

Universidad Católica de la Santísima Concepción

Facultad de Ingeniería

Departamento de Ingeniería Civil



**COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y DISEÑO
ANALÍTICO DE MUROS DE MADERA FRENTE A CARGAS
LATERALES**

JORGE EMILIO CATALÁN LINCO

**INFORME DE PROYECTO DE TÍTULO PARA OPTAR AL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

Profesor Guía: MSc. Marcelo González Retamal.

Profesor Informante: Ing. Nelson Maureira Carsalade.

Concepción, Diciembre 2016.

*Dedicada a mis padres Jorge y Sonia
Y a mi esposa Débora por ser mi motor en la vida.*

Agradecimientos

A Dios y a mis padres Jorge Catalán y Sonia Linco, que siempre me han brindado amor, aún en los momentos más difíciles. Gracias por todo lo que me han entregado a lo largo de mi vida, por confiar siempre en mí y por la paciencia que han tenido para formarme como persona y a mis hermanos Adrián y Fernanda por todo el cariño que me brindan.

A mi amada esposa Débora Nova, por todo su amor, paciencia y ánimo brindado aún en los momentos en que las cosas no salían como yo quería, han sido muchos años de esfuerzo juntos y he sido feliz en todo momento gracias a ti.

A mi suegros Guillermo y Patricia y a mis cuñadas Katherine y Fabiola por siempre confiar en mí. En especial a mi suegra, por desvelarse orando para que me fuera bien.

A mi Abuela Sonia Medina por su cariño constante y a mi Abuelo Emilio Linco que me cuida desde el Cielo.

A mis tíos abuelos Daniel Viveros y Marcelina Medina por tanto cariño durante mi vida y por estar siempre cuando los he necesitado y a mi primo Daniel, por representar al hermano mayor que me hubiese gustado tener.

A mis amigos de la Universidad Cristian Reyes y Francisco Vásquez, por tantos momentos de alegría y preocupaciones que pasamos juntos, sin duda se vienen muchísimos años más de amistad así como también a Claudio Silva, Patricio Mellado, Francisco Henríquez, Emmanuel y David Rivero por tantos años compartiendo.

A los profesores Nelson Maureira y Claudio Oyarzo, por su paciencia en los cursos que tuve el honor de hacer con ellos y por todos sus consejos, siempre les guardaré una profunda admiración, tanto profesional como humana.

Finalmente a mi profesor guía Marcelo González quien ha sido una tremenda persona conmigo y a todo el equipo de trabajo del INFOR: Patricio, Don Luis, Don Raúl y Don Gonzalo por su valioso apoyo y por las oportunidades que me han dado.

Resumen

Este trabajo presenta los resultados de ensayos mecánicos a muros de corte en madera de pino radiata. Estos fueron realizados empleando diferentes tipos de configuración. Tales como relaciones de aspecto, grado estructural de la madera, espaciamiento de conectores y espesor de placa estructural, con la finalidad de verificar la influencia de estos cambios en la capacidad de los muros a carga lateral.

Los ensayos realizados fueron cíclicos, pues no existe una gran base de datos que permitan analizar las cargas permanentes que experimenta un muro de madera una vez solicitado por una carga de diseño. Esto es de suma importancia, pues la resistencia última no es lo único que interesa en el diseño de elementos estructurales, sino el rango de resistencia en el que se puede diseñar de manera segura evitando deformaciones excesivas. También es importante realizar un análisis sobre la linealidad del muro para cargas pequeñas para verificar si efectivamente se comporta lineal elástico y determinar en qué rango de carga esto se cumple.

Finalmente se contrastaron las capacidades a carga lateral de muros estimadas analíticamente con la carga última entregada de los ensayos experimentales. Esto se realizó usando factores de seguridad que indican que tan lejos se está de la falla para el valor de carga determinado de manera analítica. Lo anterior busca poder diseñar de manera confiable muros estructurales de madera sin la necesidad de disponer de antecedentes experimentales. Además se determinó analíticamente el tipo de falla condiciona el diseño.

Todos los ensayos, fueron realizados en el laboratorio de madera estructural (LME) del Instituto Forestal (INFOR), sede Biobío. Este se encuentra acreditado bajo la norma NCh-ISO 17025 y se contó con el apoyo profesional adecuado en la realización de los ensayos.

Abstract

This research depicts the results of mechanical tests to shear walls in *Pinus Radiata* wood. These were done using different types of configuration. Such as the aspect ratio, structural degree of the wood, space of the connectors, and thickness of the structural plate; with the propose of verify the influence of these changes in the capacity of the walls to lateral charge.

The tests done were cyclical, due to the fact that there is no extensive base data that allows the analysis of charges permanently that a wooden wall can experience once solicited by a charge of design. This is extremely important, because the last resistance is not the only factor that calls the attention in the design of structural elements, but the range of resistance in which an analysis can be done about the linearity of the wall to small charges to verify if effectively the behavior is lineal elastic and determine in which range of charge this is carried out.

Finally, the capacities of lateral charge of walls analytically estimated with the last charge given by the experimental tests. The contrast was made using security factors that indicate how far we are from the failure to the charge value that was analytically determined. The previous seeks a trustworthy way to design wooden structural walls without the experimental antecedents. Besides, it was analytically determined that the kind of failure conditions the design.

Every test, was performed in the laboratory of structural wood (LME) of the Instituto Forestal (INFOR), located in Biobío. This institute is certified by the norm “NCh-ISO 17025” and the tests were made with the support of qualified professionals.

Índice General

Resumen	iii
Abstract	iv
Índice de figuras	viii
Índice de tablas	xi
Capítulo 1	1
Introducción	1
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Objetivos.....	2
1.2.1 Objetivos generales del proyecto.	2
1.2.2 Objetivos específicos del proyecto.....	3
1.3 Hipótesis	3
Capítulo 2	4
Estado del arte del uso de la madera en Chile	4
2.1 La madera en Chile como material estructural	4
2.2 Situación actual de la madera y proyección de su en muros estructurales.	8
Capítulo 3	17
Marco Teórico	17
3.1 Clasificación de la madera para uso estructural.....	17
3.2 Método estandarizado para ensayos de resistencia al corte de muros para construcciones y tipologías (AR).....	21
3.2.1 Normativa experimental de muros utilizada.	21
3.2.2 Relaciones de aspecto (AR)	23
3.3 Tipos de ensayos y presentación de resultados.....	25
3.4 Métodos analíticos para la determinación de resistencia a carga lateral (Racking) de muros estructurales de madera.....	27
3.4.1 Código europeo (Eurocode 5) Método A y Método B.....	27
3.4.1.1 Método A.....	27
3.4.1.2 Método B	29
3.4.2 Tablas de resistencia “Design of Wood Structures”	32

3.5 Diseño analítico y empírico de la unión placa-madera.....	34
3.5.1 Diseño analítico de la unión usando NCh 1198.....	34
3.5.2 Diseño empírico de la unión usando el “Wood Handbook”	41
3.6 Antecedentes experimentales de la resistencia lateral de unión placa-madera.....	43
3.6 Diseño analítico de elementos en tracción y compresión mediante la NCh 1198..	45
3.6.1 Diseño de elementos en Tracción paralela a la fibra.....	46
3.6.2 Diseño analítico de elementos en compresión paralela a la fibra	50
Capítulo 4	56
Metodología	56
4.1 Materialidad y configuraciones de muros.....	56
4.2 Tipología de muros ensayados.....	59
4.3 Sistema de adquisición de datos	64
Capítulo 5	66
Análisis de resultados	66
5.1 Resultados de los ensayos experimentales de muros de madera	66
5.1.1 Resultados en muros de dimensiones 1.22x2.44 m.....	66
5.1.1.1 Muro M2x4-G1-9-100 (2:1).....	66
5.1.1.2 Muro M2x4-G1-11-100 (2:1).....	71
5.1.1.3 Muro M2x4-G1-9-150 (2:1).....	73
5.1.1.4 Muro M2x4-G1-11-150 (2:1).....	74
5.1.2 Resultados muros 2.44x2.44 m.....	76
5.1.2.1 Muro M2x4-G1-11-150 (1:1).....	76
5.1.2.2 Muro M2x4-G2-11-150 (1:1).....	78
5.1.3 Resultados muros 5.02x2.44 m (Doble altura).....	79
5.1.3.1 Muro M2x4-G1-11-150 (2:1).....	79
5.1.3.2 Muro M2x4-G2-11-150 (2:1).....	81
5.2 Análisis de influencia de los cambios de materialidad y configuración estructural en la resistencia a carga lateral.	83
5.2.1 Variaciones en resistencia por espesor de placa y espaciamiento de conectores	84
5.2.2 Variaciones en la resistencia por grado estructural de madera de pie derecho	86

5.2.3 Variaciones en la resistencia debido al aumento de la altura de muros	88
5.3 Diseño analítico de muros y contraste con resultados experimentales	89
5.3.1 Proporcionalidad de resistencia y ancho de muros	89
5.3.2 Capacidad de uniones ante carga lateral mediante formulaciones empíricas ..	90
5.3.3 Capacidad de la unión usando NCh 1198 Of. 2006 y contraste con resultados experimentales.....	91
5.3.3 Capacidad a carga lateral usando método A (Código Europeo 5)	96
5.3.4 Capacidad a carga lateral usando método B (Código Europeo 5)	97
5.3.5 Capacidad a carga lateral mediante tabla DWS	99
5.3.6 Capacidad de muros utilizando criterio de deformaciones	100
5.4 Capacidad experimental vs analíticas, tabla DWS y criterios de deformación	102
5.5 Cálculo analítico de la capacidad resistente de pies derechos laterales.....	105
5.5.1 Diseño en tracción pie derechos laterales	105
5.5.1 Diseño en compresión pie derechos laterales.....	106
5.5 Comparación de resistencia analítica con ensayos experimentales	110
Capítulo 6	113
Conclusiones	113
ANEXOS	117
Anexo A	117
Ejemplo de diseño analítico de un muro perimetral.....	117
Anexo B	122
Tablas DWS	122
Anexo C	123
Deformaciones admisibles ASCE 07	123

Índice de figuras

Figura 2.1: Sistemas estructurales en madera de la época 1845-1910.	5
Figura 2.2: Vivienda Puerto Montt.	6
Figura 2.3: Vivienda Quenchi, Chiloé.	7
Figura 2.4: Pabellones de Lota, Región del Biobío, construidas en 1915.	7
Figura 2.5: Uso actual de la madera en Chile.	8
Figura 2.6: Vivienda con segundo nivel de madera.	9
Figura 2.7: Distribución de datos según de materialidad de muros para el total de 96.036 viviendas autorizadas, año 2010.	11
Figura 2.8: Respuestas de encuestas referentes al aumento/disminución del uso de madera en viviendas hechas a empresas, para periodo 2011-2016.	12
Figura 2.9: Distribución de datos según de materialidad de muros para el total de 145.879 viviendas autorizadas, año 2014.	13
Figura 2.10: Número de viviendas que construyen con muros de madera según año.	14
Figura 2.11: Rol de la madera en materialidad de muros los últimos 5 años.	15
Figura 3.1: Medición del Nudo.	18
Figura 3.2: Medición de la presencia de médula.	18
Figura 3.3: Medición de inclinación de la fibra.	19
Figura 3.4: Presencia de canto muerto.	19
Figura 3.5: Disposición general de un ensayo mediante la ASTM E564-06.	22
Figura 3.6: Racking del muro debido a la carga lateral.	23
Figura 3.7: AR típicos presentes en estructuras de madera.	24
Figura 3.8: Ejemplo de muro ensayado en laboratorio AR 1:1.	24
Figura 3.9: Forma típica ensayo monotónico.	26
Figura 3.10: Forma típica ensayo Cíclico.	26
Figura 3.11: Unión Cizalle simple.	34
Figura 3.12: Unión Cizalle doble.	34
Figura 3.13: Modos de falla uniones para cizalle doble y simple.	35
Figura 3.14: Esquema ensayo de Rademacher.	43

Figura 3.15: Ensayo probeta 1, carga vs deformación eje x: deformación (cm), eje y Carga expresada en (kg).	44
Figura 3.16: Tensiones generadas en pie derechos extremos del muro, debido al momento generado producto de la carga lateral.....	45
Figura 3.17: Factores de modificación por duración de carga.	48
Figura 3.18: longitudes efectivas de pandeo.	51
Figura 4.1: Detalle de conectores.....	57
Figura 4.2: Detalle conector-anclaje.	58
Figura 4.3: Topes laterales.	58
Figura 4.4: Muros 1.22x2.44m.....	59
Figura 4.5: Muro 2.44x2.44 m.	60
Figura 4.6: Muro 2.44m x 5.02m y Marco de carga utilizado.	60
Figura 4.7: Motor hidráulico.	65
Figura 4.8: Cilindro de doble efecto y celda de carga.....	65
Figura 4.9. Transductor de posición tipo Encoder.	65
Figura 5.1: Ensayo cíclico M2x4-G1-9-100 (2:1).....	67
Figura 5.2: Trayectoria de fuerza que da origen a la deformación permanente.....	68
Figura 5.3 : Ensayo monotónico muro M2x4-G1-9-100 (2:1).....	69
Figura 5.4: Fallas típicas de muros ensayados.	70
Figura 5.5: Falla por aplastamiento de OSB y fluencia de clavo.....	70
Figura 5.6: Desclavado de placa OSB.....	71
Figura 5.7: Desangulación típica de muros conformados con 2 placas.	71
Figura 5.8: Resultado ensayo monotónico muro M2X4-G1-11-100 (2:1).	72
Figura 5.9: Resultado ensayo cíclico muro M2X4-G1-11-100 (2:1).....	72
Figura 5.10: Resultado ensayo monotónico muro M2x4-G1-9-100 (2:1).	73
Figura 5.11: Resultado ensayo cíclico muro M2X4-G1-9-100 (2:1).....	74
Figura 5.12: Resultado ensayo monotónico muro M2X4-G1-11-150 (2:1).	75
Figura 5.13: Resultado ensayo cíclico muro M2X4-G1-11-150 (2:1).....	75
Figura 5.14: Resultado ensayo monotónico muro M2x4-G1-11-150 (1:1)	77
Figura 5.15: Resultado ensayo cíclico muro M2x4-G1-11-150 (1:1).....	77

Figura 5.16: Resultado ensayo monotónico muro M2x4-G2-11-150 (1:1).	78
Figura 5.17: Resultado ensayo cíclico muro M2x4-G2-11-150 (1:1).....	79
Figura 5.18: Resultado ensayo monotónico muro M2X4-G1-11-150 (2:1) 2 niveles.	80
Figura 5.19: Resultado ensayo cíclico muro M2X4-G1-11-150 (2:1) 2 niveles.....	80
Figura 5.20: Resultado ensayo monotónico muro M2X4-G2-11-150 (2:1) 2 niveles.	81
Figura 5.21 Resultado ensayo cíclico muro M2X4-G2-11-150 (2:1) 2 niveles.....	82
Figura 5.22: Falla de pie derecho a tracción.	83
Figura 5.23: Modelo de unión a diseñar dimensiones en milímetros.	91

Índice de tablas

Tabla 1.1: Conductividad térmica para diferentes materiales.	2
Tabla 2.1 Algunos sistemas constructivos y materialidad de estructuras de madera típicos del periodo 1845-1910.	5
Tabla 2.2: Viviendas subsidiadas por el estado (Fondo solidario de vivienda), compuestas de madera o combinación madera albañilería.	10
Tabla 2.3 Viviendas subsidiadas por el estado (Subsidio rural), compuestas de madera o combinación madera albañilería.	10
Tabla 2.4: Número de viviendas autorizadas según materialidad de muros año 2010, Informe de edificación	11
Tabla 2.5: Número de viviendas autorizadas según materialidad de muros año 2014, Informe de edificación, INE 2015.....	13
Tabla 2.6: Uso de muros de madera en viviendas en los últimos, según datos extraídos del INE.	14
Tabla 3.1 Tensiones admisibles para madera de pino Radiata.....	20
Tabla 3.2: Resistencia de muros por metro de ancho.....	33
Tabla 3.3: Tabla de resistencia para diferentes configuraciones de clavado perimetral según DWS en SI.	33
Tabla 3.4: Factores de ajuste.....	39
Tabla 3.5: Resistencia al aplastamiento de tableros estructurales.....	40
Tabla 3.6: Valor de K para diferentes rangos de densidad específica al 12% de humedad y para condición de madera con una humedad del 15%.	42
Tabla 3.7: Dimensiones de clavos helicoidales y denominación americana	42
Tabla 3.8: Resultados de ensayos experimentales de clavos sometidos a carga lateral por Rademacher (2006)	43
Tabla 3.9: Capacidad de uniones con y sin envejecimiento Lomagno y Gotelli (2003).	44
Tabla 3.10: Valores de ΔR para humedades inferiores al 20%.	47
Tabla 3.11: Valores de KH para humedades superiores al 20%	48
Tabla 3.12: Factores de modificación para distintos tipos de carga.	49

Tabla 3.13: Factor de modificación por concentración de tensiones.	50
Tabla 3.14: coeficientes de proporcionalidad c, por clase estructural.	54
Tabla 4.1: Relaciones de aspecto de los muros ensayados.	59
Tabla 4.2: Detalle de tipologías de muros ensayadas. Fuente: Elaboración propia.	62
Tabla 4.3: Detalle de tipologías de muros ensayadas. Fuente: Elaboración propia.	63
Tabla 5.1: Datos graficados para Muro M2x4-G1-9-100(2:1).....	68
Tabla 5.2: Detalle datos graficados para muro M2X4-G1-11-100 (2:1).	73
Tabla 5.3: Detalle datos graficados para muro M2X4-G1-9-150 (2:1).	74
Tabla 5.4: Detalle datos graficados para muro M2X4-G1-11-150 (2:1).	76
Tabla 5.5: Detalle datos graficados para muro M2x4-G1-11-150 (1:1).	78
Tabla 5.6: Detalle datos graficados para muro M2x4-G1-11-150 (1:1).	79
Tabla 5.7. Detalle de datos graficados muro M2X4-G1-11-150 (2:1) 2 niveles.	81
Tabla 5.8: Detalle de datos graficados muro M2X4-G2-11-150 (2:1) 2 niveles.	82
Tabla 5.9: Cambio en la resistencia usando placa de 9mm vs 11mm manteniendo constante el espaciamiento de conectores perimetrales en 100mm.	84
Tabla 5.10: Cambio en la resistencia usando placa de 9mm vs 11mm manteniendo constante el espaciamiento de conectores perimetrales en 150mm.	85
Tabla 5.11: Cambio en la resistencia debido a la variación de conectores @ 100mm vs @ 150mm usando placa OSB de 9mm.	85
Tabla 5.12: Cambio en la resistencia debido a la variación de conectores @ 100mm vs @ 150mm usando placa OSB de 11mm.	86
Tabla 5.13: Variación en la resistencia a carga lateral, debido a cambio del grado estructural usado en pie derecho.	87
Tabla 5.14: Variación en la resistencia en deformaciones, debido al cambio del grado estructural usado en pie derecho en muros de doble ancho.	87
Tabla 5.15: Variación en capacidad, debido al cambio del grado estructural usado en pie derecho en muros de doble altura.....	87
Tabla 5.16: Influencia en la resistencia debido al crecimiento en altura de muros, con madera G1.	88

Tabla 5.17: Influencia en la resistencia debido al crecimiento en altura de muros, con madera G2.	89
Tabla 5.18: Relación resistencia muro 2.44x2.44m vs muro 2.44x1.22m.	90
Tabla 5.19: Datos de entrada Unión madera-placa 9.5 mm.	92
Tabla 5.20: Parámetros principales diseño unión madera-placa 9,5 mm.	92
Tabla 5.21: Valores de coeficientes K, para el cálculo de modos de fluencia.	93
Tabla 5.22: Pel, ad para cada modo de fluencia de la unión placa 9mm-madera.	93
Tabla 5.23: Factores de modificación de resistencia considerados.	93
Tabla 5.24: Datos de entrada Unión madera-placa 11mm.	94
Tabla 5.25: Cálculo de parámetros principales de la unión placa 11mm-madera.	94
Tabla 5.26: Coeficientes K para cálculo de modos de fluencia.	94
Tabla 5.27: Pel, ad por modo de falla para la unión placa 11mm-madera.	95
Tabla 5.28: Tabla comparativa de estimación de resistencia carga lateral Pel, dis analítica vs experimental.	95
Tabla 5.29: Tabla comparativa de la estimación empírica vs analítica de Pel, ad.	95
Tabla 5.30: Detalle de cada tipología.	101
Tabla 5.31: Deformaciones máximas permitidas según normativas para los muros estudiados.	101
Tabla 5.32: Capacidades de muros asociadas a deformaciones máximas.	101
Tabla 5.33: Carga ultima de los muros ensayados expresada en N/m.	102
Tabla 5.34: Resumen resultados por métodos analíticos para las diferentes tipologías. ...	102
Tabla 5.35: Factores de seguridad para cada método.	103
Tabla 5.36: Métodos más usados en algunos países Europeos (2013).	104
Tabla 5.37 Tensiones admisibles de madera de pino radiata a tracción paralela.	105
Tabla 5.38: Módulo de elasticidad de madera de pino radiata según grado estructural. ...	106
Tabla 5.39: Tensiones admisibles en compresión paralela en madera de pino radiata según grado estructural.	106
Tabla 5.40: Datos de entrada para el diseño de elementos de madera sometidos a compresión paralela.	107

Tabla 5.41: Resultados de carga máxima en compresión resistidos por pie derechos en muros.....	109
Tabla 5.42: Cargas de compresión y tracción máximas del muro.	110
Tabla 5.43: Cargas de tracción y compresión asociados a las diferentes metodologías. ...	111
Tabla 5.44: Cargas de tracción y compresión según estándar Norteamericano y Chileno.	112

Capítulo 1

Introducción

1.1 Generalidades

Los muros de corte son elementos estructurales capaces de tomar carga proveniente de los distintos tipos de sollicitación como el viento, peso propio, sismo etc. En Chile la materialidad de estos es diversa, siendo el hormigón armado el más utilizado debido a su resistencia y conocimiento del material. A este le siguen muros de albañilería que son utilizados en estructuras bajas. Una alternativa a estos últimos es el uso de Metalcon recubierto con placas estructurales de OSB que proporciona una mayor rapidez de construcción en comparación los muros de albañilería. Sin embargo, los muros de madera ofrecen una alternativa sustentable en el tiempo a diferencia de las otras soluciones constructivas antes mencionadas, pues los efectos negativos producidos por estos, perjudican la economía de las familias al necesitar más dinero para un mismo confort térmico. Esto afecta directamente al país en aspectos energéticos, si se usa electricidad para la calefacción, o ambientales, si se emplea leña debido a las altas emisiones de CO₂ propia de la combustión. A pesar de la ventaja de usar estructuras de madera en viviendas, en Chile aún se continúan prefiriendo otros materiales. Sin embargo, las nuevas políticas forestales impulsadas por el gobierno esperan aumentar el uso actual del material al doble para el año 2035.

En tabla 1.1 se muestran valores de conductividad térmica calculados mediante la NCh 853 para diferentes materiales utilizados en la construcción. En ella se aprecia la amplia diferencia que existe entre un muro de madera y otras soluciones constructivas. Por ejemplo, para tener un mismo confort térmico se requiere un muro de hormigón de al menos 3 veces el ancho de un muro prefabricado de madera. En el caso de la albañilería, el muro debe ser 2 veces más ancho que el correspondiente de madera.

Tabla 1.1: Conductividad térmica para diferentes materiales. Fuente: Curso diseño avanzado de estructuras en madera. M.González.

Elemento seco	U [W/m ² °C]
Vidrio	5,8
Plancha de acero	5,8
Fibrocemento	5,8
Yeso (15 mm)	4,5
Muro de hormigón (200 mm)	3,4
Doble ventana (20 mm de aire)	3,0
Muro de ladrillo (140 mm)	2,2
Muro prefabricado madera	< 1 0,5-1,0
Aislante (50 mm)	0,7

Para poder diseñar de manera confiable en madera, es necesario proporcionar resultados certificados que avalen el comportamiento de los distintos elementos que componen una estructura. Esto para comprobar que la teoría es aplicable a los casos prácticos de diseño. En este sentido, la presente memoria se enfoca en caracterizar el comportamiento de muros de madera frente a cargas laterales, avalando la confiabilidad de las expresiones analíticas usadas para su diseño. De este modo se busca fomentar el uso de este material en viviendas (principalmente en muros) para contribuir con un ambiente más eficiente en cuanto al uso de la energía y disminución de contaminación.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivos generales del proyecto.

Caracterizar el comportamiento estructural de muros de madera de pino radiata arriostrados mediante placas de OSB frente a cargas cíclicas laterales usando diferentes configuraciones de conexión placa-madera, relaciones de aspecto y tipo de madera estructural utilizada, verificando si estos elementos pueden ser diseñados de manera confiable usando formulaciones analíticas existentes.

1.2.2 Objetivos específicos del proyecto.

- Realizar ensayos mecánicos con carga lateral cíclica a muros estructurales de pino radiata.
- Analizar resultados de los ensayos realizados usando estadística.
- Analizar formulaciones analíticas existentes, verificando si estas formulaciones son confiables en contraste con los resultados experimentales.

1.3 Hipótesis

La resistencia a carga lateral de los muros de madera depende de varios parámetros tales como: espaciamiento de conectores en la unión de placa de revestimiento con estructura de madera, grado estructural de la madera empleada y relaciones de aspecto. Estos elementos pueden diseñarse de manera confiable empleando metodologías analíticas existentes para lograr un desempeño óptimo de los muros en cuanto a carga y deformaciones admisibles.

Capítulo 2

Estado del arte del uso de la madera en Chile

2.1 La madera en Chile como material estructural

Inicios: periodo 1845-1910

Los registros más importantes del uso de la madera como material estructural se remontan al año 1845. Esto se debe al comienzo de la inmigración alemana a nuestro país, específicamente a la zona sur a orillas del lago Llanquihue, Osorno y Valdivia que fueron los lugares más ocupados. En las construcciones existentes de esa época y para los lugares antes mencionados, se pueden encontrar una amplia gama de tipologías de construcción que fueron instauradas en la época. Estas estructuras contemplaban uso de maderas de grandes escuadrías. También entramados en base a muros, sistemas de postes vigas que eran usados en casas establo las cuales contaban con 2 niveles (para más detalles visitar referencia [2]).

Si bien la arquitectura de las estructuras en Chile difiere en ciertos aspectos de la arquitectura alemana, se aprecia un uso fuerte de la madera como material estructural de las viviendas y estructuras en general, haciendo uso de ella en elementos estructurales importantes como vigas, muros y columnas. Lo cual fue adoptado directamente de la arquitectura alemana.



Figura 2.1: Sistemas estructurales en madera de la época 1845-1910. Fuente: [1]

En la tabla 2.1 se presentan las tipologías constructivas instauradas en nuestro país en los primeros 60 años de inmigración alemana, en las zonas antes mencionadas.

Tabla 2.1 Algunos sistemas constructivos y materialidad de estructuras de madera típicos del periodo 1845-1910. Fuente: [1].

ÍTEM	MADERA MACIZA	NEOCLASICO	CHALET
ESTRUCTURA	Troncos de Madera	Sistema Poste, Viga, Diagonal.	Sistema Poste, Viga, Diagonal.
RELLENOS	Ninguno.	Ninguno.	Ninguno.
FUNDACIONES	Vigas de madera apoyados sobre bloques de Hormigón.	Vigas de madera de gran escuadría Sobre roca.	Vigas de madera apoyados sobre piedras, bloques y fundaciones Corridas de Hormigón.
REVESTIMIENTOS	Revestimiento Machihembrado	Planchas de Zinc Acanaladas	Tejas de madera, tinglados de Madera Horizontales y Verticales

Periodo 1930-1970: Arquitectura moderna en madera.

En años posteriores, la madera siguió su desarrollo en estructuras más complejas abarcando principalmente entre la VIII y X región (Provincias de Concepción a Chiloé). La madera era ampliamente utilizada en casas de 1 y 2 niveles, iglesias etc. Haciendo uso de muros tanto rectos como curvos mostrando una arquitectura confortable y agradable. En cuanto a su estructura, esta era compuesta principalmente por entramados de madera, es decir, pie derechos, diagonales, cadenetas y revestimientos entablados.

Una de las grandes dificultades de la época fue adaptar estas estructuras a la topografía existente en los lugares de su construcción, en donde la trabajabilidad de la madera, tomó un rol importante, para lograr esta tarea.

Cabe destacar también que durante la época de explotación minera, también aparecieron estructuras características de vivienda, como en Lota en el año 1915, las cuales tuvieron una fuerte influencia de la arquitectura inglesa.



Figura 2.2: Vivienda Puerto Montt. Fuente [1].



Figura 2.3: Vivienda Quenchi, Chiloé. Fuente: [1].



Figura 2.4: Pabellones de Lota, Región del Biobío, construidas en 1915.

Como se observa, la madera ha tenido un rol preponderante en el desarrollo habitacional desde etapas muy cercanas a la independencia del país. Hoy en día sigue siendo ampliamente utilizada (aunque mucho menos en comparación con países desarrollados) para diversos fines, en donde es preferida por la calidez que otorga en cuanto a arquitectura y confort. Esto fue posible gracias a la inmigración extranjera, que trajo consigo una fuerte influencia en el uso de madera como material estructural a Chile.

2.2 Situación actual de la madera y proyección de su uso en muros estructurales.

Con la aparición de las nuevas tecnologías constructivas y materiales para estructuras, es interesante saber cuál es el rol que tiene la madera en este campo y si es competitiva de otros materiales y ver si es significativo para justificar la realización de esta memoria.



Figura 2.5: Uso actual de la madera en Chile. (Fuente: M. González).



Figura 2.6: Vivienda con segundo nivel de madera. Fuente: Elaboración propia.

El rubro habitacional se ha visto fuertemente ligado al uso de materiales como la albañilería y el hormigón armado. Debido a la creciente centralización de las ciudades y construcción de edificios, la materialidad de las viviendas para las que el estado entrega subsidios bajos (hasta 400 UF) es principalmente de madera. Para aquellas que reciben subsidios moderados (hasta 530 UF) se pueden encontrar viviendas de materialidad compuesta de albañilería y madera (Fuente: INFOR 2.011).

Por ejemplo para el año 2.010 en la región del Biobío, se entregaron 3.460 viviendas subsidiadas aproximadamente. Estas estaban compuestas de madera y en algunos casos de albañilería en primer piso y madera en segundo piso.

Tabla 2.2: Viviendas subsidiadas por el estado (Fondo solidario de vivienda), compuestas de madera o combinación madera albañilería. Fuente: INFOR 2.011

Provincia	Nro. Viviendas
Arauco	287
Biobío	1396
Ñuble	1199
Concepción	578
Total	3460

Tabla 2.3 Viviendas subsidiadas por el estado (Subsidio rural), compuestas de madera o combinación madera albañilería. Fuente: INFOR 2.011

Provincia	Nro. Viviendas
Arauco	22
Biobío	598
Ñuble	19
Concepción	Sin subsidio
Total	639

Si bien estos datos corresponden al año 2.010, recientemente ante catástrofes naturales, tales como incendios (Valparaíso 2.014), aluvión y terremotos en el norte (2.014 y 2.015), el gobierno ha optado por entregar casas provisorias de madera. Esto debido a su rapidez de construcción y al bajo costo relativo del material. Sin embargo, en algunos casos, estas viviendas pasan a ser permanentes para las familias afectadas por muchos años.

El parque habitacional Chileno es de aproximadamente 5,7 millones de viviendas. De estas, cerca del 20% tienen estructuras de madera (Fuente: Censo de población y vivienda 2012, INE).

La superficie de viviendas autorizada según materialidad de muros para el año 2.010, en el sector público y privado es el siguiente (ver tabla 2.4).

Tabla 2.4: Número de viviendas autorizadas según materialidad de muros año 2010, Informe de edificación, INE 2011.

Materialidad de muros	Número (unidad)	Superficie m2	Porcentaje (%)
Ladrillo y otras combinaciones	37.505	2.540.684	39,05
Hormigón y otras combinaciones	28.888	1.985.418	30,08
Madera	17.884	1.150.786	18,62
Otras combinaciones	7.447	392.860	7,75
Bloque de cemento y otras combinaciones	3.267	220.587	3,40
Panel de poliet. Exp.,armado,Estucable y otras combinaciones.	291	161.425	0,30
Metal de panel preformado y otras combinaciones	754	67.881	0,79
Total	96.036	6.519.641	100

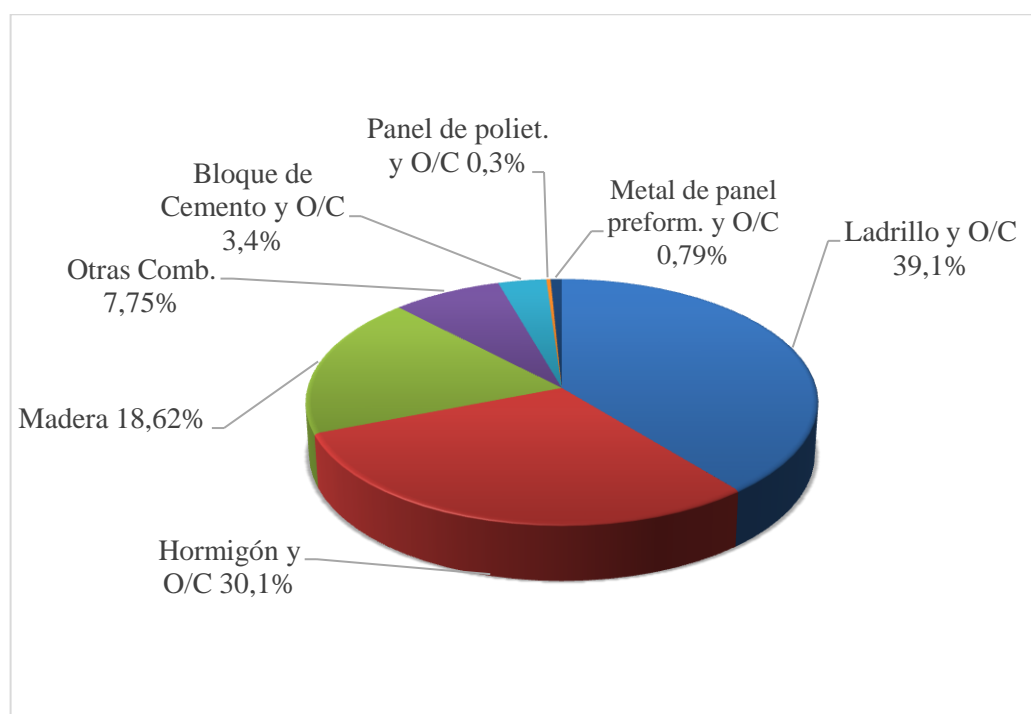


Figura 2.7: Distribución de datos según de materialidad de muros para el total de 96.036 viviendas autorizadas, año 2010. Fuente: INE 2011/INFOR 2011.

Donde se observa una participación importante de la albañilería de ladrillo, hormigón y madera principalmente.

En la figura 2.8 se presentan resultados de encuestas a empresas distribuidoras de madera, con respecto a la proyección del uso de la madera en construcciones, para los próximos 5 años, en distintos sectores de las viviendas, tales como techumbres, muros, Etc.

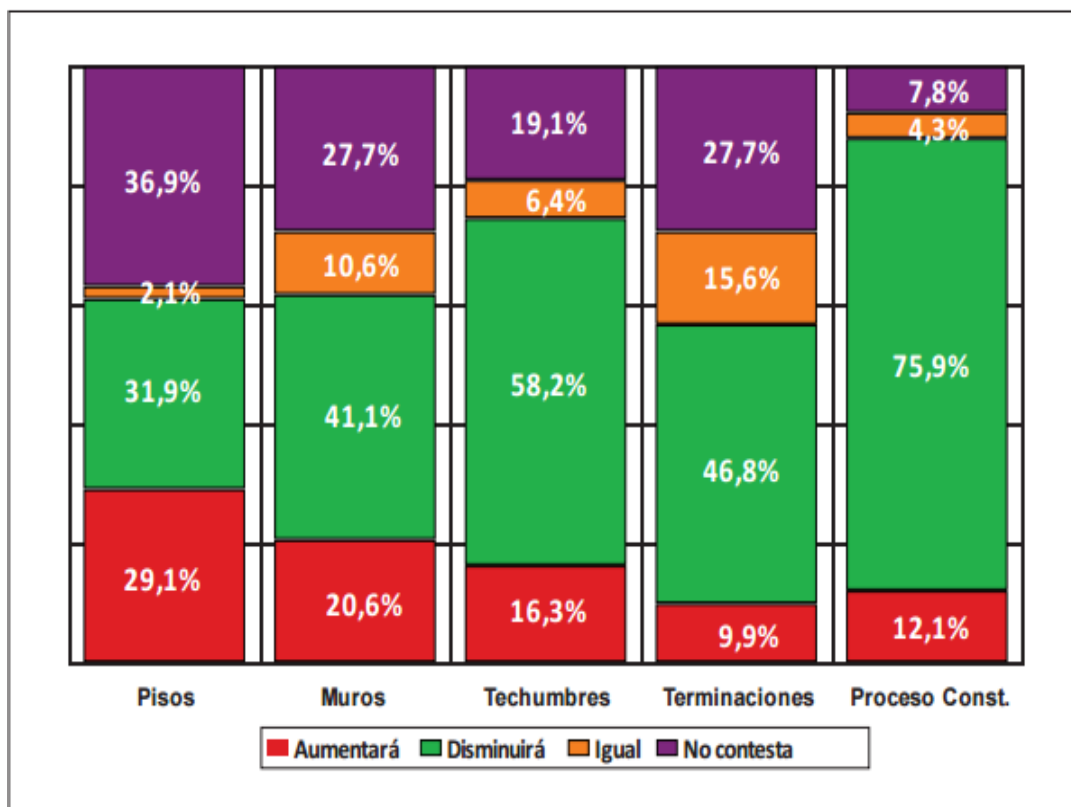


Figura 2.8: Respuestas de encuestas referentes al aumento/disminución del uso de madera en viviendas hechas a empresas, para periodo 2011-2016. Fuente: INFOR. [3].

En figura 2.8, se observa una proyección pesimista con respecto al uso de madera en todas las categorías. Según los comentarios de las empresas encuestadas, esto se debe principalmente la aparición de nuevas tecnologías constructivas, ineficiencias del material, factores culturales de que la madera es un material de baja durabilidad, entre otras razones. Sin embargo, si se hace un análisis del último informe de edificación del Instituto Nacional de Estadísticas (INE), se observa que la madera sigue siendo un material bastante utilizado en la construcción.

Los resultados entregados por el INE para el año 2.014, que se presenta en la tabla 2.5.

Tabla 2.5: Número de viviendas autorizadas según materialidad de muros año 2014, Informe de edificación, INE 2015. Fuente: INE.

Materialidad de muros	Número (unidad)	Superficie m2	Porcentaje (%)
Ladrillo y otras combinaciones	26.443	2.262.416	18,13
Hormigón y otras combinaciones	79.890	6.952.405	54,76
Madera	22.466	1.584.225	15,40
Otras combinaciones	8.484	701.346	5,82
Bloque de cemento y otras combinaciones	4.695	366.583	3,22
Panel de poliet. Exp.,armado,Estucable y otras comb.	2.538	215.772	1,74
Metal de panel preformado y otras combinaciones	1.363	134.500	0,93
Total	145.879	12.217.247	100

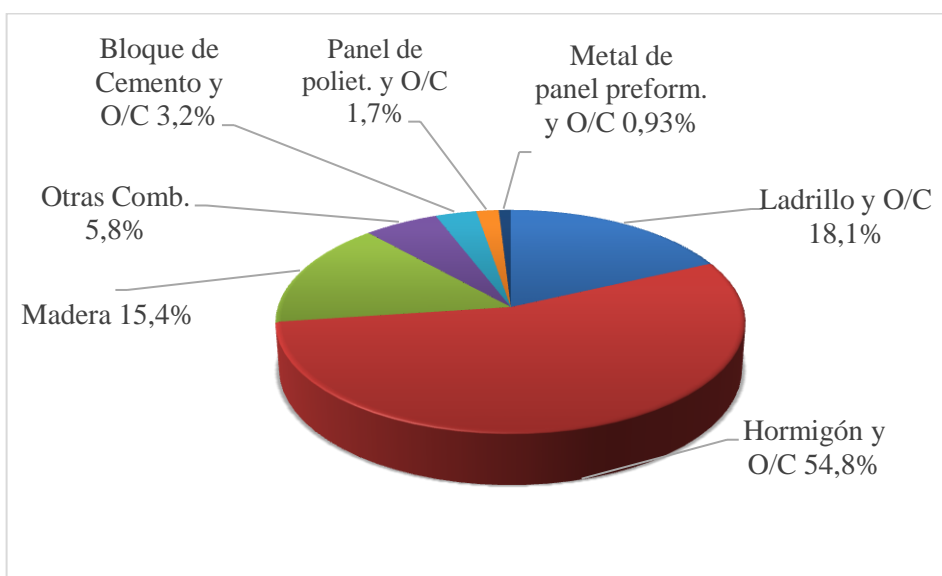


Figura 2.9: Distribución de datos según de materialidad de muros para el total de 145.879 viviendas autorizadas, año 2014. Fuente: INE 2015.

En las Figuras 2.7 y 2.9, se observa que en el porcentaje de uso de madera en muros es menor en el año 2.014 que en 2.010. Sin embargo, hay que destacar que entre esos años

se registró un alza de un 52% en el número de viviendas autorizadas el cual se debe principalmente al aumento del uso del hormigón. Además, de las tablas 2.4 y 2.5 se observa que también existe un crecimiento del uso de la madera en un 26% entre 2.010 y 2.014. Esto último se contrasta con las proyecciones entregadas por las encuestas realizadas por INFOR a varias empresas dedicadas al área (ver figura 2.8)

Adicionalmente, se tiene que el uso de madera en muros de viviendas en los últimos años es el siguiente, según datos extraídos del INE y mostrados en tabla 2.6.

Tabla 2.6: Uso de muros de madera en viviendas en los últimos, según datos extraídos del INE.

AÑO	Viviendas	total	Porcentaje del total
2010	17.884	96.036	18,6%
2011	28.548	144.844	19,7%
2012	15.886	117.310	13,5%
2013	21.004	118.796	17,7%
2014	22.466	145.879	15,4%
promedio	21.158	124.573	17,0%



Figura 2.10: Número de viviendas que construyen con muros de madera según año.

Fuente: Basado en datos del INE 2014.

De la tabla figura 2.10 se observa que la cantidad de viviendas que cuentan con muros de madera, oscilan entre las 15 mil y las 30 mil, en donde esta última cifra se alcanza el año 2.011. Esto se relaciona con lo dicho antes sobre la política del estado en entregar viviendas de madera luego de grandes catástrofes como las del 2.010. Lo anterior se debe a que, por razones obvias, la reconstrucción de las zonas más afectadas no fue de inmediato y según la figura 2.10, se puede inferir que fue mayoritariamente durante el año 2.011.

Luego del año 2.011 y de la esperable baja en el número de viviendas construidas con muros de madera, se ha experimentado un crecimiento sostenido durante los últimos 3 años en el uso de este material. La importancia global que ha tenido la madera en los últimos años en relación al total de viviendas (siempre en relación a muros estructurales), se aprecia a continuación (ver figura 2.11).

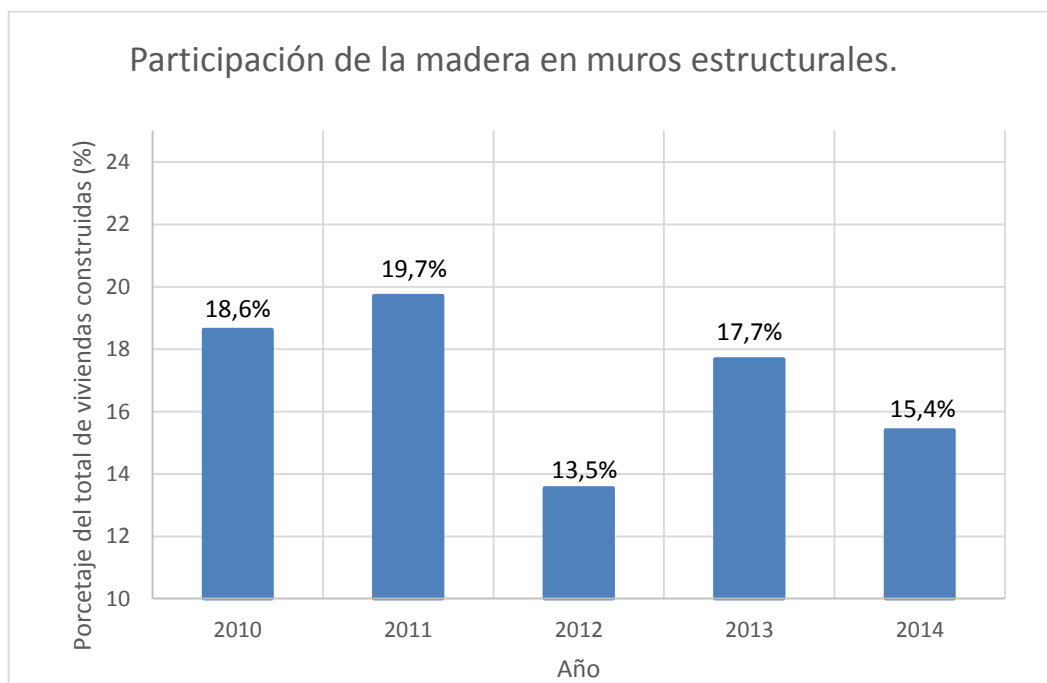


Figura 2.11: Rol de la madera en materialidad de muros los últimos 5 años. Fuente: Adaptada de INE.

En figura 2.11 se observa que, a pesar del masivo uso del hormigón como material predominante para muros estructurales en las viviendas, la madera se posiciona como la tercera más importante, con un promedio de un 17%, después del hormigón y el ladrillo.

Es por esto que esta investigación apunta a diseñar de manera confiable muros estructurales de madera, debido a que se espera que estos sigan siendo utilizados, al menos en viviendas familiares, por su costo y facilidad de construcción.

Capítulo 3

Marco Teórico

3.1 Clasificación de la madera para uso estructural

La madera es un material que dista mucho de ser homogéneo, debido a que está compuesta por fibras orgánicas. Existen métodos para agrupar las piezas de características similares en términos de calidad estructural. De acuerdo a su agrupación, se definen ensayos que permiten posteriormente asignarle a las piezas de madera un determinado grado estructural de forma más objetiva. En estos ensayos se someten a las piezas de madera a solicitaciones de flexión, corte, tracción paralela y compresión paralela principalmente y buscan determinar su resistencia a estas solicitaciones. Las características importantes de la madera que permiten definir su uso estructural son:

- Medición del tamaño de los nudos (ver figura 3.1).
- Medición del tamaño de la médula (ver figura 3.2).
- Inclinación de la fibra (ver figura 3.3).
- Presencia de canto muerto (ver figura 3.4).

En el proceso de clasificación, personal calificado (clasificador) examina detenidamente cada cara de la pieza de madera en función de las características antes descritas, para luego asignarle un grado estructural visual.

Las piezas además deben cumplir con estándares (tolerancia) dimensionales descritos en la NCh2824, además de tener contenido de humedad inferior al 19%.



Figura 3.1: Medición del Nudo. Fuente: [22].



Figura 3.2: Medición de la presencia de médula. Fuente [22]

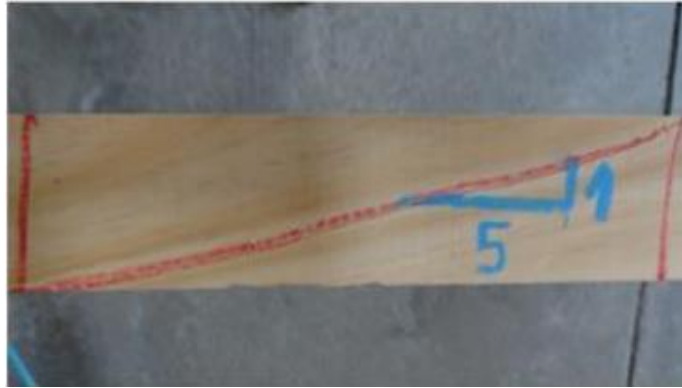


Figura 3.3: *Medición de inclinación de la fibra.* Fuente [22]



Figura 3.4: *Presencia de canto muerto.* Fuente [22].

En Chile existe la norma *NCh 1207: Pino radiata – Clasificación visual para uso estructural – Especificaciones de los grados de calidad*, la cual establece los criterios para clasificar visualmente la madera aserrada de Pino radiata con fines estructurales. Los grados estructurales resultantes de la clasificación visual que establece la *NCh 1207* son los siguientes:

- Grado Estructural Selecto (GS): Corresponde a piezas de gran capacidad resistente. Su aplicación usual es el de elementos sometidos a grandes solicitaciones.

- Grado Estructural N°1 (G1): Corresponde a piezas adecuadas para ser utilizadas en tipologías constructivas normales. Adecuado para envidados, pisos y entramados de techumbre
- Grado Estructural N°2 (G2): Corresponde a piezas de moderada capacidad resistente. Adecuado para entramados de muros estructurales.

Además, existen clasificaciones mecánicas C16 y C24 que se realizan de acuerdo a la norma europea EN-338. Esta clasificación consiste en realizar ensayos no destructivos de corta duración a las piezas y, dependiendo del comportamiento de estas, se le otorga la denominación C16 ó C24.

En Tabla 3.1 se presentan las tensiones admisibles que se pueden encontrar en la NCh1198. Estos valores son determinados estadísticamente, ensayando un lote de tamaño adecuado y con métodos descritos en la NCh3028 parte 1 y parte 2.

Tabla 3.1 Tensiones admisibles para madera de pino Radiata. Fuente: [12].

Grado estructural	Tensiones admisibles					Módulo de elasticidad en flexión E_f^2	Índice de aplastamiento en compresión normal $E_{cn}^3 h$ (MPa/mm)
	Flexión ¹ F_f	Compresión paralela F_{cp}	Tracción paralela ¹ F_{tp}	Compresión normal F_{cn}	Cizalle F_{cz}		
a) Visuales							
GS	11,0	8,5	6,0	2,5	1,1	10.500	5,65
G1	7,5	7,5	5,0	2,5	1,1	10.000	
G1 y mejor	9,5	7,8	5,5	2,5	1,1	10.100	
G2	5,4	6,5	4,0	2,5	1,1	8.900	
b) Mecánicos							
C24	9,3	8,0	4,7	2,5	1,1	10.200	5,65
C16	5,2	7,5	3,5	2,5	1,1	7.900	
1. Valores aplicables sobre piezas de altura de sección transversal 90 mm							
2. Valores aplicables sobre piezas de altura de sección transversal ≥ 180 mm. El módulo de elasticidad característico inherente al percentil del 5 %, E_{fk} , se puede estimar como $0,60 E_f$							

La NCh1207, también establece que cada pieza clasificada en el aserradero o centro de acopio debe ser marcada en una de sus caras en forma legible e indeleble con un timbre o etiqueta adhesiva permanente. El marcado de las piezas clasificadas debe incluir a lo menos:

- Grado estructural de la pieza.
- Mención a la norma de clasificación NCh 1207.
- Información que permita identificar a la empresa.
- Organismo Certificador de la calidad.

3.2 Método estandarizado para ensayos de resistencia al corte de muros para construcciones y tipologías (AR)

Existen diversas metodologías para llevar a cabo pruebas de resistencia al corte de muros estructurales de madera, las cuales consisten en aplicar una carga horizontal en el plano resistente de los mismos hasta llevarlos a la rotura. Los métodos más utilizados son el presentado por el comité europeo de estandarización EN594 o el de la NCh 802 of 1971 que es basada en la ASTM E564-06 (American Society for Testing and Materials) re aprobada en el año 2.012. Estos métodos difieren principalmente en que el EN594 además de carga lateral, adiciona carga vertical sobre el muro simulando el efecto de la carga muerta y de servicio que actúa sobre él, mientras que el de la ASTM solo contempla carga lateral.

El método utilizado en este trabajo de tesis es el presentado en la norma chilena NCh 802 of 1971, por ser la normativa nacional.

3.2.1 Normativa experimental de muros utilizada.

Una de las principales consideraciones es que los ensayos deben realizarse representando de la mejor manera posible la realidad con que los muros son utilizados. Por lo tanto, es necesario señalar que para la aplicación de resultados de esta memoria es indispensable respetar las configuraciones con las que los ensayos fueron realizados. Esto es principalmente:

- Calidad estructural de la madera empleada en el marco.
- Cantidad y tipo de conexiones tanto placa muro, como muro fundación.
- Materialidad de conexiones.

- Espesores de placa OSB.
- Disposición de placas dentro del perímetro del muro.

A continuación se presenta la disposición básica para la realización de ensayos mediante la NCh 802. Es importante según este método la medición de los desplazamientos basales horizontal y vertical, la elongación diagonal, el desplazamiento en la parte superior del muro y la carga asociada a todos esos desplazamientos mediante una celda de carga (ver Figura 3.5).

Para el caso de esta memoria, se registraron 5 datos por segundo de manera de tener un registro aproximadamente continuo del ensayo mecánico.

Debido a la carga lateral aplicada, se desarrolla una deformación global del muro que se presenta en Figura 3.6. Este fenómeno producto de la carga lateral, es denominado Racking, que es la desangulación del muro dejándolo en forma romboidal.

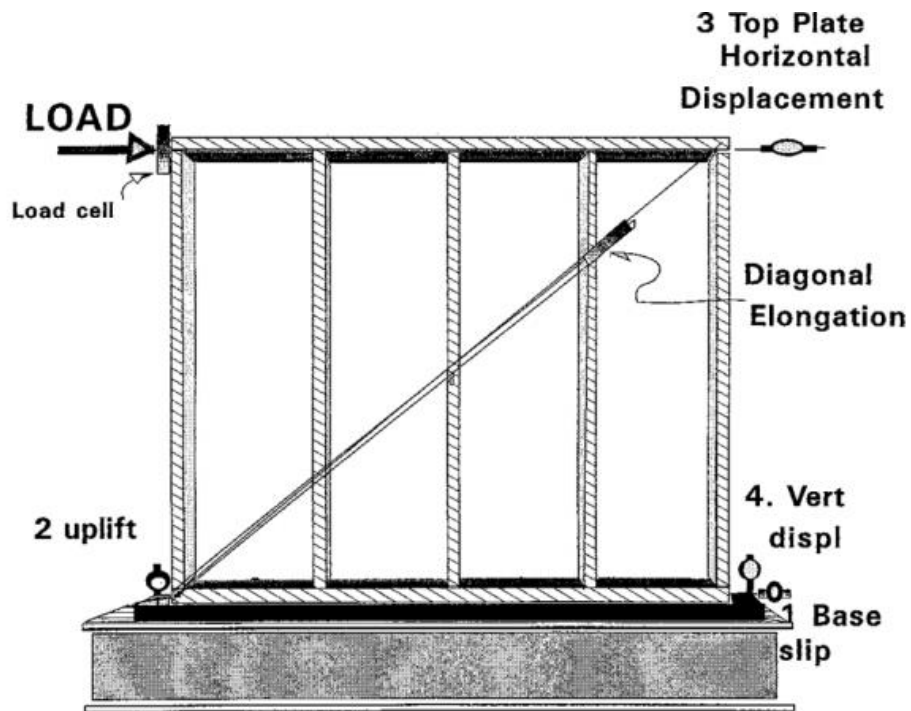


Figura 3.5: Disposición general de un ensayo mediante la ASTM E564-06. Fuente: [9]

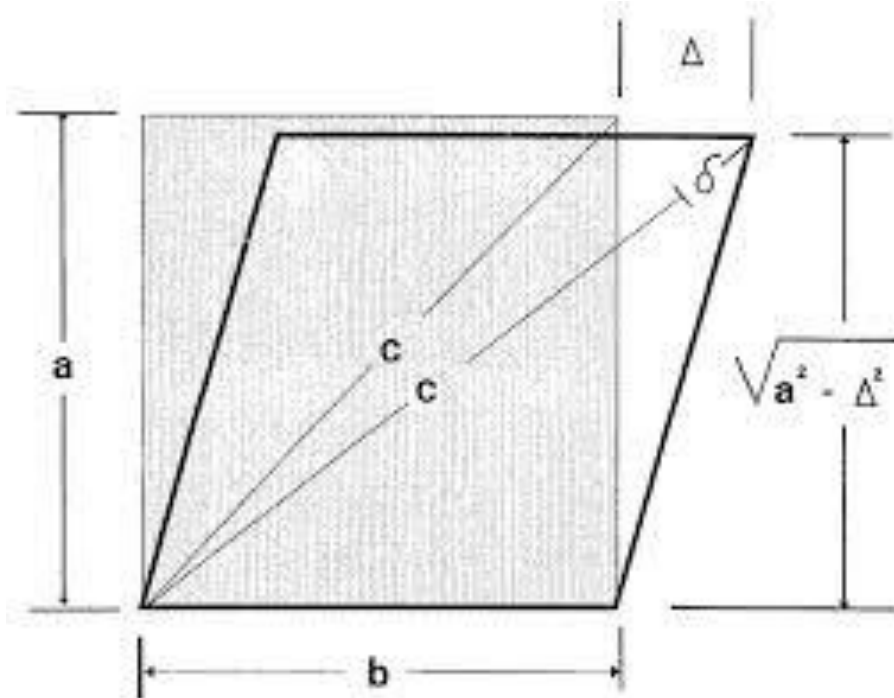


Figura 3.6: Racking del muro debido a la carga lateral. Fuente: [9].

3.2.2 Relaciones de aspecto (AR)

Las tipologías o más comúnmente conocidas como relación de aspecto (o aspect ratio, AR, en inglés), es la relación entre el ancho en la dirección de la carga y la altura de los muros a ensayar. La idea es que la elección de estos AR sea consistente con una aproximación de las dimensiones reales de muros utilizados en construcciones de madera.

Así por ejemplo, la relación 1(alto):1(ancho) y 2:3, pueden ser muros divisorios dentro de la estructura, mientras que 4:1 y 2:1 corresponderían a pequeñas porciones de muro junto a puertas y ventanas (ver Figura 3.7).

En esta memoria una tipología corresponderá a su AR y al tipo de madera utilizado principalmente. Además, se mencionarán adecuadamente los tipos de conexiones (material y espaciamiento) y el espesor de placa.

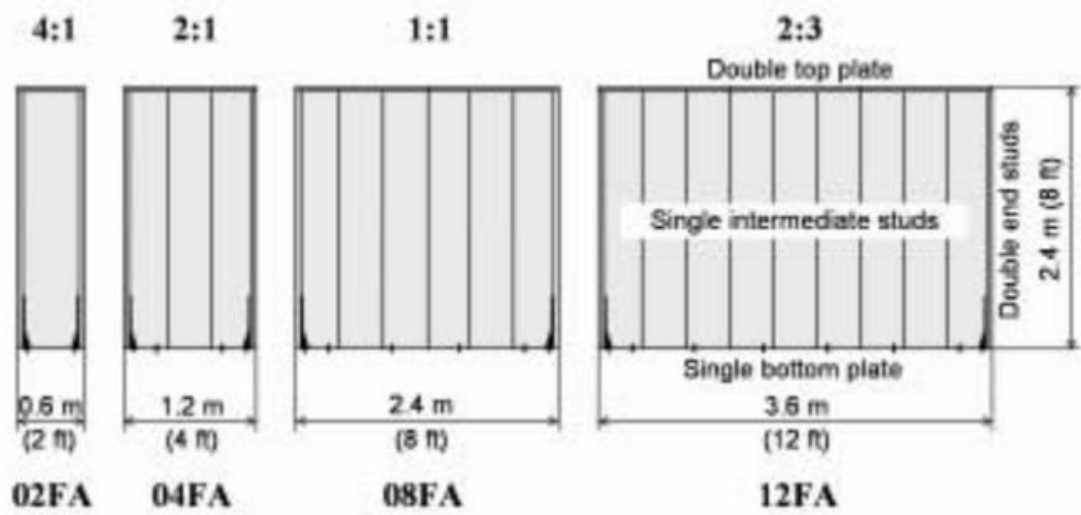


Figura 3.7: AR típicos presentes en estructuras de madera. Fuente: [10].



Figura 3.8: Ejemplo de muro ensayado en laboratorio AR 1:1. Fuente: LME-INFOR.

3.3 Tipos de ensayos y presentación de resultados.

Existen 2 tipos de ensayos abordados en este trabajo para obtener información de la resistencia a carga lateral (resistencia al Racking) de los muros. Estos son los siguientes:

- Ensayos Monotónicos: Estos ensayos consisten en cargar lateralmente los muros de manera de llevarlos directamente a la falla sin detener el incremento de carga en ningún momento a lo largo del ensayo.
- Ensayos Cíclicos: Consisten en llevar el muro a la falla pero haciendo incrementos discretos de la carga quitándola completamente para observar las deformaciones permanentes que experimenta el muro producto de estos incrementos.

Los resultados de los ensayos Cíclicos se presentarán en conformidad a la NCh 802 [10] y ASTM E72-98, Standard Test Methods of Conducting Strength Test of Panels for Building [9].

Es importante mencionar que se realizó solo 1 ensayo monotónico en este trabajo con el fin de determinar el rango de los incrementos de carga de cada ciclo y poder cumplir con los mínimos establecidos por la NCh 802. Las formas típicas de los 2 ensayos antes descritos se muestran en Figuras 3.9 y 3.10.

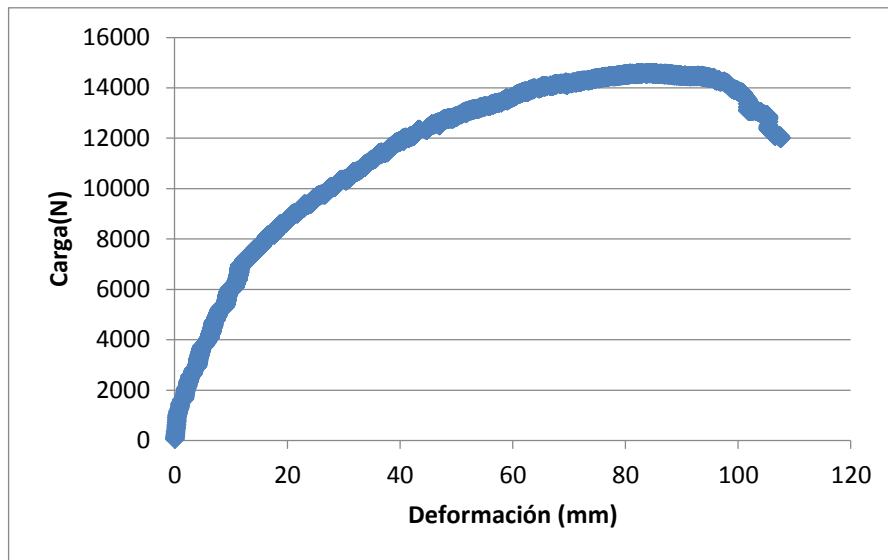


Figura 3.9: Forma típica ensayo monotónico. Fuente: Elaboración propia.

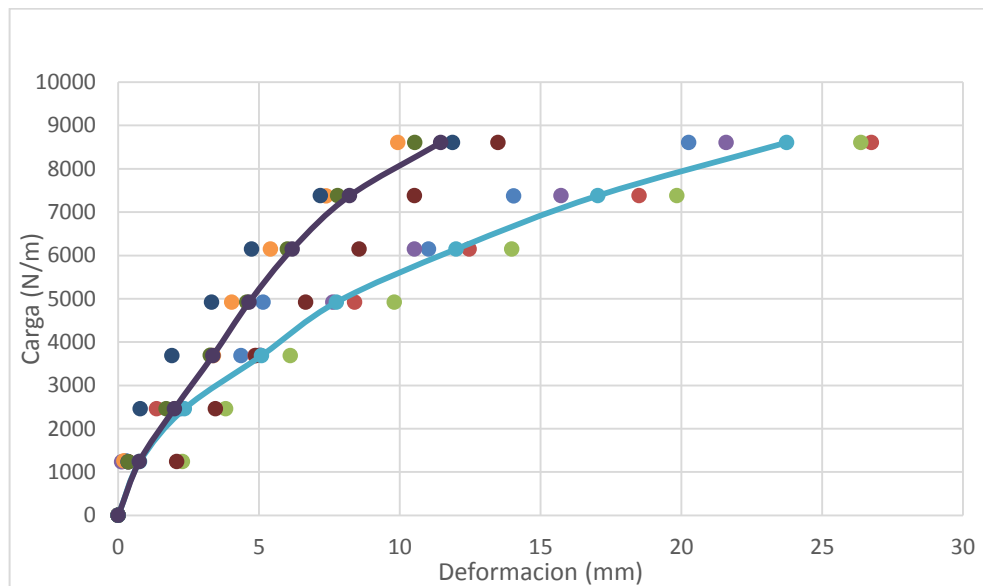


Figura 3.10: Forma típica ensayo Cíclico. Fuente: Elaboración propia.

Es importante destacar que en ambos ensayos la aplicación de carga es lenta, pero en el caso cíclico, la disminución de carga es desde su incremento a 0 es de manera abrupta.

3.4 Métodos analíticos para la determinación de resistencia a carga lateral (Racking) de muros estructurales de madera

Existen una serie de metodologías que en función de la configuración de los muros entregan una resistencia al máximo esfuerzo de corte que son capaces de resistir.

Los métodos presentados a continuación junto con sus alcances, aplicaciones y supuestos, fueron extraídos del documento Timber Stiffening Plates- State of the Art (Ver referencias [16]) en conjunto con recomendaciones de uso del código europeo en donde se explica de forma detallada el uso de estos.

3.4.1 Código europeo (Eurocode 5) Método A y Método B.

El código europeo presenta 2 métodos analíticos para la determinación de la capacidad al corte de muros. Estos son el Método A y Método B.

3.4.1.1 Método A.

a) Alcance.

- Muro con placa de arriostre conectados a la fundación mediante anclajes.
- El espaciamiento de clavos (conectores) es constante a lo largo del perímetro de cada placa.
- El ancho de cada placa es al menos un cuarto de su altura (H/4).

b) Supuestos

- Muros que contienen una puerta o ventana (aberturas) no se consideran, es decir, no tienen capacidad de tomar carga lateral o de Racking, solo transmiten carga.
- La abolladura de la placa puede ser despreciada si:

$$\frac{b_{net}}{t} \leq 100 \quad (1)$$

Donde:

b_{net} : Distancia entre pie derechos.

t : Espesor de la placa de arriostre.

La abolladura corresponde a la tendencia de la placa de OSB a doblarse por falta de apoyos a lo largo del muro lo cual se evita con esta restricción de diseño que, también, aplica para el método B. Esta podría ser una condición mínima de diseño, es decir, si no se cumple con este criterio, se debe procurar tomar medidas para cumplirlo, pues un muro con riesgo de abollarse es completamente indeseable para fines estructurales. Además, el código europeo no indica ningún procedimiento alternativo si no se cumple esta condición.

c) Cálculo de la capacidad de resistencia al Racking de diseño.

- Para un muro compuesto por varios paneles (varias placas de OSB)

$$F_{V,Rd} = \sum F_{i,V,Rd} \quad (2)$$

Donde:

$F_{i,V,Rd}$: Resistencia a la fuerza horizontal de un panel individual.

$$F_{i,V,Rd} = \frac{F_{f,Rd} \cdot b_i \cdot C_i}{s} \quad (3)$$

En que:

$F_{f,Rd}$: Capacidad de corte de un conector (clavo).

b_i : Ancho del panel individual considerado.

s : Espaciamiento entre conectores.

C_i : Factor de modificación por relación de aspecto.

$$C_i = \begin{cases} 1, & b_i \geq \frac{h}{2} \\ \frac{b_i}{b_0}, & b_i < \frac{h}{2} \end{cases} \quad (4)$$

Siendo:

h : Altura del muro.

b_i : Ancho del panel considerado.

b_0 : Ancho total del muro.

Además se deben tener las siguientes consideraciones:

- $F_{f,Rd}$ Podría ser incrementado por un factor de 1.2 si se ubican conectores en todo el perímetro de cada panel.
- Muros con el mismo tipo/dimensión de placa de arriostre y conexiones en ambos lados: $F_{V,Rd}$ = suma de los paneles individuales.
- Muros con diferentes tipos de placas de arriostres en ambos lados: $F_{f,Rd}$ =75% del lado más débil.

3.4.1.2 Método B

- a) Alcance.
 - El espaciamiento entre conectores, ya sea tornillos o clavos, es constante a lo largo del perímetro de cada placa.
 - Los elementos de conexión o sujeción dentro del perímetro del panel, deberán estar espaciados a no más de 2 veces del espaciamiento de los conectores ubicados en el perímetro del panel.
 - El ancho de cada panel es al menos $h/4$.
 - El muro se define como paneles combinados, si estos paneles están relacionados por un miembro constructivo, que traspasa la carga entre ambos paneles conectados (sin que existan aberturas).

b) Supuestos

- Cuando se forma una abertura en el panel (puerta, ventana etc.) las longitudes del panel a cada lado de dicha abertura, se consideran como paneles separados.
- La abolladura de la placa puede ser despreciada si se cumple la misma condición del método A de (1).

c) Cálculo de la capacidad de resistencia al Racking de diseño.

Para un muro compuesto por varios paneles (varias placas de OSB)

$$F_{V,Rd} = \sum F_{i,V,Rd} \quad (5)$$

En que:

$F_{i,V,Rd}$: Resistencia a la fuerza horizontal de un panel individual.

$$F_{i,V,Rd} = \frac{F_{f,Rd} \cdot b_i}{S_0} * K_d \cdot K_{i,q} \cdot K_s \cdot K_n \quad (6)$$

Donde

$F_{f,Rd}$: Resistencia lateral de diseño de un conector individual.

b_i : Ancho del panel i considerado.

$$S_0 = \frac{9700 \cdot d}{\rho_k} \quad (7)$$

Siendo:

S_0 : Separación básica de los conectores (mm).

d : Diámetro de los conectores en mm.

ρ_k : Densidad característica del panel de madera en $\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$.

$$K_d = \begin{cases} \frac{b_i}{h} & , \frac{b_i}{h} \leq 1 \\ \left(\frac{b_i}{h}\right)^{0.4} & , \frac{b_i}{h} > 1 \text{ y } b_i \leq 4.8m \\ \left(\frac{4.8}{h}\right)^{0.4} & , \frac{b_i}{h} > 1 \text{ y } b_i \geq 4.8m \end{cases} \quad (8)$$

Donde:

K_d : Factor de modificación por relación de aspecto del muro.

h : Altura del muro.

b_i : Ancho del panel considerado.

$$K_{i,q} = 1 + (0.083q_i - 0.0008q_i^2) \cdot \left(\frac{2.4}{b_i}\right)^{0.4} \quad (9)$$

Donde:

$K_{i,q}$: Factor de modificación por carga distribuida sobre el muro considerado.

q_i : Carga uniformemente distribuida vertical equivalente actuando sobre el muro (kN/m).

$$K_s = \frac{1}{0.86 \frac{s}{S_0} + 0.57} \quad (10)$$

Donde:

K_s : Factor de espaciamiento de conectores.

s : Espaciamiento de conectores perimetrales de la placa.

S_0 : Espaciamiento básico, calculado según (10).

$$K_n = \begin{cases} 1, \text{ para placa por un lado.} \\ \frac{F_{i,V,Rd,m\acute{a}x} + 0.5F_{i,V,Rd,m\acute{i}n}}{F_{i,V,Rd,m\acute{a}x}} \end{cases} \quad (11)$$

Donde:

$F_{i,V,Rd,máx}$: Capacidad de resistencia al Racking del panel más fuerte.

$F_{i,V,Rd,mín}$: Capacidad de resistencia al Racking del panel más débil.

En ambos métodos se observa la importancia de la capacidad individual de la unión que será abordada más adelante en este trabajo.

3.4.2 Tablas de resistencia “Design of Wood Structures”

En el texto “Design of Wood Structures” [21], se presentan tablas que entregan la resistencia a carga lateral de muros, dependiendo del tipo de placa de arriostre y conexiones de este, para muros constituidos con pies derechos de pino. Las capacidades están tabuladas en función de lo antes mencionado, tal como se muestra en la tabla 3.2, para las configuraciones allí mostradas. En el anexo 2 se puede encontrar esta tabla con más claridad o puede ser consultado directamente de la cita bibliográfica.

El espesor mínimo de placa necesario para que la estimación sea válida, es de aproximadamente 8 mm, por lo que estas capacidades son un buen punto de comparación respecto de las capacidades estimadas analíticamente. Esto puesto que los valores entregados en la primera fila de la tabla 3.2, corresponden a una configuración de muro muy similar a los ensayados y analizados en este trabajo.

La tabla 3.3 muestra las resistencias de [21], convertidas al sistema internacional de unidades, para una placa clavada directamente sobre la madera.

Tabla 3.2: Resistencia de muros por metro de ancho. Fuente: [21].

Panel grade	Minimum nominal panel thickness (inch)	Minimum fastener penetration in framing (inches)	Panels applied direct to framing				Panels applied over 1/2 in. or 5/8 in. gypsum sheathing						
			Nail (common or galvanized box or staple size ^b)	Fastener spacing at panel edges (inches)				NAIL (common or galvanized box) or staple size ^k	Fastener spacing at panel edges (inches)				
				6	4	3	2 ^e		6	4	3	2 ^e	
Structural I Sheathing	5/16	1 1/4	6d (2 × 0.113 in. common, 2 in. × 0.099 in. galvanized box)	200	300	390	510	8d (2 1/2 in. × 0.131 in. common, 2 1/2 in. × 0.113 in. galvanized box)	200	300	390	510	
		1	1 1/2 16 Gage	165	245	325	415	2 16 Gage	125	185	245	315	
	3/8	1 3/8	8d (2 1/2 in. × 0.131 in. common, 2 1/2 in. × 0.113 in. galvanized box)	230 ^d	360 ^d	460 ^d	610 ^d	10d (3 in. × 0.148 in. common, 3 in. × 0.128 in. galvanized box)	280	430	550 ^f	730	
		1	1 1/2 16 Gage	155	235	315	400	2 16 Gage	155	235	310	400	
	7/16	1 3/8	8d (2 1/2 in. × 0.131 in. common, 2 1/2 in. × 0.113 in. galvanized box)	255 ^d	395 ^d	505 ^d	670 ^d	10d (3 in. × 0.148 in. common, 3 in. × 0.128 in. galvanized box)	280	430	550 ^f	730	
		1	1 1/2 16 Gage	170	260	345	440	2 16 Gage	155	235	310	400	
	15/32	1 3/8	8d (2 1/2 in. × 0.131 in. common, 2 1/2 in. × 0.113 in. galvanized box)	280	430	550	730	10d (3 in. × 0.148 in. common, 3 in. × 0.128 in. galvanized box)	280	430	550 ^f	730	
		1	1 1/2 16 Gage	185	280	375	475	2 16 Gage	155	235	300	400	
		1 1/2	10d (3 in. × 0.148 in. common, 3 in. × 0.128 in. galvanized box)	340	510	665 ^f	870	10d (3 in. × 0.148 in. common, 3 in. × 0.128 in. galvanized box)	—	—	—	—	
	Sheathing plywood siding ^g except Group 5 Species	5/16 or 1/4 ^c	1 1/4	6d (2 in. × 0.113 in. common, 2 in. × 0.099 in. galvanized box)	180	270	350	450	8d (2 1/2 in. × 0.131 in. common, 2 1/2 in. × 0.113 in. galvanized box)	180	270	350	450
			1	1 1/2 16 Gage	145	220	295	375	2 16 Gage	110	165	220	285
		3/8	1 1/4	6d (2 in. × 0.113 in. common, 2 in. × 0.099 in. galvanized box)	200	300	390	510	8d (2 1/2 in. × 0.131 in. common, 2 1/2 in. × 0.113 in. galvanized box)	200	300	390	510

Tabla 3.3: Tabla de resistencia para diferentes configuraciones de clavado perimetral según DWS en SI. Fuente: Adaptada de “Design of Wood Structures”.

Espaciamiento (in.)	Resistencia (lb/ft)	Espaciamiento app (mm)	Resistencia (N/m)
2	510	50	7441
3	390	75	5690
4	300	100	4377
6	200	150	2918

3.5 Diseño analítico y empírico de la unión placa-madera

El diseño de la unión placa-madera es de vital importancia en el diseño de muros, pues las metodologías para estimar la capacidad lateral de estos dependen principalmente de esta. Para ello se presentan 2 formas de estimar la capacidad a carga lateral de la unión.

3.5.1 Diseño analítico de la unión usando NCh 1198

La NCh 1198 presenta un procedimiento de cálculo que depende del número de planos de corte que existan en la unión y dependiendo de ello, se clasifican en cizalle simple y cizalle doble.

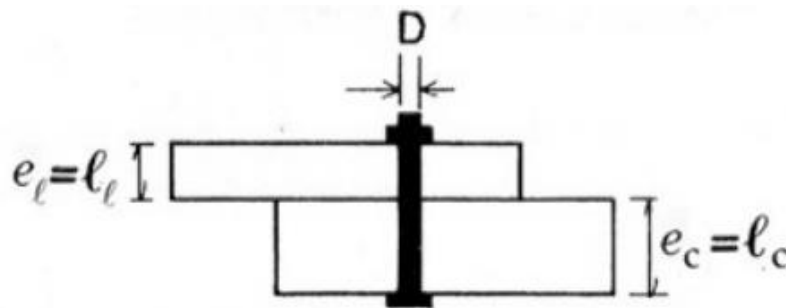


Figura 3.11: Unión Cizalle simple. Fuente: [19]

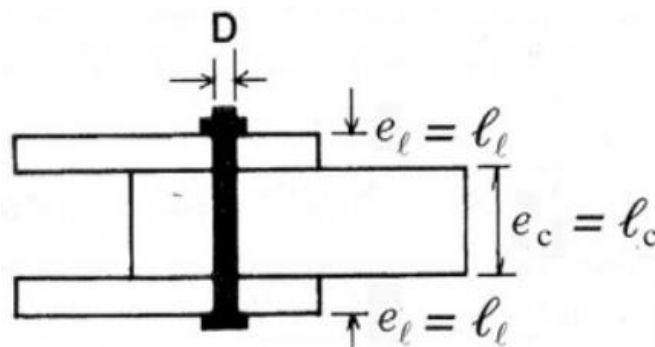


Figura 3.12: Unión Cizalle doble. [19]

Si bien la unión a diseñar en los ensayos experimentales de este trabajo de tesis corresponde a cizalle simple, también se presentan a continuación los modos de falla de cizalle doble expuestos en la norma (ver tabla 3.13).

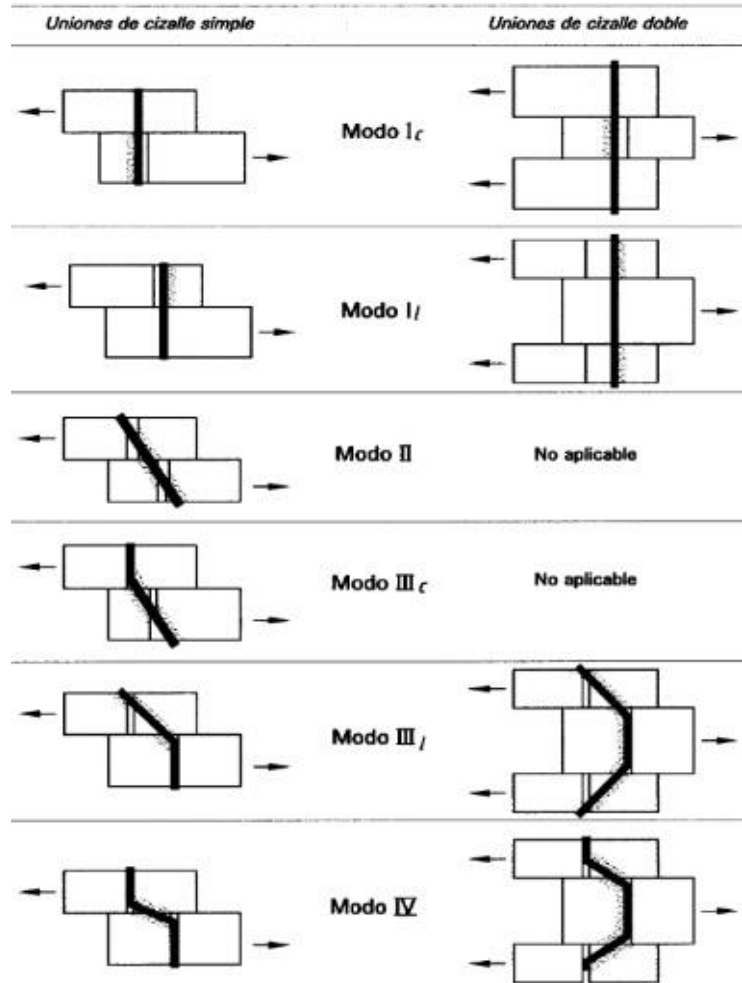
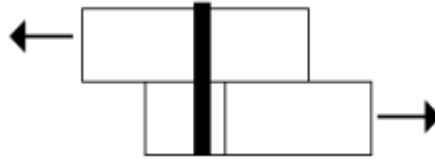


Figura 3.13: Modos de falla uniones para cizalle doble y simple. Fuente: [12].

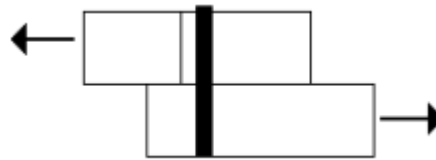
Debido a que la unión a diseñar es del tipo cizalle simple, sólo se presentarán las expresiones de resistencia admisible para los modos con esta condición de unión, las demás se pueden encontrar en la NCh 1198.

- Modo I_C



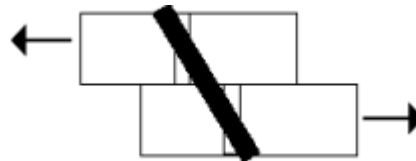
$$P_{el,ad} = \frac{D \cdot L_c \cdot R_{ap,c}}{FA} \quad (12)$$

- Modo I_L



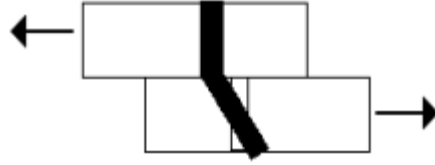
$$P_{el,ad} = \frac{D \cdot L_l \cdot R_{ap,l}}{FA} \quad (13)$$

- Modo II



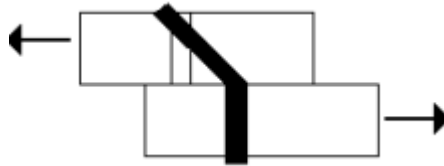
$$P_{el,ad} = \frac{K_1 \cdot D \cdot L_l \cdot R_{ap,l}}{FA} \quad (14)$$

- Modo III_C



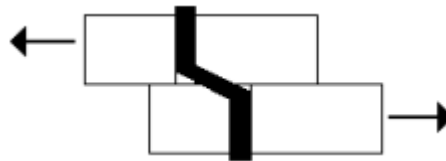
$$P_{el,ad} = \frac{K_2 \cdot D \cdot L_C \cdot R_{ap,c}}{(1 + 2 \cdot R_e) \cdot FA} \quad (15)$$

- Modo III_L



$$P_{el,ad} = \frac{K_3 \cdot D \cdot L_C \cdot R_{ap,c}}{(2 + R_e) \cdot FA} \quad (16)$$

- Modo IV



$$P_{el,ad} = \frac{D^2}{FA} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot R_{ap,c} \cdot F_{ff}}{3 \cdot (1 + R_e)}} \quad (17)$$

Donde las variables y parámetros involucrados son:

$P_{el,ad}$: Capacidad de carga admisible en N.

FA : Factor de ajuste.

$R_{ap,c}$: Resistencia al aplastamiento del madero central en Mpa.

$R_{ap,l}$: Resistencia al aplastamiento del madero lateral en Mpa.

F_{ff} : Tensión de fluencia del acero en Mpa.

D : Diámetro del medio de Unión en mm.

Se definen los siguientes factores necesarios para calcular los factores k y que también se encuentran dentro de la ecuación misma de capacidad admisible.

$$R_e = \frac{R_{ap,c}}{R_{ap,l}} \quad (18)$$

$$R_t = \frac{l_c}{l_l} \quad (19)$$

Además los factores K_1 , K_2 y K_3 pueden ser calculados mediante las siguientes expresiones.

$$K_1 = \frac{\sqrt{R_e + 2R_e^2 \cdot (1 + R_t + R_t^2) + R_t^2 \cdot R_e^3} - R_e \cdot (1 + R_t)}{1 + R_e} \quad (20)$$

$$K_2 = -1 + \sqrt{2 \cdot (1 + R_e) + \frac{2 \cdot F_{ff} \cdot (1 + 2 \cdot R_e) \cdot D^2}{3 \cdot R_{ap,c} \cdot l_c^2}} \quad (21)$$

$$K_3 = -1 + \sqrt{\frac{2 \cdot (1 + R_e)}{R_e} + \frac{2 \cdot F_{ff} \cdot (2 + R_e) \cdot D^2}{3 \cdot R_{ap,c} \cdot l_c^2}} \quad (22)$$

Los factores de ajuste se pueden extraer de la tabla 3.4.

Tabla 3.4: Factores de ajuste. (Fuente: [12]).

Diámetro del medio de unión	Modos de fluencia	FA
6,4 mm ≤ D ≤ 25 mm.	Lc, LI	4*ka
	LL	3,6*ka
	LLLc, LLLI, LV	3,2*ka
D < 6,4 mm.	Lc, LI, LL, LLLc, LLLI, LV	$k_d^{1)}$

Debido a que el diámetro del medio de unión en muros es menor a 6,4mm el factor de ajuste para todos los modos será k_d que además para clavos usados comúnmente cuyo diámetro es menor a 4.3 milímetros es 2,2. Por tanto para efectos del cálculo de unión placa madera $k_d=2,2$

La resistencia al aplastamiento de la madera (considerada como madero central) puede ser calculada mediante la siguiente expresión dado que el medio de unión considerado es menor a 6,4 mm.

$$R_{ap} = 115 \cdot \left(\frac{\rho_0}{1000} \right)^{1.84} \quad (23)$$

Donde:

ρ_0 : Densidad anhidra media de la especie considerada en kg/m^3 , para pino radiata 450 kg/m^3 (Ver anexo E de la Nch1198 of. 2006).

Por otro lado con las mismas consideraciones anteriores, la tensión de fluencia para clavos con $D < 6,4$ mm puede ser estimada como sigue:

$$F_{ff} = 896 - 58D \quad (24)$$

Donde D es el diámetro del clavo utilizado en la unión.

Para el caso del aplastamiento de tableros estructurales ya sea contrachapado o placa OSB (Hebra orientada), estos se encuentran en Tabla 3.5.

Tabla 3.5: Resistencia al aplastamiento de tableros estructurales. Fuente: Apunte Curso CORFO profesor Mario Wagner.

Tablero Estructural	Densidad anhidra media (Ton/m3)	Resistencia al aplastamiento en paredes de agujeros (Mpa)
Contrachapados Estructural 1, Marino. Otros grados.	0,5	30
	0,42	20
Tableros de hebra Orientada. (todos los grados)	0,5	30

La capacidad lateral admisible estará dada por el menor valor entregado de todos los modos calculados:

$$P_{ad} = \min(I_c, I_l, II, III_c, III_l, IV) \quad (25)$$

Y la capacidad de diseño es la capacidad admisible corregida por los factores de modificación de resistencia correspondientes.

$$P_{dis} = P_{ad} \cdot K_D \cdot K_{UH} \cdot K_{UT} \cdot K_u \quad (26)$$

Donde:

K_D : Factor de modificación por duración de carga.

K_{UH} : Factor de modificación por contenido de humedad.

K_{UT} : Factor de modificación por temperatura.

K_u : Factor de modificación por longitud de hilera.

Para el caso particular de esta memoria se considerarán unitarios todos los factores de modificación excepto el de duración de carga, ya que la madera se comporta bastante bien frente a cargas de corta duración como sismo o viento y la norma permite aumentar la capacidad de carga por un factor de 1,6 por lo que la carga de diseño a usar será:

$$P_{dis} = 1,6 \cdot P_{ad} \quad (27)$$

3.5.2 Diseño empírico de la unión usando el “Wood Handbook”

La capacidad lateral también puede obtenerse mediante una formulación empírica del Wood Handbook [7], la cual consiste en la siguiente expresión.

$$p = K \cdot D^{3/2} \quad (28)$$

Donde:

p: Resistencia a carga lateral admisible de un conector (N) asumiendo una deformación de la junta de aproximadamente 0,4mm.

K: coeficiente que depende del rango en el que se encuentre la gravedad específica de la madera.

D: Diámetro del conector en milímetros.

La gravedad específica es un parámetro de comparación de la densidad de un material, tomando como referencia otro, que en la gran mayoría de los casos es la densidad del agua. El Wood Handbook especifica que para madera de pino radiata se puede usar una gravedad específica de 0.48, pero debido a que en Chile se emplea una densidad característica de 450 kg/m^3 , para esta madera, se recomienda usar 0.45.

Tabla 3.6: Valor de K para diferentes rangos de densidad específica al 12% de humedad y para condición de madera con una humedad del 15%. Fuente: [7].

Specific gravity range ^b	Lateral load coefficient K (metric (inch–pound))					
	Nails ^c		Screws		Lag screws	
Hardwoods						
0.33–0.47	50.04	(1,440)	23.17	(3,360)	26.34	(3,820)
0.48–0.56	69.50	(2,000)	31.99	(4,640)	29.51	(4,280)
0.57–0.74	94.52	(2,720)	44.13	(6,400)	34.13	(4,950)
Softwoods						
0.29–0.42	50.04	(1,440)	23.17	(3,360)	23.30	(3,380)
0.43–0.47	62.55	(1,800)	29.79	(4,320)	26.34	(3,820)
0.48–0.52	76.45	(2,200)	36.40	(5,280)	29.51	(4,280)

Tabla 3.7: Dimensiones de clavos helicoidales y denominación americana. Fuente: [7].

Size	Length (mm (in.))	Diameter (mm (in.))
6d	50.8 (2)	3.05 (0.120)
8d	63.5 (2-1/2)	3.05 (0.120)
10d	76.2 (3)	3.43 (0.135)
12d	82.6 (3-1/4)	3.43 (0.135)
16d	88.9 (3-1/2)	3.76 (0.148)
20d	101.6 (4)	4.50 (0.177)
30d	114.3 (4-1/2)	4.50 (0.177)
40d	127.0 (5)	4.50 (0.177)
50d	139.7 (5-1/2)	4.50 (0.177)
60d	152.4 (6)	4.50 (0.177)
70d	177.8 (7)	5.26 (0.207)
80d	203.2 (8)	5.26 (0.207)
90d	228.6 (9)	5.26 (0.207)

3.6 Antecedentes experimentales de la resistencia lateral de unión placa-madera

A modo de poder comparar los resultados de la ecuación empírica y la metodología analítica para la determinación de la capacidad lateral de los conectores, se dispone de resultados experimentales del trabajo de Rademacher (2006) en donde realizó 10 ensayos para determinar la capacidad de unión de clavos comunes (2 pulgadas) a carga lateral. Donde además se puede apreciar que el límite lineal de cada ensayo ocurre aproximadamente para 1mm de deformación. Para ver más detalles de este trabajo ver bibliografía [18].

Tabla 3.8: Resultados de ensayos experimentales de clavos sometidos a carga lateral por Rademacher (2006). Fuente: [18].

PROBETA N°	Pu (Kg)	Du (mm)	Pu por clavo (Kg)	P _{1mm} por clavo (Kg)
1	482	10	120,5	64,00
2	521	10	130,25	66,50
3	484	8,12	121	73,50
4	536	10	134	69,50
5	510	10	127,5	81,25
6	447	8,26	111,75	88,50
7	451	10	112,75	51,75
8	554	10	138,5	80,75
9	515	10	128,75	70,50
10	511	10	127,75	66,50
Promedio	501,10		125,28	71,28
Desv. Estand.(Kg)	34,76		8,69	10,41
Coef. Variac. (%)	0,07		0,07	0,15

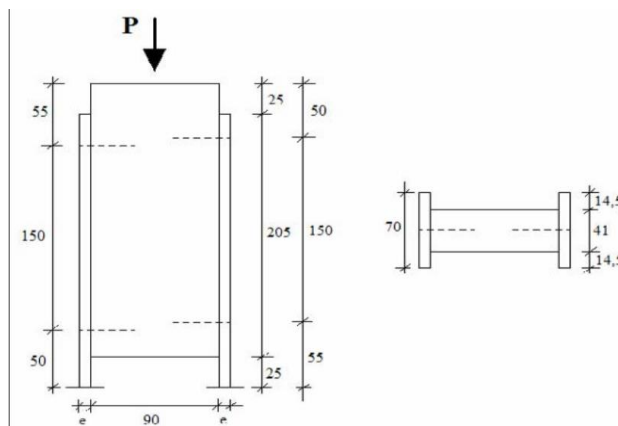


Figura 3.14: Esquema ensayo de Rademacher Fuente: [18].

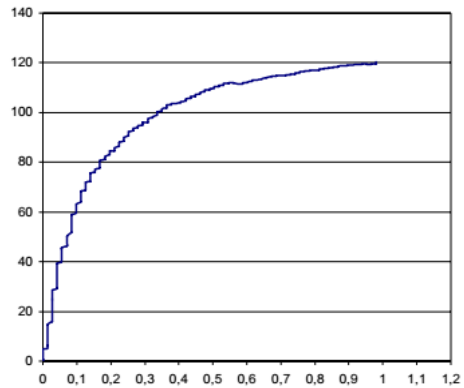


Figura 3.15: Ensayo probeta 1, carga vs deformación eje x: deformación (cm), eje y Carga expresada en (kg). Fuente: [18].

Considerar el promedio de los ensayos sería poco conservador (ver tabla 3.8), por lo que se asume de estos ensayos que la capacidad obtenida corresponde a la mínima de los ensayos, la cual es de 51 kg.

En el año 2003 Lomagno J. y Gotelli G. realizaron ensayos de uniones considerando el envejecimiento de las mismas, usando ciclos de envejecimiento acelerado (CEA). Estos eran logrados sumergiendo la unión en agua hirviendo por 2 horas y luego 1 hora en agua a temperatura de 25 grados Celsius. Se ensayaron 40 probetas, las cuales fueron fabricadas con madera de pino radiata, placa OSB comercial de 11 mm y clavos de 2,8 mm de diámetro. Los resultados de estos ensayos se muestran en Tabla 3.9.

Tabla 3.9: Capacidad de uniones con y sin envejecimiento Lomagno y Gotelli (2003). Fuente:[20].

Carga		Deslizamiento (mm)					
		0.5		1.0		1.5	
		Sin CEA	Con CEA	Sin CEA	Con CEA	Sin CEA	Con CEA
Paralela al tablero	Promedio(kg)	51,4	36,5	60,7	42,6	69,1	48,2
	DesvEst (kg)	3,0	4,4	8,4	5,9	10,2	6,7
	C.V. (%)	16	13	14	14	15	14
Perpendicular al tablero	Promedio(kg)	51,3	37,2	63,0	44,0	65,6	46,6
	DesvEst (kg)	4,6	1,9	5,5	4,2	5,2	4,5
	C.V. (%)	9	5	9	10	8	10

En Tabla 3.9 se observa que la capacidad con envejecimiento y para una deformación de 1 mm es de 42,6 kg que corresponde al menor valor entre la carga paralela o perpendicular al tablero.

Lomagno también hizo ensayos cíclicos de uniones placa madera obteniendo valores similares a los mostrados anteriormente.

Esta información es extremadamente valiosa, pues permite decidir si la capacidad obtenida con la metodología analítica es se ajusta a los valores experimentales.

3.6 Diseño analítico de elementos en tracción y compresión mediante la NCh 1198

Debido a la carga lateral y al comportamiento de los muros como viga en voladizo o cantiléver, se generan esfuerzos de tracción y compresión en los elementos laterales del mismo (pie derecho) y por lo tanto se debe obtener la resistencia que ofrece la madera a estos esfuerzos.

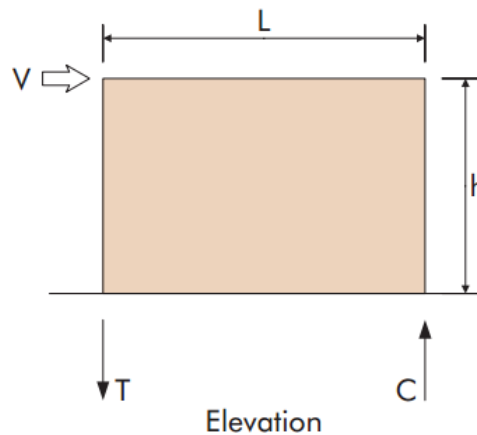


Figura 3.16: Tensiones generadas en pie derechos extremos del muro, debido al momento generado producto de la carga lateral. Fuente: [17].

La tensión en tracción y compresión de trabajo puede ser estimada como sigue:

$$T = C = v \cdot h \quad (29)$$

Donde:

v : Carga por metro lineal aplicada sobre el muro (N/m).

h : Altura del muro (m).

Estos elementos deben ser diseñados en conformidad con la norma NCh1198 Construcciones en madera-Cálculo los cuales se presentan a continuación.

3.6.1 Diseño de elementos en Tracción paralela a la fibra

La tensión de trabajo en tracción queda determinada como la carga en tracción que está actuando sobre un área neta de la sección.

$$f_{tp} = \frac{T}{A_n} \text{ (Mpa)} \quad (30)$$

Donde:

T : Solicitación de tracción axial (N).

A_n : Área neta de la sección transversal (mm^2).

Esta tensión de trabajo debe compararse con una tensión de diseño, que es la capacidad que tiene el material para resistir la sollicitación de modo que:

$$f_{tp} \leq F_{tp,dis} \quad (31)$$

$$F_{tp,dis} = F_{tp} \cdot K_H \cdot K_D \cdot K_{hf} \cdot K_{ct} \quad (32)$$

Donde:

F_{tp} : Tensión admisible en tracción paralela (Tabla 4, Nch1198)

K_H : Factor de modificación por contenido de humedad

K_D : Factor de modificación por duración de carga.

K_{hf} : Factor de modificación por altura.

K_{ct} : Factor de modificación por concentración de tensiones.

Los factores de modificación son valores que premian o castigan la resistencia del elemento estructural dependiendo de las condiciones específicas en las que este esté trabajando o por propiedades físicas del material.

- Factor de modificación por contenido de humedad (K_H).

Si la madera se encuentra a una humedad de trabajo superior al 12% la resistencia debe ser reducida, pues un aumento de este parámetro es perjudicial para su resistencia.

$$K_h = 1 - \Delta H \cdot \Delta R \quad (33)$$

Donde:

ΔH : Diferencia entre la humedad de servicio (%) y el 12%.

ΔR : Variación de la resistencia por cada 1% del contenido de humedad.

Tabla 3.10: Valores de ΔR para humedades inferiores al 20%. Fuente NCh 1198 of. 2006. [12].

Tensión admisible o módulo elástico	Variación de la resistencia para $\Delta H = 1\%$	
	ΔR	
	Especies en general	Pino radiata
Flexión	0,020 5	0,025 0
Compresión paralela	0,020 5	0,048 0
Tracción paralela	0,020 5	0,025 0
Compresión normal	0,026 7	0,033 0
Cizalle	0,016 0	0,015 0
Módulo de elasticidad en flexión	0,014 8	0,017 0
Índice de aplastamiento en compresión normal $E_{cn,h}$	-	0,029 0

Para valores de humedad superiores al 12% (pino en condición verde) los valores de K_H pueden ser obtenidos directamente, pero no se recomienda usar madera en esta condición para fines estructurales.

Tabla 3.11: Valores de K_H para humedades superiores al 20%. Fuente Nch1198 of. 2006. [12].

Tensión admisible o módulo elástico	K_H
Flexión	0,750
Compresión paralela	0,520
Tracción paralela	0,750
Compresión normal	0,670
Cizalle	0,850
Módulo de elasticidad en flexión	0,830
Indice de aplastamiento en compresión normal $E_{cn,h}$	0,478

- Factor de modificación por duración de carga (K_D)

$$K_D = \frac{1.747}{t^{0.0464}} \cdot 0.295 \quad (34)$$

Donde el tiempo t debe estar en segundos y si existen cargas con diferente duración, se debe considerar la que tenga el menor FM.

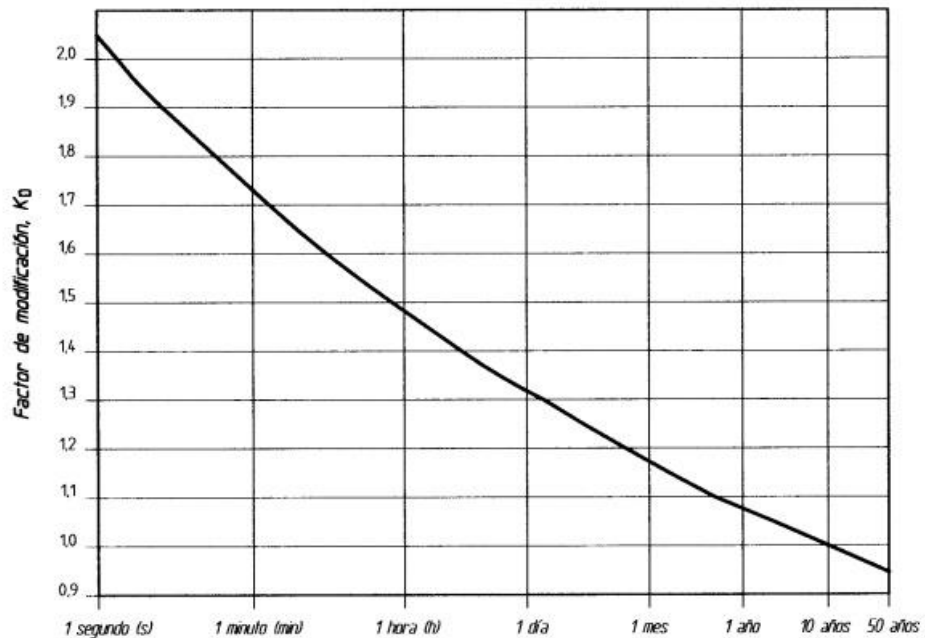


Figura 3.17: Factores de modificación por duración de carga. Fuente: [12].

Tabla 3.12: Factores de modificación para distintos tipos de carga. Fuente: [12].

Carga	Duración	K _D
Permanente (D)	Mayor a 10 años	0,9
Sobrecarga de piso (Lf)	10 años	1,0
Nieve (S)	dos meses	1,15
Sobrecarga de servicio o Techo (Lr)	7 días	1,25
Viento (W) o Sismo (E)	10 minutos	1,6
Impacto	2 segundos	2,0

- Factor de modificación por altura (K_{hf}).

Para piezas de pino radiata de altura $h > 90$ mm, se debe aplicar:

$$K_{hf} = \left(\frac{90}{h}\right)^{1/5} \quad (35)$$

Para piezas de cualquier especie forestal, excepto pino radiata, de altura $h > 50$ mm, se debe aplicar.

$$K_{hf} = \left(\frac{50}{h}\right)^{1/9} \quad (36)$$

- Factor de modificación por concentración de tensiones (K_{ct}).

Este factor de modificación considera el efecto de las concentraciones de tensiones en regiones traccionadas de la madera con perforaciones, vaciados, etc. Estos valores están tabulados en la tabla 19 de la NCh 1198.

Tabla 3.13: Factor de modificación por concentración de tensiones. Fuente [12].

Tipo de debilitamiento	Madera aserrada	Madera laminada encolada
Perforaciones pequeñas y uniformemente distribuidas (clavos)	0,8	0,9
Perforaciones individuales mayores (pernos)	0,7	0,8
Conectores de anillo	0,5	0,6
Ranuras longitudinales: espesor ≤ 5 mm	0,8	0,85
Ranuras longitudinales: espesor ≤ 10 mm	0,7	0,8

3.6.2 Diseño analítico de elementos en compresión paralela a la fibra

Debido a la carga de compresión la madera tiende a desestabilizarse. En un principio esto no es notorio, pero llega a un punto crítico donde el pie derecho experimenta una deformación lateral, una vez pasado este punto el elemento no vuelve a su posición original y experimenta pandeo.

- *Carga critica de pandeo de Euler.*

Euler hizo una serie de estudios para determinar la carga axial mínima para la cual una columna experimenta pandeo, la cual determinó como sigue:

$$P_{crit} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A}{\lambda^2} \quad (37)$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del material.

A: Área de la sección transversal.

λ : Esbeltez de la columna.

A su vez la esbeltez está definida:

$$\lambda = \frac{l_p}{i} \quad (38)$$

Con:

l_p : Largo efectivo de pandeo.

i : Radio de giro que condiciona el pandeo relativo a l_p .

El largo efectivo de pandeo es considerado como la longitud de columna entre 2 restricciones o apoyos, de modo que de ser comprimido el elemento, este se curve entre ellos.

De esta forma el largo de pandeo se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$l_p = k \cdot l \quad (39)$$

Donde l es la longitud entre apoyos y k es un factor de que modifica el largo de pandeo en función de las restricciones que proporcionan los apoyos.

Estos factores k , también se presenta en la NCh 1198 en Tabla 16 de dicha norma.

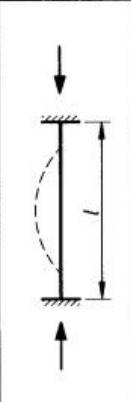
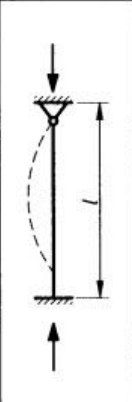

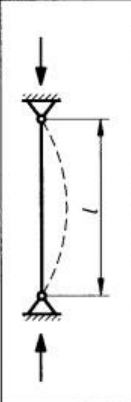

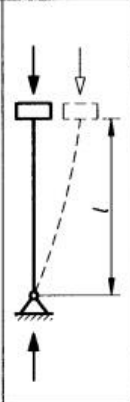




Configuración de pandeo						
Valores para l_p / l	0,70	0,85	1,50	1,0	2,50	2,50
Condiciones de apoyo	   	Impedimento de giros y desplazamientos Libertad de giro, impedimento de desplazamiento Impedimento de giro, libertad de desplazamiento Libertad de giros y desplazamientos				

Figura 3.18: longitudes efectivas de pandeo. Fuente: [12].

El radio de giro (i) se puede obtener de la siguiente manera:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (40)$$

Donde:

I : Momento de inercia de la sección transversal de la columna.

A : Área de la sección transversal de la columna.

Para una sección rectangular típica en este tipo de elementos el radio de giro se puede determinar como sigue:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{b \cdot h^3}{12}}{b \cdot h}} = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad (41)$$

- *Restricciones de esbeltez.*

Las columnas de uso estructural deben cumplir con una esbeltez mínima. Para elementos principales $\lambda \leq 170$ y para elementos constituyentes de sistemas de arriostre que quedan comprimidos únicamente bajo los efectos de estado de carga eventuales $\lambda \leq 200$.

- *Tensión de trabajo en compresión paralela.*

La Tensión de trabajo para una columna en compresión paralela se calcula bajo la siguiente expresión.

$$f_{cp} = \frac{N}{A} \quad (42)$$

Donde:

N: Carga axial aplicada.

A: Área de la sección transversal.

- *Tensión de diseño*

Para columnas sin problemas de inestabilidad lateral ($\lambda < 10$)

$$F_{cp,dis} = F_{cp} \cdot K_H \cdot K_D \quad (43)$$

Donde:

F_{cp} : Tensión admisible en compresión paralela.

K_H : Factor de modificación por contenido de humedad (análogo al de tracción).

K_D : Factor de modificación por duración de carga (análogo al de tracción).

Para el caso de columnas con problemas de estabilidad lateral ($\lambda \geq 10$).

$$F_{cp,\lambda,dis} = F_{cp,dis} \cdot K_\lambda \quad (44)$$

$F_{cp,dis}$ Es el calculado en (41) agregando el K_λ factor de modificación por esbeltez que se calcula de la siguiente forma:

$$K_\lambda = A - \sqrt{A^2 - B} \quad (45)$$

Con:

$$A = \frac{\frac{F_{cE}}{F_{cp,dis}} \cdot \left(1 + \frac{\lambda}{200}\right) + 1}{2c} \quad (46)$$

$$B = \frac{\frac{F_{cE}}{F_{cp,dis}}}{c} \quad (47)$$

Donde:

F_{cE} : Tensión crítica de pandeo.

$F_{cp,dis}$: Tensión de diseño en compresión paralela (sin problemas de inestabilidad).

λ : Esbeltez reguladora del diseño.

c : Coeficiente de proporcionalidad.

Tabla 3.14: coeficientes de proporcionalidad c , por clase estructural. NCh 1198. Fuente: [12].

Clasificación visual	Coeficiente de proporcionalidad
Grado estructural	
N°1	0,85
N°2, GS, G1	0,85
N°3	0,80
N°4, G2	0,80

$$F_{cE} = \frac{3,6 \cdot E_{dis}}{\lambda^2} \quad (48)$$

$$E_{dis} = E_k \cdot K_H \cdot K_{hE} \quad (49)$$

E_k : Módulo de elasticidad característico.

K_H : Factor de modificación por contenido de humedad.

K_{hE} : Factor de modificación por altura para elasticidad en pino radiata.

Este valor E_{dis} es producto de que el módulo de elasticidad entregado en la norma por clase estructural, corresponde al valor promedio de E para el grado estructural. Con esta

corrección por factores de modificación busca acercarse al percentil del 5% de las piezas con menor resistencia y por consiguiente, menor valor del módulo de elasticidad.

El factor de modificación por altura puede ser calculado de la siguiente forma.

$$K_{hE} = \left(\frac{h}{180} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (50)$$

Este FM solo aplica para piezas de pino radiata cuando la altura $h < 180$ mm

Es de esperar que el valor entregado por este método de cálculo entregue una capacidad bastante conservadora.

Capítulo 4

Metodología

4.1 Materialidad y configuraciones de muros

Los ensayos de muros fueron realizados en el laboratorio de madera estructural (LME) del Instituto Forestal sede Biobío, en el marco de convenio de transferencia con el Ministerio de vivienda y urbanismo (MINVU) y el Ministerio de agricultura (MINAGRI).

Se ensayaron muros con diferentes relaciones de aspecto, espaciamientos de conexiones, tipos de madera estructural y placa de arriostre. A continuación se mencionan algunos aspectos generales respecto de los ensayos realizados.

- En el caso del AR (aspect ratio) se ensayaron relaciones 1:1 y 2:1 aunque de diferentes dimensiones que se presentarán más adelante.
- En cuanto a madera estructural, la variación fue el grado de resistencia, para lo cual se consideró madera clase G1 y G2 (grados visuales) y de escuadría 2x4 aserrado.
- Con respecto a la placa de arriostre se consideraron placas de OSB de 2 espesores, los cuales se fijaron en 9 y 11,1 mm.
- La unión placa-madera se realizó con clavos helicoidales de 2” espaciados a 150mm en el perímetro y a 300mm en la zona interior o bien 100 mm perimetral y 200mm en el interior
- Pernos de anclaje zincados grado 5, de 3/8” de diámetro, cuyo número depende de las dimensiones del muro, con conectores de acero modelo HTT4 marca Simpson Strong-Tie (ver figura 4.1 y 4.2).

El muro fue conectado sobre una viga de hormigón que disponía de una serie de anclajes que podían ser ocupados en función de la dimensión del elemento. Por ejemplo los muros de 1.22x1.22 requerían solo 2 anclajes, mientras que los de base 2.44 fueron conectados mediante 6 de ellos. Estos pernos de anclaje fueron considerados, debido a que existen opciones alternativas de conexión como espárragos. Sin embargo, estos tienen bastantes problemas en cuanto a las deformaciones que se producen en la base, lo cual se evita con conectores en la unión muro-fundación. Los problemas con las uniones con espárragos son principalmente que el sistema falla por fluencia del acero de la conexión basal, antes que la falla de las uniones.

En Figura 4.3 se observan los topes laterales instalados en el marco, cuya función es mantener el muro en su posición vertical de modo de garantizar el correcto traspaso de carga lateral al muro.

El marco de carga, consiste en una estructura metálica de gran envergadura construida en el LME y diseñada para resistir una carga lateral de 10 toneladas (ver figura 4.6).



Figura 4.1: Detalle de conectores. Fuente: LME-INFOR.



Figura 4.2: Detalle conector-anclaje. Fuente: LME-INFOR.



Figura 4.3: Topes laterales. Fuente: LME-INFOR.

4.2 Tipología de muros ensayados

Los muros ensayados para las diferentes AR fueron los siguientes:

Tabla 4.1: Relaciones de aspecto de los muros ensayados.

AR (Aspect Ratio)	Dimensiones	Cantidad de muros ensayados
2:1	1.22m x 2.44m	20
1:1	2,44m x 2.44m	10
2:1	5.02 m x 2.44m	10



Figura 4.4: Muros 1.22x2.44m. Fuente: LME-INFOR.



Figura 4.5: Muro 2.44x2.44 m. Fuente: LME-INFOR.



Figura 4.6: Muro 2.44m x 5.02m y Marco de carga utilizado. Fuente: LME-INFOR.

El muro de doble altura repes representativo de una vivienda de 2 pisos. Éste está compuesto por 2 muros de 2.44x2.44m, en la interfaz entre ambos se usó una pieza de madera 2x6 (41x140mm) de grado estructural C24.

Como se mencionó en el título 4.1, las tipologías de muro considerados varían en la materialidad (grados estructurales de la madera), configuración de conexiones etc. Estas variaciones se presentan en las tablas 4.2 y 4.3 con una denominación adoptada para apreciar claramente los resultados del comportamiento mecánico de cada muro.

Además, en las tablas 4.2 y 4.3 se presentan en detalle las configuraciones de muro utilizadas para las distintas tipologías ensayadas.

En Tablas 4.2 y 4.3 se usó una simbología para cada muro que señala sus características las cuales son: escuadría de pie derecho, clase estructural de la madera, grosor de placas de OSB, espaciamiento de clavos y razón de aspecto (AR). Por ejemplo, la nomenclatura M2x4-G2-11-150(1:1), debe entenderse como:

M: Muro

2x4: Escuadría de pie derecho.

G2: Clase estructural de la madera de pie derechos.

11: Espesor de placas (mm)

150(1:1): Espaciamiento de clavos y relación de aspecto (AR).

Tabla 4.2: Detalle de tipologías de muros ensayadas. Fuente: Elaboración propia.

Tipología	Estructura	Placa de arriostre	Anclaje
M2x4-G1-9-100 (2:1) (2.44:1.22)	Madera estructural aserrada G1 de pino radiata seca en cámara, de escuadría 2x4 y pie derechos @406mm	Placa de OSB de 9mm de espesor con clavos helicoidales espaciados a 100 mm en el perímetro y 200 mm en la zona interior.	2 pernos de anclaje ubicados en las zonas extremas del muro, zincados, grado 5 diámetro 3/8" con placa de acero modelo HTT4 Simpson Strong-Tie.
M2x4-G1-11-100 (2:1) (2.44:1.22)	Madera estructural aserrada G1 de pino radiata seca en cámara, de escuadría 2x4 y pie derechos @406mm	Placa de OSB de 11mm de espesor con clavos helicoidales de 2" espaciados a 100 mm en el perímetro y 200 mm en la zona interior.	2 pernos de anclaje ubicados en las zonas extremas del muro, zincados, grado 5 diámetro 3/8" con placa de acero modelo HTT4 Simpson Strong-Tie.
M2x4-G1-9-150 (2:1) (2.44:1.22)	Madera estructural aserrada G1 de pino radiata seca en cámara, de escuadría 2x4 y pie derechos @406mm	Placa de OSB de 9mm de espesor con clavos helicoidales de 2" espaciados a 100 mm en el perímetro y 200 mm en la zona interior.	2 pernos de anclaje ubicados en las zonas extremas del muro, zincados, grado 5 diámetro 3/8" con placa de acero modelo HTT4 Simpson Strong-Tie.
M2x4-G1-11-150 (2:1) (2.44:1.22)	Madera estructural aserrada G1 de pino radiata seca en cámara, de escuadría 2x4 y pie derechos @406mm	Placa de OSB de 11mm de espesor con clavos helicoidales de 2" espaciados a 150 mm en el perímetro y 300 mm en la zona interior.	2 pernos de anclaje ubicados en las zonas extremas del muro, zincados, grado 5 diámetro 3/8" con placa de acero modelo HTT4 Simpson Strong-Tie.

Tabla 4.3: Detalle de tipologías de muros ensayadas. Fuente: Elaboración propia.

Topología	Estructura	Placa de arriostre	Anclaje
M2x4-G1-11-150(1:1) 2B (2.44:2.44)	Madera estructural aserrada G1 de pino radiata seca en cámara, de escuadría 2x4 y pie derechos @406mm	Placa de OSB de 11mm de espesor con clavos helicoidales de 2" espaciados a 150 mm en el perímetro y 300 mm en la zona interior.	6 pernos de anclaje ubicados en las zonas extremas del muro, zincados, grado 5 diámetro 3/8" con placa de acero modelo HTT4 Simpson Strong-Tie.
M2x4-G2-11-150(1:1) 2B (2.44:2.44)	Madera estructural aserrada G2 de pino radiata seca en cámara, de escuadría 2x4 y pie derechos @406mm	Placa de OSB de 11mm de espesor con clavos helicoidales de 2" espaciados a 150 mm en el perímetro y 300 mm en la zona interior.	6 pernos de anclaje ubicados en las zonas extremas del muro, zincados, grado 5 diámetro 3/8" con placa de acero modelo HTT4 Simpson Strong-Tie.
M2x4-G1-11-150(1:1) 2H (5.02:2.44)	Madera estructural aserrada G1 de pino radiata seca en cámara, de escuadría 2x4 y pie derechos @406mm	Placa de OSB de 11mm de espesor con clavos helicoidales de 2" espaciados a 150 mm en el perímetro y 300 mm en la zona interior.	6 pernos de anclaje ubicados en las zonas extremas del muro, zincados, grado 5 diámetro 3/8" con placa de acero modelo HTT4 Simpson Strong-Tie.
M2x4-G2-11-150(1:1) 2H (5.02:2.44)	Madera estructural aserrada G2 de pino radiata seca en cámara, de escuadría 2x4 y pie derechos @406mm	Placa de OSB de 11mm de espesor con clavos helicoidales de 2" espaciados a 150 mm en el perímetro y 300 mm en la zona interior.	6 pernos de anclaje ubicados en las zonas extremas del muro, zincados, grado 5 diámetro 3/8" con placa de acero modelo HTT4 Simpson Strong-Tie.

4.3 Sistema de adquisición de datos

El sistema de adquisición de datos consiste en sensores de desplazamientos que se conectan a los puntos de interés en donde se quiere medir deformaciones, los cuales están especificados en la norma. Además, se mide la carga asociada a cada deformación registrando el par carga-deformación en donde el sistema está configurado para una entrega de 5 datos por segundo, logrando así una buena cantidad de información para caracterizar de manera continua la curva del ensayo.

Otro aspecto importante a considerar es que la celda de carga está solo calibrada en carga pero no en descarga. Por esto, al hacer ensayos cíclicos (Ciclos de histéresis), no es posible obtener datos confiables en descarga, por lo que para efectos del análisis, esos datos son omitidos. Es por esto que en los gráficos (figuras del capítulo 5) de los ensayos no se presenta la curva de descarga, limitándose a considerar sólo la deformación permanente cuando se ha quitado por completo la carga.

El sistema de carga está constituido por un motor hidráulico, mostrado en Figura 4.7, que cuenta a su vez con un sistema de retención que permite cargar de manera continua y sin fluctuaciones en la carga aplicada mediante el cilindro de doble efecto (Ver figura 4.8). Este motor también está modificado para hacer variar la rapidez con la cual se aplica la carga sobre los muros.

La señal de carga bruta de la celda (Figura 4.8) ingresa a un acondicionador de señal que la amplifica para poder ser medida. La señal amplificada va a posteriormente a un Data Logger que envía los datos al software DasyLab que entrega las mediciones finales. Es importante destacar que estos instrumentos de medición son calibrados de manera periódica en el LME.

Los desplazamientos de los puntos de interés, fueron medidos mediante un transductor de posición tipo Encoder (ver figura 4.9).



Figura 4.7: Motor hidráulico. Fuente: LME-INFOR.



Figura 4.8: Cilindro de doble efecto y celda de carga. Fuente: LME-INFOR.



Figura 4.9. Transductor de posición tipo Encoder. Fuente: LME-INFOR.

Capítulo 5

Análisis de resultados

5.1 Resultados de los ensayos experimentales de muros de madera

En esta sección se presentan los resultados experimentales obtenidos para cada tipología de muros, bajo las condiciones presentadas en el capítulo 4 sección 4.2. Además, se tuvieron las siguientes consideraciones:

- La aplicación de la carga fue lenta.
- En los ensayos cíclicos, los incrementos carga fueron de discretos.
- En los ensayos cíclicos, al quitar la carga, se esperaba a que el sistema quedara en equilibrio antes de continuar con el incremento siguiente.

5.1.1 Resultados en muros de dimensiones 1.22x2.44 m

Las primeras 4 tipologías (sección 5.1.1) presentan como variación principal, el cambio de espesor de placa (9.5 y 11 mm de espesor) además del espaciamiento de clavos. Los 2 siguientes (sección 5.1.2) exponen los resultados, para muros de relación 1:1 variando solo la calidad estructural de la madera. En los últimos 2 (sección 5.1.3) se evalúa la capacidad de muros de 2 pisos, variando solo la calidad estructural de la madera.

5.1.1.1 Muro M2x4-G1-9-100 (2:1)

En Figura 5.1 se muestra en la parte inferior (azul) la curva que resulta de los puntos en carga-deformación (promedio) para el ensayo y en la parte superior, su correspondiente carga-residual (promedio). Además, se aprecia claramente que a pesar de que la madera es un material de falla frágil, la curva es más bien característica de una falla dúctil. Esto se debe a que la madera no falló en la gran mayoría de los ensayos, la falla ocurrió por fluencia del acero de los clavos de las conexiones placa-madera o madera-madera. Es por

eso que el diseño analítico considera de manera importante esta variable, ya que la capacidad de los muros está fuertemente relacionada con la cantidad y capacidad individual de las conexiones. Sin embargo, en los muros de doble altura, si existió falla de la madera, específicamente del pie derecho en tracción. Esto debido al momento flector producido por la carga lateral, o en aquellos ensayos en donde la conexión de la placa Simpson al pie derecho produjo una disminución importante de sección transversal, puesto que en la zona también existían nudos en el elemento estructural.

A pesar de que en ingeniería estructural se acostumbra usar otro tipo de gráficos para representar ensayos de cargas cíclicas, la norma NCh802 pide que los datos se presenten como la figura 3.10. El problema con el tipo de gráfico exigido por la NCh802 es que se puede malinterpretar su información. Por ejemplo, en Figura 5.2, para una carga aproximada de 6.000 N/m se tiene una deformación en carga (curva en azul) de alrededor de 17 mm, en cambio, para el mismo nivel de carga, se puede entender que la deformación en la curva residual es de 10 mm. La interpretación anterior es errónea, debido a que lo que el gráfico quiere decir, es que para 6.000 N/m al descargar el muro y llegar a 0 N/m se mide una deformación permanente o residual de promedio de 10mm (ver Figura 5.2).

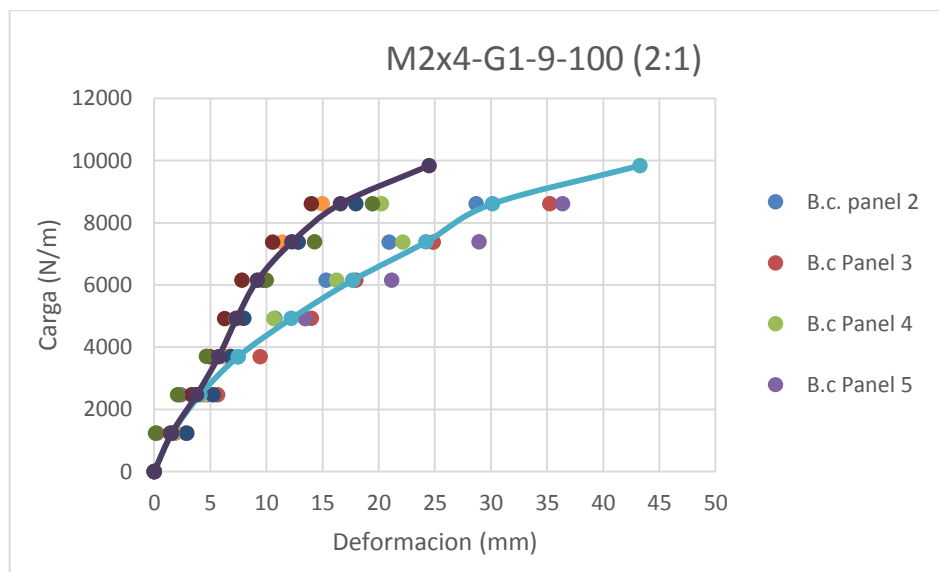


Figura 5.1: Ensayo cíclico M2x4-G1-9-100 (2:1).

Tabla 5.1: Datos graficados para Muro M2x4-G1-9-100(2:1)

CARGA PROMEDIO ESCALÓN (N/m)	DEF.BC.PROM (mm)	DEF.RES.PROM (mm)
0	0	0
1232	1,6	1,6
2461	4,1	3,8
3692	7,5	5,7
4920	12,2	7,3
6149	17,7	9,2
7380	24,2	12,3
8609	30,1	16,6
9837	43,3	24,5

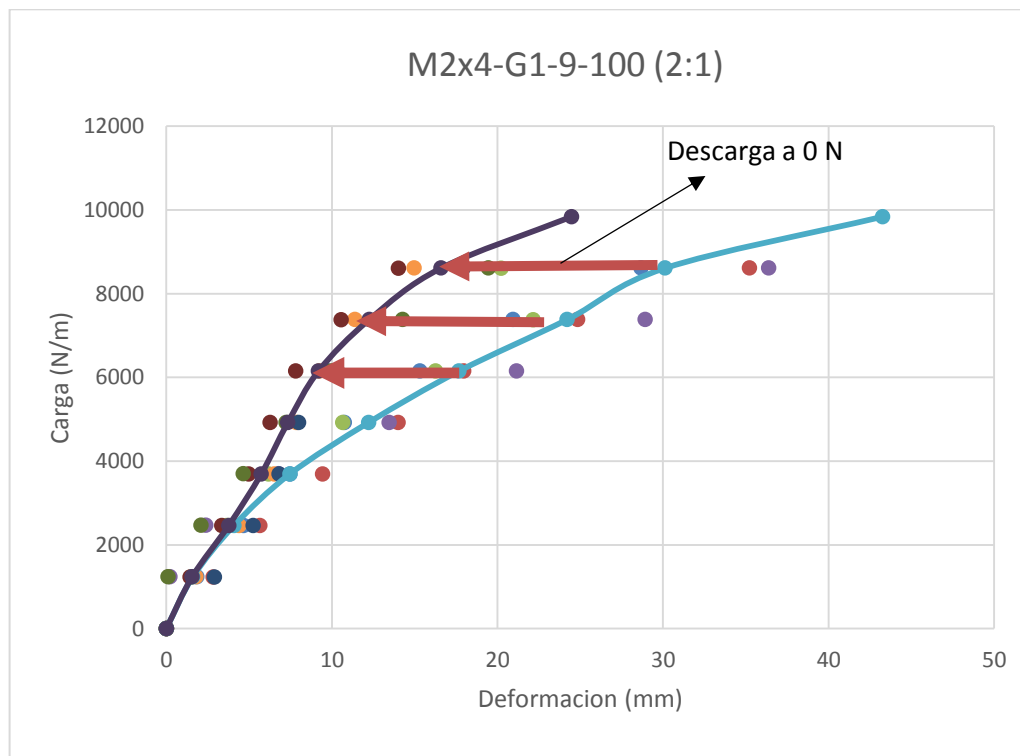


Figura 5.2: Trayectoria de fuerza que da origen a la deformación permanente.

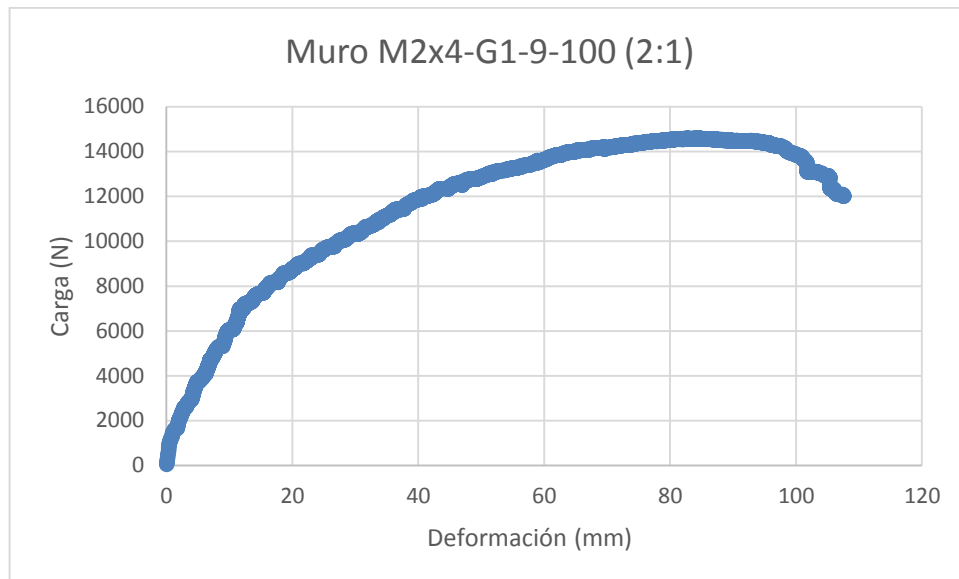


Figura 5.3 : Ensayo monotónico muro M2x4-G1-9-100 (2:1).

El paso a paso de la falla de los muros se detalla a continuación:

- Plastificación de la zona en tracción placa-madera.
- Falla por aplastamiento del OSB.
- Desgarramiento de la unión.

En la etapa final del ensayo, empiezan a aparecer fallas de la unión madera-madera, donde las tensiones logran desclavar esta unión. Esto no es tomado en cuenta para el diseño analítico de muros, puesto que se planea que la unión no llegue a este tipo de falla, es decir, se pretende evitar lo siguiente:

- La falla por tracción o compresión de pie derechos.
- La falla por desclavado de unión madera-madera.

Por lo tanto el diseño está relacionado a la falla temprana del muro y la capacidad está condicionada por la unión placa-madera.



Figura 5.4: Fallas típicas de muros ensayados.



Figura 5.5: Falla por aplastamiento de OSB y fluencia de clavo.



Figura 5.6: Desclavado de placa OSB.

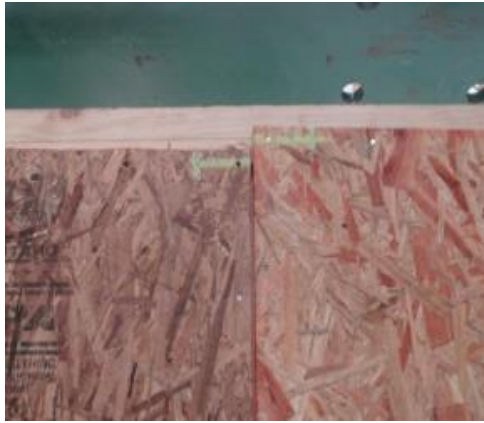


Figura 5.7: Desangulación típica de muros conformados con 2 placas.

5.1.1.2 Muro M2x4-G1-11-100 (2:1)

La finalidad de hacer un ensayo monotónico por tipología es determinar los rangos de incrementos de carga que se pueden utilizar para lograr un número adecuado de ciclos por ensayo. Para esta tipología se obtuvo una resistencia última de aproximadamente 1,5 toneladas y desplazamientos máximos de cercanos a los 80 mm (ver Figura 5.9).

Los resultados para los ensayos cíclicos se presentan en la Figura 5.10, en donde se ve que el muro experimenta deformaciones permanentes para valores pequeños de carga. Esto puede deberse a que existen imperfecciones en la zona de unión que impiden que el muro vuelva a su configuración inicial o deformación nula una vez quitada la carga. Estos

valores de deformación promedio asociados a las cargas promedio, para los 4 ensayos cíclicos realizados se pueden apreciar en la tabla 5.2.

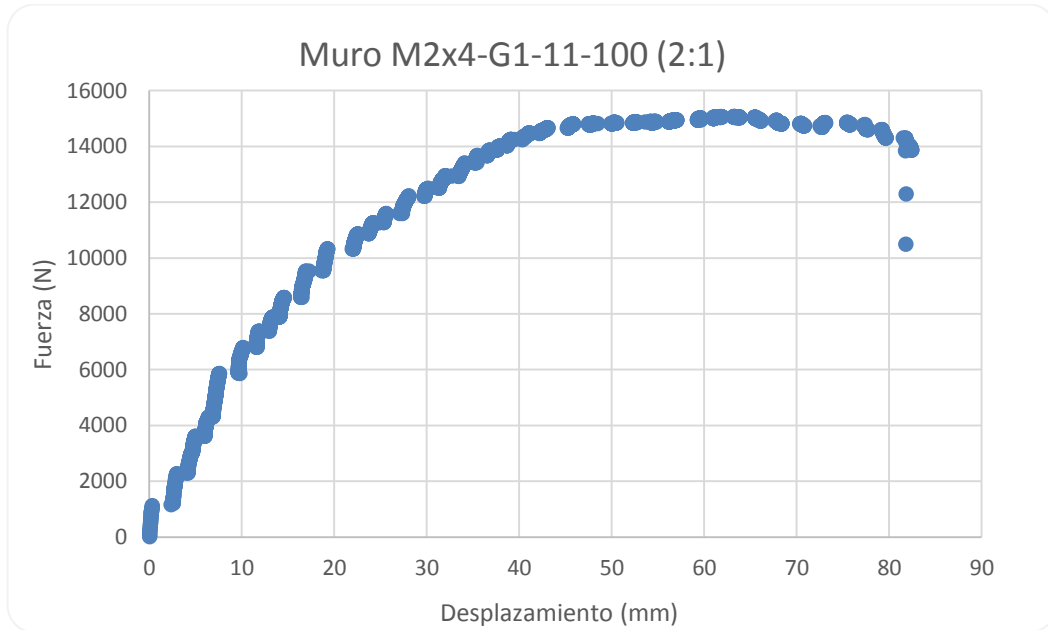


Figura 5.8: Resultado ensayo monotónico muro M2X4-G1-11-100 (2:1).

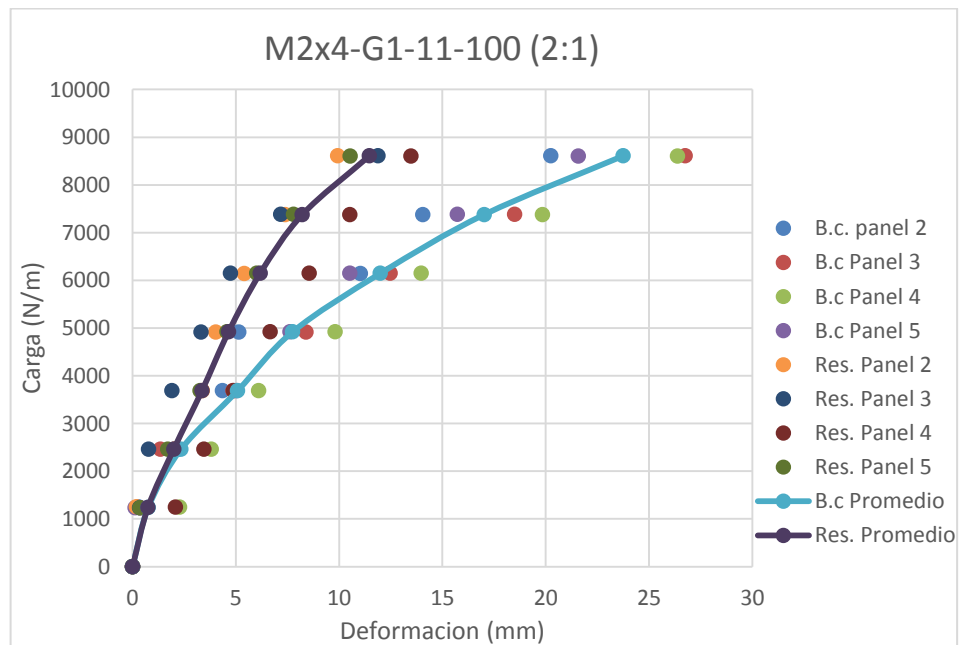


Figura 5.9: Resultado ensayo cíclico muro M2X4-G1-11-100 (2:1).

Tabla 5.2: Detalle datos graficados para muro M2X4-G1-11-100 (2:1).

CARGA PROM. (N/m)	DEF.BC.PROM (mm)	DEF.RES.PROM (mm)
0	0	0
1244	0,8	0,8
2463	2,4	2,0
3691	5,1	3,4
4920	7,7	4,6
6148	12,0	6,2
7380	17,0	8,2
8608	23,7	11,5

5.1.1.3 Muro M2x4-G1-9-150 (2:1)

En Figura 5.11 se muestra que para esta tipología, se obtiene una carga última de aproximadamente 1 Ton, con un desplazamiento asociado de 75 mm. Claramente se observa que hay una disminución de resistencia si se contrasta con la tipología anterior, lo cual será analizado más adelante.

Los ensayos cíclicos para esta tipología también evidencian un comportamiento no lineal del muro para rangos pequeños de carga. Sin embargo, las deformaciones son pequeñas y para efectos de viviendas, son prácticamente imperceptibles.

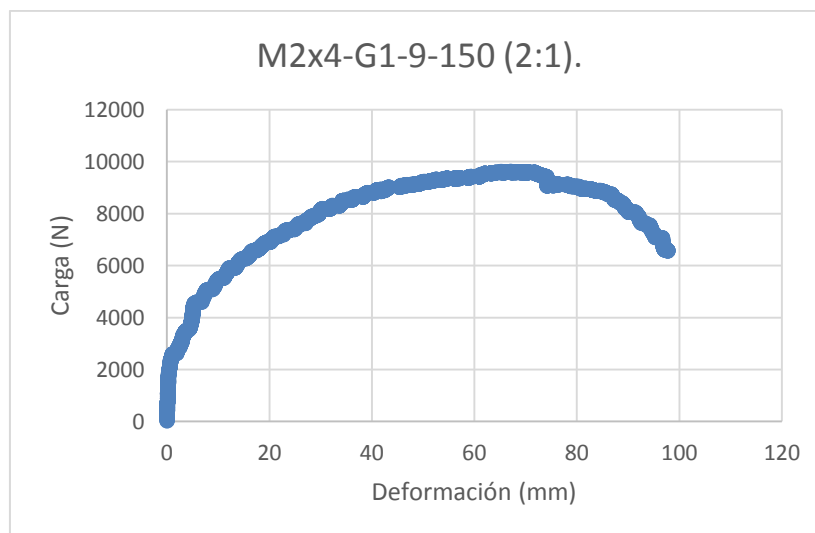


Figura 5.10: Resultado ensayo monotónico muro M2x4-G1-9-100 (2:1).

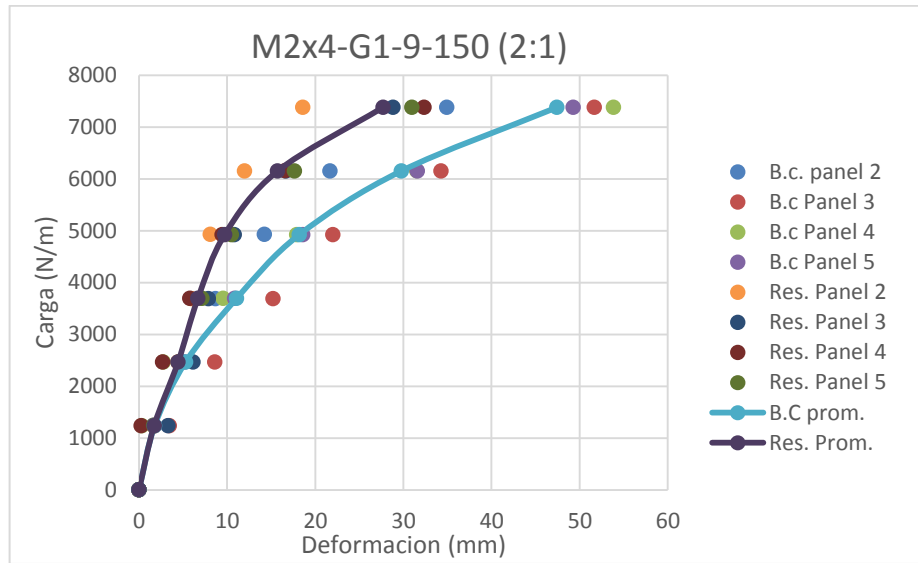


Figura 5.11: Resultado ensayo cíclico muro M2X4-G1-9-100 (2:1).

Tabla 5.3: Detalle datos graficados para muro M2X4-G1-9-150 (2:1).

CARGA PROM. (N/m)	DEF.BC.PROM (mm)	DEF.RES.PROM (mm)
0	0	0
1236	1,8	1,7
2462	5,3	4,4
3690	11,1	6,7
4922	18,2	9,7
6151	29,7	15,7
7379	47,4	27,7

5.1.1.4 Muro M2x4-G1-11-150 (2:1)

De los resultados del ensayo monotónico para esta tipología presentados en Figura 5.13, se tiene que la carga máxima alcanzada fue de aproximadamente 12 kN con una deformación de casi 60 mm, que es donde el muro empieza perder de manera progresiva su capacidad para tomar carga.

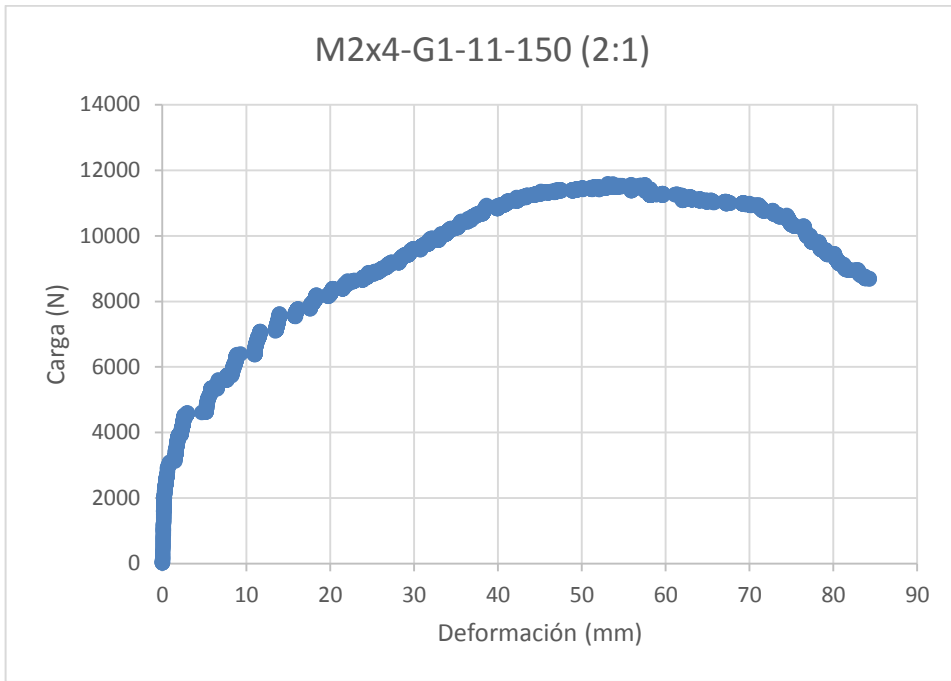


Figura 5.12: Resultado ensayo monotónico muro M2X4-G1-11-150 (2:1).

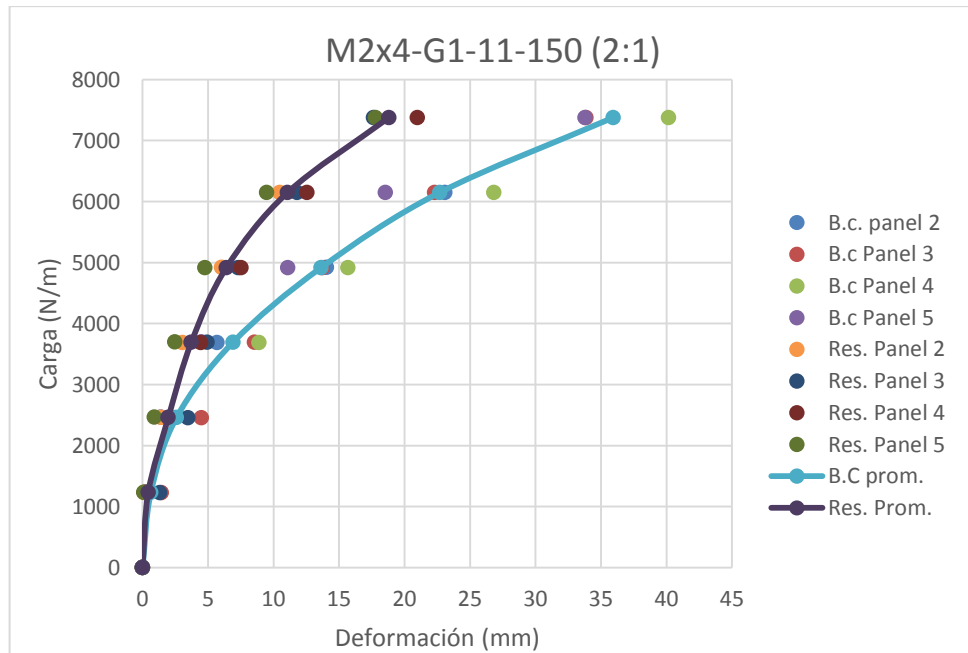


Figura 5.13: Resultado ensayo cíclico muro M2X4-G1-11-150 (2:1).

Tabla 5.4: Detalle datos graficados para muro M2X4-G1-11-150 (2:1).

CARGA PROM (N/m)	DEF.BC.PROM (mm)	DEF.RES.PROM (mm)
0	0	0
1233	0,6	0,4
2462	2,6	2,0
3694	6,9	3,7
4919	13,6	6,4
6150	22,7	11,1
7378	36,0	18,8

5.1.2 Resultados muros 2.44x2.44 m

Estos ensayos fueron realizados para estudiar la capacidad de carga de muros con una relación de aspecto de 1:1 en conjunto con sus deformaciones residuales, a continuación se presentan los resultados para estas tipologías:

5.1.2.1 Muro M2x4-G1-11-150 (1:1)

En Figura 5.15 se muestra que esta tipología alcanza una resistencia máxima superior a las 2 Ton para una deformación máxima aproximada de 90 mm. A simple vista se observa el aumento de resistencia en aproximado el doble en relación a los muros de ancho 1.22 m. Esto valida los principios empleados en los métodos analíticos para el diseño de muros establecidos por el Eurocode 5.

En relación a las deformaciones residuales no se observan grandes diferencias en relación a las tipologías anteriores (ver Figura 5.15).

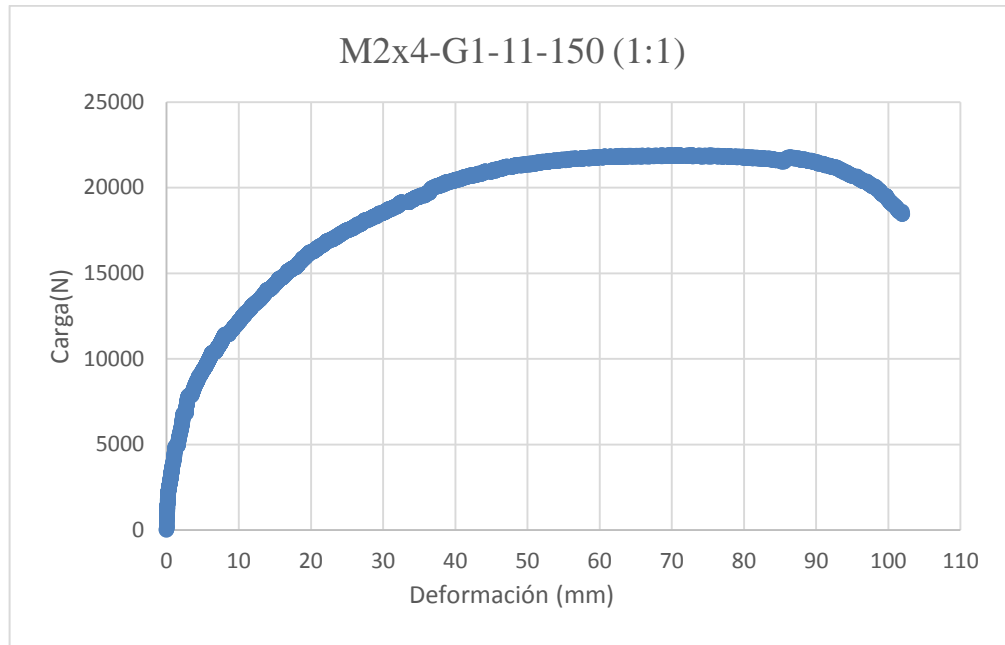


Figura 5.14: Resultado ensayo monotónico muro M2x4-G1-11-150 (1:1)

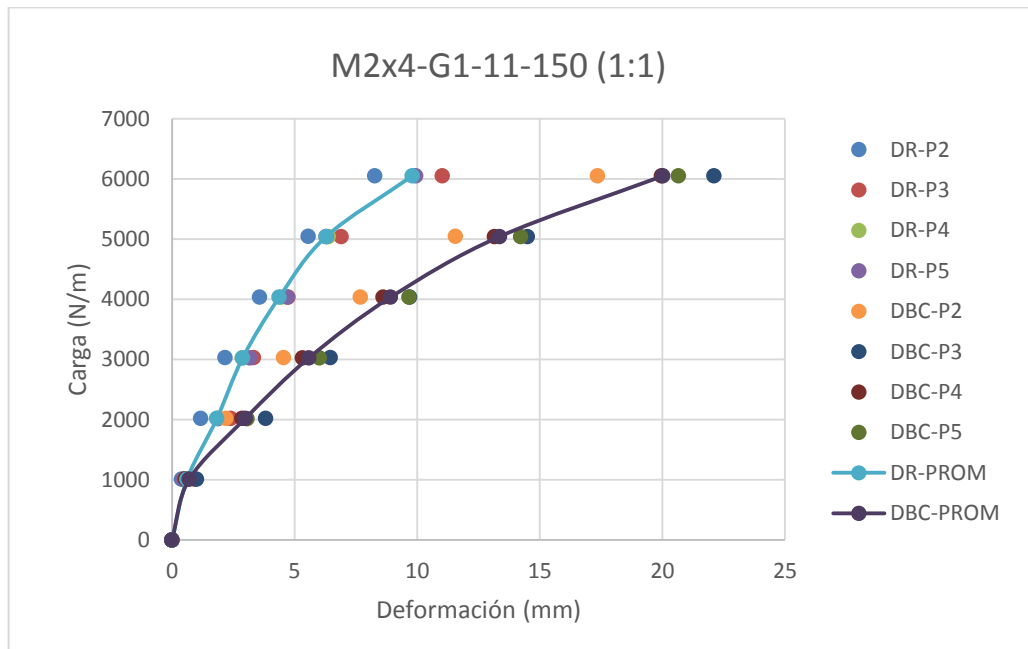


Figura 5.15: Resultado ensayo cíclico muro M2x4-G1-11-150 (1:1).

Tabla 5.5: Detalle datos graficados para muro M2x4-G1-11-150 (1:1).

Carga prom. (N/m)	BC prom. (mm)	Dr prom. (mm)
0	0	0
1011	0,7	0,6
2017	3,0	1,8
3026	5,6	2,9
4033	8,9	4,4
5040	13,4	6,3
6048	20,0	9,8

5.1.2.2 Muro M2x4-G2-11-150 (1:1)

En la figura 5.16 y 5.17 se exponen los resultados para la misma tipología anterior, pero variando la calidad de la madera empleada en pie derechos a G2, en donde se tiene que el muro tiene una capacidad máxima de aproximadamente 2 toneladas similar al ensayo monotónico para madera G1. Se observa claramente un comportamiento no lineal desde cargas bajas tanto para el ensayo monotónico como el cíclico.

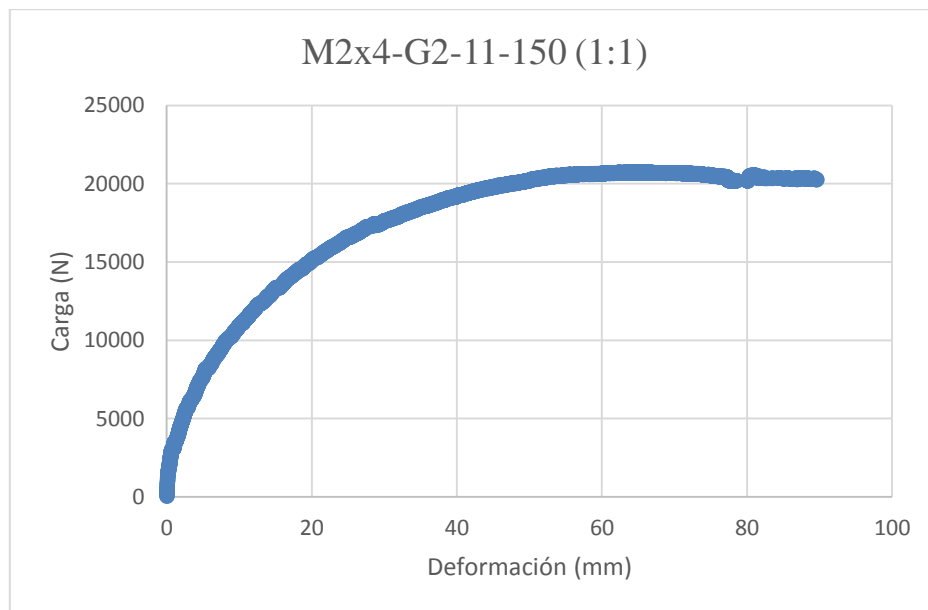


Figura 5.16: Resultado ensayo monotónico muro M2x4-G2-11-150 (1:1).

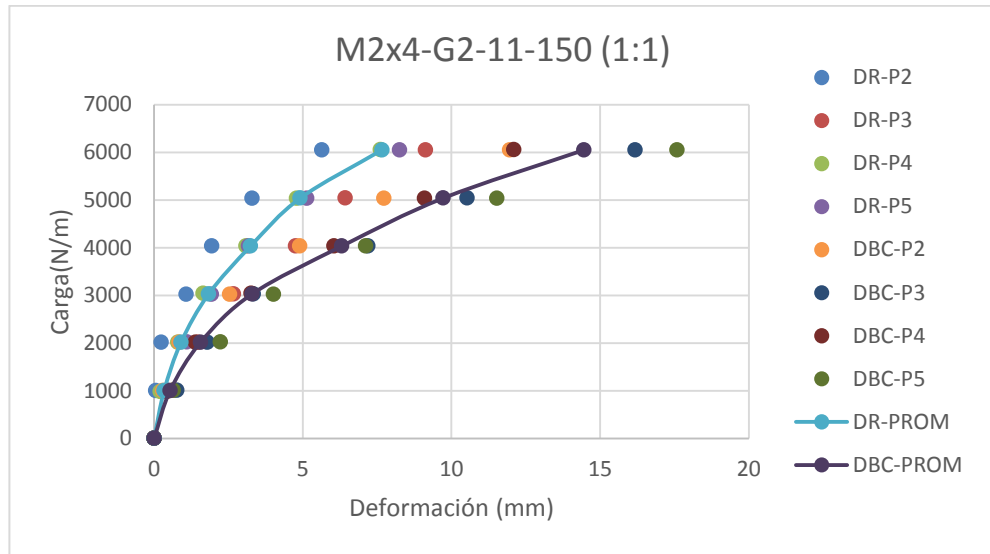


Figura 5.17: Resultado ensayo cíclico muro M2x4-G2-11-150 (1:1).

Tabla 5.6: Detalle datos graficados para muro M2x4-G1-11-150 (1:1).

Carga promedio (N/m)	Dr. Prom.(mm)	DBC. Prom.(mm)
0	0	0
1001	0,3	0,5
2017	0,9	1,6
3029	1,8	3,3
4034	3,2	6,3
5040	4,9	9,7
6051	7,7	14,5

5.1.3 Resultados muros 5.02x2.44 m (Doble altura).

En esta sección se exponen los resultados de muros de doble altura para verificar su resistencia última y deformaciones experimentadas en la parte superior del muro.

5.1.3.1 Muro M2x4-G1-11-150 (2:1)

La figura 5.18 muestra que la resistencia última para este ensayo es de aproximadamente 1.4 toneladas, por lo que a simple vista se aprecia una disminución de la resistencia en relación a los ensayos Monotónicos de doble ancho, más adelante se contrastarán los

resultados de manera más detallada con un mayor número de ensayos en relación a cargas máximas. Se observa que las curvas de deformación bajo carga y residuales se encuentran más separadas, debido a que las deformaciones son elevadas a pesar de bajos estados de carga (ver figura 5.19).

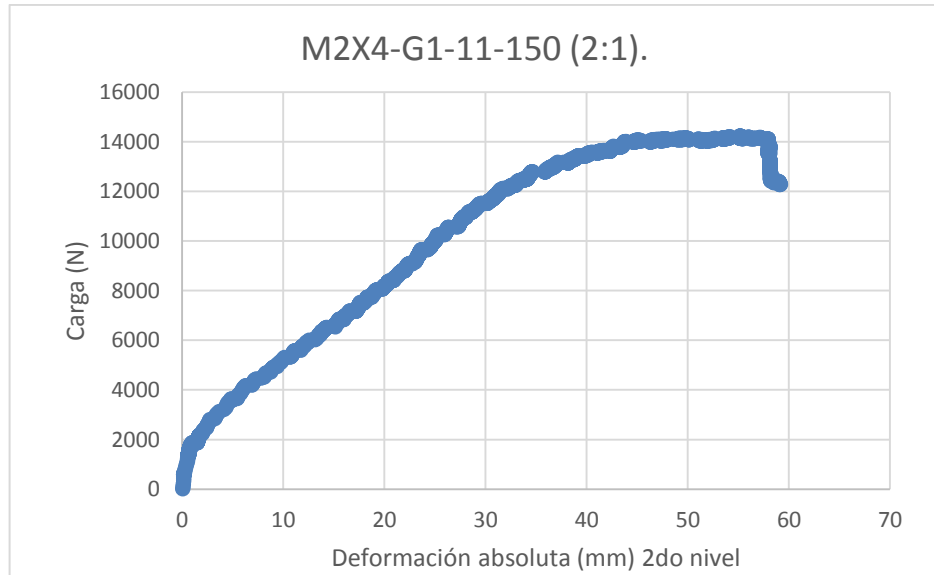


Figura 5.18: Resultado ensayo monotónico muro M2X4-G1-11-150 (2:1) 2 niveles.

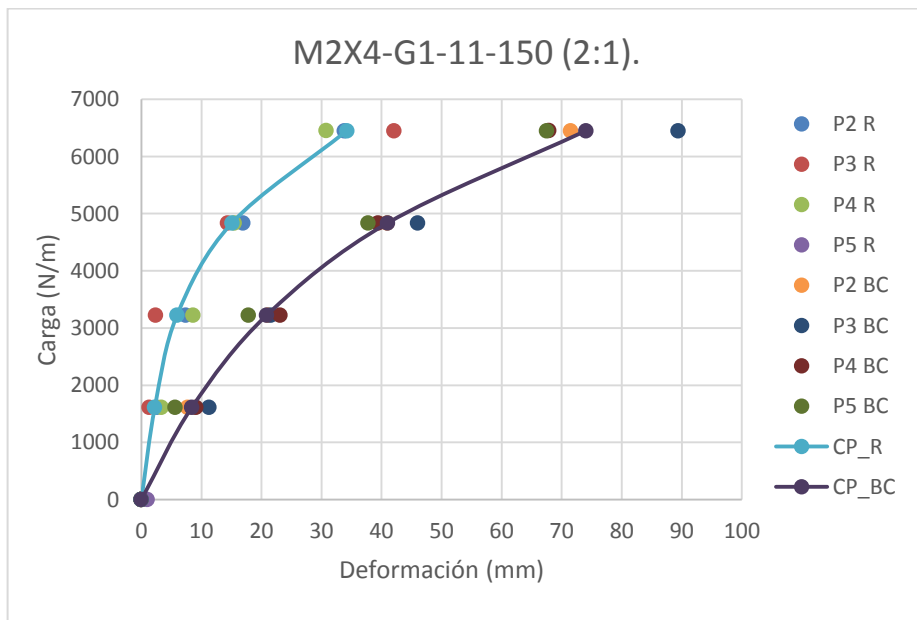


Figura 5.19: Resultado ensayo cíclico muro M2X4-G1-11-150 (2:1) 2 niveles.

Tabla 5.7. Detalle de datos graficados muro M2X4-G1-11-150 (2:1) 2 niveles.

Carga promedio(N/m)	Bc. Prom. (mm)	Res. Prom. (mm)
0	0	0
1614	8,4	2,2
3227	20,9	6,0
4839	41,0	15,1
6452	74,1	34,2

5.1.3.2 Muro M2x4-G2-11-150 (2:1)

La figura 5.20 muestra el resultado para un ensayo monotónico similar al anterior (figura 5.18) incluyendo variación en el grado estructural de pie derecho, en donde se observa una mayor resistencia del muro constituido con madera G2 que el que contempla madera G1, esto puede explicarse debido a la variabilidad de la resistencia de la madera y no a una contribución significativa en la resistencia producto de esta variación.

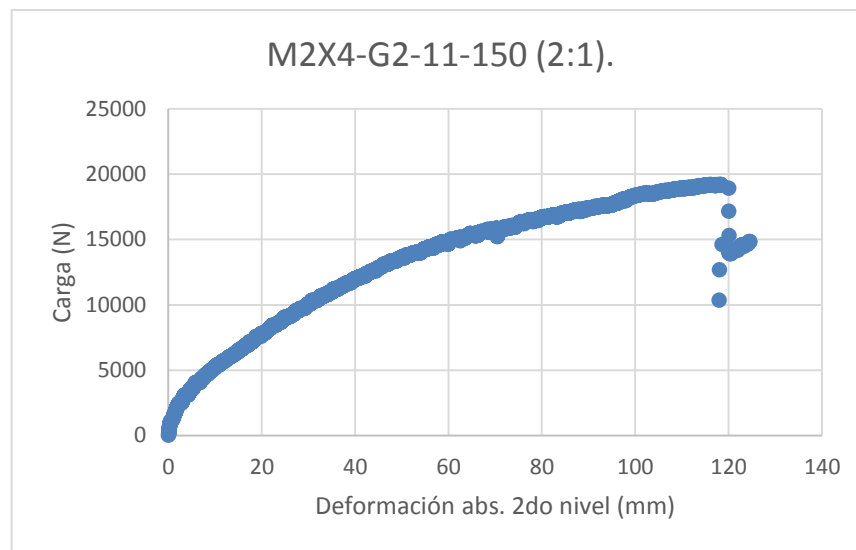


Figura 5.20: Resultado ensayo monotónico muro M2X4-G2-11-150 (2:1) 2 niveles.

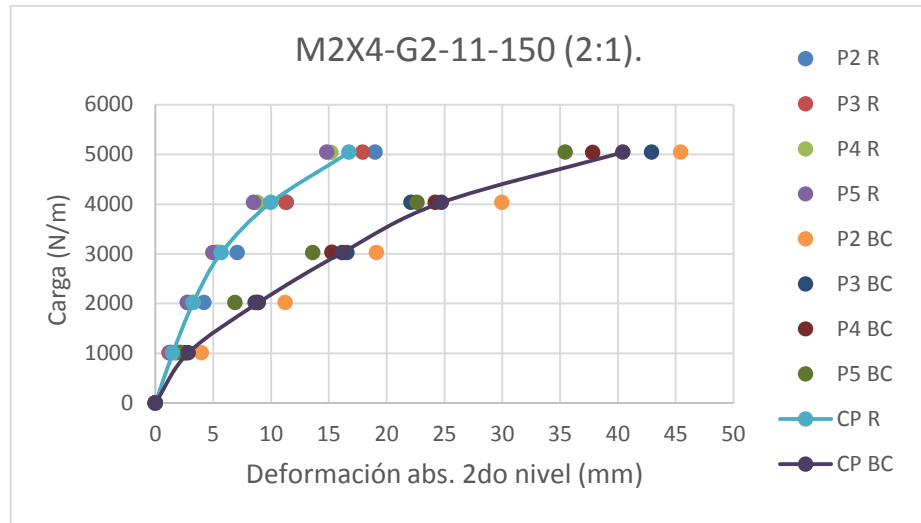


Figura 5.21 Resultado ensayo cíclico muro M2X4-G2-11-150 (2:1) 2 niveles.

Tabla 5.8: Detalle de datos graficados muro M2X4-G2-11-150 (2:1) 2 niveles.

Carga promedio (N/m)	Def. Total Prom.(mm)	Def. Residual Prom.(mm)
0	0	0
1009	2,9	1,5
2017	8,9	3,3
3025	16,2	5,7
4032	24,7	10,0
5042	40,4	16,8

Disponer de la información de los ensayos cíclicos es sumamente valioso, pues permite tener una resistencia de un muro degradado por los protocolos de carga a los que debe trabajar en condiciones reales y además permite verificar deformaciones permanentes una vez alcanzada una cierta carga de diseño, lo cual puede ser utilizado para validar las formulaciones analíticas.

En general la madera no falló por tracción o por compresión en los pie derechos laterales, pero en los pocos caso que lo hizo, fue debido a que el pie derecho solicitado a tracción, producto del momento generado por la carga lateral, falló por la existencia de un nudo en una de sus caras lo cual disminuye el área efectiva de la pieza sumado a las perforaciones de la unión de madera con la placa de acero Simpson, tal como se ve en la

figura 5.21. Otra explicación es simplemente que para los muros de doble altura la tensión de tracción fue superior a la admisible por el pie derecho.



Figura 5.22: Falla de pie derecho a tracción.

5.2 Análisis de influencia de los cambios de materialidad y configuración estructural en la resistencia a carga lateral.

La cantidad de ensayos realizados permite analizar las influencias en los cambios de materialidad como el espesor de las placas de OSB y la calidad estructural de los pies derechos, además del espaciamiento de conectores placa madera, en la resistencia al corte de los muros ensayados.

Además de los datos graficados en las figuras de la sección 5.1, que permiten visualizar el comportamiento en cuanto a deformación se refiere, se obtuvieron y registraron los datos de carga última para el cual se consideró la falla del muro. Esto en conjunto con la adecuada identificación de cada tipología, permite extraer conclusiones, sobre cuál es el parámetro constructivo que más influye en la resistencia.

Los primeros 20 ensayos presentados en la sección anterior, permiten ver la variación de la resistencia producto del cambio de espesor de placa y espaciamiento de

conexiones, mientras que los 20 restantes, permiten ver la variación debido al cambio del grado estructural de pie derechos.

5.2.1 Variaciones en resistencia por espesor de placa y espaciamiento de conectores

5.2.1.1 Influencia cambio de espesor de placa OSB

En Tablas 5.8 y 5.9 se observa que, a pesar del cambio en el espesor de las placas de OSB en los 2 casos en que se mantuvieron constantes los otros parámetros, la resistencia promedio a carga lateral sufrió sólo una pequeña variación. Esto debido a que existe una mayor superficie de contacto entre la placa y el conector, lo que aumenta levemente la resistencia. Más adelante se podrá cuantificar en el diseño de la unión placa madera de manera analítica.

Tabla 5.9: Cambio en la resistencia usando placa de 9mm vs 11mm manteniendo constante el espaciamiento de conectores perimetrales en 100mm.

Nro. Ensayo	M2X4-G1-9-100 (2:1)		M2X4-G1-11-100 (2:1)	
	Carga max (N)	Desp. Max (mm)	Carga max (N)	Desp max (mm)
1	14582	84,2	15067	82,4
2	14429	82,8	16268	75,0
3	12710	68	15152	82,2
4	14720	102,9	12266	37,6
5	13951	73,0	15461	75,5
Promedio	14078	82	14843	71
Desv. Estándar	818,2	13,4	1516,7	18,7
Coef. Variación	5,81%	16,31%	10,22%	26,55%

Tabla 5.10: Cambio en la resistencia usando placa de 9mm vs 11mm manteniendo constante el espaciamiento de conectores perimetrales en 150mm.

Nro. Ensayo	M2X4-G1-9-150 (2:1)		M2X4-G1-11-150 (2:1)	
	Carga máx. (N)	Desp. Max (mm)	Carga máx. (N)	Desp. Máx. (mm)
1	9618	65,3	11579	53,1
2	10922	72,0	10678	81,2
3	9804	95,2	11916	88,5
4	9608	79,6	11055	89,5
5	10366	98,7	10518	89,5
Promedio	10064	82	11149	80
Desv. Estándar	570,7	14,5	592,2	15,6
Coef. Variación	5,67%	17,66%	5,31%	19,44%

5.2.1.2 Influencia cambio de espaciamiento de conectores.

En este caso se observa una variación significativa de 4.000 N en la resistencia última para la comparación sobre 2 placas de OSB distintas (placa de 9 y 11 mm). Esta es la razón por la que en los métodos analíticos, se le otorga una gran importancia a la capacidad lateral de la unión entre el conector y la placa.

Tabla 5.11: Cambio en la resistencia debido a la variación de conectores @100mm vs @150mm usando placa OSB de 9mm.

Nro. Ensayo	M2X4-G1-9-100 (2:1)		M2X4-G1-9-150 (2:1)	
	Carga máx. (N)	Desp. Max (mm)	Carga máx. (N)	Desp. Max (mm)
1	14582	84,2	9618	65,3
2	14429	82,8	10922	72,0
3	12710	68,0	9804	95,2
4	14720	102,9	9608	79,6
5	13951	73,0	10366	98,7
Promedio	14078	82,2	10064	82,1
Desv. Estándar	818,2	13,4	570,7	14,5
Coef. Variación	5,81%	16,31%	5,67%	17,66%

Tabla 5.12: Cambio en la resistencia debido a la variación de conectores @100mm vs @150mm usando placa OSB de 11mm.

Nro. Ensayo	M2X4-G1-11-100 (2:1)		M2X4-G1-11-150 (2:1)	
	Carga máx. (N)	Desp máx. (mm)	Carga máx. (N)	Desp. Máx.(mm)
1	15067	82,4	11579	53,1
2	16268	75,0	10678	81,2
3	15152	82,2	11916	88,5
4	12266	37,6	11055	89,5
5	15461	75,5	10518	89,5
Promedio	14843	71,0	11149	80,0
Desv. Estándar	1516,7	18,7	592,2	15,6
Coef. Variación	10,22%	26,55%	5,31%	19,44%

5.2.2 Variaciones en la resistencia por grado estructural de madera de pie derecho

Los ensayos correspondientes a muros de doble ancho (2.4x2.4m) y doble altura (5.02x2.4m) permiten evaluar la variación de resistencia producto del cambio de los grados estructurales de la madera utilizada para la construcción de los muros. Se observa que las variaciones en resistencia y deformaciones no resultan tan significativas. Sin embargo, se puede rescatar que la variación de resistencia en los muros con pie derecho G1 es menor en comparación a los muros materializados con G2 (Ver tabla 5.12) lo cual se debe a la variabilidad del comportamiento de la madera como material constructivo.

En Tabla 5.13 se observan los resultados para los muros de doble altura, los cuales presentan resultados similares a los de doble ancho. Es decir, el grado estructural de la madera no proporciona un aumento significativo de resistencia ni deformaciones.

Tabla 5.13: Variación en la resistencia a carga lateral, debido a cambio del grado estructural usado en pie derecho.

Nro. Ensayo	Carga máxima lateral (N)	
	M2X4-G1-11-150 (1:1)	M2X4-G2-11-150 (1:1)
1	21899	20743
2	21522	24647
3	20720	23047
4	21728	22288
5	21535	21316
Promedio	21480,8	22408,2
Desv. Estándar	404,8	1371,2
Coef. Variación	1,88%	6,12%

Tabla 5.14: Variación en la resistencia en deformaciones, debido al cambio del grado estructural usado en pie derecho en muros de doble ancho.

Nro. Ensayo	Desplazamiento máximo lateral (mm)	
	M2X4-G1-11-150 (1:1)	M2X4-G2-11-150 (1:1)
1	70,9	65,2
2	64,6	71,0
3	67,9	66,1
4	75,9	64,4
5	66,1	65,3
Promedio	69,1	66,4
Desv. Estándar	4,0	2,4
Coef. Variación	5,80%	3,55%

Tabla 5.15: Variación en capacidad, debido al cambio del grado estructural usado en pie derecho en muros de doble altura.

Nro. Ensayo	Carga máxima lateral (N) M. Doble altura.	
	M2X4-G1-11-150 (2:1)	M2X4-G2-11-150 (2:1)
1	14226	19191
2	17435	20325
3	18530	14377
4	19553	14619
5	19610	21474
Promedio	17870,8	17997,2
Desv. Estándar	1988,1	2947,9
Coef. Variación	11,13%	16,38%

5.2.3 Variaciones en la resistencia debido al aumento de la altura de muros

Es importante evaluar el efecto del aumento en la altura del muro en la resistencia de los muros, manteniendo la misma placa de 11 mm y espaciamiento de medios de unión. En Tablas 5.14 y 5.15 se observan los resultados obtenidos para muros construidos con pie derecho de grados estructurales G1 y G2. En ellas se ve que hay una disminución importante de un 17 y un 20% de resistencia respectivamente de los muros de doble altura en relación a los de doble ancho, aunque la calidad estructural de la madera sigue sin tener un efecto en la resistencia del muro como un todo. Esta disminución de resistencia se debe principalmente al aumento de tensiones axiales en pie derechos y al hecho de que el muro de doble altura es más esbelto y, por lo tanto, existen mayores deformaciones.

Tabla 5.16: Influencia en la resistencia debido al crecimiento en altura de muros, con madera G1.

Nro. Ensayo	Doble altura vs doble ancho madera G1	
	Carga máxima lateral (N)	
	M2X4-G1-11-150 (2:1)	M2X4-G1-11-150 (1:1)
1	14226	21899
2	17435	21522
3	18530	20720
4	19553	21728
5	19610	21535
Promedio	17870,8	21480,8
Desv. Estándar	1988,1	404,8
Coef. Variación	11,13%	1,88%

Tabla 5.17: Influencia en la resistencia debido al crecimiento en altura de muros, con madera G2.

Nro. Ensayo	Doble altura vs doble ancho madera G2	
	Carga máxima lateral (N)	
	M2X4-G2-11-150 (2:1)	M2X4-G2-11-150 (1:1)
1	19191	20743
2	20325	24647
3	14377	23047
4	14619	22288
5	21474	21316
Promedio	17997,2	22408,2
Desv. Estándar	2947,9	1371,2
Coef. Variación	16,38%	6,12%

5.3 Diseño analítico de muros y contraste con resultados experimentales

En esta sección se utilizó la teoría del capítulo 3 para realizar el diseño de los muros ensayados en laboratorio. Se comprobó que las metodologías analíticas proporcionan resultados razonables en comparación a los resultados experimentales. Esto para verificar la confiabilidad de las metodologías de diseño analítico para su aplicación en diseños reales de estructuras de madera.

5.3.1 Proporcionalidad de resistencia y ancho de muros

Una de las premisas fundamentales del diseño analítico de muros es que la resistencia de un muro de madera, corresponde a la suma de la resistencia de los paneles individuales. Entiéndase paneles como cada placa de OSB dentro del perímetro del muro, ya que el muro se conforma con un ensamble de varias placas estructurales. Es posible realizar esta comprobación debido a que se cuenta con muros con parámetros iguales, en donde la única diferencia es el tamaño de estos.

Los resultados de este análisis se presentan en la Tabla 5.16 en donde se observa que se cumple el supuesto de los métodos analíticos (método A y B). La proporcionalidad se cumple al menos como aproximación aceptable, ya que la resistencia de los muros de ancho 2.44 metros es en promedio 1.93 veces la correspondiente a muros de 1.22 metros.

Tabla 5.18: Relación resistencia muro 2.44x2.44m vs muro 2.44x1.22m.

Nro. Ensayo	Comparación de resistencia última (N)	
	MURO 2,44x2,44m	Muro 2,44x1,22m
	M2X4-G1-11-150 (1:1)	M2X4-G1-11-150 (2:1)
1	21899	11579
2	21522	10678
3	20720	11916
4	21728	11055
5	21535	10518
Promedio	21480,8	11149
Desv. Estándar	404,8	592,2
Coef. Variación	1,88%	5,31%

5.3.2 Capacidad de uniones ante carga lateral mediante formulaciones empíricas

Como se mencionó en capítulos anteriores, los conectores placa-madera fueron del tipo usual empleado en construcción. Estos consisten en clavos helicoidales de 2 pulgadas con un largo aproximado de 50 mm y un diámetro de 2,8 milímetros. Utilizando la ecuación empírica presentada en el capítulo 7 del Wood Handbook [7], y los siguientes datos se tiene:

$D=2,9$ mm, Diámetro aproximado de un clavo helicoidal de 2 pulgadas.

$K=62.55$ considerando 0,55 como G (gravedad específica de la madera de pino radiata) y además asumiendo que esta madera es del tipo blanda.

Usando la ecuación (28) se tiene que la resistencia a carga lateral es de 31.2 kg.

Este valor es considerando un valor de deformación de 0,38 mm, que es obtenido de ensayos experimentales, de graficas carga deformación (ver Wood handbook [7]). El Wood Handbook permite multiplicar este valor hasta por 3.5, asumiendo que con ello se llegará al valor de carga para una deformación permanente equivalente al 5% del diámetro de clavo, que también se estima a partir de ensayos experimentales. Sin embargo los resultados experimentales de Rademacher y Lomagno muestran que este valor no debería ser aumentado con un factor superior a 2.

Se recomienda la Ecuación (28) sólo para obtener un valor conservador de resistencia como referencia para la unión a diseñar.

5.3.3 Capacidad de la unión usando NCh 1198 Of. 2006 y contraste con resultados experimentales

A continuación se presentan los resultados para el diseño de la unión usando la NCh1198 de cálculo en madera presentada en el capítulo 3, sección 3.5.

Se considera esta disposición de la unión debido a que el clavado de la placa se realiza en el canto (45 mm). De esta forma la unión corresponde al tipo de cizalle simple como se comentó anteriormente.

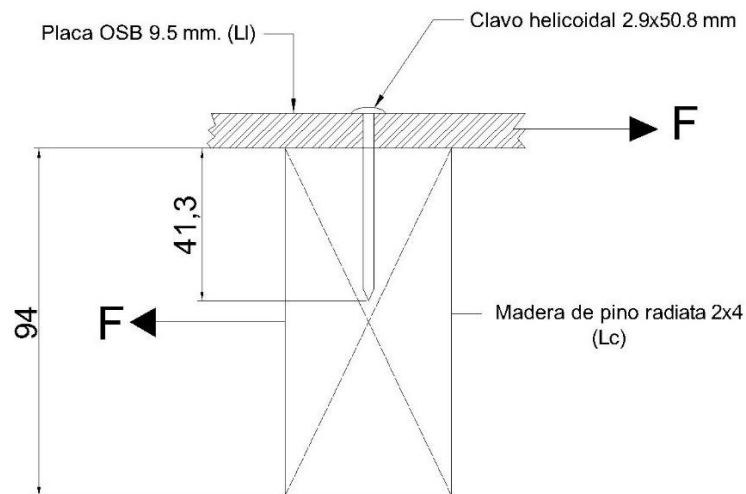


Figura 5.23: Modelo de unión a diseñar dimensiones en milímetros.

Las diferencias entre diseñar la unión con placa de 9,5 o 11 mm son muy pequeñas, pero de igual forma se considerará la más baja como capacidad lateral de la unión.

Los datos de entrada para el diseño se presentan en la tabla 5.19.

- Unión madera y placa OSB 9.5mm

Tabla 5.19: Datos de entrada Unión madera-placa 9.5 mm.

Datos de entrada		Unidades
Densidad OSB	500	kg/m ³
Densidad Pino	450	kg/m ³
Diámetro clavo	2,9	mm
Rap OSB	30	Mpa
l_c	41,3	mm
L_l (Espesor t de placa)	9,5	mm
L_{cl} (Long. Clavo)	50,8	mm

Notar que l_c corresponde a la longitud de clavo que penetra el madero central, por lo tanto:

$$l_c = L_{cl} - t(\text{placa OSB}) \quad (51)$$

Los parámetros principales obtenidos con los datos anteriores se presentan en Tabla 5.20:

Tabla 5.20: Parámetros principales diseño unión madera-placa 9,5 mm.

Cálculo parámetros principales		Unidades
Rap Pino	26,5	Mpa
F_{ff} Acero	727,8	Mpa
K_d	2,2	Adim
FA	2,2	Adim
R_e	0,88	Adim
R_t	4,35	Adim

Con estos valores de la tabla 5.20 ya se pueden obtener los valores de K para el cálculo posterior de los modos de fluencia.

Tabla 5.21: Valores de coeficientes K , para el cálculo de modos de fluencia.

Coeficientes "k"	
k_1	3,08
k_2	0,95
k_3	2,03

Por lo tanto los valores de carga lateral admisible para cada modo son los siguientes:

Tabla 5.22: $P_{el,ad}$ para cada modo de fluencia de la unión placa 9mm-madera.

$P_{el,ad}$ por modo de falla	Unidades	
Modo Ic	1569,6	N
Modo II	375,7	N
Modo II	537,7	N
Modo IIIc	541,2	N
Modo IIII	264,9	N
Modo IV	1782,7	N

En donde la capacidad está condicionada por el modo III_l que es lo que efectivamente falla primero en los ensayos de laboratorio, ya que es una falla combinada entre el aplastamiento de la placa de OSB y de la fluencia del clavo.

Por lo tanto:

$$P_{el,ad} = 264,9 N.$$

Tabla 5.23: Factores de modificación de resistencia considerados.

Factores de modificación de Resistencia	
K_D	1,6
K_{UH}	1,0
K_{UT}	1,0
K_U	1,0

Pero debido a que las cargas de diseño son de corta duración, ya que se trata de viento o sismo, este valor puede ser incrementado por 1,6 por lo que la carga de diseño puede ser estimada de acuerdo a lo siguiente.

$$P_{el,dis} = 423.8 N$$

- Unión madera y placa de 11 mm.

De manera análoga al diseño anterior se tienen los siguientes resultados.

Tabla 5.24: Datos de entrada Unión madera-placa 11mm.

Datos de entrada		Unidades
Densidad OSB	500	kg/m ³
Densidad Pino	450	kg/m ³
Diámetro clavo	2,9	mm
Rap OSB	30	Mpa
l_c	39,8	mm
L_l (Espesor t de placa)	11	mm
L_{cl} (Long. Clavo)	50,8	mm

Tabla 5.25: Cálculo de parámetros principales de la unión placa 11mm-madera.

Cálculo parámetros principales		Unidades
Rap Pino	26,5	Mpa
F_{ff} Acero	727,8	Mpa
K_d	2,2	Adim
FA	2,2	Adim
R_e	0,88	Adim
R_t	3,62	Adim

Tabla 5.26: Coeficientes K para cálculo de modos de fluencia.

Cálculo de coeficientes "k"	
k_1	1,09
k_2	1,01
k_3	1,82

Tabla 5.27: $P_{el,ad}$ por modo de falla para la unión placa 11mm-madera.

Pel,ad por modo de falla		Unidades
Modo Ic	1388,2	N
Modo II	435,0	N
Modo II	472,4	N
Modo IIIc	485,7	N
Modo IIII	274,4	N
Modo IV	1782,7	N

Luego:

$$P_{el,ad} = 274.4$$

$$P_{el,dis} = 439.0 \text{ N}$$

Estos valores pueden ser contrastados con los resultados experimentales de Rademacher y los de Lomagno y Gotelli [20] mediante la siguiente tabla resumen para la capacidad de diseño.

Tabla 5.28: Tabla comparativa de estimación de resistencia carga lateral $P_{el,dis}$ analítica vs experimental.

Estimación	Espesor placa (mm)	tipo	$P_{el,dis}$ (N)	$P_{el,dis}$ (Kg)
Nch1198	9	Analítica	423,8	43,2
Rademacher	9	Experimental	507,7	51,8
Lomagno y Gotelli (con CEA)	11	Experimental	417,9	42,6
Lomagno y Gotelli (sin CEA)	11	Experimental	595,5	60,7
Nch1198	11	Analítica	439,0	44,8

Tabla 5.29: Tabla comparativa de la estimación empírica vs analítica de $P_{el,ad}$.

Estimación	tipo	Pel,ad (N)
Nch1198 (t=9mm)	Analítica	264,9
Nch1198 (t=11mm)	Analítica	274,4
Wood Handbook	Empírica	306,4

Se observa que la estimación analítica mediante la NCh1198 Of.2006 de la capacidad a carga lateral de la unión es bastante aceptable considerando los resultados experimentales realizados por otros investigadores. Dichos resultados son más conservadores que los resultados de Rademacher [18] y Lomagno y Gotelli [20] sin CEA (Ciclo de envejecimiento acelerado), mientras que es prácticamente la misma resistencia entregada por estos últimos, pero considerando CEA.

Por otro lado la formulación empírica es una aproximación bastante aceptable para la capacidad $P_{el,ad}$ y es útil para hacer una primera aproximación o estimación rápida de la capacidad admisible de la unión.

Este análisis permite pasar al siguiente paso del diseño a carga lateral de los muros con una mayor confianza, dado que como se mencionó anteriormente, la resistencia de la unión es clave para una correcta estimación de esta capacidad.

5.3.3 Capacidad a carga lateral usando método A (Código Europeo 5)

El método A es una expresión simple utilizada para estimar la capacidad lateral de los muros en donde básicamente se suma la contribución individual de cada uno de los medios de unión placa-madera, de manera directa. El diseño se realizará estimando la capacidad lateral de muros de 2.44x1.22m y los resultados analíticos pueden ser usados para ser comparados, con los muros de doble ancho, puesto que se puede expresar el valor de resistencia en carga por unidad de ancho del muro (N/m). De acuerdo a lo expuesto en el capítulo 3 del presente trabajo se tiene que el método A expresa la carga lateral de diseño mediante la ecuación (3).

$$F_{i,V,Rd} = \frac{F_{f,Rd} \cdot b_i \cdot C_i}{s}$$

Donde para el muro en cuestión y del análisis anterior de la unión placa 9mm-madera.

$$F_{f,Rd} = 423.8 \text{ N}$$

Los espaciamientos “s” usados experimentalmente se fijaron en 150 y 100 mm, notar que la ecuación (ni las siguientes) toma en cuenta el espesor de la placa como parámetro principal del diseño, así como tampoco la calidad estructural de la madera.

El factor de modificación de resistencia por relación de aspecto $C=1$, lo cual se obtiene de evaluar la función por tramos (4).

$$\frac{h}{2} = \frac{2.44}{2} \leq b = 1.22 \rightarrow C = 1$$

Considerando un espaciamiento $d=1$, la capacidad lateral individual de conector $F_{f,Rd} = 423.8 \text{ N}$, ancho de muro de 1.22m y factor de modificación de aspecto C igual a 1 se tiene que:

$$F_{1,V,Rd} = 4.238 \text{ N/m}$$

Análogamente el muro con espaciamiento de conectores perimetrales a 150mm se tiene:

$$F_{2,V,Rd} = 2872.4 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

5.3.4 Capacidad a carga lateral usando método B (Código Europeo 5)

La expresión para de capacidad de resistencia a carga lateral mediante el método B se estima mediante la ecuación (6):

$$F_{i,V,Rd} = \frac{F_{f,Rd} \cdot b_i}{S_0} \cdot K_d \cdot K_{i,q} \cdot K_s \cdot K_n$$

El cálculo de la separación básica (S_0) es en función del diámetro en milímetros y la densidad de la madera empleada en los pie derechos que al tratarse de pino radiata, corresponde a 450 kg/m^3 .

Evaluando la ecuación (7) para el caso particular de $d=2.9\text{mm}$ y $\rho_k = 370 \text{ kg/m}^3$ se tiene que:

$$S_0 = 76\text{mm}$$

Dado que $b/h < 1$ se tiene que el factor de modificación por relación de aspecto definido por la ecuación (8) se determina como sigue:

$$K_d = \frac{b}{h} = \frac{1.22}{2.44} = 0.5$$

El factor de espaciamiento de conectores K_s queda definido dependiendo de la separación perimetral de los conectores y se estima usando la ecuación (10).

$$K_s = \frac{1}{0.86 \frac{s}{S_0} + 0.57}$$

Para los casos particulares de $s=0.1\text{m}$ y $s=0.15\text{m}$ se tiene:

$$K_s(s = 0.1\text{m}) = 0.59$$

$$K_s(s = 0.15\text{m}) = 0.44$$

El cálculo de K_n mediante la ecuación (11) no aplica para este caso, ya que el muro diseñado solo presenta placa de arriostre por un solo lado.

$$K_n = 1$$

El cálculo de $K_{i,q}$ es un coeficiente que considera el efecto positivo que tiene una carga vertical sobre el muro, ya que esta impide el levantamiento superior del muro, lo que puede fortalecer la unión, pero debido a que se está intentando comparar con la capacidad experimental, este factor será igual a 1, dado que al momento del ensayo, no se aplicó una fuerza vertical sobre el muro.

$$K_{i,q} = 1$$

Reemplazando los valores calculados anteriormente se tiene:

Para $S=0.1m$

Así utilizando la ecuación (6) de resistencia a carga lateral mediante el método B y para los espaciamientos de conectores a 100 y 150 mm se tiene que:

$$F_{1,V,Rd}(S = 100mm) = 1638.4 N/m$$

$$F_{2,V,Rd}(S = 150mm) = 1229.6 N/m$$

Los valores calculados anteriormente son muy bajos en comparación a los obtenidos por el método A. Más adelante se hará una comparación de estas capacidades obtenidas, para todas las tipologías versus su carga máxima. Esto último para analizar qué tan lejos de la falla se encuentra el muro para la capacidad entregada por estos métodos y qué niveles de deformaciones están aceptando en el diseño para dicha capacidad.

5.3.5 Capacidad a carga lateral mediante tabla DWS

La capacidad de diseño a carga lateral de muros de madera puede ser estimada mediante la Tabla 3.2 (o anexo 2 para más detalles. A esta tabla se entra con un espesor mínimo y tipo de placa, tipo de conectores y espaciamiento entre ellos, y se obtiene la resistencia del muro por unidad de longitud. Los valores se encuentran en libras/pie y sólo deben ser llevados al sistema internacional de unidades para poder comparar esta capacidad con la de los métodos antes presentados.

Si se considera lo siguiente:

- Placa estructural de OSB con espesor superior al mínimo exigido (8mm).
- Clavos de 2 pulgadas (equivalente a 6d).
- Espaciamientos de conectores de 0,1m y 0.15m.

Se tiene mediante la tabla 3.3 (En unidades del SI) que la capacidad de los muros son las siguientes:

Para el muro con conectores @0.1m

$$F_{1,V,Rd}(s = 0.1m) = 4377 \frac{N}{m}$$

Para el muro con conectores @0.15m

$$F_{1,V,Rd}(s = 0.15m) = 2918 \frac{N}{m}$$

5.3.6 Capacidad de muros utilizando criterio de deformaciones

Otra forma de obtener la capacidad de muros es mediante criterios de deformaciones máximas permitidas, establecidas por alguna normativa. En este trabajo se obtuvieron las resistencias usando la ASCE 07 estadounidense y la normativa chilena vigente.

La norma chilena NCh433 of 96 permite deformaciones máximas en la parte superior del muro (entre pisos) de no más de 0.002 veces la altura de este ($h/500$). La ASCE estadounidense es menos conservadora y permite deformaciones máximas de $0.02h$ (para estructuras en general de categoría 2) pero debe cumplirse la Ecuación (51) para efectos de la acción sísmica:

$$\Delta_{muro} \cdot C_d \leq 0.02h \quad (51)$$

Donde C_d es un coeficiente sísmico que para el caso de estructuras livianas de madera es 4 (consultar el anexo 3, con tablas extraídas de la ASCE 07).

Por lo tanto, considerando $C_d=4$, Ecuación (51) se transforma en:

$$\Delta_{muro} \leq 0.005h = \frac{h}{200} \quad (51.a)$$

A continuación se muestran las cargas promedio asociadas a estas deformaciones, para cada una de las tipologías de muros.

Tabla 5.30: Detalle de cada tipología.

Tipología	Detalle
Tip1	M2x4-G1-9-100 (2:1)
Tip2	M2x4-G1-11-100 (2:1)
Tip3	M2x4-G1-9-150 (2:1)
Tip4	M2x4-G1-11-150 (2:1)
Tip5	M2x4-G1-11-150 (1:1) (doble ancho)
Tip6	M2x4-G2-11-150 (1:1) (doble ancho)
Tip7	M2x4-G1-11-150 (1:2) (doble altura)
Tip8	M2x4-G2-11-150 (1:2) (doble altura)

Tabla 5.31: Deformaciones máximas permitidas según normativas para los muros estudiados.

Muro	Dmáx Chile (mm)	Dmáx EE.UU (mm)
Muros H=2,44	4,9	12,2
Muros H=5,02	10,0	25,1

Tabla 5.32: Capacidades de muros asociadas a deformaciones máximas.

Normativa	Capacidad promedio de tipologías según normativa (N/m)							
	Tip1	Tip2	Tip3	Tip4	Tip5	Tip6	Tip7	Tip8
Chilena	2860	3669	2360	3267	2994	3592	1925	1930
Estadounidense	4931	6133	4065	4942	4857	5261	3776	3634

Es evidente que la diferencia es importante en cuanto a la capacidad máxima admisible dependiendo el criterio que se utilice, en la siguiente sección se presentará una comparación directa de todas las estimaciones.

5.4 Capacidad experimental vs analíticas, tabla DWS y criterios de deformación

En esta sección se compara la capacidad obtenida experimentalmente con la estimada por métodos analíticos, tablas y normativas. Las consideraciones fundamentales para esto son que la resistencia está expresada por metro lineal de muro. Además, la capacidad a carga lateral está determinada principalmente por el tipo de conexión placa madera y en menor medida por el espesor de la placa de arriostre.

La tabla 5.32, muestra la capacidad máxima promedio de los muros, para las distintas tipologías ensayadas.

Tabla 5.33: Carga ultima de los muros ensayados expresada en N/m.

Tipología	Carga Máxima promedio (N/m)
M2X4-G1-9-100 (2:1)	11.539,6
M2X4-G1-11-100 (2:1)	12.166,1
M2X4-G1-9-150 (2:1)	8.248,8
M2X4-G1-11-150 (2:1)	9.138,8
M2X4-G1-11-150 (1:1)	8.803,6
M2X4-G2-11-150 (1:1)	9.183,7

Un resumen de los resultados mediante formulaciones analíticas se presentan a continuación:

Tabla 5.34: Resumen resultados por métodos analíticos para las diferentes tipologías.

Tipología	Carga Máx. promedio (N/m)	Método A N/m	Método B N/m	DWS N/m	Nch433 N/m	Cód. USA N/m
M2X4-G1-9-100 (2:1)	11540	4240	1693	4377	2890	4931
M2X4-G1-11-100 (2:1)	12166	4390	1697	4377	3669	6133
M2X4-G1-9-150 (2:1)	8249	2826	1230	2918	2360	4065
M2X4-G1-11-150 (2:1)	9139	2927	1270	2918	3267	4942
M2X4-G1-11-150 (1:1)	8804	2927	1270	2918	2994	4857
M2X4-G2-11-150 (1:1)	9184	2927	1270	2918	3592	5261

Una comparación más directa aún se puede lograr usando factores de seguridad asociados a cada capacidad determinada por métodos analíticos, esto es, que tan lejos se encuentra el valor de diseño entregado de la carga última promedio del muro.

Tabla 5.35: Factores de seguridad para cada método.

Tipología	Método A N/m	Método B N/m	DWS N/m	Nch433 N/m	Cod. USA N/m
M2X4-G1-9-100 (2:1)	2,7	6,8	2,6	4,0	2,3
M2X4-G1-11-100 (2:1)	2,8	7,2	2,8	3,3	2,0
M2X4-G1-9-150 (2:1)	2,9	6,7	2,8	3,5	2,0
M2X4-G1-11-150 (2:1)	3,1	7,2	3,1	2,8	1,8
M2X4-G1-11-150 (1:1)	3,0	6,9	3,0	2,9	1,8
M2X4-G2-11-150 (1:1)	3,1	7,2	3,1	2,6	1,7
Promedio	2,9	7,0	2,9	3,2	2,0

Se observa que el método A ofrece una buena aproximación al valor entregado por tablas DWS, cumple con mucha holgura el código norteamericano y en promedio el factor de seguridad se encuentra bastante cercano a la norma chilena. Sin embargo, para algunas tipologías no cumple con la restricción de deformaciones, aunque ofrece buenos resultados a pesar de estas diferencias. Esto debido a que las deformaciones permanentes son pequeñas para los niveles de carga entregados, lo cual se puede corroborar consultando cada uno de los gráficos de las tipologías (5.1, 5.9, 5.11, 5.13, 5.15, 5.17, 5.19 y 5.21) de la sección 5.1, simplemente ingresando con el valor de carga obtenido por el método.

Evidentemente las tablas del texto Design of Wood Structures cumplen con la normativa norteamericana, pues este libro se basa en su código nacional de diseño. Por su parte, el método B ofrece un valor muy conservador respecto a los resultados experimentales. Sin embargo cuando se utiliza en problemas reales de diseño, considerando la acción de carga vertical y también la longitud real de los muros a diseñar, la capacidad es incrementada, pudiendo acercarse al valor del método A. De todas maneras, se ha visto que el método A es una buena estimación de la resistencia a carga lateral de muros y podría ser utilizada de manera confiable. Sin embargo, esto requeriría que la Nch433, fuese un poco

más permisiva al tomar en cuenta que la madera acepta más deformación que, por ejemplo, estructuras de hormigón.

En el anexo 1 se presenta un ejemplo detallado del uso de ambos métodos, A y B del Eurocode 5, para un muro con condiciones reales, a modo de comparación de la capacidad que entregan ambos métodos, la cual resulta ser muy similar.

Tabla 5.36: Métodos más usados en algunos países Europeos (2013). Fuente: [16].

País	EC5 - Método A	EC5 - Método B
Chipre	X	
Dinamarca	X	X
Finlandia	X	
Gran Bretaña		X
Noruega	X	
Alemania	X	

En Tabla 5.36 se muestra un registro del uso de los métodos más utilizados por países europeos en donde el método A, por la simplicidad y buena estimación experimental es más utilizado que el conservador método B. En Norteamérica es más común el uso de sus tablas de donde se extrae directamente una capacidad dependiendo del tipo de configuración del muro en cuestión.

Es importante mencionar también que Gran Bretaña tiene otro método nombrado en algunos textos como “UK procedure”. Éste toma en cuenta más parámetros, como por ejemplo considerar que los muros con aberturas si otorgan resistencia a carga lateral, como también el efecto positivo de algunas cargas externas. Lamentablemente, el documento detallado de cada uno de los parámetros involucrados no pudo ser conseguido al momento de este trabajo para ser consultado con más detalle. De todas formas es un método utilizado solo en Gran Bretaña, siendo ignorado por los demás países citados en la tabla anterior.

5.5 Cálculo analítico de la capacidad resistente de pies derechos laterales

El diseño de los pies derechos sometidos a tracción y compresión fue realizado en conformidad a la norma NCh1198 y se presenta a continuación.

5.5.1 Diseño en tracción pie derechos laterales

El perfil de pie derecho corresponde a una pieza de pino aserrada G1 ó G2 de 2x4 equivalente a 45x94 mm.

La capacidad en tracción paralela está dada por la ecuación (32):

$$F_{tp,dis} = F_{tp} \cdot K_H \cdot K_D \cdot K_{hf} \cdot K_{ct}$$

Las tensiones admisibles para tracción paralela a la fibra, extraídas de la Nch1191 son las siguientes.

Tabla 5.37 Tensiones admisibles de madera de pino radiata a tracción paralela. Fuente: Nch1198.

Tensión admisible en Tracción F_{tp}		
G1	5,0	Mpa
G2	4,0	Mpa

El factor de modificación por contenido de humedad y el FM por duración de carga son los siguientes:

$$K_H = 1 \text{ (} H = 12\% \text{)}$$

$$K_D = 1.6 \text{ (} w \text{ o } E \text{)}$$

El factor de modificación por altura es el siguiente evaluado según ecuación (35) para madera aserrada de escuadría 2x4

$$K_{hf} = 0.99$$

El factor por concentración de tensiones de la tabla 3.13, es el siguiente:

$$K_{ct} = 0.8$$

Por lo tanto evaluando la ecuación (32) se tiene que la tensión admisible de diseño a tracción paralela a la fibra son las siguientes:

$$F_{tp,dis}(G1) = 6,3 \text{ Mpa}$$

$$F_{tp,dis}(G2) = 5,0 \text{ Mpa}$$

Por lo que la fuerza máxima que pueden soportar es la tensión por el área del perfil son las siguientes:

$$F_{máx,tp}(G1) = 26682 \text{ N}$$

$$F_{máx,tp}(G2) = 21346 \text{ N}$$

5.5.1 Diseño en compresión pie derechos laterales

Las propiedades del material se pueden ver en las tablas siguientes en función del grado estructural de los pies derechos.

Tabla 5.38: Módulo de elasticidad de madera de pino radiata según grado estructural. Fuente: NCh1198.

Módulos de elasticidad		
G1	10000	Mpa
G2	8900	Mpa

Tabla 5.39: Tensiones admisibles en compresión paralela en madera de pino radiata según grado estructural. Fuente: NCh1198.

Tensión admisible en compresión		
G1	7,5	Mpa
G2	6,5	Mpa

Los datos de entrada se detallan a en la tabla 5.40.

Tabla 5.40: Datos de entrada para el diseño de elementos de madera sometidos a compresión paralela. Fuente: Elaboración propia.

Datos de entrada		Unidades
b	45	mm
h	94	mm
lp	2,4	m
k	1	Adim

Donde l_p es el largo de pandeo de la columna, pudiendo este ocurrir potencialmente en dirección ortogonal al plano del muro. En la dirección de la carga el muro se encuentra arriostrado por la placa de OSB lo que impide que la pieza pandee en eje débil de la columna y lo fuerza a pandear por el eje fuerte.

El factor de pandeo es $k=1$ pues se puede considerar que en la parte superior del muro se genera un apoyo rotulado y es como usualmente se consideran los pies derechos en una vivienda. El cálculo será hecho en detalle para el elemento de grado estructural G1 a continuación:

- Cálculo de radio de giro para una pieza de sección 2x4

El Radio de giro de un perfil rectangular de madera se calcula usando la ecuación (41) como sigue:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} = 27,1 \text{ mm}$$

- Esbeltez

$$\lambda = \frac{l_p}{i} = 88,4 < 170 \rightarrow ok$$

- Tensión de diseño en compresión sin problemas de inestabilidad.

Esta tensión de diseño puede ser determinada mediante la ecuación (42), en particular, para una pieza de grado estructural G1 se tiene:

$$F_{cp,dis} = 12,0 \text{ Mpa}$$

- Factor de esbeltez K_λ

Debido a que la esbeltez calculada es mayor a 10 se debe corregir este valor por el factor K_λ calculado mediante la ecuación (45).

$$K_\lambda = A - \sqrt{A^2 - B}$$

A su vez los parámetros A y B pueden ser determinados mediante (46) y (47) respectivamente.

$$A = \frac{\frac{F_{cE}}{F_{cp,dis}} \cdot \left(1 + \frac{\lambda}{200}\right) + 1}{2c}$$

$$B = \frac{\frac{F_{cE}}{F_{cp,dis}}}{c}$$

Además para este caso en particular evaluando las ecuaciones (48) y (49):

$$E_{dis} = E_k \cdot K_H \cdot K_{hE} = 8500,9 \text{ Mpa}$$

$$F_{cE} = \frac{3,6 \cdot E_{dis}}{\lambda^2} = 3,9 \text{ Mpa}$$

De la tabla 3.14 el coeficiente de proporcionalidad para madera de pino radiata G1 es igual a 0.85 por lo que:

$$A = 0,86$$

$$B = 0,38$$

Por lo que el factor de esbeltez será:

$$K_\lambda = 0,26$$

Finalmente, la tensión de diseño en compresión considerando inestabilidad, puede ser estimada mediante la ecuación (44):

$$F_{cp,\lambda,dis}(G1) = F_{cp,dis} \cdot K_{\lambda} = 3,13 \text{ Mpa}$$

$$F_{cp,m\acute{a}x}(G1) = F_{cp,\lambda,dis}(G1) \cdot A_{perfil} = 13258 \text{ N}$$

Analogamente pero para madera G2 se tiene que:

$$F_{cp,\lambda,dis}(G2) = 2,74 \text{ Mpa}$$

$$F_{cp,m\acute{a}x}(G2) = 11576 \text{ N}$$

Estos valores son sumamente conservadores, pues los ensayos experimentales demuestran que las cargas necesarias para hacer fallar el elemento a compresión son mucho mayores, según lo siguiente:

*Tabla 5.41: Resultados de carga máxima en compresión resistidos por pie derechos en muros.
Fuente: INFOR.*

Nro. Ensayo	Carga máxima vertical en compresión por pie derecho (N)			
	M2x4-G1-9-100	M2X4-G1-11-100	M2X4-G1-9-150	M2x4-G1-11-150
1	70.472	60.585	46.725	43.778
2	51.714	49.740	61.733	53.700
3	54.645	56.670	45.870	55.478
4	53.700	56.985	55.298	58.875
5	50.798	54.443	56.333	54.690
Promedio	56.266	55.684	42.553	42.643
Desv. Estándar	6.470	3.189	5.406	4.536
Coef. Variación	2,87%	1,43%	2,54%	2,13%

Los resultados mostrados en Tabla 5.41 son similares a la carga crítica de pandeo planteada por Euler dada por la ecuación (37) para un Módulo de elasticidad corregido por factor de modificación por altura para una pieza G2, $\lambda = 88.4$ y area de sección transversal $A = 4.230 \text{ mm}^2$.

$$P_{crit} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A}{\lambda^2} = 45.369 \text{ N}$$

5.5 Comparación de resistencia analítica con ensayos experimentales

En la mayoría de los ensayos realizados en el laboratorio, los muros no fallaron por compresión ni tracción, siendo el criterio de detención de estos la identificación de la zona de fluencia, esto es, donde el muro comenzaba a deformarse manteniendo la carga prácticamente constante. Sin embargo, hubo casos en los que antes de la detención del ensayo, existía falla frágil de los pies derechos. Esta falla se originó principalmente en tracción, por lo que es necesario analizar si para las cargas de diseño entregadas por los métodos analíticos, existe la probabilidad de esa falla, lo cual es sumamente indeseable.

En primer lugar se muestra en Tabla 5.42 las cargas máximas promedio por tipología de muro, con su respectiva carga de compresión y tracción, además de la carga admisible del elemento estructural estimada analíticamente mediante la NCh1198.

Tabla 5.42: Cargas de compresión y tracción máximas del muro.

Tipología	Q. Máx. Prom. (N)	Q.Máx. Prom. (v) (N/m)	Q. Máx. (v·h) (N)	Q tracc. adm. (N)	Q comp. adm. (N)
M2X4-G1-9-100 (2:1)	14.078	11.540	28.156	26.818	13.198
M2X4-G1-11-100 (2:1)	14.843	12.166	29.685	26.818	13.198
M2X4-G1-9-150 (2:1)	10.064	8.249	20.127	26.818	13.198
M2X4-G1-11-150 (2:1)	11.149	9.139	22.299	26.818	13.198
M2X4-G1-11-150 (1:1) (2B)	21.481	8.804	21.481	26.818	13.198
M2X4-G2-11-150 (1:1) (2B)	22.408	9.184	22.408	25.573	11.421
M2x4-G1-11-150 (1:2) (2H)	17.871	7.324	36.767	26.818	13.198
M2x4-G2-11-150 (1:2) (2H)	17.997	7.376	37.027	25.573	11.421

Si bien se podría pensar que el pie derecho del muro fallaría por compresión esto no es así, puesto que este valor de resistencia es bastante conservador como se mostró en la

sección anterior. Además, la carga crítica de pandeo se ajusta bastante bien a los valores de carga máxima en compresión soportada por los pies derechos. Por lo tanto, tomando como referencia ese valor, se puede determinar que la falla está condicionada por tracción, tal como ocurre en los ensayos de carga lateral, ya que en ningún ensayo se evidenció falla por compresión.

Por otro lado para las cargas de diseño entregadas por métodos analíticos se tienen los siguientes esfuerzos de tracción y compresión asociados (ver tabla 5.43).

Tabla 5.43: Cargas de tracción y compresión asociados a las diferentes metodologías.

Tipología	tracción y compresión pie derechos laterales (N)					Tensiones de diseño (N)	
	Método A	Método B	DWS	Nch433	Cod. USA	Tracc.	Comp.
M2X4-G1-9-100 (2:1)	10.346	4.131	10.680	7.052	12.032	26.682	13.258
M2X4-G1-11-100 (2:1)	10.712	4.141	10.680	8.952	14.965	26.682	13.258
M2X4-G1-9-150 (2:1)	6.895	3.001	7.120	5.758	9.919	26.682	13.258
M2X4-G1-11-150 (2:1)	7.142	3.099	7.120	7.971	12.058	26.682	13.258
M2X4-G1-11-150 (1:1)	7.142	3.099	7.120	7.305	11.851	26.682	13.258
M2X4-G2-11-150 (1:1)	7.142	3.099	7.120	8.764	12.837	21.346	11.576

En Tabla 5.43 se observa que, para las cargas de diseño obtenidas mediante todas las estimaciones, no existe riesgo de alcanzar la falla por tracción e incluso no se sobrepasan los valores conservadores de carga a compresión.

Sin embargo, para muros de doble altura, si se evalúa la capacidad mediante la NCh433, se obtiene lo expuesto en tabla 5.44:

Tabla 5.44: Cargas de tracción y compresión según estándar Norteamericano y Chileno.

Tipología	EE.UU (N)	NCh433 (N)	Capacidad tracción (N)	Capacidad Compresión (N)
M2x4-G1-11-150 (1:2)	18.954	9.664	26.682	13.258
M2x4-G2-11-150 (1:2)	18.243	9.689	21.346	11.576

De las Tablas 5.43 y 5.44 se observa que a medida que se crece en altura se van aumentando las tensiones soportadas por los pies derechos. Se puede inferir que llegará a un punto tal en que estos fallen por tracción, antes de sobrepasar su capacidad por corte. Sin embargo, los muros de doble altura, pueden ser estimados de manera conservadora mediante la norma chilena y hasta por la norma Estadounidense de manera segura. Con las estimaciones de capacidad de ambas normativas, no se sobrepasa la capacidad en tracción. Además, experimentalmente aún se está alejado de la falla, para estos valores en compresión.

Como se mencionó en la sección anterior, en los ensayos siempre se alcanzó primero la falla por tracción antes que por compresión, falla para la cual no hubo ningún indicio de ocurrencia, como el arrugamiento de la fibra por ejemplo.

Capítulo 6

Conclusiones

Se comprobó experimentalmente que las variables más importantes relacionadas con la resistencia a carga lateral de los muros de madera son el espaciamiento de clavos, relación de aspecto y en menor medida el espesor de la placa de arriostre. El grado estructural de la madera de pies derechos, no mostró tener una influencia significativa en determinación de la resistencia máxima del muro. Sin embargo, se aconseja utilizar madera estructural pues no se garantiza que esto ocurra con madera a granel, ya que puede existir madera con calidades muy bajas (rechazos) que son inadecuadas para cualquier tipo de construcción. Además, la sollicitación por corte no es lo único que interesa en el diseño, también las cargas que soportan las columnas de los muros debido al peso propio, cargas de servicio, etc. En estos últimos casos, la calidad de la madera si juega un rol importante. Es por esto que se hace necesario que implemente un sistema en el mercado que permita disponer de madera estructural certificada. De esta manera se puede garantizar elementos de calidad con una resistencia estructural determinada.

Se pudo determinar que las metodologías analíticas presentadas demostraron ser opciones válidas para el diseño confiable de muros de madera. Por una parte, la aplicación de la norma chilena de cálculo de estructuras en madera (NCh1198) para estimar la capacidad a carga lateral de uniones placa OSB-madera, resultó bastante adecuada contrastada con los ensayos experimentales previos. Al usar esta capacidad en el método analítico para estimar la resistencia lateral del muro, resultó ajustarse bastante bien a las tablas construidas por investigadores estadounidenses, cumpliendo con su criterio de deformaciones máximas. Esta estimación de desplazamientos fue levemente menos conservadora que el criterio de deformaciones de la NCh433, la cual para este efecto no hace diferencia entre materialidades. Por esta razón, es necesario realizar modificaciones a la NCh433 para tomar en cuenta las fortalezas de la madera en cuanto a deformaciones.

Se pudo determinar de manera experimental que los muros, a pesar de ser sometidos a cargas pequeñas, siempre experimentan deformaciones permanentes. Sin embargo, para los niveles de carga estimados por los métodos analíticos, dichas deformaciones son poco relevantes, siendo aproximadamente entre 1 a 1,5 cm. Se registró deformación permanente inferior al centímetro para el método A que es menos conservador que el método B. Además, la falla combinada de fluencia del acero del clavo y el aplastamiento del OSB es la primera en manifestarse, coincidiendo con el modo de falla que condiciona la capacidad de la Unión placa-madera. De esta forma, al diseñar muros con métodos analíticos, no se debe estar preocupados por otros tipos de falla posteriores tales como tensiones axiales o extracciones directas de los medios de unión.

Finalmente, en relación a las tensiones generadas por el momento de volcamiento debido a la carga lateral, se obtuvo que estas son de consideración a medida que el muro va creciendo en altura. Los ensayos experimentales indicaron que la falla característica de pie derecho lateral es a tracción, aun cuando las tensiones admisibles de compresión determinadas analíticamente son menores. Esto se debe a que al incluir el factor de modificación por inestabilidad lateral, la resistencia es disminuida considerablemente pero la tensión necesaria para que el muro falle por inestabilidad es considerablemente mayor a la de tracción. Esto es explicado mediante los ensayos de compresión a muros y apoyado del cálculo analítico de la tensión crítica de pandeo de Euler. Sin embargo, la capacidad de la unión determinada analíticamente, combinada con los métodos A y B, permite estar alejados de estas fallas frágiles que son, por consiguiente, indeseables en cualquier diseño de ingeniería. Por lo que se puede concluir que estos métodos permiten aprovechar de buena manera el comportamiento dúctil de la madera debido a sus uniones con acero.

Referencias

1. Cerda, G., Burdiles R., Lobos, J., Correa L., Cartes, I & Rojas, E. (2015). Urbanismo y arquitectura moderna en madera en el sur de Chile: 1970-1930
2. Prado, F., D´Aleçon, R, et al. (2010). Arquitectura alemana en el sur de Chile, importación y patrones tipológicos espaciales y constructivos.
3. Vásquez, M., Hermosilla, M. & Hernández, G. (2011). Consumo de madera en la construcción de viviendas públicas y privadas entregadas el año 2010 en la región del Biobío. Instituto Forestal. Concepción, Chile.
4. Álvarez, V., Del Campo, P., Fuentes, V., Gysling, J., Pardo, E. & Soto, D. (2011). El mercado de madera aserrada de pino radiata para la construcción habitacional en Chile.
5. Instituto Nacional de Estadísticas (INE). Informes de Edificación, período 2010-2015.
6. Porteous, J., Kermany, A (2007). Structural timber design of eurocode 5. Pp.351-371.
7. Wood Handbook, Wood as an Engineering Material. Centennial Edition (2010). Chapter 8. EEUU.
8. ASTM E564-06 (Reapproved 2012). Standard Practice for Static Load Test for Shear Resistance of Framed Walls for Buildings. EEUU.
9. ASTM E72-98. Standard Test Methods of Conducting Strength Test of Panels for Building Construction. EEUU.
10. Nch 802 Of.71. Arquitectura y Construcción-Paneles prefabricados-Ensayo de Carga Horizontal. INN. Santiago, Chile.
11. Salenikovich, J., Dolan, J. (2002). The Racking performance of shear walls with various aspect ratios part 1. Monotonic test of fully anchored walls.
12. Nch 1198 Of 96. Madera-Construcciones en Madera- Cálculo. INN. Santiago, Chile.

13. Vásquez, L., González, M., Elgueta, P., Campos, R., Hernández, G. (2016). Informe de Ensayos Mecánicos de Muros Estructurales de Madera. Instituto Forestal. Concepción, Chile.
14. Use of Structural Eurocode 5 – EN 1995 (Design of Timber Structures) Companion Document to EN1995-1-1. London, England.
15. NCh 1207 Of.2005. Pino Radiata- Clasificación Visual para uso Estructural- Especificaciones de los grados de calidad. INN. Santiago, Chile.
16. Labonnote, N. (2013). Timber Stiffening Plates- State of the Art. SINTEF, Technical Note.
17. APA. (2007). Diaphragms and Shear Walls, Design/Construction Guide. EEUU.
18. Rademacher, F. (2006). Análisis de Vulnerabilidad Estructural de Muros en Base a Paneles de Madera, Reforzados con Placa OSB, Frente a Cargas Horizontales en su Plano. Memoria para obtener el título de ingeniero civil en obras civiles. Universidad Austral de Chile, Instituto de Obras Civiles. 97 pp.
19. Schwaner, P. (2008). Diseño Asistido de Uniones Estructurales de Madera, Constituidos por Clavos y Tornillos Mediante Lenguaje PHP. . Memoria para obtener el título de ingeniero civil en obras civiles. Universidad Austral de Chile, Facultad de Ciencias de la Ingeniería. 127 pp.
20. Lomagno, J., Gotelli, G. (2003). Resistencia al Envejecimiento de Uniones Clavadas de Tableros de Hojuelas Orientadas (OSB). Maderas, Ciencia y Tecnología.
21. Breyer, D. (2006). Design of Wood Structures –ASD LFDR 6th Edition.
22. González, M., Vásquez, L., Hernández, G. (2011). Guía práctica para la construcción de viviendas de madera con sistema de plataforma. INFOR. Concepción, Chile. Pp. 7-14.
23. NCh 433 Of 96. Diseño sísmico de edificios. INN. Santiago, Chile. Pp.20.
24. ASCE 07-05. American Society of Civil Engineers. Minimum Design Loads for Buildings and other Structures. Pp .120-134.

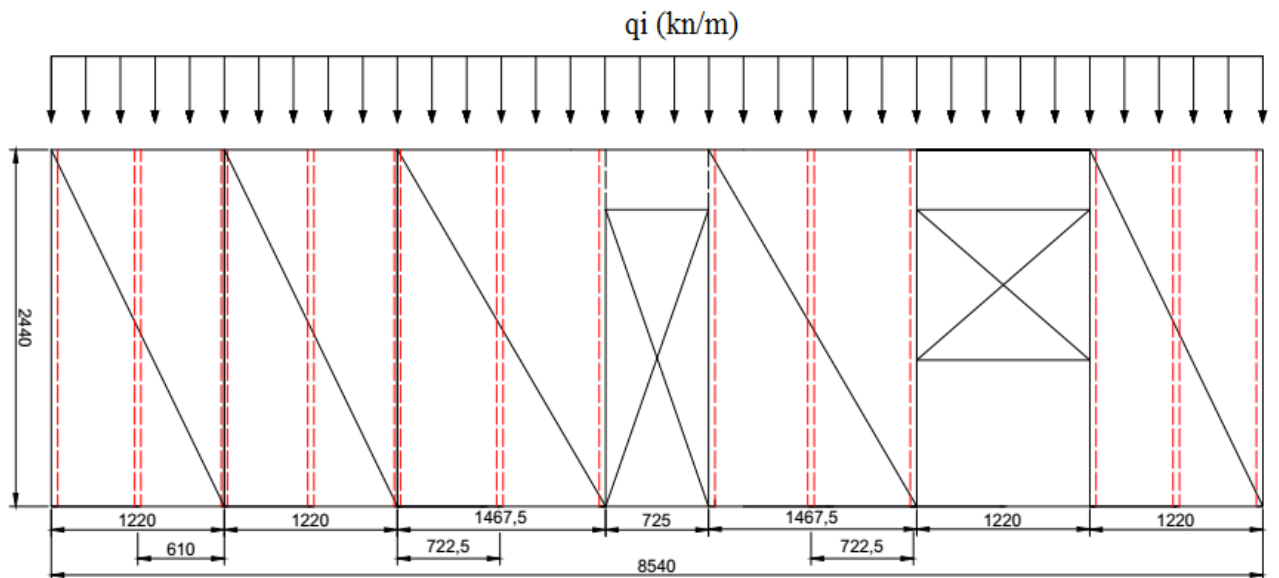
ANEXOS

Anexo A

Ejemplo de diseño analítico de un muro perimetral

En Figura A.1 se presenta un muro perimetral con aberturas (puerta y ventana), para hacer uso de los métodos analíticos presentados en esta memoria:

Figura A.1. Ejemplo muro perimetral a diseñar, dimensiones en mm.



Las consideraciones para el diseño son las siguientes:

Madera de pies derechos: Pino Radiata aserrada, escuadría 2x4 y grado estructural G2.

d_{cl} : 2,9 mm (clavo 2 ½ pulgada helicoidal).

b_{net} (Máximo): 722,5 mm (espaciamiento máximo de pies derechos de muro)

t_{OSB} : 9,5 mm.

h : 2440 mm

q_i : 2,5 kN/m (carga comúnmente asumida, proveniente de sobrecarga de techo. Peso propio y viento).

Para la unión se considera la capacidad obtenida mediante la NCh 1198 para los materiales antes descritos y presentados en el desarrollo de esta memoria.

Cálculo mediante el método A (Eurocode 5).

Para ambos métodos (A y B) se considerarán 3 muros como conjunto, en donde el primero es considerado como la unión de los 3 paneles antes de la abertura debido a la puerta y los otros 2 son los que se encuentran posterior a esta y a la ventana respectivamente.

$$F_{f,Rd} = 423,8 \text{ N}$$

$$b_1 = 3908 \text{ mm}$$

$$b_2 = 1468 \text{ mm}$$

$$b_3 = 1220 \text{ mm}$$

- Verificación de abolladura de placa

Se debe cumplir que:

$$\frac{b_{net}}{t} \leq 100$$

$$\frac{b_{net}}{t} = \frac{722,5}{9,5} = 76,1 \leq 100 \therefore Ok$$

Esta verificación es válida para ambos métodos.

- Capacidad individual a carga lateral mediante método A.

$$F_{i,V,Rd} = \frac{F_{f,Rd} \cdot b_i \cdot C_i}{S}$$

$$F_{V,Rd} = \sum F_{i,V,Rd}$$

Los factores C_1, C_2 y $C_3 = 1$ ya que:

$$b_1 = 3908\text{mm}, b_2 = 1468\text{mm} \text{ y } b_3 = 1220\text{mm} \geq \frac{h}{2} = 1220\text{mm}$$

$$s = 100 \text{ mm}$$

$$F_{1,V,Rd} = \frac{F_{f,Rd} \cdot b_1 \cdot C_1}{s} = \frac{423,8 \text{ N} \cdot 3908 \text{ mm} \cdot 1}{100 \text{ mm}} = 16.562,1 \text{ N}$$

$$F_{2,V,Rd} = \frac{F_{f,Rd} \cdot b_2 \cdot C_2}{s} = \frac{423,8 \text{ N} \cdot 1468 \text{ mm} \cdot 1}{100 \text{ mm}} = 6.221,4 \text{ N}$$

$$F_{3,V,Rd} = \frac{F_{f,Rd} \cdot b_3 \cdot C_3}{s} = \frac{423,8 \text{ N} \cdot 1220 \text{ mm} \cdot 1}{100 \text{ mm}} = 5.170,4 \text{ N}$$

Por lo tanto la capacidad del muro queda determinada como sigue:

$$\sum F_{i,V,Rd} = F_{1,V,Rd} + F_{2,V,Rd} + F_{3,V,Rd} = 16.562,1 \text{ N} + 6.221,4 \text{ N} + 5.170,4 \text{ N}$$

$$F_{V,Rd} = 27.953,9 \text{ N} = 2,8 \text{ T}$$

Cálculo mediante el método B (Eurocode 5).

La capacidad individual de muros sometidos a carga lateral mediante el método B está descrita por la siguiente expresión:

$$F_{V,Rd} = \sum F_{i,V,Rd}$$

$$F_{i,V,Rd} = \frac{F_{f,Rd} \cdot b_i}{s_0} \cdot K_d \cdot K_{i,q} \cdot K_s \cdot K_n$$

- Cálculo de espaciamiento básico de uniones s_0

$$s_0 = \frac{9700 \cdot d}{\rho_k} = \frac{9700 \cdot 2,9 \text{ mm}}{370 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} = 76 \text{ mm}$$

- Cálculo de Factor de modificación por relación de aspecto K_d

$$K_{d1} = \left(\frac{b_1}{h}\right)^{0.4} = \left(\frac{3908 \text{ mm}}{2440 \text{ mm}}\right)^{0.4} = 1,2 \text{ pues } b_1 > 1 \text{ y } b_1 < 4800 \text{ mm}$$

$$K_{d2} = \frac{b_2}{h} = \frac{1468 \text{ mm}}{2440 \text{ mm}} = 0,6 \text{ pues } \frac{b_2}{h} \leq 1$$

$$K_{d3} = \frac{b_3}{h} = \frac{1220 \text{ mm}}{2440 \text{ mm}} = 0,5 \text{ pues } \frac{b_3}{h} \leq 1$$

- Factor de modificación por combinación de placas $K_n = 1$ pues existe placa de arriostre solo por un lado del panel.
- Cálculo Factor de modificación por aplicación de carga sobre el muro.

Este factor depende del ancho del muro considerado, por lo tanto se tiene para la carga de 2,5 kN/m lo siguiente:

$$K_{i,q} = 1 + (0.083q_i - 0.0008q_i^2) \cdot \left(\frac{2.4}{b_i}\right)^{0.4}$$

$$K_{1,q} = 1 + \left(0.083 \cdot 2.5 \frac{Kn}{m^2} - 0.0008 \cdot \left(2.5 \left(\frac{Kn}{m^2}\right)\right)^2\right) \cdot \left(\frac{2.4}{3.91}\right)^{0.4} = 1,2$$

$$K_{2,q} = 1 + \left(0.083 \cdot 2.5 \frac{Kn}{m^2} - 0.0008 \cdot \left(2.5 \left(\frac{Kn}{m^2}\right)\right)^2\right) \cdot \left(\frac{2.4}{1.47}\right)^{0.4} = 1,3$$

$$K_{3,q} = 1 + \left(0.083 \cdot 2.5 \frac{Kn}{m^2} - 0.0008 \cdot \left(2.5 \left(\frac{Kn}{m^2}\right)\right)^2\right) \cdot \left(\frac{2.4}{1.22}\right)^{0.4} = 1,3$$

- Factor de modificación por espaciamiento de uniones placa madera.

Este factor es igual para todas las porciones de muro consideradas y se calcula con el valor del espaciamiento básico determinado anteriormente.

$$K_s = \frac{1}{0.86 \frac{s}{S_0} + 0.57} = \frac{1}{0.86 \frac{100 \text{ mm}}{76 \text{ mm}} + 0.57} = 0,6$$

- Cálculo de la capacidad total del muro.

$$F_{1,V,Rd} = \frac{423,8 \text{ N} * 3908 \text{ mm}}{76} \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,6 \cdot 1 = 18.985,4 \text{ N}$$

$$F_{2,V,Rd} = \frac{423,8 \text{ N} * 1468 \text{ mm}}{76} * 0,6 \cdot 1,3 \cdot 0,6 \cdot 1 = 3.831,1 \text{ N}$$

$$F_{3,V,Rd} = \frac{423,8 \text{ N} \cdot 1220 \text{ mm}}{76} \cdot 0,5 \cdot 1,2 \cdot 0,6 \cdot 1 = 2653,2 \text{ N}$$

$$F_{V,Rd} = 18.985,4 + 3.831,1 + 2.653,2 = 25.697,7 \text{ N} = 2,6 \text{ T}$$

Se observa que el método B, a pesar de no ajustarse bien a los resultados experimentales, si es un valor aceptable cuando se considera diseño de muros en su configuración final, además de una carga vertical sobre él.

Anexo B

Tablas DWS

Tabla B.1: Capacidad de muros según configuraciones del texto *Design of Wood Structures* de Donald E. Breyer, Kenth J. Fridley, David Pollock y Kelly Cobeen, para paneles de pino.

Panel grade	Minimum nominal panel thickness (inch)	Minimum fastener penetration in framing (inches)	Panels applied direct to framing				Panels applied over 1/2 in. or 5/4 in. gypsum sheathing					
			Nail (common or galvanized box or staple size ^h)	Fastener spacing at panel edges (inches)				NAIL (common or galvanized box) or staple size ^k	Fastener spacing at panel edges (inches)			
				6	4	3	2 ^e		6	4	3	2 ^e
Structural 1 Sheathing	5/16	1 1/4	6d (2 x 0.113 in. common, 2 in. x 0.099 in. galvanized box)	200	300	390	510	8d (2 1/2 in. x 0.131 in. common, 2 1/2 in. x 0.113 in. galvanized box)	200	300	390	510
		1	1 1/2 16 Gage	165	245	325	415	2 16 Gage	125	185	245	315
	3/8	1 3/8	8d (2 1/2 in. x 0.131 in. common, 2 1/2 in. x 0.113 in. galvanized box)	230 ^d	360 ^d	460 ^d	610 ^d	10d (3 in. x 0.148 in. common, 3 in. x 0.128 in. galvanized box)	280	430	550 ^f	730
		1	1 1/2 16 Gage	155	235	315	400	2 16 Gage	155	235	310	400
	7/16	1 3/8	8d (2 1/2 in. x 0.131 in. common, 2 1/2 in. x 0.113 in. galvanized box)	255 ^d	395 ^d	505 ^d	670 ^d	10d (3 in. x 0.148 in. common, 3 in. x 0.128 in. galvanized box)	280	430	550 ^f	730
		1	1 1/2 16 Gage	170	260	345	440	2 16 Gage	155	235	310	400
	15/32	1 3/8	8d (2 1/2 in. x 0.131 in. common, 2 1/2 in. x 0.113 in. galvanized box)	280	430	550	730	10d (3 in. x 0.148 in. common, 3 in. x 0.128 in. galvanized box)	280	430	550 ^f	730
		1	1 1/2 16 Gage	185	280	375	475	2 16 Gage	155	235	300	400
		1 1/2	10d (3 in. x 0.148 in. common, 3 in. x 0.128 in. galvanized box)	340	510	665 ^f	870	10d (3 in. x 0.148 in. common, 3 in. x 0.128 in. galvanized box)	—	—	—	—
	Sheathing plywood siding ^g except Group 5 Species	5/16 or 1/4 ^c	1 1/4	6d (2 in. x 0.113 in. common, 2 in. x 0.099 in. galvanized box)	180	270	350	450	8d (2 1/2 in. x 0.131 in. common, 2 1/2 x 0.113 in. galvanized box)	180	270	350
1			1 1/2 16 Gage	145	220	295	375	2 16 Gage	110	165	220	285
3/8		1 1/4	6d (2 in. x 0.113 in. common, 2 in. x 0.099 in. galvanized box)	200	300	390	510	8d (2 1/2 in. x 0.131 in. common, (2 1/2 x 0.113 in. galvanized box)	200	300	390	510

Anexo C

Deformaciones admisibles ASCE 07

Tablas utilizadas para estimar la deformación máxima admisible según estándar americano.

Tabla C.1. Deformaciones admisibles entre pisos según la importancia de la estructura.
(Tabla 12.12-1 ASCE 07)

Structure	Occupancy Category		
	I or II	III	IV
Structures, other than masonry shear wall structures, 4 stories or less with interior walls, partitions, ceilings and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts.	$0.025h_{sx}^c$	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$
Masonry cantilever shear wall structures ^d	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
Other masonry shear wall structures	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$
All other structures	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$

^a h_{sx} is the story height below Level x .

^bFor seismic force-resisting systems comprised solely of moment frames in Seismic Design Categories D, E, and F, the allowable story drift shall comply with the requirements of Section 12.12.1.1.

^cThere shall be no drift limit for single-story structures with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts. The structure separation requirement of Section 12.12.3 is not waived.

^dStructures in which the basic structural system consists of masonry shear walls designed as vertical elements cantilevered from their base or foundation support which are so constructed that moment transfer between shear walls (coupling) is negligible.

Según ASCE una vivienda de hasta 2 familias puede ser considerada de categoría 2.

Las categorías pueden considerarse de la siguiente forma según ASCE:

- Categoría I: Estructuras con bajo riesgo para la vida humana en caso de que esta presente falla.
- Categoría II: La categoría más comúnmente usada. Estructuras de una o 2 familias pueden ser consideradas en esta categoría.
- Categoría III: Estructuras que representan un alto riesgo para la vida humana en caso de falla. Estructuras en las que se concentra una cantidad importante de personas.

- Categoría IV: Estructuras similares a la categoría 3, pero que además albergan sustancias peligrosas como combustibles, químicos, explosivos, etc. En cantidades importantes para causar daños significativos.

Con respecto al coeficiente sísmico este puede ser extraído de la tabla 12.2-1 de la ASCE 07.

Tabla C.2. Factor de amplificación de deflexión tabla 12.2-1 ASCE 07 (extracto).

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section where Detailing Requirements are Specified	Response Modification Coefficient, R^d	System Overstrength Factor, Ω_0^d	Deflection Amplification Factor, C_d^d	Structural System Limitations and Building Height (ft) Limit ^c				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^d	E ^d	F ^e
A. BEARING WALL SYSTEMS									
1. Special reinforced concrete shear walls	14.2 and 14.2.3.6	5	2 ^{1/2}	5	NL	NL	160	160	100
2. Ordinary reinforced concrete shear walls	14.2 and 14.2.3.4	4	2 ^{1/2}	4	NL	NL	NP	NP	NP
3. Detailed plain concrete shear walls	14.2 and 14.2.3.2	2	2 ^{1/2}	2	NL	NP	NP	NP	NP
4. Ordinary plain concrete shear walls	14.2 and 14.2.3.1	1 ^{1/2}	2 ^{1/2}	1 ^{1/2}	NL	NP	NP	NP	NP
5. Intermediate precast shear walls	14.2 and 14.2.3.5	4	2 ^{1/2}	4	NL	NL	40 ^k	40 ^k	40 ^k
6. Ordinary precast shear walls	14.2 and 14.2.3.3	3	2 ^{1/2}	3	NL	NP	NP	NP	NP
7. Special reinforced masonry shear walls	14.4 and 14.4.3	5	2 ^{1/2}	3 ^{1/2}	NL	NL	160	160	100
8. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4 and 14.4.3	3 ^{1/2}	2 ^{1/2}	2 ^{1/4}	NL	NL	NP	NP	NP
9. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2 ^{1/2}	1 ^{3/4}	NL	160	NP	NP	NP
10. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2 ^{1/2}	1 ^{3/4}	NL	NP	NP	NP	NP
11. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1 ^{1/2}	2 ^{1/2}	1 ^{1/4}	NL	NP	NP	NP	NP
12. Prestressed masonry shear walls	14.4	1 ^{1/2}	2 ^{1/2}	1 ^{3/4}	NL	NP	NP	NP	NP
13. Light-framed walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1, 14.1.4.2, and 14.5	6 ^{1/2}	3	4	NL	NL	65	65	65
14. Light-framed walls with shear panels of all other materials	14.1, 14.1.4.2, and 14.5	2	2 ^{1/2}	2	NL	NL	35	NP	NP
15. Light-framed wall systems using flat strap bracing	14.1, 14.1.4.2, and 14.5	4	2	3 ^{1/2}	NL	NL	65	65	65