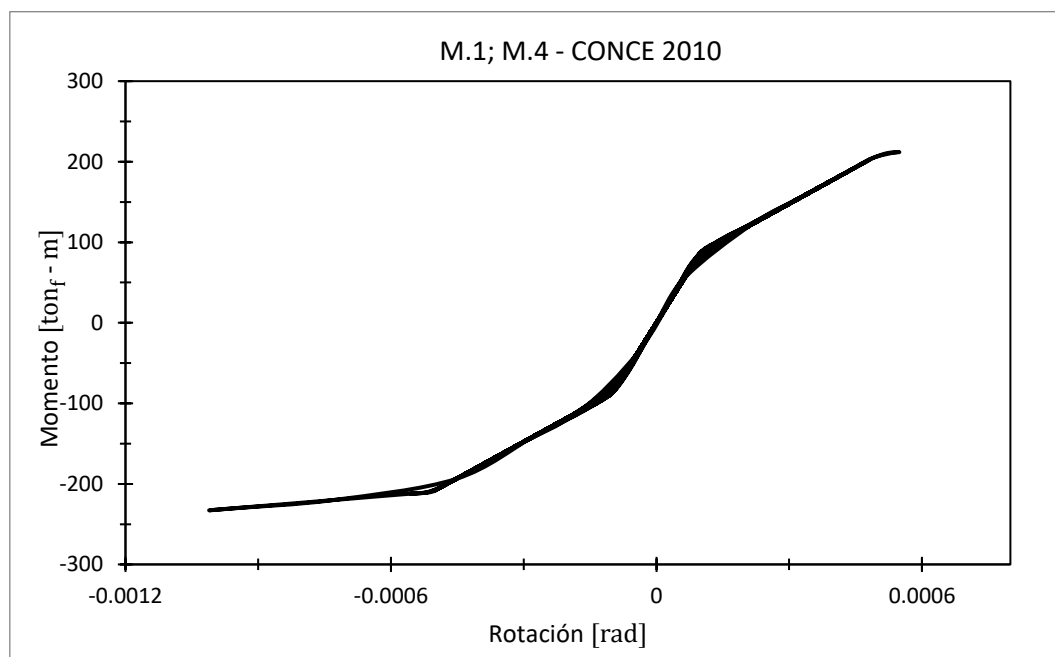


Figura A.117 – Curva de momento – rotación, registro de Concepción.

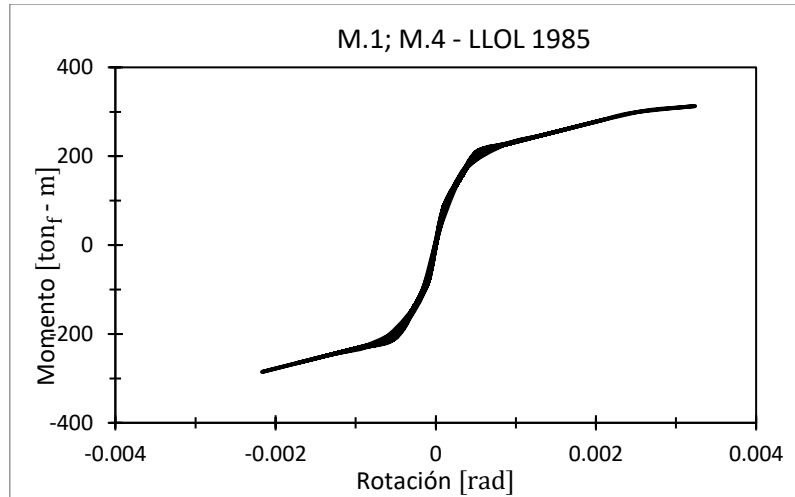


Figura A.118 – Curva de momento – rotación, registro de Lollo.

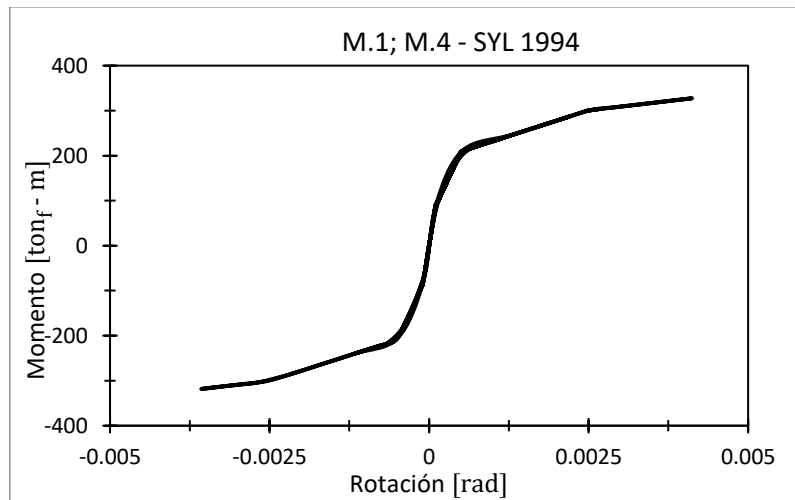


Figura A.119 – Curva de momento – rotación, registro de Sylmar.

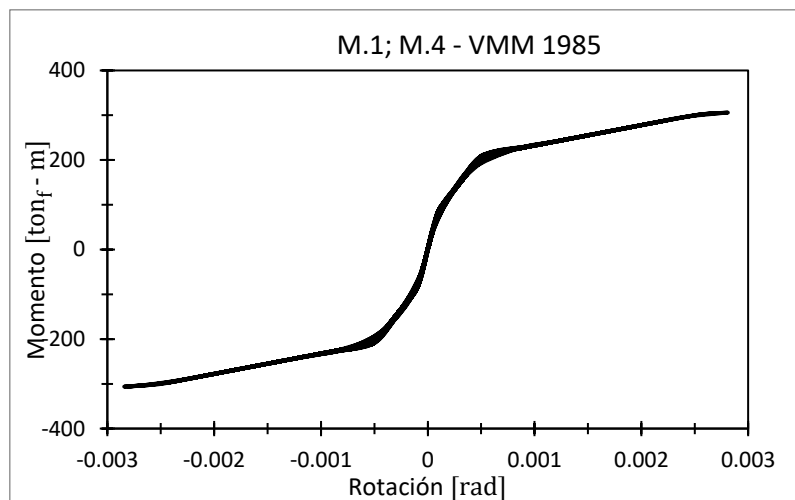


Figura A.120 – Curva de momento – rotación, registro de Viña del Mar.

A.2.6. Esfuerzos Internos – Elementos del Eje B, Dirección de Análisis X

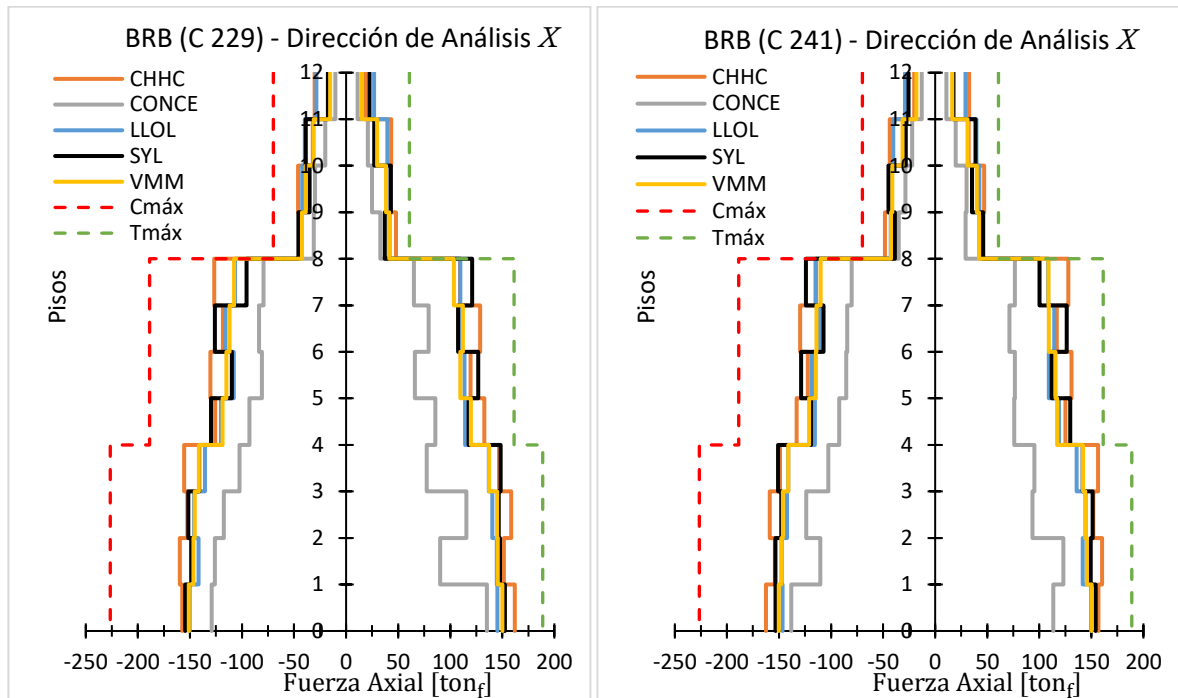


Figura A.121 – Envoltura de fuerza axial, riostras BRB.

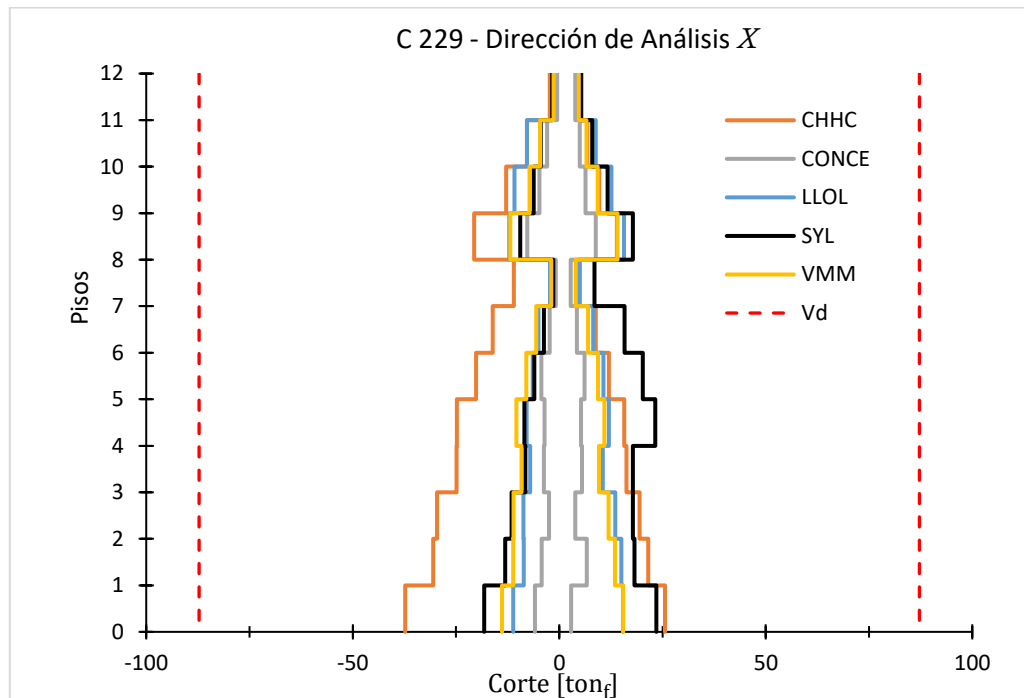


Figura A.122 – Envoltura de corte, columna de LVL.

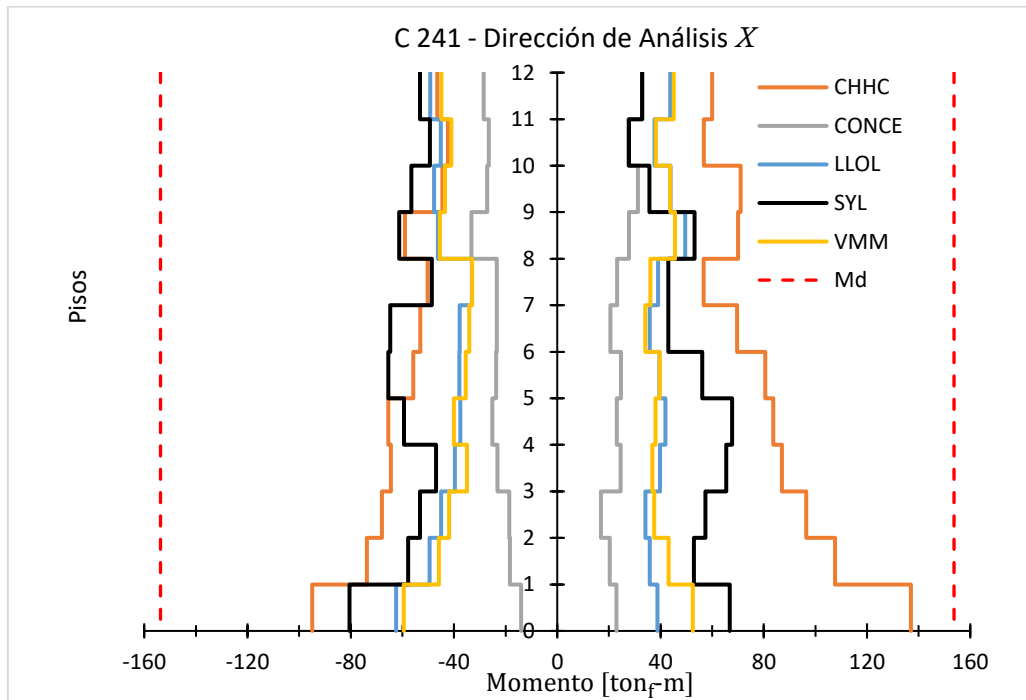
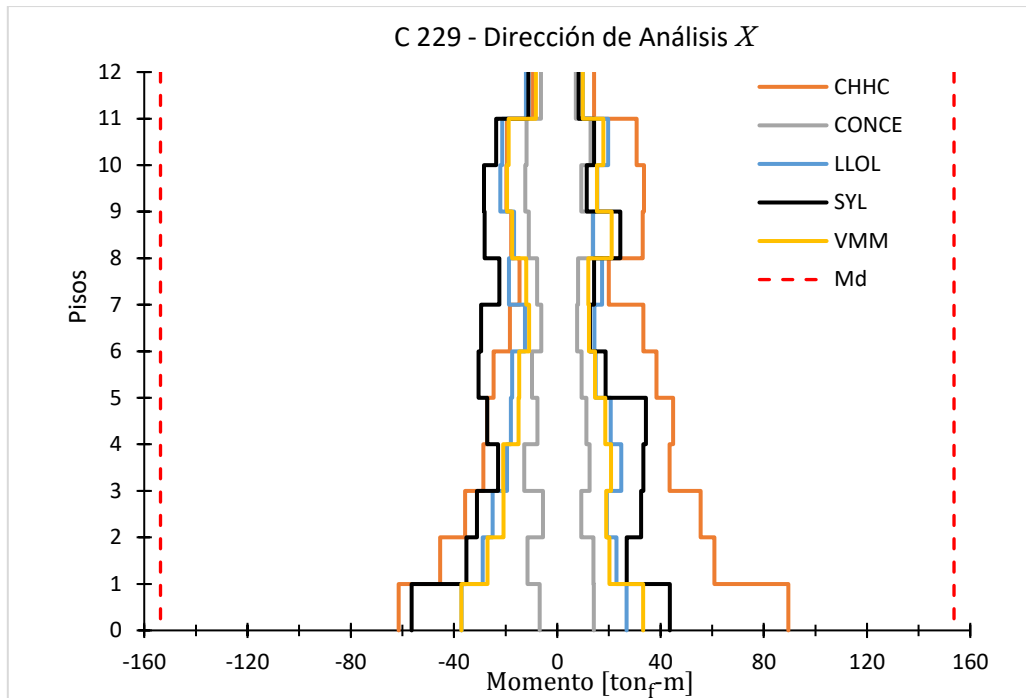


Figura A.123 – Envolvente de momento, columnas de LVL.

A.2.7. Esfuerzos Internos – Elementos del Eje 2, Dirección de Análisis Y

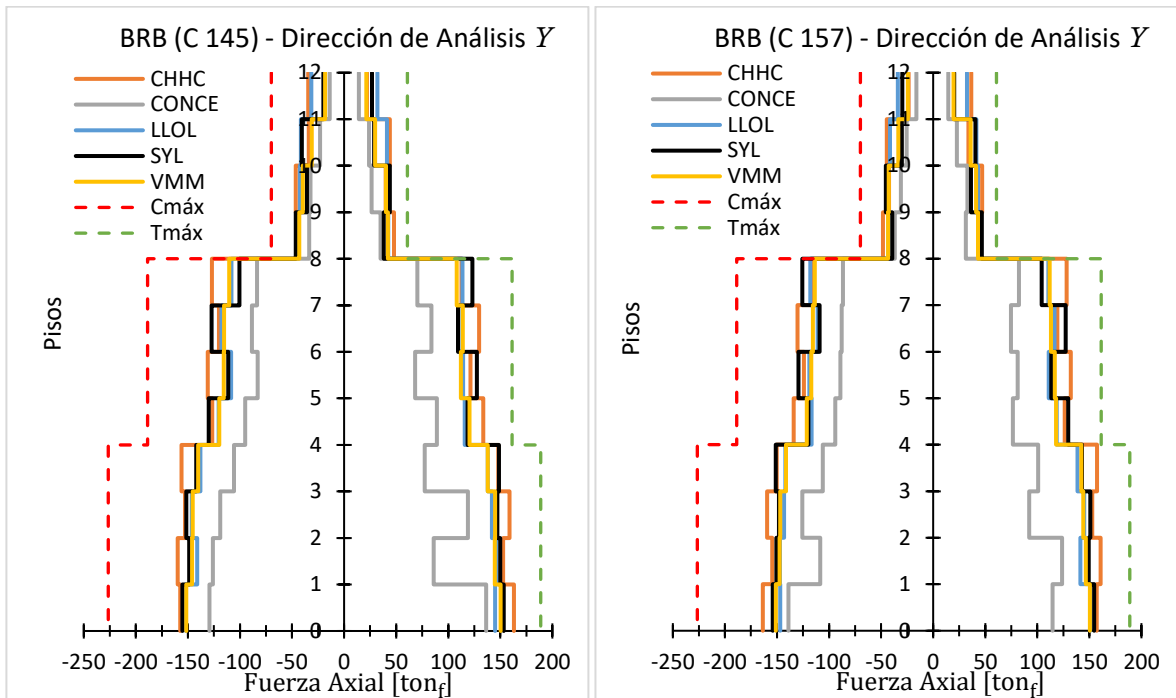


Figura A.124 – Envoltura de fuerza axial, riostras BRB.

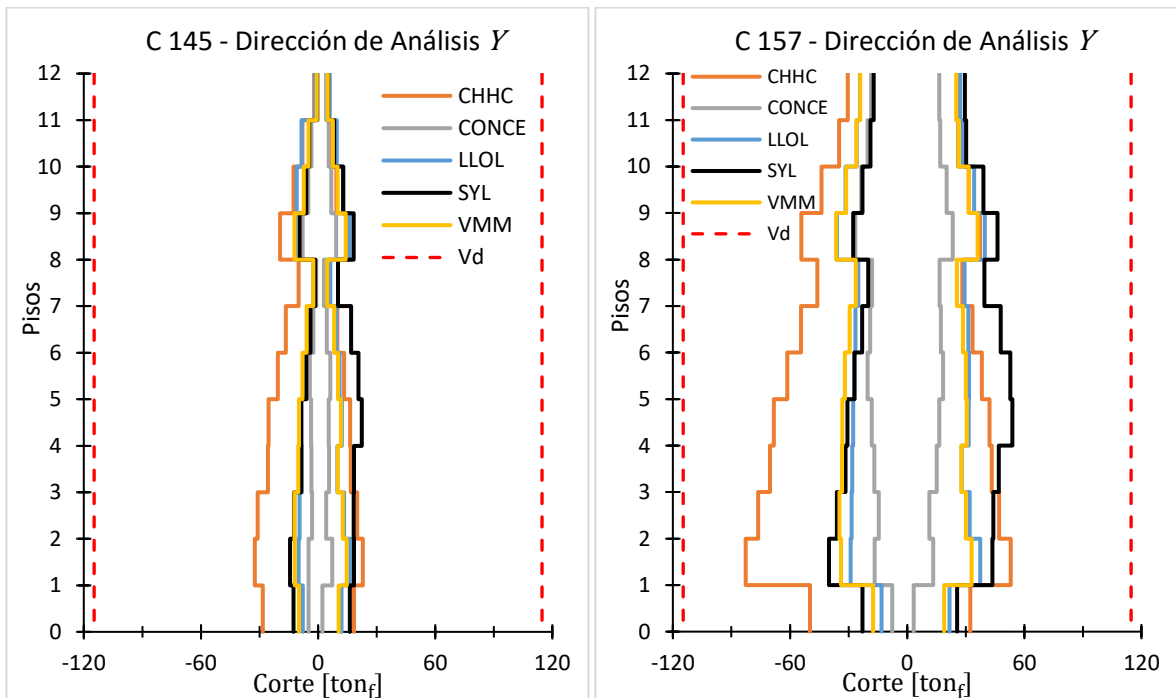


Figura A.125 – Envoltura de corte, columnas de LVL.

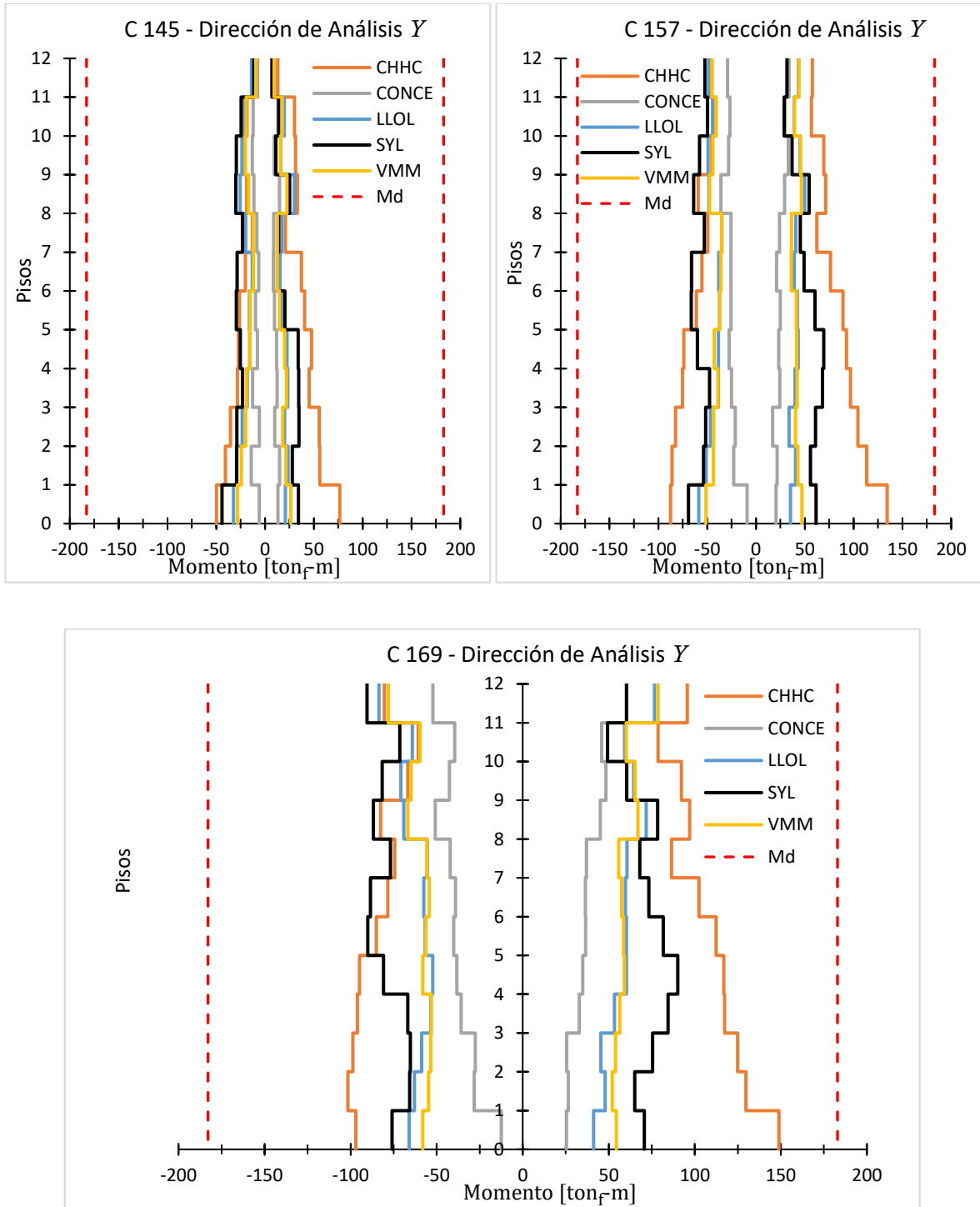


Figura A.126 – Envoltura de momento, columnas de LVL.