



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

**ESTUDIO DE FACTIBILIDAD TÉCNICA
PARA LA CONSTRUCCIÓN DE
EDIFICIOS PREFABRICADOS DE
MADERA DE MEDIANA ALTURA, EN
SISTEMA ESTRUCTURAL DE MARCO
PLATAFORMA EN ZONAS DE RIESGO
SÍSMICO.**

JAIRO ALONSO MONTAÑO CASTAÑEDA

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de
Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:
JOSÉ LUIS ALMAZAN

Santiago de Chile, Marzo, 2018.

Dedicado a Dios, a Máryuris, a mis familiares y a todos los que me ayudaron a lo largo del estudio, gracias por la confianza depositada.

AGRADECIMIENTOS

Primero a Dios por ayudarme, guiarme y regalarme sus ideas a lo largo del proceso, a Máryuris por tu fiel compañía y apoyo. Al Profesor José Luis Almazán por vincularme al proyecto, por la confianza depositada, y por su dirección técnica. Al Profesor Hernán Santa María por aceptarme hacer parte del estudio y por todos sus aportes técnicos, a ambos profesores gracias por su tiempo y ayuda. Especial gracias por la paciencia, y toda la ayuda, les doy a Elena Cornejo y al Profesor Jorge Vásquez, coordinadora y director del programa de Magister de Ingeniería Estructural y Geotécnica, respectivamente. Finalmente a TecnoFast S.A. por financiar todo este proyecto, y por su valioso equipo de recursos humanos.

INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
INDICE DE TABLAS	vi
INDICE DE FIGURAS.....	vii
RESUMEN.....	xv
ABSTRACT	xvi
I. INTRODUCCIÓN.....	1
I.1 Introducción.	1
I.2 Antecedentes del Proyecto.	1
I.3 Antecedentes Generales de Edificaciones de Madera en Marco Plataforma.	2
I.4 Objetivos del Proyecto.	7
I.4.1 Objetivo General.....	7
I.4.2 Objetivos Específicos.	7
I.5 Metodología y Estructura del Proyecto.....	8
II. CONSIDERACIONES DEL PROYECTO Y BASES DEL CÁLCULO.	10
II.1 Bases de Cálculo.	10
II.1.1 Descripción Del Proyecto.....	10
II.1.2 Calidades y Propiedades de los Materiales Empleados.....	13
II.2 Metodología de Análisis y Diseño.	26
II.2.1 Cargas Sísmicas.....	26
II.2.2 Descripción de la Estructura y Sistema Sismoresistente.	33
III. DESCRIPCIÓN DE ENSAYOS Y PROCEDIMIENTOS EXPERIMENTALES.....	41
III.1 Descripción de la Metodología Experimental.	41
III.2 Descripción de Probetas Ensayadas Experimentalmente.	43
III.2.1 Descripción de Probetas de Muros, Ensayos 2-D.	43

III.2.2 Descripción de Probetas de Módulos, Ensayos 3-D.	56
III.3 Descripción de Procedimientos y Ensayos Experimentales.	66
III.3.1 Procedimiento Ensayo a Probetas de Muros, Ensayos 2-D.	67
III.3.2 Procedimiento de Ensayo a Probetas de Módulos, Ensayos 3-D. .	74
IV. RESULTADOS OBTENIDOS DE ENSAYOS.	86
IV.1 Resultados de Ensayos.	86
VI.1.1 Resultados de Ensayos a Muros de Corte más Compresión Axial.	
86	
VI.1.2 Resultados de Ensayos a Módulos Full Escala en	
3-Dimensiones.	89
IV.1.3 Resultados de Ensayos a Muros de Corte Cíclico sin	
Compresión Axial.	102
IV.1.4 Cálculo de Parámetros Experimentales para Modelación	
Computacional del Edificio.	105
V. ANÁLISIS DE RESULTADOS DEL ESTUDIO.	115
V.1 Capacidades Resistentes al Corte Del Edificio.	115
V.1.1 Resistencia al Corte de Muros Sentido Longitudinal Y-Y.	117
V.1.2 Resistencia al Corte de Muros Sentido Transversal X-X.	119
V.2 Verificación de Resistencia por Corte en Muros.	122
V.2.1 Análisis de Historia de Respuesta en el Tiempo (HRT).	122
V.3 CONTROL DE DEFORMACIONES SÍSMICAS.	131
VI. CONCLUSIONES.	137
VI.1 Factibilidad del Proyecto.	137
VI.2 Impactos Generados del Proyecto.	139
VI.3 Consideraciones Finales.	140
VI.3.1 Efectos de Sobrehincado.	140
VI.3.2 Efectos de Tableros No Estructurales en los Muros del Proyecto.	
141	
VI.3.3 Patrón o Trayectoria de Cargas Horizontales.	142
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.	143

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla II-1: Especificaciones dimensionales del MSD Estructural.....	144
Tabla II-2: Propiedades Físicas y mecánicas MSD Estructural	144
Tabla II-3: Tensiones Admisibles y módulo de elasticidad en flexión para Madera Aserrada de Pino Radiata seco: H = 12% (MPa), Tabla 4 b) NCh- 1198	145
Tabla II-4: Propiedades Físicas y mecánicas de los tableros OSB	146
Tabla II-5: Módulos de Corte tableros OSB	146
Tabla II-6: Propiedades Seccionales de tableros OSB	147
Tabla II-7: Capacidades Admisibles de conectores Hold-Down HDQ8/HHDQ	149
Tabla II-8: Resumen de la estructura en muros del Edificio Modular de 6 pisos	40
Tabla IV-9: Resultados obtenidos de Ensayos Muros de Corte + Compresión	86
Tabla IV-10: Resultados obtenidos de Ensayos Muros de Corte + Compresión ...	1403
Tabla IV-11: Niveles de Desempeño asociados a la magnitud del riesgo sísmico según el FEMA 356	1406
Tabla IV-12: Resumen de parámetros de desempeño del Muro No. 2	1410
Tabla IV-13: Resumen de parámetros de desempeño del Muro Transversal Exterior. 1411	
Tabla IV-14: Resumen de parámetros de desempeño del Muro No. 3	1412
Tabla IV-16: Resumen de Masas y Rigideces adoptadas en el modelo de Edificio de Corte de 6 pisos	1423

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura II-1: Fachadas del Edificio Modular Prefabricado Proyectado	10
Figura II-2: Corte en Elevación del Edificio Modular Prefabricado Proyectado.....	12
Figura II-3: Corte en Elevación del Edificio Modular Prefabricado Proyectado.....	12
Figura II-4: Detalle de dimensiones y elevaciones por módulo prefabricado.....	123
Figura II-5: Dispositivos Hold-Down o conectores metálicos.....	129
Figura II-6: Dispositivo Hold-Down HDQ8 ubicado en muro de ensayo	20
Figura II-7: Dispositivos Hold-Down o conectores metálicos.....	212
Figura II-8: Conexiones entre Pie Derecho y Solera Inferior	22
Figura II-9: Conexión tipo lancero entre Pie Derecho y Solera durante el ensayo....	23
Figura II-10: Conexión Clavo con eje longitudinal hincado en el eje longitudinal del Pie Derecho durante el ensayo de extracción directa por tracción	23
Figura II-11: Conexión adoptada entre Pie Derecho y Solera para los muros de ensayo del proyecto	24
Figura II-12: Ensayo Cíclico de Cizalle Representando Conexión Clavada entre: Pies Derechos – Tablero de OSB	25
Figura II-13: Diagrama de Corte Basal, Momento Volcante y fuerzas laterales de diseño en el Edificio proyectado.....	32
Figura II-14: Esquema de Escantillón de paneles de cielo módulo de primer piso ...	34
Figura II-15: Esquema de Escantillón de paneles de piso módulo de primer piso	34

Figura II-16: Esquema de Escantillón de paneles de muros longitudinales y transversales en primer piso (solo revestimiento estructural - unidades en milímetros).....	35
Figura II-17: Esquema de Escantillón de paneles de muros longitudinales y transversales en primer piso (revestimiento completo - unidades en milímetros)	35
Figura II-18: Esquema de programa de fijación de clavos cada 100mm en Tableros de Revestimiento OSB de Muros Longitudinales – Ejes 1 y 2 en Figura II-3	36
Figura II-19: Esquema de programa de fijación de clavos cada 70mm en Tableros de OSB de Muros Transversales Exteriores – Ejes A y F en Figura II-3.....	36
Figura II-20: Esquema de programa de fijación de clavos cada 50mm en Tableros de OSB de Muros Transversales Interiores - Ejes B, C, D y E en Figura II-3	37
Figura II-21: Configuración de los Muros Longitudinales	38
Figura II-22: Configuración de Muros Transversales Exteriores.....	39
Figura II-23: Configuración de Muros Transversales Interiores.....	40
Figura III-24: Esquema en elevación Frontal de panel doble de muro, paneles de cielo y piso como elementos de probeta en ensayo	44
Figura III-25: Esquema en elevación lateral de panel doble de muro, paneles de cielo y piso como elementos de probeta en ensayo	45
Figura III-26: Detalle de conexión entre muros y diafragmas horizontales con tirafondos dispuestos en forma escalonada o alternada.....	45
Figura III-27: Vista Frontal (Izq.) y lateral (Der) de la probeta de ensaye, se aprecia panel doble de muro y paneles superior e inferior que representan a la losa de cielo y la losa piso.....	46
Figura III-28: Esquema de Diafragma bloqueado.....	47

Figura III-29: Vista Lateral del muro probeta (Sup) donde se aprecian los conectores Hold-Down y un acercamiento del detalle de su punto de instalación (Inf), también se observa el tirafondo utilizado para conectar muro con la losa de piso (Inf)	48
Figura III-30: (Sup) Detalle de conexión entre muros y diafragmas horizontales con tirafondos, (Inf) Vista Lateral del muro con énfasis en conexión escalonada o alternada de tirafondos entre muro y losa de cielo	49
Figura III-31: Escalonamiento de Clavos en Bordes de Tablero de Diafragmas Bloqueados - Figura C4.2.7.1.1(3) tomada de los Comentarios de la Norma SDPWS08	50
Figura III-32: Fijación de Clavos Escalonada y no Escalonada.....	512
Figura III-33: Fijación de Clavos Escalonada (esquina inferior de Muro)	52
Figura III-34: Esquema de Fijación de Tornillos a 12mm del borde en la distancia de 22mm	53
Figura III-35: Muro Longitudinal con clavos escalonados cada 100mm.....	54
Figura III-36: Muro Transversal con clavos escalonados cada 70mm.....	54
Figura III-37: Losa de Piso Módulos con clavos escalonados cada 100mm.	55
Figura III-38: Planta arquitectónica de Módulo	56
Figura III-39: Diagramación y programa de clavado Muro M3	57
Figura III-40: Vistas del Muro M1 en Módulo	58
Figura III-41: Muro M3 y M1 en Módulo antes de instalar la losa de cielo.....	59
Figura III-42: Muro M2 en Módulo antes de instalar la losa de cielo	59
Figura III-43: Detalle de conexión entre muros perimetrales longitudinal y transversal de Módulos en ensayo 3D.....	60

Figura III-44: Detalle de conexión entre muros perimetrales longitudinal y transversal de Módulos en ensayo 3D, se resaltan en rojo las tres ubicaciones de conexión	612
Figura III-45: Segmento de longitud de 2.0m que se considera como el responsable de aporte a resistencia al corte	62
Figura III-46: Conexión entre módulos – Muros transversales M2	63
Figura III-47: Conectores rígidos entre muros del sentido transversal	64
Figura III-48: Módulo Prefabricado de 3.54x4.72x2.86m	65
Figura III-49: (Izq) Instalación de barras de anclaje de conector Hold-Down HDQ8, (Der) Probeta de Muro No. 1 conformada momentos antes de su ubicación definitiva en las bases de hormigón	67
Figura III-50: (Izq) Barras de anclaje de conector Hold-Down HDQ8 instaladas en su posición. (Der) Probeta de Muro No. 2 conformada y colocada en su ubicación definitiva de la base de hormigón momentos antes del ensayo	68
Figura III-51: Vista Lateral del Muro No. 1 con ubicación de actuador, gatos de aplicación de carga axial y transductores LVDT	69
Figura III-52: Vista Superior del Muro No. 1 con ubicación de gatos de aplicación de carga axial y viga doble de distribución	70
Figura III-53: Vista Lateral del Muro No. 2 con ubicación de actuador, gatos de aplicación de carga axial y transductores	712
Figura III-54: Vista Superior del Muro No. 2 con ubicación de gatos de aplicación de carga axial y viga doble de distribución	712
Figura III-55: Vistas superiores laterales del Muro No. 2 con detalle en rodillos bajo viga doble de distribución de carga axial	72
Figura III-56: Patrón de desplazamiento cíclico utilizado en los ensayos de corte de los muros de ensaye	73

Figura III-57: Esquema General en Planta de Módulos en ensayo 3D	74
Figura III-58: Esquema General en Elevación de Módulos en ensayo 3D	75
Figura III-59: Vista General del Ensayo a Full Escala en 3-Dimensiones de unidades modulares prefabricadas	75
Figura III-60: Vista sentido Longitudinal, se aprecian actuadores horizontales, gatos hidráulicos de aplicación de carga axial y vigas de reacción y distribución de carga vertical.....	76
Figura III-61: Gatos hidráulicos y vigas de reacción	77
Figura III-62: Vista al interior de un módulo, se aprecian tensores $\phi=36\text{mm}$ para aplicación de carga axial.....	78
Figura III-63: Detalle de transferencia de corte entre sistema de vigas de distribución y losa de cielo de probetas modulares, la conexión se materializa mediante tirafondos de $\phi \frac{1}{2}'' \times 8''$	79
Figura III-64: Vista sentido Transversal, se aprecia actuador y viga de transferencia de corte entre actuador y probeta.....	79
Figura III-65: Medición de deformaciones horizontales relativas entre losas de cielo y piso dentro de los módulos, (Izq: Módulo Norte; Der: Módulo Sur)	80
Figura III-66: Medición de deformaciones relativas entre Pie Derecho y Conector Hold-Down	81
Figura III-67: Medición de deformaciones en diagonales principales de muros	82
Figura III-68: Arreglo medición de deformaciones esquina superior	83
Figura IV-69: Nomenclatura utilizada para identificar los ensayos de probetas Muros de Corte + Compresión Axial	86
Figura IV-70: Curva de Histéresis Corte vs Desplazamiento Lateral – Muro No.2 ..	87

Figura IV-71: Vista Lateral de Probeta Muro No. 2 deformada a un desplazamiento global del 6% (146.4mm)	88
Figura IV-72: Vista Frontales de Probeta Muro No. 2 deformada evidenciando el modo de falla <i>pull through</i> entre revestimiento y Pie Derecho	88
Figura IV-73: Historias de deformación medida en los ejes longitudinales (arriba) y transversales (abajo). Ensayo SD10.....	90
Figura IV-74: Curva deformación vs fuerza total (corte basal) para el ensayo SD10..	91
Figura IV-75: Historias de deformación medida en los ejes longitudinales (arriba) y transversales (abajo). Ensayo SD20.....	92
Figura IV-76: Curva deformación vs fuerza total (corte basal) para el ensayo SD20..	93
Figura IV-77: Historias de deformación medida en los ejes transversales	95
Figura IV-78: Curva fuerza corte vs. deformación lateral sentido transversal	95
Figura IV-79: Módulos durante el ensayo – Desplazamiento Global del +6% y Drift del 3.9%	96
Figura IV-80: Módulos durante el ensayo – Desplazamiento Global del -6% y Drift del 3.9%	97
Figura IV-81: Módulo Norte Después del ensayo	97
Figura IV-82: Módulo Sur Después del ensayo	98
Figura IV-83: Antes y Después, efectos de amortiguamiento y disipación de energía (Base Módulo Norte)	98
Figura IV-84: Antes y Después, efectos de amortiguamiento y disipación de energía (Base compartida entre Módulos Norte y Sur)	99
Figura IV-85: Falla por Desclavamiento.....	100

Figura IV-86: Falla por Fatiga al corte del clavo.....	101
Figura IV-87: Vista Lateral del Muro No. 3 con ubicación de actuador para aplicar las cargas cíclicas.....	102
Figura IV-88: Curvas de Histéresis Corte vs Desplazamiento Lateral – Muro No.3..	103
Figura IV-89: Curvas de Histéresis Corte vs Desplazamiento Lateral – Muro No.4..	104
Figura IV-90: Curvas de Histéresis Muro No.2 con Peaks: $P_i (+/-)$	107
Figura IV-91: Degradación de Rigidez cíclica en Muro No.2	108
Figura IV-92: Valores usados en los cálculos de los parámetros cíclicos.	109
Figura V-93: Esquema de razón de aspecto de algunos muros y su efecto en la resistencia y rigidez en proporción a su longitud	116
Figura V-94: Estructuración Muros Eje X-X.....	119
Figura V-95: Modos de vibración modelo lineal equivalente: Dirección X-X.....	124
Figura V-96: Modos de vibración modelo lineal equivalente: Dirección Y-Y.....	125
Figura V-97: Espectro elástico de diseño NCh433 (espectro objetivo) y espectros de respuesta de los 7 registros artificiales considerados en el análisis.....	126
Figura V-98: Registros artificiales de aceleración compatibles con espectro elástico de diseño	127
Figura V-99: Historias de Corte Basal para los registros #1 al #7: Dirección X-X..	128
Figura V-100: Historias de Corte Basal para los registros #1 al #7: Dirección Y-Y.	129
Figura V-101: Historia de deformaciones de entrepiso (drift) como % de la altura del piso para el Registro #6: Dirección X-X	132

Figura V-102: Historia de deformaciones de entrepiso (drift) como % de la altura del piso para el Registro #6: Dirección Y-Y	133
Figura V-103: Deformaciones máximas de entrepiso (drift) como % de la altura del piso, calculadas como promedio de los valores máximos de cada piso de los 7 registros considerados, para R=1 (Deformación Inelástica) y R=7 (Deformación elástica): Dirección X	134
Figura V-104: Deformaciones máximas de entrepiso (drift) como % de la altura del piso, calculadas como promedio de los valores máximos de cada piso de los 7 registros considerados, para R=1 (Deformación Inelástica) y R=7 (Deformación elástica): Dirección Y	135
Figura V-105: Conexión clavada Aras (Flush) y con Sobrehincado (Over-driven)..	

RESUMEN

Un proyecto de investigación conjunto entre Tecnofast S.A. y la Pontificia Universidad Católica de Chile, se llevó a cabo en el 2015 para determinar la estructura necesaria que debía tener una edificación modular de madera de 6 pisos de altura, de forma tal que fuera funcional y segura ante las solicitaciones sísmicas chilenas. Esto para poder satisfacer un mercado que demandaban empresas mineras, las cuales solicitaban a Tecnofast elevar el número de pisos de sus campamentos actuales de 3 a 6 niveles, de forma que se pudieran colocar la mayor cantidad de habitaciones posibles en la misma área. Ante esto, y dada la inexistencia de edificaciones con este sistema estructural en 6 pisos como referentes en Chile, sumado; a las falencias en la comprensión de su respuesta dinámica, se hizo necesario generar una investigación en la que se realizaran estudios numéricos apoyados experimentalmente, que permitieran verificar la factibilidad técnica de estos edificios en 6 pisos.

El desarrollo de este proyecto implicó una extensa revisión bibliográfica asociada al estudio de metodologías de diseño y procedimientos experimentales, esto con miras a estimar la rigidez y resistencia de los muros de corte. Así se continuó con los ensayos de muros de corte 2D y módulos 3D a full escala. Posteriormente, los resultados de los ensayos se utilizaron como parámetros para modelar el edificio como resortes y masas concentradas, el cual se analizó utilizando siete conjuntos de registros sintéticos compatibles con el espectro de diseño de la Norma NCh433.

Los resultados obtenidos, demostraron que es posible construir un edificio de 6 pisos en Chile con el sistema estructural estudiado, lo cual le permitió a Tecnofast efectivamente iniciar en el 2017, la construcción del primer edificio de madera de 6 pisos en Chile para una compañía minera. Adicionalmente y como consecuencia de este estudio, se estableció la creación de un equipo para trabajar en una propuesta de modificación de la norma de diseño sísmico para edificios en madera.

ABSTRACT

A joint research project of Tecnofast S.A. and the Pontificia Universidad Católica de Chile, was initiated in 2015 to determine the Lateral-Force-Resisting-System for a modular 6-story wood light-frame prefabricated building, to be able to withstand the Chilean seismic solicitations. This in order to satisfy a construction market demanded by mining companies, which expressed to Tecnofast the need to start building constructions increasing the number of stories, going from 3 to 6 stories, this in order to expand the number of available rooms, but occupying the same area in the mine. Given this, and due to fact that none similar study or structural design for modular 6-story wood light-frame buildings had ever been carried out in Chile, in add to the lack of comprehension of the dynamic response of these structures, it became necessary to generate an investigation in which numerical studies supported experimentally, would verify the technical feasibility of these buildings to 6 stories.

The development of this project included an extensive bibliographic revision related to design methodologies and experimental procedures, this to estimate the stiffness and strength of shear walls. Thus, continued with structural cyclic tests of 2D shear walls and full scale 3D modular test. Afterwards the test results were used as input parameters to model the building as springs and lumped mass model which was next analyzed using seven sets of synthetic ground motion spectrum-compatible with NCh433 seismic code.

The research results obtained from this study, showed that it is possible to built a six-story lighth woodframe building in Chile, which allowed Tecnofast to effectively begin in 2017, the construction of the first 6-story wooden building in Chile for a mining company. Additionally and as a consequence of this study, the creation of a team was established to work on a proposal of modification of the seismic design regulations for lighth frame mid-rise timber buildings.

I. INTRODUCCIÓN.

I.1 Introducción.

El presente estudio tiene como fundamento estudiar la factibilidad técnica partiendo por el diseño estructural; de construir estructuras prefabricadas modulares de madera en marco plataforma, para seis pisos, en zonas de riesgo sísmico, de forma tal que sean seguras, y que sus elementos estructurales estén dotados de características adecuadas en cuanto a resistencia y rigidez.

El desarrollo de este proyecto, comprendió la revisión bibliográfica del estado del arte de construcción en mediana altura en madera, la elaboración de modelos estructurales en programas de computador, el análisis y diseño de elementos constituyentes de la estructura del edificio proyectado, y finalmente la ejecución de ensayos experimentales que permitieran verificar, los elementos pertenecientes al sistema principal de resistencia a fuerzas laterales propuesto, así como ajustar la modelación estructural del edificio. Este documento, tiene como finalidad describir las experiencias, procedimientos y resultados llevados a cabo con miras a alcanzar los objetivos de estudio.

I.2 Antecedentes del Proyecto.

La concepción de este estudio parte de una necesidad de la industria minera chilena, que una de las principales actividades de la economía y motor de desarrollo de Chile, ésta plantea un problema a Tecnofast S.A. (Mandante de este estudio), empresa de la industria de la prefabricación de estructuras modulares en madera, la cual se apoya en la Universidad PUC para dar solución a la problemática que se presenta a continuación.

La empresa Tecnofast S.A. tiene un mercado importante construyendo campamentos en el sector minero solo hasta 3 pisos de altura, con más de dos millones de metros

cuadrados construidos. Sin embargo en los últimos años, las empresas mineras dentro del marco de sus proyectos de expansión, han manifestado a Tecnofast su necesidad e interés de crear campamentos adicionales para sus empleados, sin embargo; existe la problemática de encontrarse con poca área disponible para continuar construyendo los nuevos campamentos. En este sentido algunas empresas mineras plantean a Tecnofast la necesidad de empezar a construir pero incrementando el número de pisos, pasando de 3 a 6 pisos, para así ampliar la cantidad de habitaciones disponibles creciendo en altura, pero ocupando la misma área en la mina.

Con estos antecedentes, la empresa Tecnofast S.A. desarrolló la idea de llevar a cabo un proyecto de investigación y desarrollo, que evaluara la viabilidad de construcción de un edificio prefabricado modular de madera de 6 pisos en la Mina Los Bronces. Ante este desafío, y siendo el primer estudio nacional orientado a llevar estos edificios a seis pisos, un equipo multidisciplinario del Centro de Innovación de Madera de la UC (CIM UC) se unió para estudiar y determinar esa factibilidad técnica. De esta forma se logró satisfacer la necesidad de ambas industrias; la minera y la industria de prefabricación de edificios en madera a través de la investigación, y así innovar en el desarrollo de productos que hacen avanzar las posibilidades de uso de la madera.

I.3 Antecedentes Generales de Edificaciones de Madera en Marco Plataforma.

Las edificaciones de madera de este sistema estructural están constituidas por diafragmas que actúan como elementos estructurales. Un diafragma se define como un componente estructural de pequeño espesor capaz de resistir solicitaciones de cizalle y que posee una rigidez capaz de limitar las deformaciones en la estructura. Cuando estos diafragmas están dispuestos de manera vertical trabajan como muros de corte, y cuando están ubicados horizontalmente trabajan como diafragmas de pisos y de cielos. Una vez se encuentran bien vinculados ambos tipos de diafragmas dentro

de una edificación, se obtiene un sistema estructural completo que combina el arrostamiento lateral, y la transmisión de esfuerzos de corte hacia los niveles inferiores y cimentaciones, sistema que se denomina Marco-Plataforma.

Un muro de corte es un diafragma vertical capaz de soportar cargas gravitacionales y empujes horizontales por solicitaciones de viento y sismo. Los muros de corte dentro del contexto de este proyecto, están constituidos de tres partes principales: Un marco de madera, un tablero rígido de revestimiento y unos elementos de unión entre el marco y el revestimiento.

Este sistema de Marco-Plataforma es ampliamente usado en Estados Unidos, representando gran porcentaje de las construcciones residenciales, casas y edificios CUREE (1998). Se han realizado numerosos estudios experimentales de la respuesta a carga cíclica en el plano de muros, tanto estáticos (por ejemplo Dolan y Madsen 1992, Ficcadenti et al 1998, Dinehart y Shenton 1998, Santa María y Riddell 2007), como dinámicos (Dinehart y Shenton 1998, Yamaguchi et al 2000). Una detallada revisión bibliográfica se puede encontrar en Van de Lindt (2004).

La mayor parte de estos ensayos, y aquellos usados para definir los valores de diseño de las normas en Estados Unidos, se han realizado en muros de 2440x2440mm, sin embargo, un creciente número de ensayos a escala real de edificaciones completas se ha llevado a cabo, permitiendo una mejor comprensión del sistema en cuanto a rigidez y comportamiento estructural (Van Yokel et al 1973, Tuomi et al 1974, Reardon y Henderson 1996, Boughton y Reardon 1984, Reardon 1988, Reardon 1989, Kasal et al 1994, Yasumura 1999). Recientemente se han realizado ensayos en mesas vibratoras a edificaciones de hasta de 6 pisos Van de Lindt (2012), que han demostrado el buen comportamiento que pueden tener edificios de madera en Marco Plataforma, y ha permitido validar metodologías de diseño. Una muy buena revisión bibliográfica de los métodos de modelación numérica de estructuras de madera se realiza en Pei y van de Lindt (2010).

Los resultados de las experiencias anteriores han permitido el desarrollo de normativas, que incorporan disposiciones para el diseño de diafragmas horizontales y verticales en marco plataforma, especificando resistencias para el diseño por viento y sismo. A continuación, se listan algunas de las normas y documentos que se utilizaron como referencia en este estudio:

- Special Design Provisions for Wind and Seismic 2015 Edition (SDPWS-15) - American Wood Council (2015).
- International Building Code (IBC-2015) - International Code Council (2015).
- Wood Frame Construction Manual (WFCM-2012) - American Wood Council (2015).
- Residential Structural Design Guide: A State-of-the-Art Review and Application of Engineering Information for Light-Frame Homes, Apartments, and Townhouses - PATH (2000).
- National Design Specification for Wood Construction, (NDS-2015) - AFPA (2015).

Estos documentos entregan las capacidades resistentes de corte tanto para diafragmas de entresuelo, como para muros de corte de madera en sistema plataforma (light frame wood shear walls), cubren disposiciones de diseño, requerimientos constructivos y detalles para conexiones. Todo con el objetivo de conformar un sistema resistente de fuerzas laterales plenamente capaz de resistir fuerzas de viento y sismo de forma conservadora.

Los documentos anteriores además permiten el cálculo de las deflexiones tanto para los diafragmas de piso como para los muros de corte, considerando el efecto conjunto de las deformaciones por corte, por flexión, deslizamiento de fijaciones, elongación vertical del anclaje, entre otras fuentes de deflexión.

A partir de los años 80's se han venido elaborando investigaciones en construcción en madera dentro del contexto de los proyectos: CUREE-Caltech Woodframe Project (CUREE - Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering) y el NEESWood Project (NEES - Network for Earthquake Engineering Simulation). Estos proyectos de investigación se concibieron con el objetivo de desarrollar una filosofía lógica y económica, de diseño sísmico basada en desempeño para incrementar de forma segura la altura de construcciones en marco plataforma en regiones de moderada y alta sismicidad. Como resultado estos proyectos desarrollaron software para el análisis estructural de muros de corte en marco plataforma bajo cargas cíclicas. Se crearon los programas M-CASHEW Folz y Filiatrault (2000) (Cyclic Analysis of Wood SHEar Walls), SAWS Folz y Filiatrault (2002) (Seismic Analysis of Woodframe Structures), SAPWood Pei y Van de Lindt (2007) (Seismic Analysis Package for Woodframe structures), y TIMBER-3D que es la versión más reciente desarrollada en base a los otros programas anteriores.

Estos paquetes de software permiten predecir la respuesta de carga-desplazamiento y disipación de energía características de muros de corte de madera bajo cargas cíclicas ejecutando análisis estructural sísmico no lineal. Estos modelos de muros de corte tienen en cuenta la interacción de 3 componentes estructurales: los elementos del marco de madera o pies derechos, tableros de revestimiento elástico lineales y conectores no lineales entre el marco y el tablero de revestimiento. El modelo de histéresis para la conexión clavada marco-revestimiento tiene en cuenta la degradación de rigidez y el comportamiento o efecto pinching característico de esta conexión bajo cargas cíclicas.

Estos programas involucran una robusta estrategia de solución para el control de desplazamiento que se utiliza en la predicción de la respuesta del muro bajo los protocolos de cargas cíclicas. Las capacidades predictivas de estos programas se han comparado con pruebas monotónicas y cíclicas de muros de corte de madera a gran escala (Pei y Van de Lindt 2010, Folz y Filiatrault 2000, Christovasilis y Filiatrault 2011, Shinde y Symans 2010, Pang y Rosowsky 2010, Christovasilis y Filiatrault

2011, Pang y Rosowsky 2010, Durham 1998). Se ha demostrado que los modelos pueden predecir la respuesta característica de carga-desplazamiento y disipación de energía en muros de corte de madera bajo carga cíclica.

El concepto detrás del uso de los anteriores citados documentos y programas en esta investigación, es asistir en la necesidad de poder determinar un pre-diseño de la estructura necesaria para resistir las sollicitaciones laterales manteniendo la integridad estructural.

I.4 Objetivos del Proyecto.

I.4.1 Objetivo General.

El presente estudio tiene como objetivo principal estudiar la factibilidad de construcción de estructuras prefabricadas modulares de madera en marco plataforma, para seis pisos, ubicadas en la Mina Los Bronces, de forma tal que sean seguras, y que sus elementos estructurales estén dotados de características adecuadas en cuanto a resistencia y rigidez.

I.4.2 Objetivos Específicos.

- a) Definir el estado del arte de edificios prefabricados de 6 pisos para identificar problemáticas, desafíos y oportunidades.
- b) Determinar las características que deben tener los muros de corte del sistema marco plataforma para el edificio proyectado de forma que sean capaces de resistir satisfactoriamente las sollicitaciones por cargas sísmicas.
- c) Realizar ensayos de laboratorio para caracterizar propiedades mecánicas de muros de corte de primer piso.
- d) Proyectar Ensayos a Módulos prefabricados Full Escala en 3-Dimensiones para corte bidireccional en planta, corte cíclico de muros en su plano y cargas de compresión.
- e) Revisar y comprobar a través de análisis dinámicos Tiempo Historia, el comportamiento y la capacidad resistente de los muros de corte de la estructura, así como el de los desplazamientos sísmicos del edificio para satisfacer las deformaciones de entrepiso (Drift) admisibles indicadas en la normativa chilena vigente.

I.5 Metodología y Estructura del Proyecto.

La realización de este proyecto implicó las siguientes etapas.

- Revisión del estado del arte para conocer y recopilar las propiedades resistentes de los componentes principales de los muros del sistema marco plataforma.
- Efectuar un estudio bibliográfico del estado del arte asociado a las metodologías de diseño que permiten estimar las capacidades resistentes al corte de los diafragmas horizontales (losas de entrepisos) y verticales (Muros de corte) en sistema marco plataforma.
- Estimación de las masas asociadas a cada módulo de cada piso a partir de los planos arquitectónicos, y de los ensayos de resistencia al fuego que determinan las cantidades mínimas de tableros en los Muros y Losas.
- A partir de las masas y de las solicitaciones por carga de nieve, diseñar los elementos resistentes a cargas verticales en cada módulo en cada uno de los pisos, para así poder establecer las escuadrías de los elementos de madera que soportan el peso del edificio.
- Pre-diseñar y determinar las estructuraciones necesarias para el sistema principal de resistencia a fuerzas laterales de los módulos prefabricados, esto a través de métodos y normativas existentes, así como de resultados de investigaciones norteamericanas relacionadas y paquetes de software específicos.
- Revisión bibliográfica de las normativas existentes nacionales e internacionales relacionadas con la elaboración de ensayos de Muros y de sus conexiones, junto con estudios realizados referentes al tema.

- Ejecución de ensayos de laboratorio a las principales conexiones asociadas a un Muro en sistema marco plataforma.
- Evaluar experimentalmente el comportamiento de Muros 2D y Módulos 3D Full Escala del primer piso de edificio, sometidos a procedimientos de cargas que involucren desplazamientos cíclicos crecientes; incluyendo, la carga vertical real asociada al peso de 6 pisos.
- Análisis de resultados de los ensayos en cuanto a comportamiento, niveles de resistencia y estudio de otros parámetros de interés tales como rigidez, amortiguamiento y ductilidad.
- Ajustar un modelo equivalente para la estructura de madera de 6 pisos de altura usando los resultados experimentales.
- Verificar en cada dirección ortogonal de la planta de edificio mediante análisis dinámicos del tipo Tiempo Historia Lineales Equivalentes, el comportamiento y la capacidad resistente de los muros de corte de la estructura, así como verificar las deformaciones de entrepiso (Drift) admisibles por norma. Estos análisis dinámicos se efectuarán con base de una serie de registros sintéticos, compatibles con el espectro de diseño de la norma de sísmica NCh433.

II. CONSIDERACIONES DEL PROYECTO Y BASES DEL CÁLCULO.

II.1 Bases de Cálculo.

II.1.1 Descripción Del Proyecto.

El proyecto es un edificio modular prefabricado regular, de seis niveles, de madera en marco plataforma. La edificación está destinada a habitaciones, tiene una altura total de 21.5 m. Cada edificio de 6 pisos tiene una superficie total de 260m² aproximadamente. La estructura del sistema de resistencia a cargas horizontales está conformada por muros de corte en ambos ejes ortogonales de la planta estructural. El proyecto se encontrará situado en las instalaciones de la Mina Los Bronces – Pérez Caldera – Región Metropolitana, zona sísmica II. A falta de un estudio de mecánica de suelo en esta etapa, se asume un Suelo Tipo D en conformidad con el mandante a pesar de estar el proyecto ubicado sobre roca. Las siguientes figuras ilustran las dimensiones y geometrías del proyecto.



Figura II-1: Fachadas del Edificio Modular Prefabricado Proyectado (Unidades en milímetros).

En la Figura anterior se resalta en color rojo un edificio modular de 260m² aproximadamente.

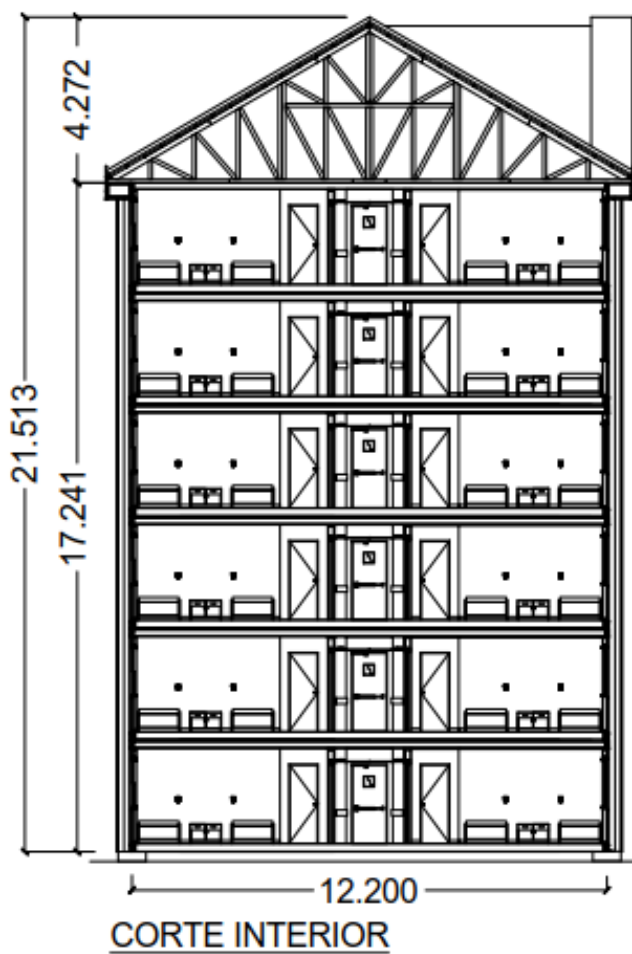


Figura II-2: Corte en Elevación del Edificio Modular Prefabricado Proyectado
(Unidades en milímetros).

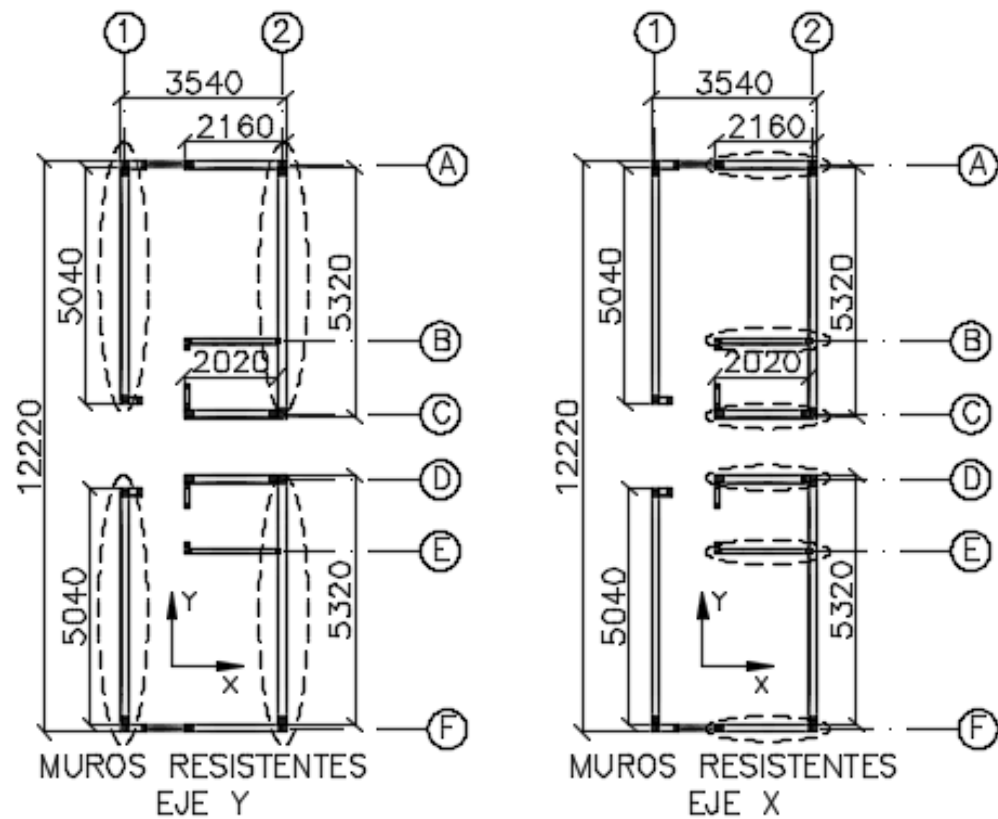


Figura II-3: Corte en Elevación del Edificio Modular Prefabricado Proyectado
(Unidades en milímetros).

Nomenclatura:

Longitudinal = Ejes 1 y 2

Transversal Exterior = Ejes A y F & Transversal Interior = Ejes B, C, D y E

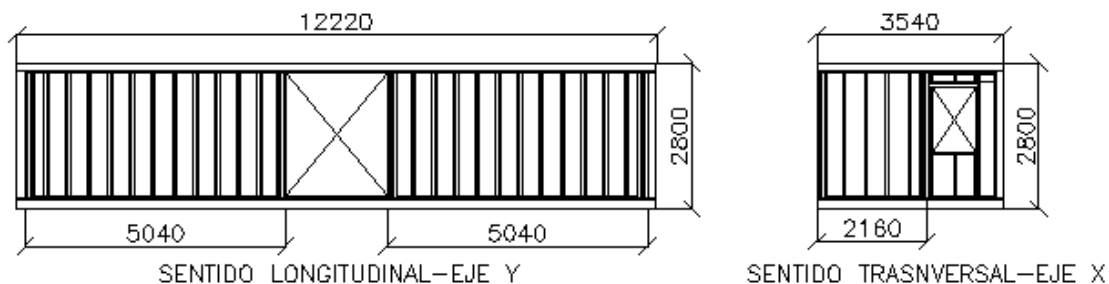


Figura II-4: Detalle de dimensiones y elevaciones por módulo prefabricado
(Unidades en milímetros).

II.1.2 Calidades y Propiedades de los Materiales Empleados.

Para la realización de cualquier estudio o análisis sobre el comportamiento de una estructura es necesario conocer las características físicas, geométricas y mecánicas de los distintos elementos componentes de dicha estructura.

Los muros de madera en marco plataforma de este estudio están configurados los pies derechos, soleras, placas de OSB, clavos, tornillos y conectores metálicos tipo Hold-Down. Estos elementos se comportan de manera distinta conforme a sus propiedades y al tipo de sollicitación a que están sometidos, sin embargo, el punto relevante es que los componentes ensamblados entregan propiedades estructurales aún mejores que la suma de sus partes o componentes individuales. A continuación se dan a conocer las propiedades mecánicas de los elementos que constituyen los muros de madera a analizar

a) Propiedades de la Madera del Marco.

Los Marcos de madera está formado por pies derechos y soleras de Pino Radiata de la empresa comercializadora Arauco, clasificada visualmente como G1 según la norma chilena NCh1207 y seca en cámara al 12% promedio.

La clasificación visual consiste en el control visual de la presencia de una serie de características apreciables sobre las superficies de las piezas, por ejemplo nudos,

cuya influencia sobre la capacidad resistente o de rigidez ha sido reconocida. En Chile el proceso clasificación visual de madera aserrada de Pino radiata se encuentra regulado en la norma NCh1207, documento que define 3 Grados estructurales: GS, G1 y G2, especificando las características y defectos de la madera que se deben controlar y cuáles son las restricciones en cada uno de los tres grados. Las siguientes tablas presentan las características más importantes asociadas a esta madera obtenidas de catálogos de Arauco.

Tabla II-1: Especificaciones dimensionales del MSD Estructural.

Denominación	Dimensiones			Tolerancia		Pallets		
	Espesor mm	Ancho mm	Largo m	Esp. mm	Ancho mm	Total piezas	pulg	Peso (Kg)
2x2	41	41	2,4	-0/ +2	-0/ +2	240	72	669
2x3	41	65	2,4	-0/ +2	-0/ +2	168	76	702
2x4	41	90	2,4	-0/ +2	-0/ +2	120	72	669
2x6	41	138	4	-0/ +2	-0/ +2	84	126	1170
2x6	41	138	4,8	-0/ +2	-0/ +2	84	151	1405
2x8	41	185	4	-0/ +2	-0/ +2	60	120	1114
2x8	41	185	4,8	-0/ +2	-0/ +2	60	144	1338

Tabla II-2: Propiedades Físicas y mecánicas MSD Estructural.

Propiedad	Unidad	Valor promedio estado seco
Contracción volumétrica	%	11
Contracción tangencial	%	6,2
Contracción radial	%	4,2
Dureza paralela	kg	265,4
Dureza normal	kg	356,1
Clivaje tangencial	kg/cm ²	49,9
Clivaje radial	kg/cm ²	40,2
Extracción de clavos normal	kg	43,6
Extracción de clavos paralela	kg	28,2

Los valores normativos asociados a la resistencia del Pino Radiata se toman de lo estipulado en la Tabla 4 b) presente en la cláusula 5.2.3 de la Norma NCh-1198 para elementos estructurales según su grado.

Tabla II-3: Tensiones Admisibles y módulo de elasticidad en flexión para Madera Aserrada de Pino Radiata seco: H = 12% (MPa), Tabla 4 b) NCh-1198.

Grado estructural	Tensiones admisibles de					Módulo de elasticidad en flexión E_f^a	Índice de aplastamiento en compresión normal $E_{cn,h}$ (MPa/mm)
	Flexión ^{b)} F_f	Compresión paralela F_{cp}	Tracción paralela ^{b)} 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 $0,60 E_f$.							

Las propiedades de resistencia consignadas en esta tabla serán las que se utilizarán al momento de la elección y dimensionamiento de las piezas de madera necesarias en los muros y losas de entepiso.

b) Propiedades del tablero.

Los tableros OSB (Oriented Strand Board) son tableros estructurales formados por hojuelas rectangulares de madera, dispuestas en capas perpendiculares unas con otras.

Las hojuelas son mezcladas con ceras y adhesivos para posteriormente ser sometidas a altas temperaturas y presiones, dando origen a los tableros OSB estructurales de 4 x 8 pies, 1.22 x 2.44m, que poseen las características de resistencia y rigidez que resultan de la laminación cruzada de las capas.

Las siguientes tablas resumen las características de resistencia más importantes de los tableros de OSB dentro del contexto de este estudio, obtenidas del Catálogo Técnicos OSB Home Estructural de LP® building products.

Tabla II-4: Propiedades Físicas y mecánicas de los tableros OSB.

Esesor	OSB 9,5mm	OSB 11,1mm	OSB 15,1mm	OSB 18,3mm
Densidad (*)	705 Kg/m ³	700 Kg/m ³	705 Kg/m ³	695 Kg/m ³
IB (**)	30 PSI	30 PSI	30 PSI	30 PSI
Hinchamiento de espesor	25%	25%	20%	20%

Tabla II-5: Módulos de Corte tableros OSB.

RATED PANELS DESIGN CAPACITIES								
Span Rating	Stress Parallel to Strength Axis				Stress Perpendicular to Strength Axis			
	Plywood			OSB	Plywood			OSB
	3-ply	4-ply	5-ply		3-ply	4-ply	5-ply	
PANEL RIGIDITY THROUGH THE THICKNESS, $G_v J_v$ (lbf/in. of panel depth)								
24/0	25,000	32,500	37,500	77,500	25,000	32,500	37,500	77,500
24/16	27,000	35,000	40,500	83,500	27,000	35,000	40,500	83,500
32/16	27,000	35,000	40,500	83,500	27,000	35,000	40,500	83,500
40/20	28,500	37,000	43,000	88,500	28,500	37,000	43,000	88,500
48/24	NA	40,500	46,500	96,000	NA	40,500	46,500	96,000
16 oc	27,000	35,000	40,500	83,500	27,000	35,000	40,500	83,500
20 oc	28,000	36,500	42,000	87,000	28,000	36,500	42,000	87,000
24 oc	NA	39,000	45,000	93,000	NA	39,000	45,000	93,000
32 oc	NA	NA	54,000	110,000	NA	NA	54,000	110,000
48 oc	NA	NA	76,000	155,000	NA	NA	76,000	155,000
Structural I Multiplier								
	1.3	1.3	1.1	1.0	1.3	1.3	1.1	1.0

Shaded cells are atypical APA panel constructions as shown in Table 13.

(a) The value shall be permitted to be increased to 2,900,000 lbf/ft for the calculation of the bending stiffness (EI_{panel}) of prefabricated wood I-joists.

(b) The value shall be permitted to be increased to 4,500,000 lbf/ft for the calculation of the composite floor bending stiffness ($EI_{composite}$) of prefabricated wood I-joists.

Fuente: Panel Design Specification - APA (www.apawood.org).

Los tableros de revestimiento son de OSB Grado “Sheathing”, las propiedades mecánicas resistentes de los mismos se obtuvieron del documento D510 - Panel Design Specification.

Tabla II-6: Propiedades Seccionales de tableros OSB.

Performance Category	Approximate Weight ^(b) (psf)		Nominal Thickness † (in.)	Area A (in. ² /ft)	Moment of Inertia I (in. ⁴ /ft)	Section Modulus S (in. ³ /ft)	Statical Moment Q (in. ³ /ft)	Shear Constant lb/Q (in. ³ /ft)
	Plywood	OSB						
3/8	1.1	1.2	.375	4.500	.053	.281	.211	3.000
7/16	1.3	1.4	.437	5.250	.084	.383	.287	3.500
15/32	1.4	1.5	.469	5.625	.103	.440	.330	3.750
1/2	1.5	1.7	.500	6.000	.125	.500	.375	4.000
19/32	1.8	2.0	.594	7.125	.209	.705	.529	4.750
5/8	1.9	2.1	.625	7.500	.244	.781	.586	5.000
23/32	2.2	2.4	.719	8.625	.371	1.033	.775	5.750
3/4	2.3	2.5	.750	9.000	.422	1.125	.844	6.000
7/8	2.6	2.9	.875	10.500	.670	1.531	1.148	7.000
1	3.0	3.3	1.000	12.000	1.000	2.000	1.500	8.000
1-1/8	3.3	3.6	1.125	13.500	1.424	2.531	1.898	9.000

See Section 6 for conversion factors.

(a) Properties based on rectangular cross section of 1-ft width.

(b) Approximate weight for calculating actual dead loads of the panel.

Fuente: Panel Design Specification - APA (www.apawood.org).

c) Propiedades de las uniones.

Se ha determinado, tanto teórica como experimentalmente, que el factor más influyente en la capacidad de resistencia al corte de los muros de madera corresponde al comportamiento de los sistemas de uniones, los cuales son:

- i) Unión del Muro a la fundación.
- ii) Unión entre pies derechos y soleras.
- iii) Unión entre la placa estructural y el marco.

La unión (i) aporta rigidez al muro para impedir el levantamiento del pie derecho de esquina por el efecto volcante o rocking que las cargas laterales y los momentos volcantes le imponen al muro; también contribuye a evitar la flexión de la solera inferior.

La unión (ii) tiene un funcionamiento tipo rótula y no tiene mayor influencia en la resistencia del panel. En esta investigación se estudió experimentalmente el

comportamiento de esa rótula a fuerzas cíclicas laterales, y adicionalmente se estudió la capacidad resistente a esfuerzos de tracción. Todas las conexiones ensayadas entre Pie Derecho - Solera se materializaron con clavos lanceros.

La unión (iii) es determinante en el comportamiento estructural del panel frente a solicitaciones externas, pues es la conexión que permite que el tablero (componente rígido) pueda trabajar conjuntamente con el marco (componente flexible). La zona más afectada de la unión (iii) corresponde a la unión placa estructural-solera inferior o superior.

i) Características de la Unión del Muro a la fundación.

Esta es la unión que aporta rigidez al muro al impedir el levantamiento del borde traccionado del panel y la flexión de la solera inferior.

Estos sistemas de conexión se denominan Hold-Down, y son dispositivos que se anclan a la fundación mediante pernos embebidos en el hormigón, o pernos pasados de un muro de un piso a un nivel inferior para mantener la continuidad en el patrón de las cargas laterales.

Los conectores metálicos que se usaron en este proyecto se muestran en las Figuras II-5 a la II-7.

Estos elementos pertenecen a la compañía Simpson Strong-Tie y pertenecen a la serie HDQ8. Las capacidades admisibles a tracción de estos y otros conectores se entregan en los catálogos que distribuye la casa Simpson; a continuación se presenta una tabla que entrega las resistencias asociadas a los mismos.

Tabla II-7: Capacidades Admisibles de conectores Hold-Down
HDQ8/HHDQ.

Model No.	Ga	Dimensions (in.)					Fasteners		Minimum Wood Member Thickness ⁴ (in.)	Allowable Tension Loads (160)			Code Ref.
		W	H	B	ϕ	SD	Anchor Bolt Dia. (in.)	SDS Screws		DF/SP	SPF/HF	Deflection at Allowable Load ⁴ (in.)	
HDQ8-SDS3	7	2½	14	2½	1¼	2%	¾	20-SDS ¼"x3"	3	5715	4115	0.064	16, L8, F5
								20-SDS ¼"x3"	3½	7630	5495	0.094	
								20-SDS ¼"x3"	4½	9230	6645	0.095	
HHHQ11-SDS2.5	7	3	15½	3½	1%	¾	1	24-SDS ¼"x2½"	5½	11810	8505	0.131	
HHHQ14-SDS2.5	7	3	18½	3½	1%	¾	1	30-SDS ¼"x2½"	7¼	13015	9370	0.107	
								5½"	13710	10745	0.107		

1. See page 45 for Holddown and Tension Tie General Notes.

2. Noted HHDQ14 allowable loads are based on a 5½" wide post (6x6 min.) Other loads based on 3½" wide post minimum.

3. HHDQ14 requires heavy-hex anchor nut (supplied with holddown).

4. HDQ and HHDQ installed horizontally achieve compression loads with the addition of a standard nut on the underside of the load transfer plate. Refer to ICC-ES ESR 2320 for design values. HHD8 requires a standard nut and BP½-2 (sold separately) load washer on the underside of the holddown for compression load. Design of anchorage rods for compression force shall be per the Designer.

Fuente: Wood Construction Connectors - Simpson Strong-Tie 2015, (www.strongtie.com).



Figura II-5: Dispositivos Hold-Down o conectores metálicos.



Figura II-6: Dispositivo Hold-Down HDQ8 ubicado en muro de ensayo.

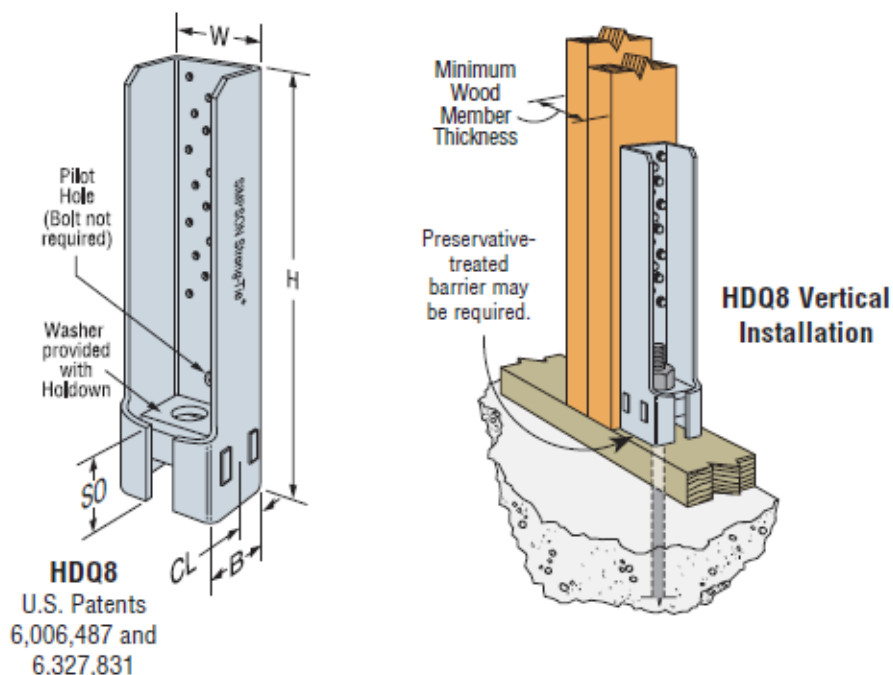


Figura II-7: Dispositivos Hold-Down o conectores metálicos.

ii) Características de la Unión entre Pies Derechos y Soleras.

Con respecto a esta unión, se consideró en un comienzo la posibilidad de materializarla como una conexión clavada dispuesta en forma de lancero, la cual tiene capacidad para transmitir esfuerzos de tracción. Sin embargo, los experimentos desarrollados en esta investigación con clavos lanceros mostraron que su resistencia es muy parecida a la típica conexión más comúnmente utilizada en la construcción de paneles, que corresponde a una en la cual el pie derecho se conecta con la solera mediante clavos cuyo eje longitudinal coincide con el eje del pie derecho. La siguiente Figura ilustra la diferencia en la forma de instalar los clavos.

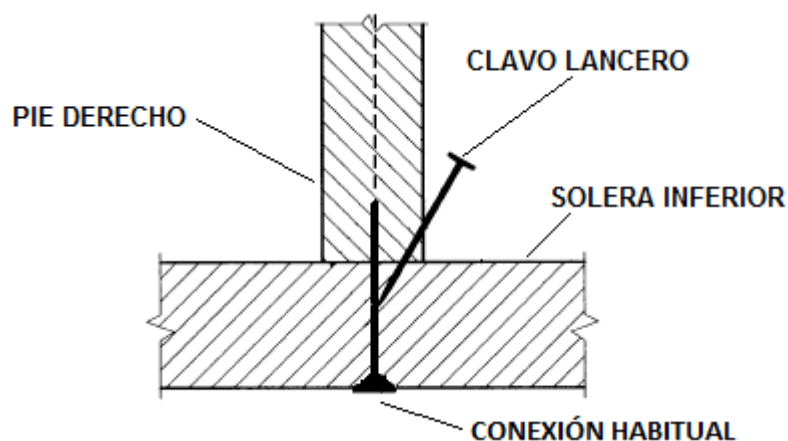


Figura II-8: Conexiones entre Pie Derecho y Solera Inferior.

Sin embargo, de acuerdo a lo indicado en los numerales 9.6.3.3.1 y 9.6.3.3.4 de la Norma NCh-1198, la conexión habitual allí indicada debe evitarse cuando se utilice para solicitaciones de tracción o extracción directa, debido a que implica clavos solicitados por fuerzas orientadas según la dirección del eje del clavo; en estos casos, se indica en la norma que esta conexión no debe ser considerada en el cálculo estructural.

En los muros de corte de este proyecto toda la responsabilidad de resistencia a esfuerzos de tracción en un muro es asignada a los dispositivos Hold-Down; por lo tanto, el aporte en resistencia de la conexión entre Pie Derecho y Solera, bien sea por medio de clavos hincados orientados según el eje del pie derecho, o por clavos lanceros, se puede ignorar completamente. Además; ambas conexiones mostraron experimentalmente aportar resistencias bastante menores a las que ofrecen los conectores Simpson NDQ8. Por consiguiente, independientemente de la conexión adoptada, clavo lancero o habitual, el aporte en resistencia de esta conexión entre Pie Derecho y Solera no será considerado en el cálculo estructural.

Por lo anterior, se ha resuelto de común acuerdo con el mandante, que debido a la facilidad constructiva que la conexión habitual (con clavos hincados en el eje longitudinal del pie derecho), ofrece en cuanto a optimización de tiempos durante el proceso de fabricación, se mantendrá esta forma de conexión en la fabricación de muros y módulos del edificio.

Las siguientes figuras presentan las conexiones habituales y tipo lancero durante los ensayos realizados.

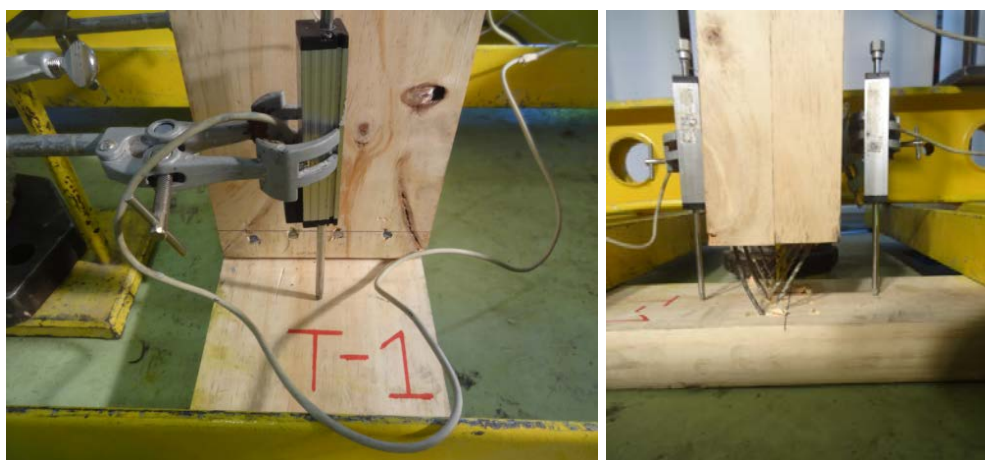


Figura II-9: Conexión tipo lancero entre Pie Derecho y Solera durante el ensayo.



Figura II-10: Conexión Clavo con eje longitudinal hincado en el eje longitudinal del Pie Derecho durante el ensayo de extracción directa por tracción.

La siguiente figura presenta la conexión adoptada por el mandante y materializada en uno de los muros de corte que se ensayaron durante el estudio.



Figura II-11: Conexión adoptada entre Pie Derecho y Solera para los muros de ensayo del proyecto.

iii) Características de la Unión entre el Marco de Madera y Placa Estructural.

Esta unión es determinante en el comportamiento estructural del panel frente a solicitaciones externas, pues es ésta la que permite que el tablero (elemento rígido) pueda trabajar conjuntamente con el marco de madera (elemento flexible). La unión se encuentra sometida a esfuerzos de corte producto del traspaso de fuerzas entre el marco y las placas de OSB. Esta transferencia de esfuerzos involucra una serie de fenómenos, tales como la extracción lateral, flexión, fluencia, y principalmente el corte en los clavos, más el aplastamiento tanto del tablero como de los elementos del marco de madera.

Esta conexión se estudió experimentalmente, la Figura II-12 presenta fotografías registradas durante los ensayos de algunas de las probetas.



Figura II-12: Ensayo Cíclico de Cizalle Representando Conexión
Clavada entre: Pies Derechos – Tablero de OSB.

II.2 Metodología de Análisis y Diseño.

La metodología efectuada para definir la estructura de este estudio comprendió la ejecución de una serie de análisis estructurales. Se realizaron inicialmente análisis estático y modal espectral de forma iterativa a medida que se iba avanzando en el diseño del edificio. Sin embargo, estos dos análisis tienen ciertas limitaciones para su aplicación directa en el edificio proyectado en este estudio, por lo tanto el empleo de los anteriores análisis fue solo un medio para el dimensionamiento de la estructura necesaria de los muros, para así de esta forma; poder satisfacer los requisitos de resistencia y de control de deformaciones de entrepisos (drift) exigidos por la normativa vigente.

La verificación final del edificio propuesto se realiza mediante un análisis dinámico tiempo historia.

En todos los análisis se consideró diafragmas rígidos en todos los niveles de piso, los cuales se generan a partir de la presencia de los diafragmas dobles de cielo y piso de cada módulo cuando se colocan uno sobre el otro, los que a su vez están conformados por dos capas rígidas de tableros de OSB.

Los elementos de madera que conforman los paneles de los diafragmas verticales y horizontales el edificio con el sistema de marco plataforma serán diseñados considerando el Método de Tensiones Admisibles.

II.2.1 Cargas Sísmicas.

Los pesos y masas de cada módulo, se determinaron según los planos arquitectónicos entregados por el mandante y por los ensayos de resistencia al fuego realizados con anterioridad por el mismo. Un edificio de seis pisos de acuerdo con Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones, debe contar con unidades y elementos soportantes dotados para una resistencia al fuego categoría F-120, por lo tanto, los muros de corte y diafragmas de entrepiso deben contar unos revestimientos y

materiales retardantes de fuego mínimos que permitan garantizar dicha resistencia. Estos materiales condicionan espesores mínimos de los diafragmas y por consiguiente tienen alto impacto en las masas del proyecto.

Conocidas las masas, se inició el proceso iterativo de análisis estructural y diseño. El dimensionamiento de la escuadría de los pies derechos y espaciamiento de los mismos para resistir la carga vertical, se efectuó con los pesos estimados, la información de Tensiones Admisibles en la Tabla II-3 de este documento, y con la metodología indicada por la Norma NCh-1198 Capítulo 7.3 - Elementos en Compresión Paralela.

Posteriormente el proceso iterativo continuó con la actualización de los pesos y masas, con las que se realizaron los análisis sísmicos, se obtuvieron nuevos cortes y esfuerzos provenientes de ese análisis, se diseñaron los muros, sus placas estructurales y se verificaron las deformaciones sísmicas, con las nuevas masas se procede con una nueva iteración.

A continuación se resumen las consideraciones tenidas en cuenta durante el análisis y los principales resultados obtenidos al final del proceso iterativo.

a) Solicitaciones.

Se establecen en el cálculo las siguientes cargas y sobrecargas:

- Cargas de peso propio de la estructura (D).
- Sobrecargas de uso en la estructura (L) (Según NCh 1537Of.86).
- Cargas sísmicas (E) (Según NCh 433 y Decreto 61-2011).
- Cargas de viento (W) (Según NCh 432-2010).
- Cargas de Nieve (S) (Según NCh 431-2010 e Informe Técnico No. 000-

CIT-001 - Estudio para Solicitaciones de Diseño: Cargas de Nieve).

b) Combinaciones de Carga.

Las combinaciones de carga estipuladas en la Norma NCh3171 para el método de diseño por tensiones admisibles son las siguientes (9.2.1 - NCh3171):

- 1) D
- 2) D + L
- 3) D + S
- 4) $D + 0.75L + 0.75S$
- 5a) $D \pm W$
- 5b) $D \pm E$
- 6a) $D \pm 0.75W + 0.75L + 0.75S$
- 6b) $D \pm 0.75E + 0.75L + 0.75S$
- 7) $0.6D \pm W$
- 8) $0.6D \pm E$

El análisis con las acciones de viento se realizó a nivel de modelos estructurales, pero sus resultados se omiten en este informe toda vez que el objetivo de este estudio está enfocado en el diseño sísmico. El corte basal por las acciones del viento resultó ser solo un 40% de la magnitud del corte basal por sismo, por consiguiente, el diseño por fuerzas horizontales queda gobernado por el sismo.

c) Tabla de Cargas de Diseño.

De acuerdo a la geometría del módulo y las sobrecargas a considerar en el estudio se obtiene lo siguiente:

DIMENSIONES	
ANCHO	LARGO
3.54	12.2

Nº PISOS	6
----------	---

PESOS MUERTOS		
PISO Nº	Kgf	Kgf/m ²
PISO 1	10183.49	235.79
PISO 2	10183.49	235.79
PISO 3	9297.07	215.27
PISO 4	9297.07	215.27
PISO 5	8844.89	204.80
PISO 6	9534.38	220.76
CUBIERTA	1130.00	26.16
TOTALES	58470.39	1353.86

CARGAS		
TIPO	Kgf	Kgf/m ²
S.CARGA	10797.00	250.00
NIEVE	19089.10	442.00

d) Masas Sísmicas por Piso.

Además del peso muerto del edificio, la Norma NCh433 indica que un 25% de la sobrecarga sea tomada en cuenta como masa sísmica. En el caso de este proyecto, que incluye una sobrecarga de nieve en la cubierta, por disposición del mandante se considera un 50% de la carga de nieve como masa sísmica. Los pesos sísmicos resultantes se indican a continuación:

PORCENTAJE CARGAS PARA MASAS	
TIPO	%
S.CARGA	0.25
NIEVE	0.50

PESOS SÍSMICOS						
ENTREPISO	P.PROPIO SÍSMICO		S.CARGA	NIEVE	TOTAL	
	Kgf/m ²	Kgf	Kgf/m ²	Kgf/m ²	Kgf/m ²	Kgf
ENTREPISO 1-2	235.79	10183.486	62.5		298.29	12882.736
ENTREPISO 2-3	225.53	9740.28	62.5		288.03	12439.53
ENTREPISO 3-4	215.27	9297.074	62.5		277.77	11996.324
ENTREPISO 4-5	210.03	9070.982	62.5		272.53	11770.232
ENTREPISO 5-6	212.78	9189.6325	62.5		275.28	11888.8825
ENTREPISO 6-CUB.	136.55	5897.1875		221	357.55	15441.7355
TOTALES	1235.96	53378.64	312.50	221.00	1769.46	76419.44

Con base en estos pesos sísmicos por piso se realiza en análisis de fuerzas horizontales equivalentes y el análisis de tiempo historia con masas concentradas.

e) Datos Sísmicos Normativos - NCh-433 y Decreto 61-2011.

La ubicación del Proyecto en la Mina Los Bronces – Pérez Caldera – Región Metropolitana, corresponde a zona sísmica II según Tabla 4.2 y Figura 4.1 b) en Norma NCh-433. A falta de un estudio de mecánica de suelo en esta etapa, se asume un Suelo Tipo D en conformidad con el mandante a pesar de estar el proyecto ubicado sobre roca. Así se tienen los siguientes datos para el Análisis Estático ($R = 5.5$, Tabla 5.1-NCh-433):

Categoría	
Tipo	I
II	1

Zona II	
Tipo de Suelo	A ₀ /g
D	0.3

S	T ₀ (sg)	T' (sg)	p	n	R ₀
1.2	0.75	0.85	1	1.8	5.5

SISMO X	
T _x * (sg)	R*
0.68	4.96

SISMO Y	
T _y * (sg)	R*
0.45	4.23

COEFICIENTE DE CORTE	
C _x	0.2660
C _y	0.5641

RANGO DE COEFICIENTES	
C_{\min}	0.0600
C_{\max}	0.144

COEFICIENTE ADOPTADO	
C_X	0.1440
C_Y	0.1440

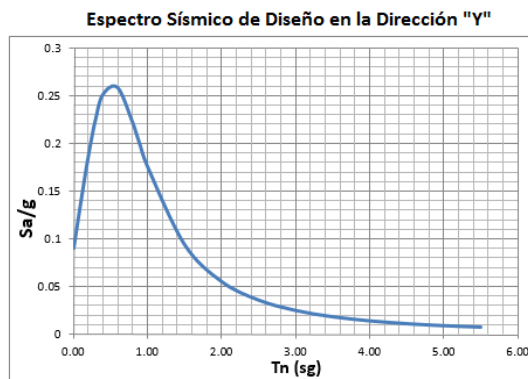
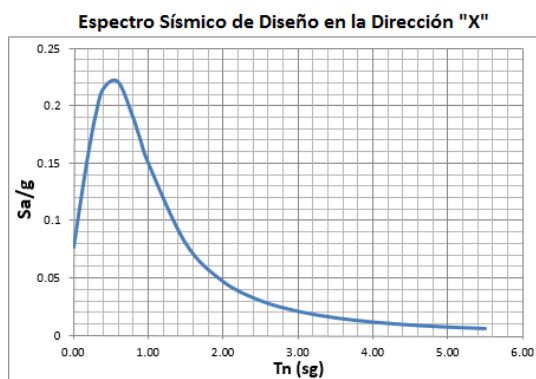
Por lo tanto, como el corte basal queda determinado por el coeficiente máximo C_{\max} en ambos sentidos, el corte basal en ambos ejes tanto el X como el Y será el mismo.

Para el Análisis Modal Espectral ($R_0 = 7.0$, Tabla 5.1-NCh-433):

Zona II							
Tipo de Suelo	S	T_0 (sg)	T' (sg)	p	I	A_0/g	R_0
D	1.2	0.75	0.85	1	1	0.3	7

SISMO X	
T_X^* (sg)	R^*
0.68	4.96

SISMO Y	
T_Y^* (sg)	R^*
0.45	4.23



f) Datos Cortante basal y distribución en altura.

Se presenta a continuación el diagrama de Corte Basal, Momento Volcante y fuerzas laterales de diseño para el edificio proveniente del Análisis Estático, caso de análisis con esfuerzos más críticos.

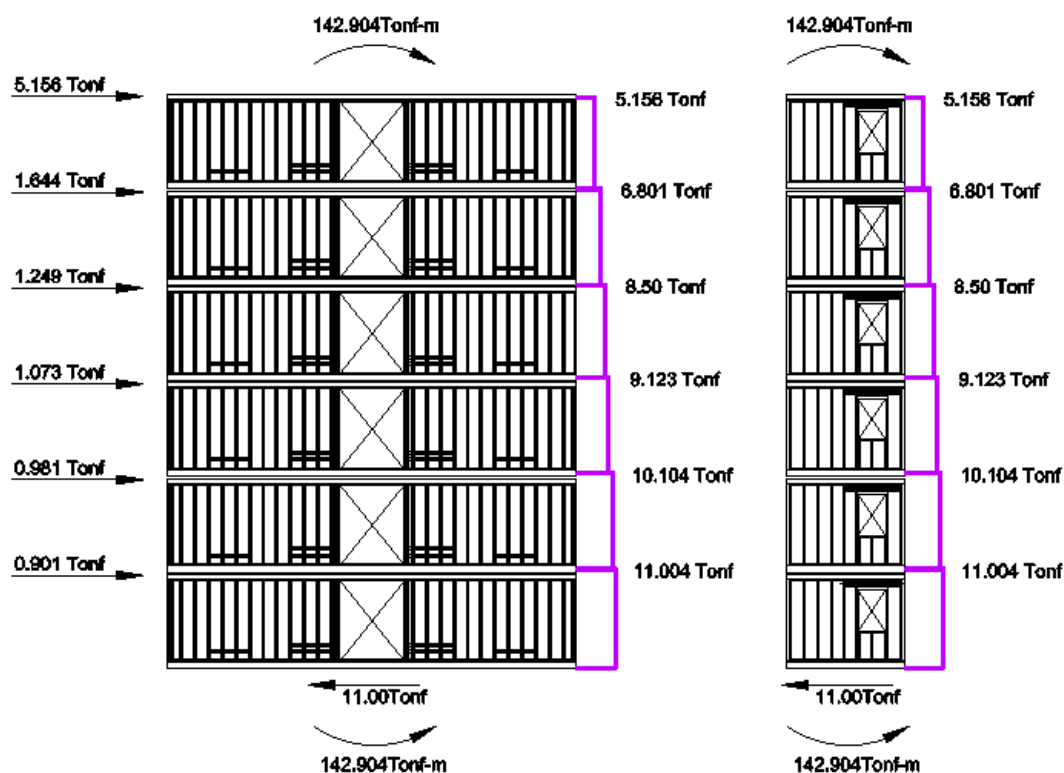


Figura II-13: Diagrama de Corte Basal, Momento Volcante y fuerzas laterales de diseño en el Edificio proyectado.

Con las acciones provenientes de los momentos volcantes se dimensionaron los pies derechos de borde en cada segmento de muro, se verificó la compresión con la metodología de la Norma NCh-1198 Capítulo 7.3 - Elementos en Compresión Paralela, mientras que la resistencia a tracción conforme a lo indicado en el Capítulo 7.4 - Elementos en Tracción Paralela. Estos esfuerzos de tracción condicionaron también el diseño de los conectores metálicos Hold-Down

Simpson, el cual se llevó a cabo con la asistencia de la información estipulada en la Tabla II-7.

II.2.2 Descripción de la Estructura y Sistema Sismoresistente.

En esta sección se describen los paneles de muros y diafragmas resultantes después de implementar el procedimiento de los análisis anteriores con las fuerzas horizontales y los esfuerzos presentados Figura II-13. Los paneles y secciones que se presentan en esta sección son los que se verificaron posteriormente con el análisis tiempo historia.

a) Esquemas de la estructuración de muros y losas de entrepiso.

Los muros se proyectaron para que fueran capaces de soportar las cargas permanentes, las sobrecargas de uso y las cargas eventuales como viento y sismo.

Las losas de entrepiso actúan como diafragmas rígidos para compatibilizar los desplazamientos horizontales de los elementos resistentes en los tres grados de libertad de las plantas. La estructura no presenta irregularidades en planta ni en elevación, ninguna abertura de losas y pocas interrupciones de muros por vanos, los pisos son de alturas idénticas.

El edificio está dividido en tres niveles, que son idénticos entre sí: los pisos 1 y 2, los pisos 3 y 4 y los pisos 5 al 6. El edificio presenta un cierto grado de simetría con respecto a uno de los ejes del edificio (Figuras II-3 y II-4), en el sentido longitudinal; y cuando se combinan dos edificios modulares de 6 pisos se tiene simetría en el sentido transversal. Se presentan a continuación cortes transversales de la conformación de los diafragmas de entrepiso de cielo y piso del primer nivel.

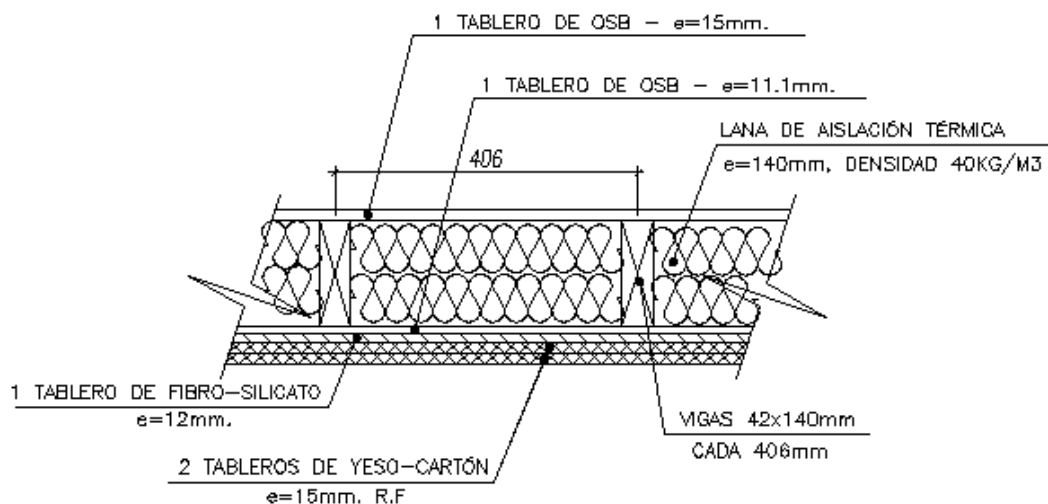


Figura II-14: Esquema de Escantillón de paneles de cielo módulo de primer piso (unidades en milímetros).

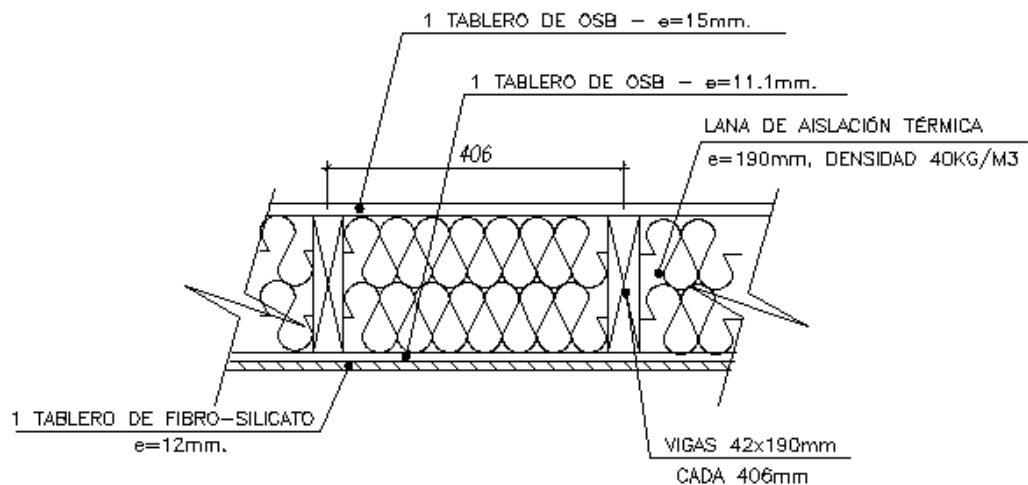


Figura II-15: Esquema de Escantillón de paneles de piso módulo de primer piso (unidades en milímetros).

Se presentan a continuación cortes y elevaciones de los muros de corte en sentido longitudinal y transversal del primer piso:

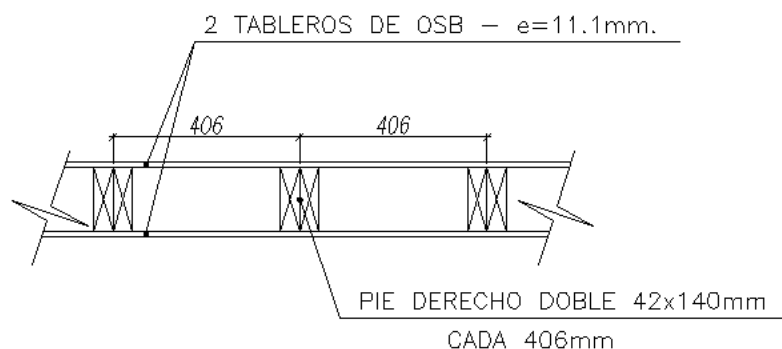


Figura II-16: Esquema de Escantillón de paneles de muros longitudinales y transversales en primer piso (solo revestimiento estructural - unidades en milímetros).

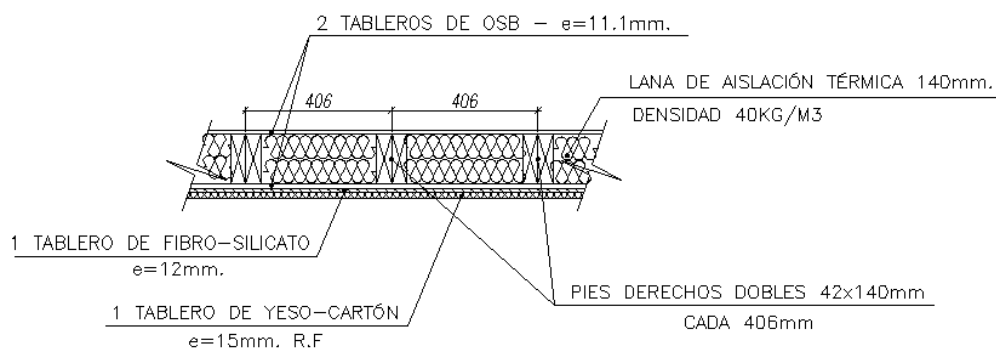


Figura II-17: Esquema de Escantillón de paneles de muros longitudinales y transversales en primer piso (revestimiento completo - unidades en milímetros).

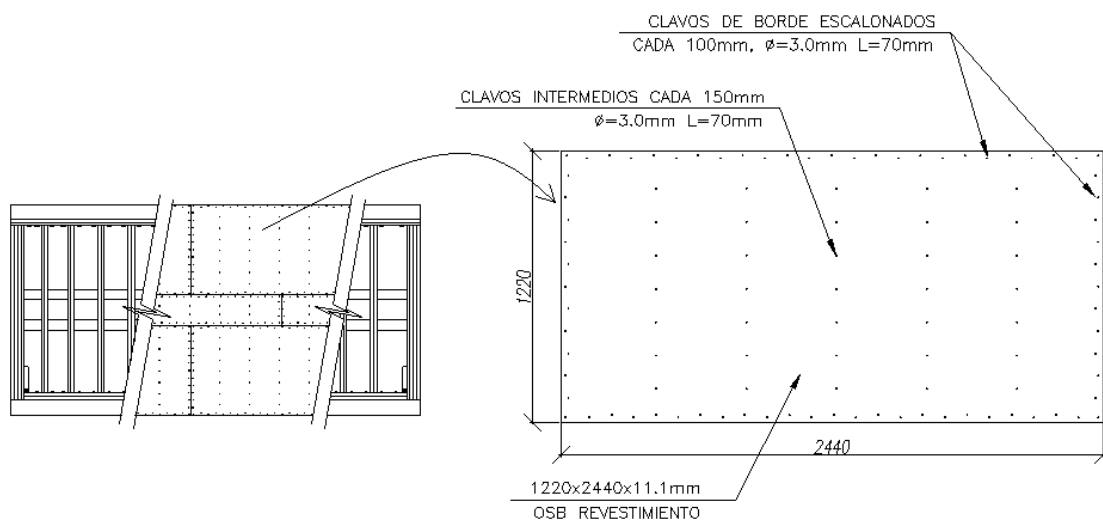


Figura II-18: Esquema de programa de fijación de clavos cada 100mm en Tableros de Revestimiento OSB de Muros Longitudinales – Ejes 1 y 2 en Figura II-3 (unidades en milímetros).

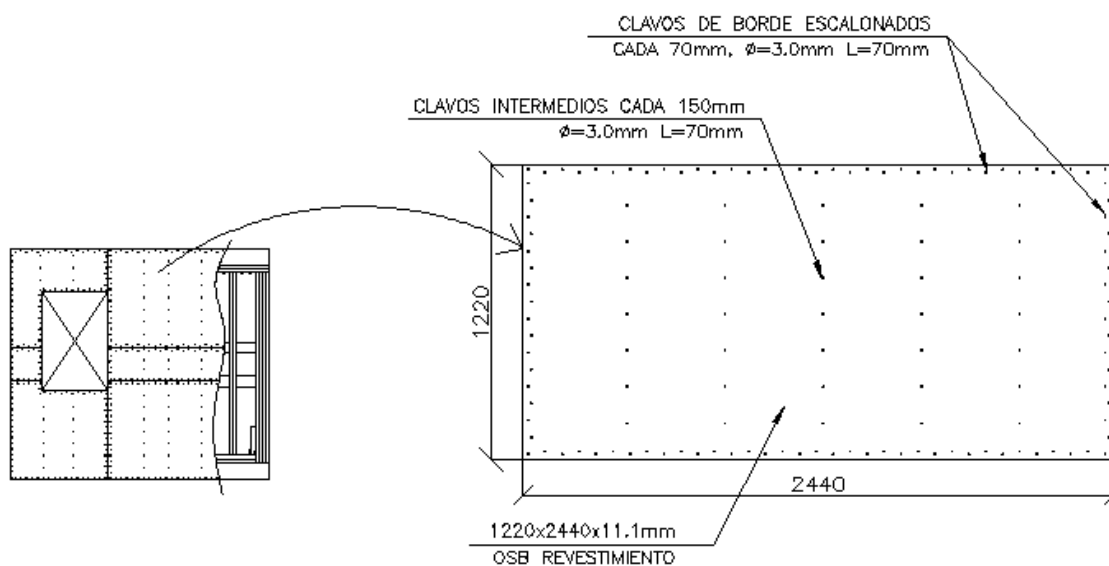


Figura II-19: Esquema de programa de fijación de clavos cada 70mm en Tableros de OSB de Muros Transversales Exteriores – Ejes A y F en Figura II-3 (unidades en milímetros).

Tal como se puede apreciar, la principal diferencia entre los muros de corte de los sentidos transversal y longitudinal, radica en el espaciamiento de los clavos entre tablero OSB y Marco de madera; se tiene que el espaciamiento de la unión clavada Marco-Tablero juega un rol importante en condicionar la rigidez y por consiguiente la capacidad resistente del muro, a menor espaciamiento de los clavos, mayor rigidez tendrá el muro.

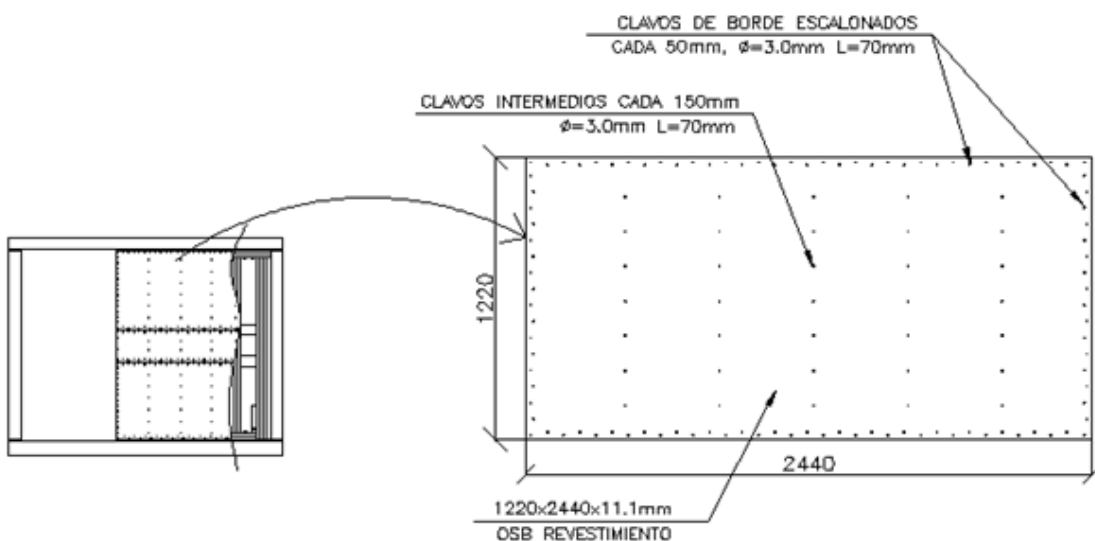


Figura II-20: Esquema de programa de fijación de clavos cada 50mm en Tableros de OSB de Muros Transversales *Interiores* - Ejes B, C, D y E en Figura II-3 (unidades en milímetros).

Las siguientes figuras presentan las configuraciones de los muros en cuanto al marco de madera para el primer piso.

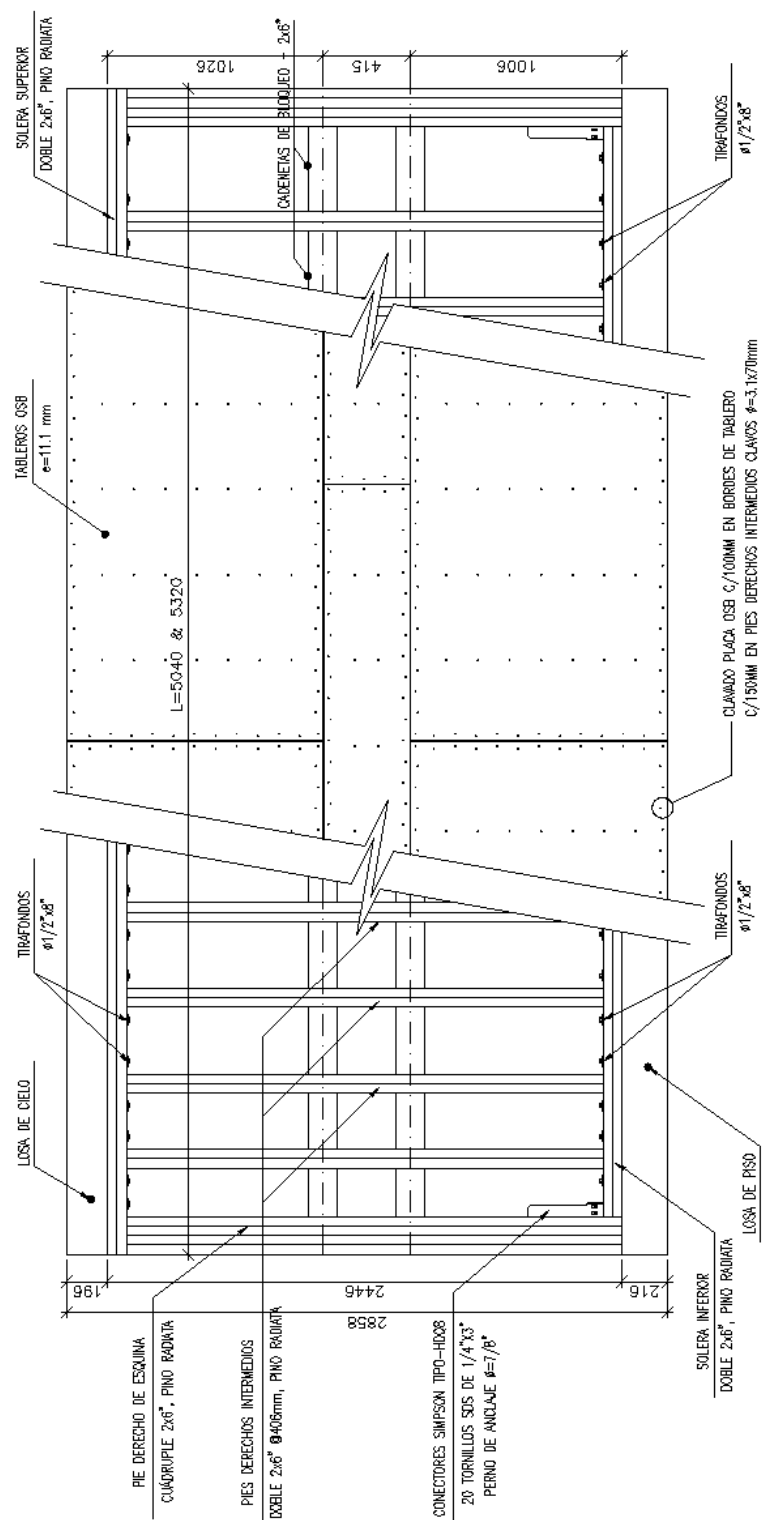


Figura II-21: Configuración de los Muros Longitudinales (unidades en milímetros).

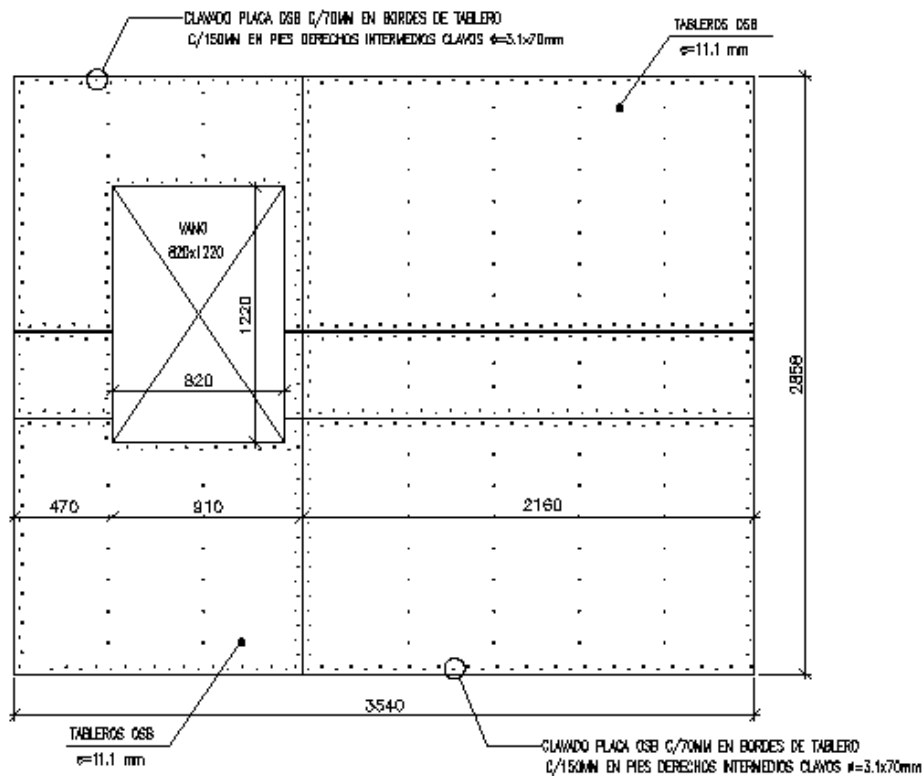
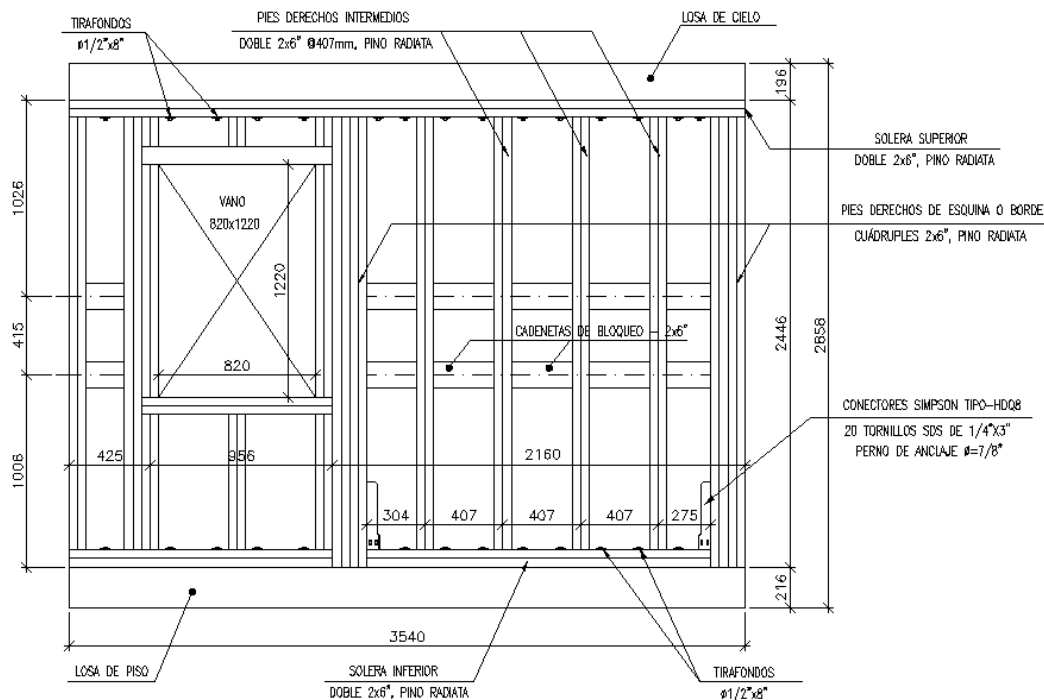


Figura II-22: Configuración de Muros Transversales Exteriores (unidades en milímetros).

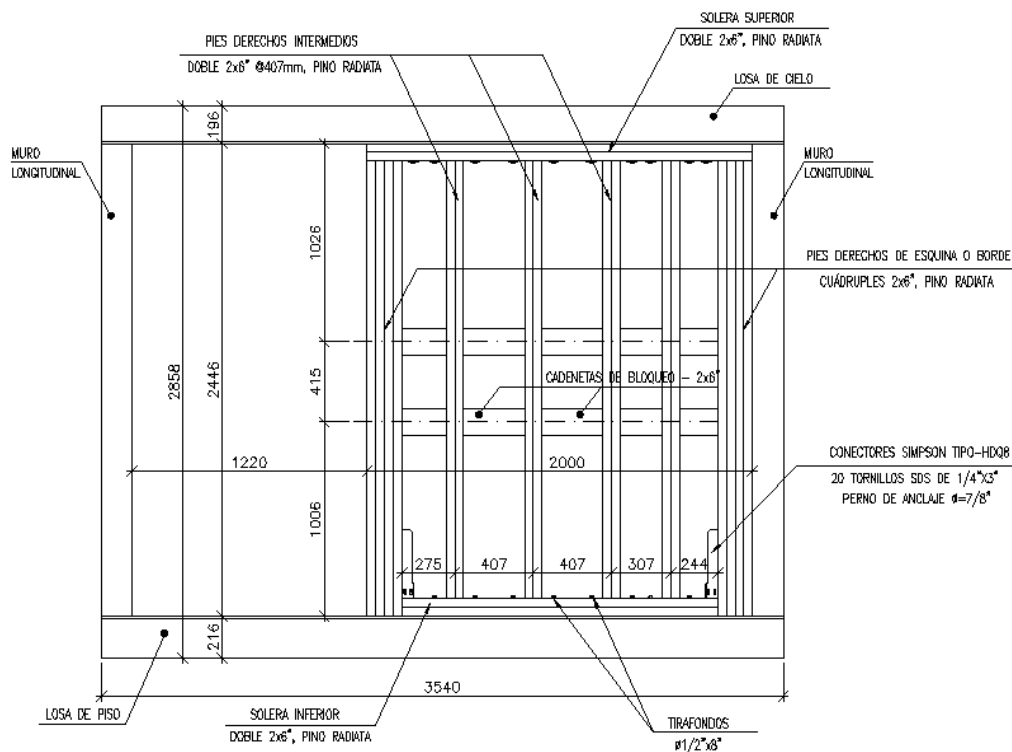


Figura II-23: Configuración de Muros Transversales Internos (unidades en milímetros).

Los esquemas anteriores corresponden a los muros del primer piso. La siguiente tabla resume la estructura de muros en los pisos superiores.

Tabla II-8: Resumen de la estructura en muros del Edificio Modular de 6 pisos.

No. PISO	MUROS LONGITUDINALES		MUROS TRANSVERSALES EXTERIORES		MUROS TRANSVERSALES INTERIORES	
	PIES DERECHOS	REVESTIMIENTO	PIES DERECHOS	REVESTIMIENTO	PIES DERECHOS	REVESTIMIENTO
1 ^º AL 2 ^º	2x6" - DOBLES @406mm	2 TABLEROS DE OSB e = 11.1mm, CLAVOS @100mm DE ϕ 3x70mm	2x6" - DOBLES @406mm	2 TABLEROS DE OSB e = 11.1mm, CLAVOS @70mm DE ϕ 3x70mm	2x6" - DOBLES @406mm	2 TABLEROS DE OSB e = 11.1mm, CLAVOS @50mm DE ϕ 3x70mm
3 ^º AL 4 ^º	2x4" - DOBLES @406mm	2 TABLEROS DE OSB e = 9.5mm, CLAVOS @150mm DE ϕ 3x70mm	2x6" - SENCILLO @406mm	2 TABLEROS DE OSB e = 9.5mm, CLAVOS @70mm DE ϕ 3x70mm	2x4" - SENCILLO @406mm	2 TABLEROS DE OSB e = 9.5mm, CLAVOS @50mm DE ϕ 3x70mm
5 ^º AL 6 ^º	2x4" - DOBLES @406mm	1 TABLERO DE OSB e = 9.5mm, CLAVOS @100mm DE ϕ 3x70mm	2x6" - SENCILLO @406mm	2 TABLEROS DE OSB e = 9.5mm, CLAVOS @70mm DE ϕ 3x70mm	2x4" - SENCILLO @406mm	2 TABLEROS DE OSB e = 9.5mm, CLAVOS @50mm DE ϕ 3x70mm

III. DESCRIPCIÓN DE ENSAYOS Y PROCEDIMIENTOS EXPERIMENTALES.

III.1 Descripción de la Metodología Experimental.

En esta sección se describen los ensayos de mayor importancia para el cumplimiento del objetivo del estudio, si bien se realizaron ensayos experimentales de uniones, los resultados de impacto directo en esta investigación son los efectuados a los muros, por consiguiente, esta sección del informe se concentra en ellos por ser los de mayor relevancia.

El objeto de estudio de estos ensayos experimentales son los muros del primer piso del edificio proyectado, toda vez que estos muros son precisamente los de mayor sollicitación a esfuerzos verticales y horizontales, así como también los de mayor demanda en cuanto a requisitos de rigidez debido a que dichos muros soportarán importantes deformaciones relativas de piso (drift). Los paneles ensayados estuvieron conformados con los materiales y elementos estructurales que poseen los muros de corte propuestos para los módulos del primer piso del edificio.

El desarrollo de los ensayos realizados a los muros del primer piso busca conocer parámetros de interés tales como la resistencia máxima, ductilidad, rigidez y modos de falla. Para tal efecto; se procuró reproducir en dichos muros, condiciones de borde y sollicitaciones semejantes a las que se encontrarán sometidos como sistema estructural en condiciones de terreno una vez construido.

Se ensayaron muros en ensayos de 2-Dimensiones, y muros en ensayos de 3-Dimensiones pertenecientes a módulos Full-Escala con las siguientes características:

- Ensayos de corte más compresión simultánea por el peso que imponen los pisos superiores, la sobrecarga y la carga de nieve.

- Las probetas de muros 2-Dimensiones se prepararon con la incorporación de una sección de panel que representó a los diafragmas de piso y de cielo, instalados con la conexión que hará la transferencia del corte entre esas losas y el muro.
- Se usaron los conectores que harán la transferencia de los esfuerzos de tracción por efecto de rocking a la cimentación.
- Se efectuaron ensayos de muros en módulos de 3-Dimensiones estudiando la influencia en su comportamiento de la condición de borde real que le proporcionan los muros colindantes de esquina con sus conexiones.
- Se realizaron ensayos de muros en 2 módulos de 3-Dimensiones, estudiando la interacción y respuesta de los muros al estar los módulos acoplados mediante conectores rígidos, para que se desempeñaran como una sola unidad estructural.

Estas características y sus detalles serán más adelante profundizadas. La construcción de la totalidad de los paneles que conforman los muros y módulos de prueba fue realizada por el mandante, lo cual considera los materiales y calidades de éste empleados, procedimientos, mano de obra, metodología de construcción, proceso de armado de paneles, y todo lo relacionado con la fabricación de este tipo de estructuras. Los paneles fueron fabricados en las instalaciones del mandante y ensamblados en dependencias del Laboratorio de Ingeniería Estructural; parte del proceso de fabricación y ensamblaje de los paneles contó con inspección, asistencia y coordinación por parte del personal a cargo de la investigación de la Universidad, para guiar y brindar retroalimentación durante la construcción y montaje.

Los ensayos fueron realizados entre julio del 2015 y enero del 2016 por petición del Centro de Innovación en Madera (CIM) y se realizaron en dependencias de la División de Estructuras de DICTUC S.A.

III.2 Descripción de Probetas Ensayadas Experimentalmente.

Durante este estudio se ensayaron 2 probetas de muros de 2-Dimensiones, y dos probetas de módulos en 3-Dimensiones. Los muros en 2-Dimensiones fueron construidos con las características de los muros del sentido longitudinal del módulo (Ver Figuras II-3 y II-4), y por consiguientes sirvieron para verificar y validar experimentalmente el comportamiento de esos muros en esa dirección. Mientras que los ensayos con probetas de módulos en 3-Dimensiones se utilizaron principalmente para validar el comportamiento y resistencia de los muros en el sentido transversal de los módulos.

III.2.1 Descripción de Probetas de Muros, Ensayos 2-D.

Las probetas consisten en paneles dobles de 2440x2440mm de base y de altura, colindados en la parte superior e inferior por dos paneles adicionales dispuestos horizontalmente que representan las losas de cielo y de piso, Los paneles horizontales funcionan como elementos que aportan condiciones de borde aproximadamente consistentes con la configuración física de los módulos. Para efectos de este ensayo, los paneles horizontales permiten estudiar la transferencia de corte entre los diafragmas horizontales del módulo y el diafragma vertical o muro de corte ensayado, toda vez que durante el ensayo las fuerzas se aplicarán contra el diafragma superior o losa de cielo.

En las Figuras III-24 a III-26 se presentan esquemas de la configuración del muro de prueba construidos con los elementos de un Sistema Marco Plataforma.

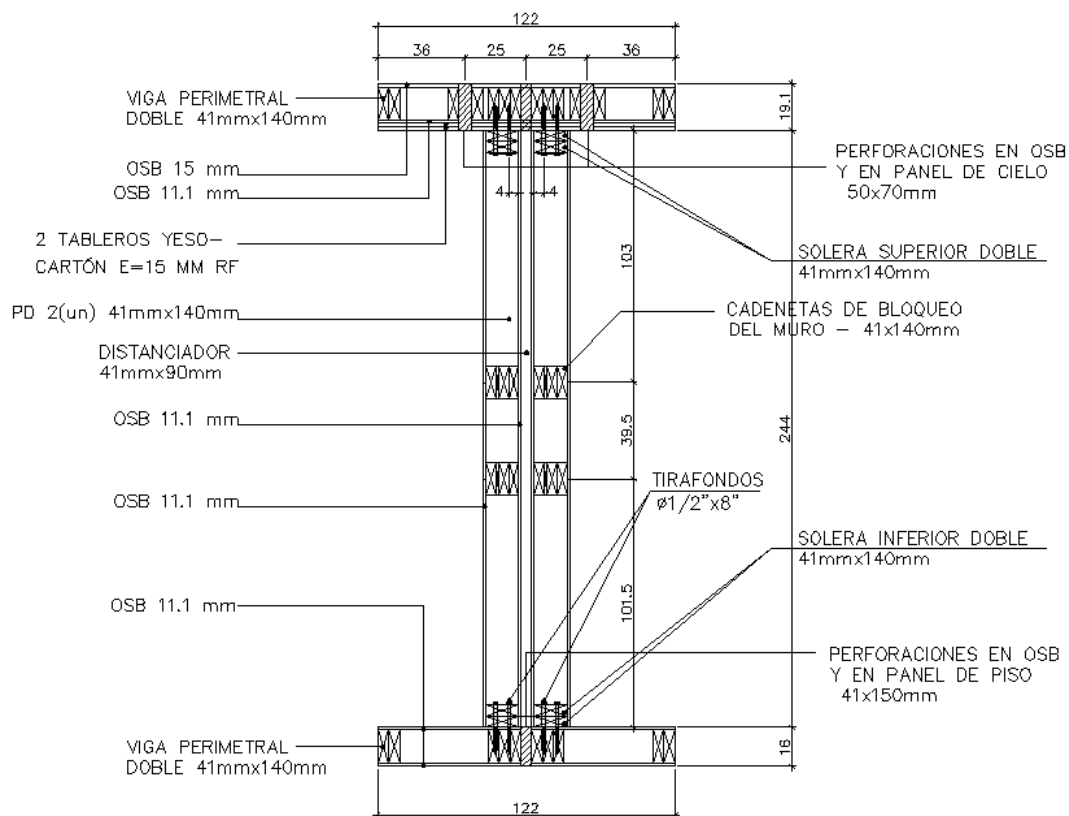


Figura III-24: Esquema en elevación Frontal de panel doble de muro, paneles de cielo y piso como elementos de probeta en ensayo (unidades en centímetros a menos que se indique otra unidad)

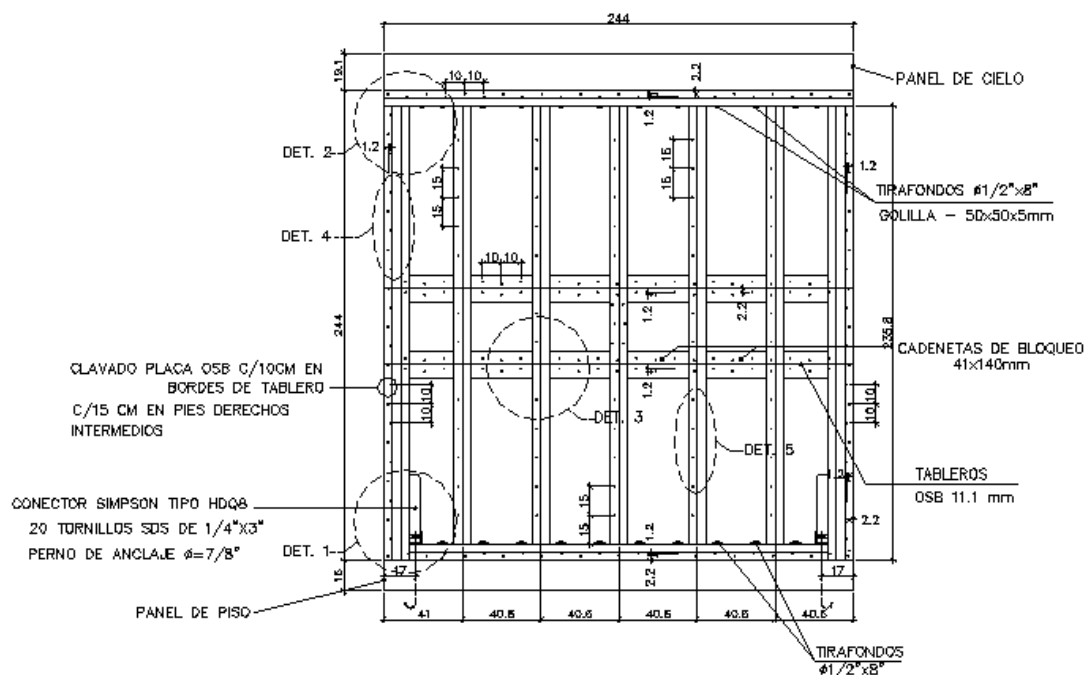


Figura III-25: Esquema en elevación lateral de panel doble de muro, paneles de cielo y piso como elementos de probeta en ensayo (unidades en centímetros a menos que se indique otra unidad)

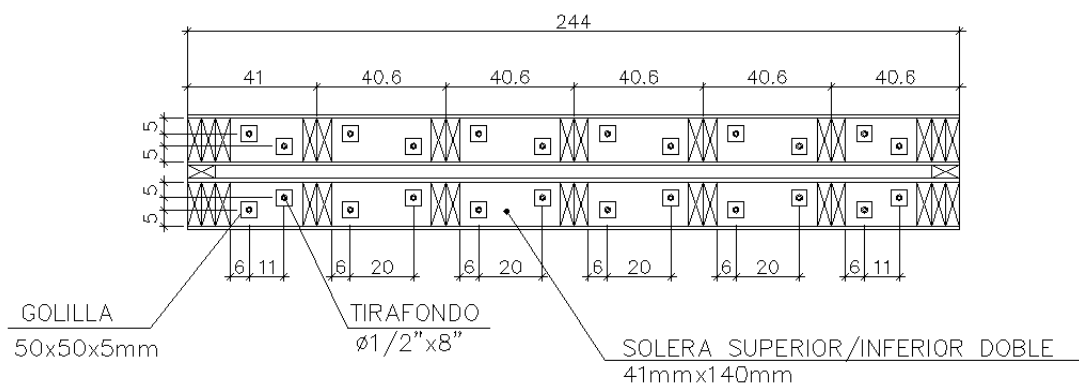


Figura III-26: Detalle de conexión entre muros y diafragmas horizontales con tirafondos dispuestos en forma escalonada o alternada (unidades en centímetros a menos que se indique otra unidad).

Como se comentó anteriormente, estos muros se conformaron con las características de los muros en el sentido longitudinal, por lo tanto los detalles del Escantillón y

programa de espaciamiento de clavos corresponden a los presentados en las Figuras II-16 y II-18.

La Figura III-27 presenta algunas fotografías que ilustran de mejor manera la probeta de ensayo, Se aprecia el doble muro separado en el centro por un pie derecho distanciador, también se observan los paneles superior e inferior que representan los diafragmas de la losa de cielo y piso. Los tableros de OSB se disponen horizontalmente conforme a la práctica usual del mandante por conveniencia constructiva únicamente.



Figura III-27: Vista Frontal (Izq.) y lateral (Der) de la probeta de ensayo, se aprecia panel doble de muro y paneles superior e inferior que representan a la losa de cielo y la losa piso.

Los muros son paneles o diafragmas bloqueados, es decir una configuración en la cual todos los bordes adyacentes del tablero son fijados al marco de madera, y de

esta manera todos los bordes aportan resistencia y permiten que todo el tablero trabaje al corte, ver Figura III-28.

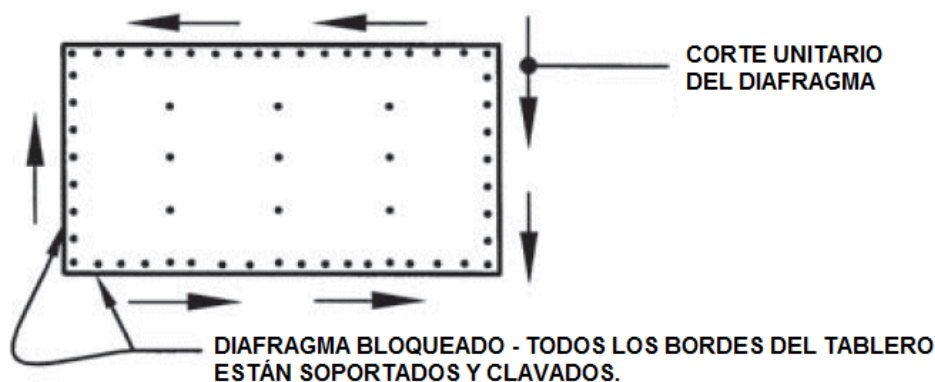


Figura III-28: Esquema de Diafragma bloqueado.

Si el panel no contara con las cadenetitas a media altura para fijar el tablero de OSB no sería un panel bloqueado sino desbloqueado; y los paneles desbloqueados tienen, dependiendo de varios factores, entre un 40% a 50% menos resistencia al corte que un sistema bloqueado.

Para ensayar los muros con las condiciones de borde más reales posibles, se procuró reproducir las condiciones más reales de anclaje del muro conforme a las disposiciones de las normativas americanas (ASTM E564-95 y ASTM E2126). En este caso implicó el uso de dispositivos tipo Hold-Down de Simpson Strong-Tie y sus conectores HDQ8. La Figura III-29 presenta la ubicación de los conectores dentro de la probeta. Se aprecian también los tirafondos usados para realizar la transferencia del corte entre los diafragmas horizontales y el muro de corte: en la fotografía inferior tirafondos conectados y uno colocado encima de la solera para dar a conocer su tamaño ($\phi=1/2''$ L=8''), La Figura III-30 también amplía detalles de esta conexión, complementando las Figuras III-25 y III-26 antes presentadas.



Figura III-29: Vista Lateral del muro probeta (Sup) donde se aprecian los conectores Hold-Down y un acercamiento del detalle de su punto de instalación (Inf), también se observa el tirafondo utilizado para conectar muro con la losa de piso (Inf).

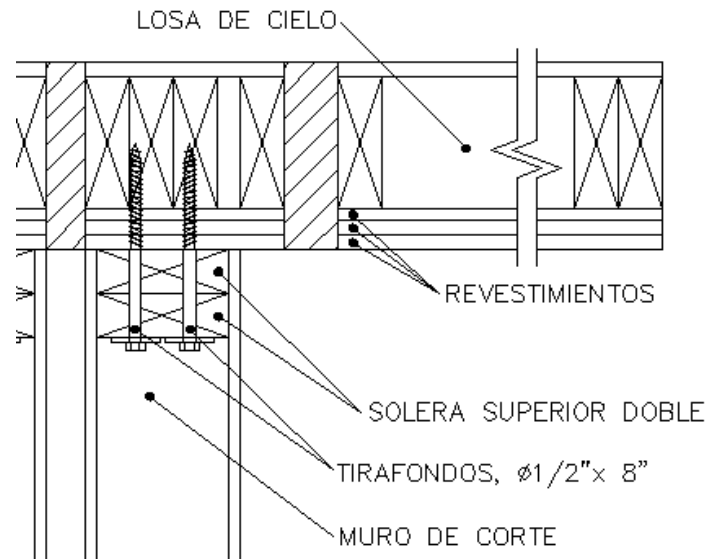


Figura III-30: (Sup) Detalle de conexión entre muros y diafragmas horizontales con tirafondos, (Inf) Vista Lateral del muro con énfasis en conexión escalonada o alternada de tirafondos entre muro y losa de cielo.

En las Figuras III-18, 19, 20, 21, 22, 25 y 26, se observan esquemas de fijación de clavado entre OSB - Marco de Madera y de fijación de tirafondos en forma escalonada o alternada (Ver Figura III-31).

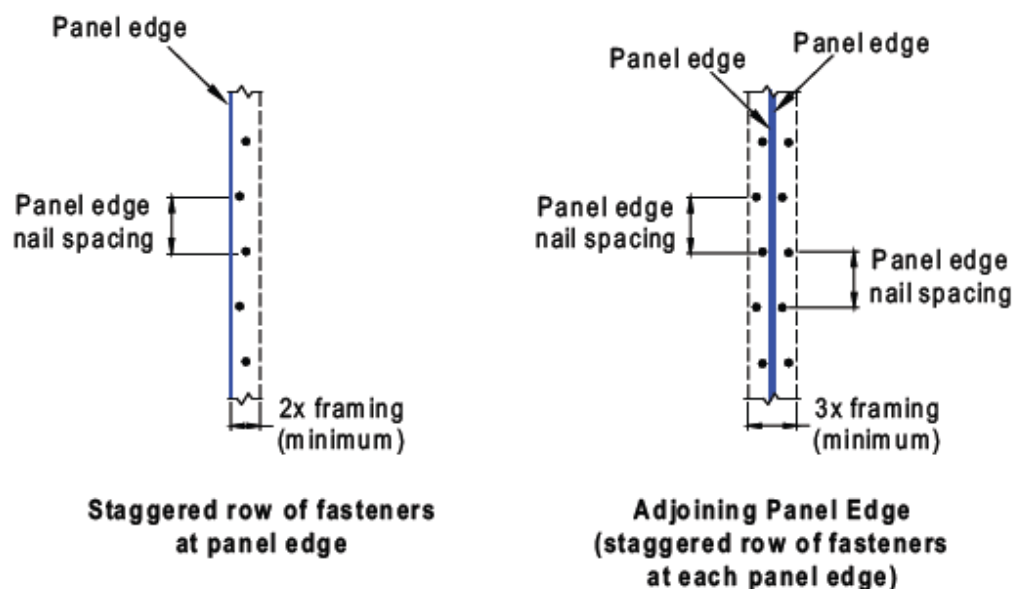


Figura III-31: Escalonamiento de Clavos en Bordes de Tablero de Diafragmas Bloqueados - Figura C4.2.7.1.1(3) tomada de los Comentarios de la Norma SDPWS08.

Este esquema escalonado se adopta debido a que es el recomendado cuando se tienen clavos moderadamente gruesos a espaciamientos cercanos como en este estudio, con clavos espaciados cada 100, 70 y 50mm, que además pertenecen a muros de alto desempeño con clavos que toman fuerzas importantes. El escalonamiento ubicado en los bordes de los tableros está destinado a prevenir el agrietamiento y resquebrajamiento del miembro del marco de madera que recibe el medio de unión; de esta manera, durante el proceso de hincado con pistolas neumáticas de clavos y tirafondos durante la fabricación de muros, y cuando los muros sean solicitados por acciones laterales externas, las posibilidades de que se fracture la madera son menores.

El uso del escalonamiento en los medios de conexión también permite que en una eventual rehabilitación o retrofit del muro, donde se desee retirar el revestimiento existente y colocar uno nuevo, se puedan volver a usar los miembros de madera existente sin necesidad de reemplazarlos. Las siguientes figuras profundizan en la importancia de este concepto del escalonamiento en las conexiones de elementos de madera.

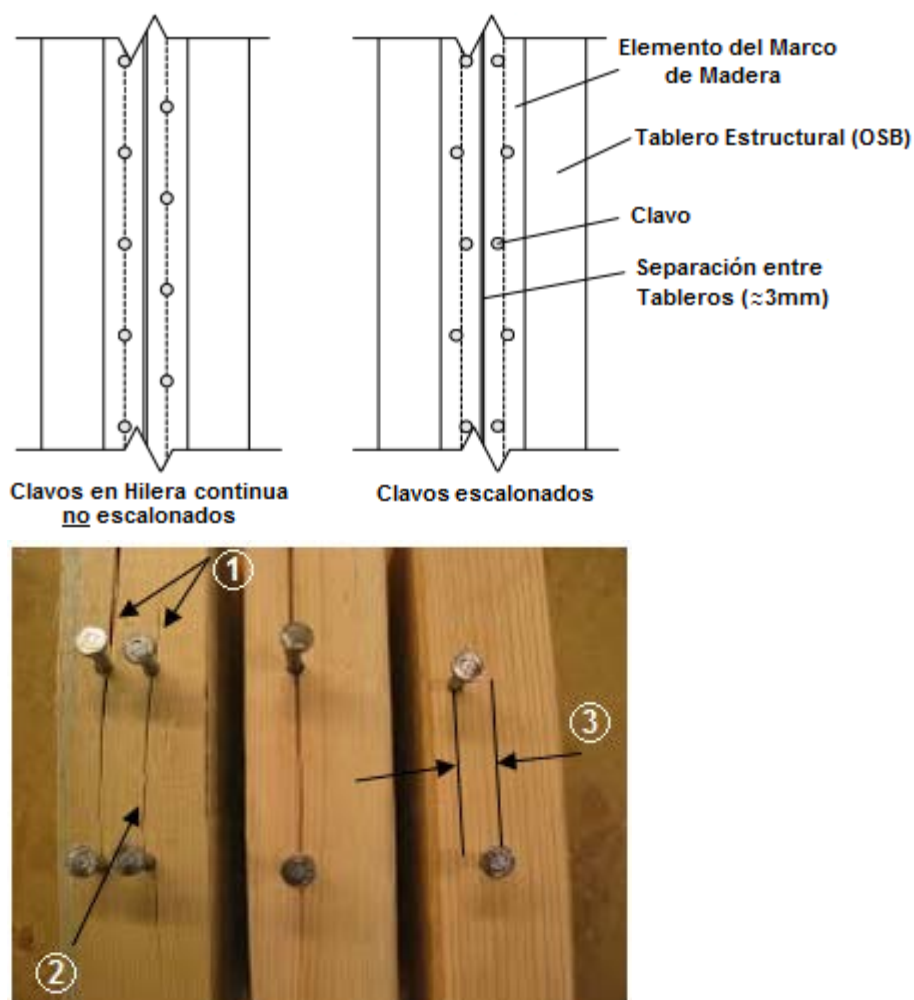


Figura III-32: Fijación de Clavos Escalonada y no Escalonada

(1) El agrietamiento ocurre paralelo a la fibra porque la madera es relativamente débil perpendicular a la fibra; los clavos muy cercanos actúan como cuñas que se insertan y van fraccionando la madera a medida que se van hincando.

(2) El agrietamiento no ocurrirá perpendicular a la fibra sin importar qué tan cerca estén los clavos u otros medios de unión.

(3) El escalonamiento de una línea de clavos u otros medios de unión paralelos a la fibra de la madera, minimiza el resquebrajamiento y desgarro del elemento que recibe el medio de unión.

La siguiente Figura presenta el escalonamiento considerado para las conexiones clavadas en este proyecto entre OSB y Marco de Madera: se observan 22mm de distancia al borde y 12mm entre hileras. Estas distancias entre hileras y de borde son las mismas tanto para clavos fijados cada 100mm como para 70mm.

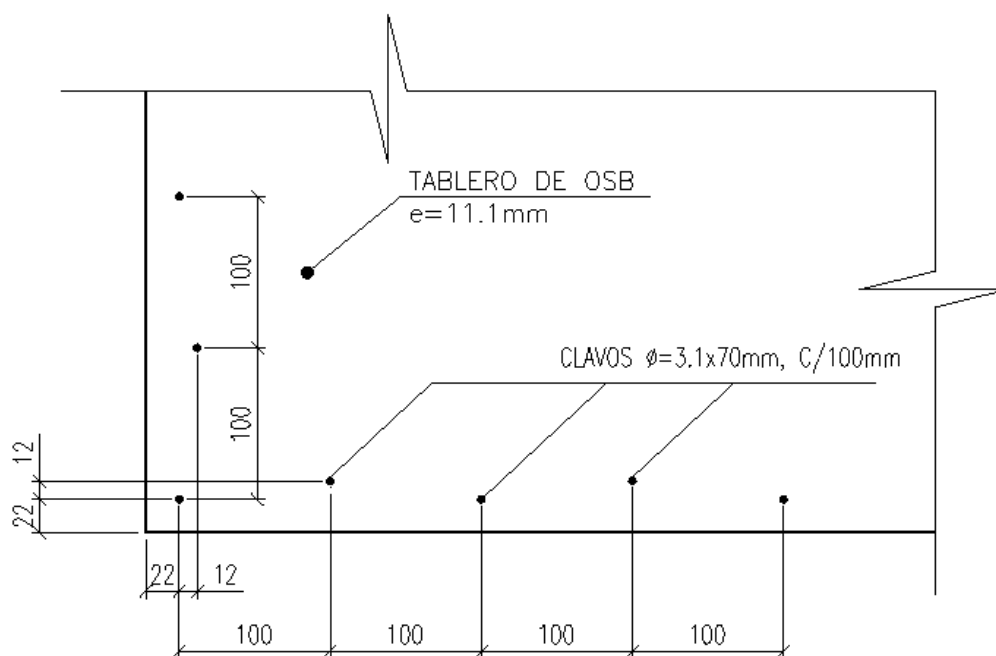


Figura III-33: Fijación de Clavos Escalonada (esquina inferior de Muro).

La distancia al borde de 22mm adoptó por dos razones principales. La primera para permitir en esa distancia la fijación atornillada de los tableros no estructurales, tales como Placas de Yeso Cartón y Fibrosilicato (Ver Figura III-34 y II-17), sin que haya cruces o coincidencias de fijaciones entre tornillos y clavos que desgarren la madera del marco. Estos tableros van instalados sobre el OSB. La segunda razón fue como parte del detallamiento para evitar que algunos modos de falla no deseados tengan

influencia o tomen lugar entre la placa estructural y el marco de madera. En este caso se intentó mitigar las acciones del modo de falla conocido como Tear-Out (modo de falla que ocurre cuando el borde del revestimiento es rasgado por el clavo).

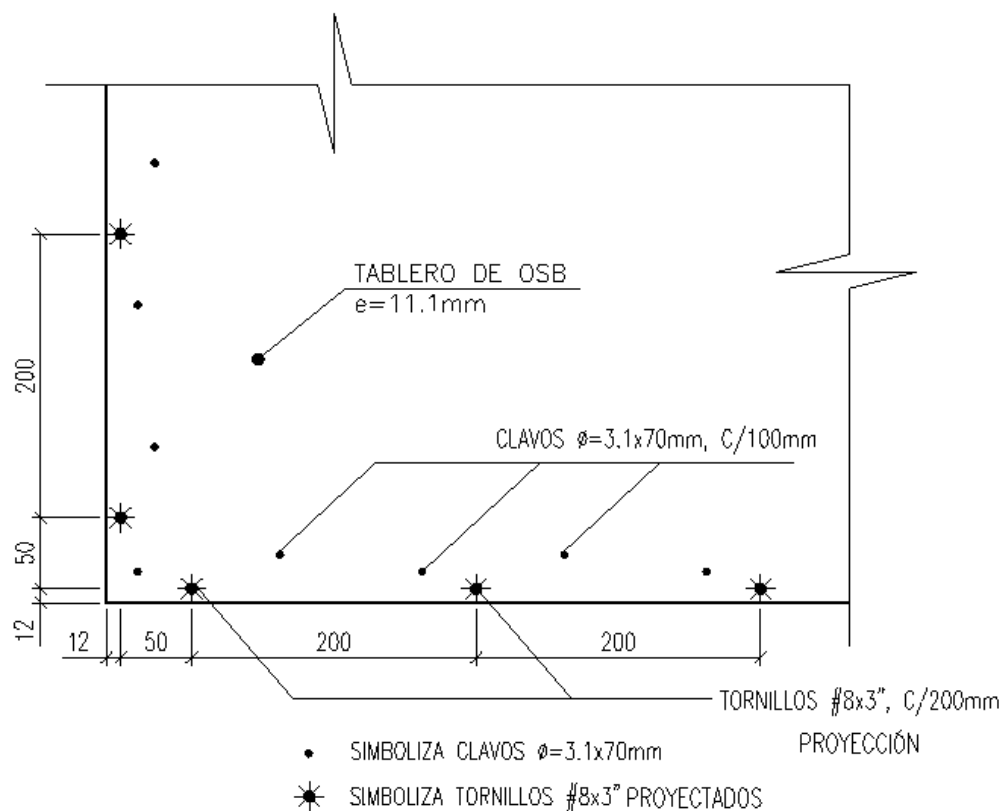


Figura III-34: Esquema de Fijación de Tornillos a 12mm del borde en la distancia de 22mm.

Aunque en los ensayos de muros ejecutados en este estudio no se ensayaron los paneles con elementos no estructurales, su necesidad en el proyecto es evidente (Ver Figura II-17) y por consiguiente los muros desde su proyección inicial tuvieron en cuenta su instalación. En los ensayos únicamente la losa de cielo llevó instalados los dos tableros de Yeso Cartón de 15mm, lo que se instalaron con el programa de fijación de la Figura III-34. Los Tornillos no van escalonados porque se consideró que su distanciamiento de 200mm es una separación suficientemente grande.

Las siguientes figuras presentan algunas fotografías de los muros durante su fabricación con el escalonamiento de clavos.

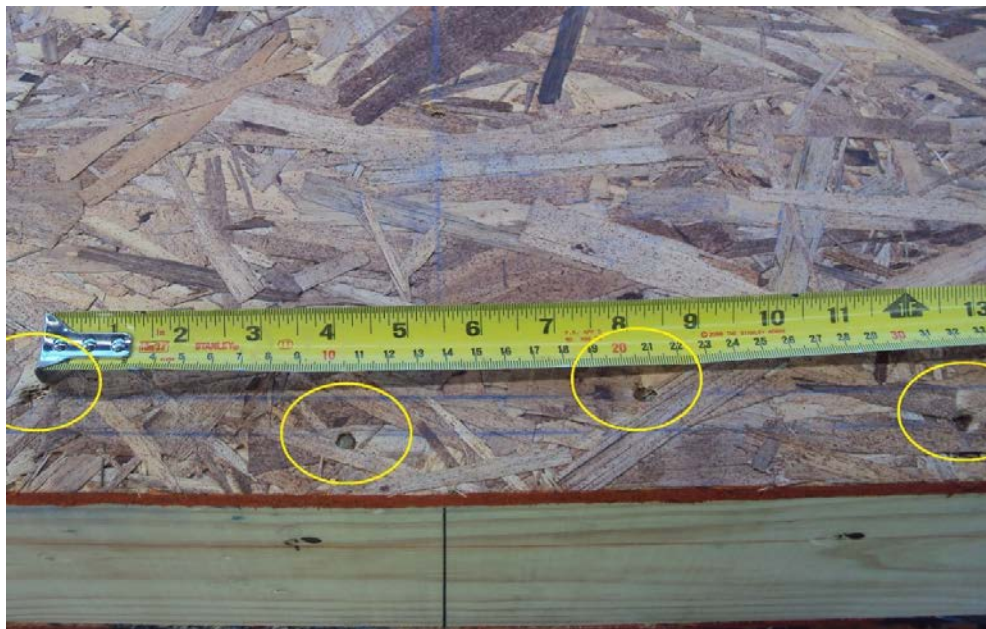


Figura III-35: Muro Longitudinal con clavos escalonados cada 100mm.



Figura III-36: Muro Transversal con clavos escalonados cada 70mm.



Figura III-37: Losa de Piso Módulos con clavos escalonados cada 100mm.

III.2.2 Descripción de Probetas de Módulos, Ensayos 3-D.

Dentro del contexto del proyecto se contempló ensayar en escala real 2 módulos conectados entre sí y evaluar su comportamiento. Generalmente los módulos prefabricados que construye el mandante tienen dimensiones de 2.86m de alto, 3.54m de ancho y entre 12.0 y 14.0m de longitud. Por razones de espacio en el laboratorio se trabajó con una longitud menor, por lo que los módulos ensayados y conectados entre sí correspondieron a dimensiones 2.86m de altura, 3.54m de ancho y 4.72m de longitud cada uno. La siguiente figura presenta una vista en planta de uno de los módulos.

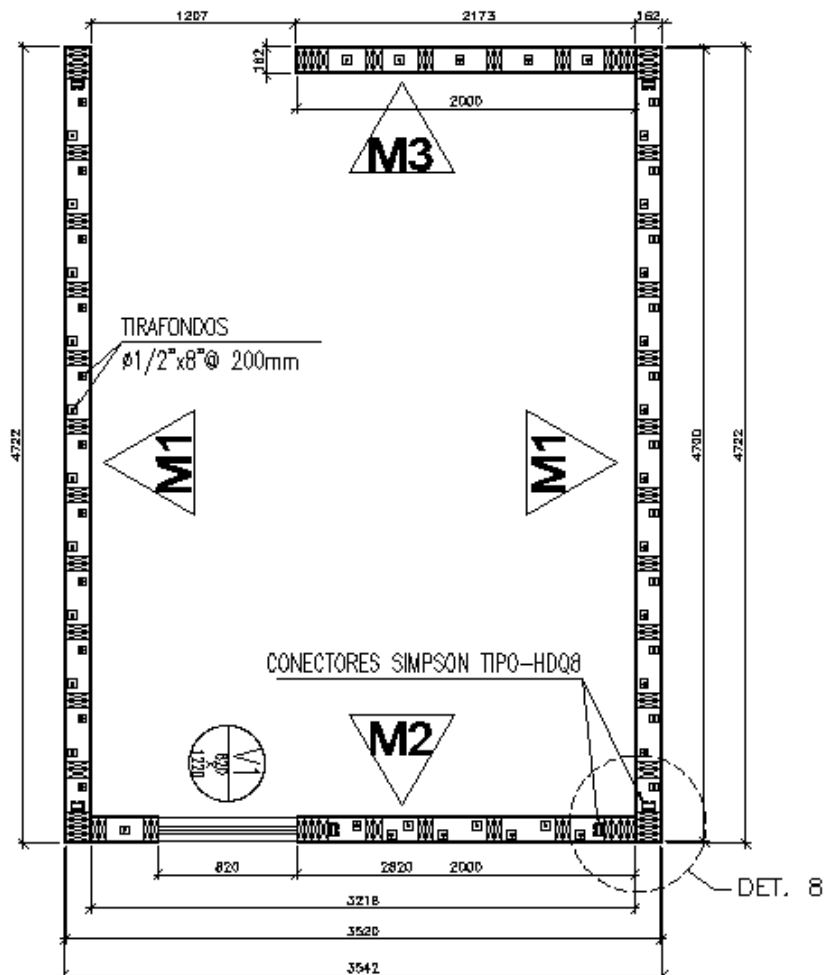


Figura III-38: Planta arquitectónica de Módulo (unidades en milímetros).

Los Muros M1 y M2 corresponden con los indicados en las Figuras II-18, II-19, II-21 y II-22; el muro M1 es el longitudinal y el M2 es equivalente al transversal, la única diferencia radica en que el muro transversal de los ensayos (Figura III-38) quedó por dentro de los muros longitudinales M1 con un largo de 3218mm, mientras que en la Figura II-22 está por fuera de esos muros con el ancho completo del módulo de 3540mm, que es como realmente se recomienda se construya para facilidad de instalación de los conectores Hold-Down.

El muro M3 es equivalente al de la Figura II-23, solo que para efectos de estos ensayos se convino que éste aportara la menor resistencia posible para que así no corriera el centro de rigidez del módulo. Por lo tanto, para efectos únicamente de estos ensayos, se construyó con OSB de 9.5mm de espesor y clavos cada 200mm (Ver Figura III-39).

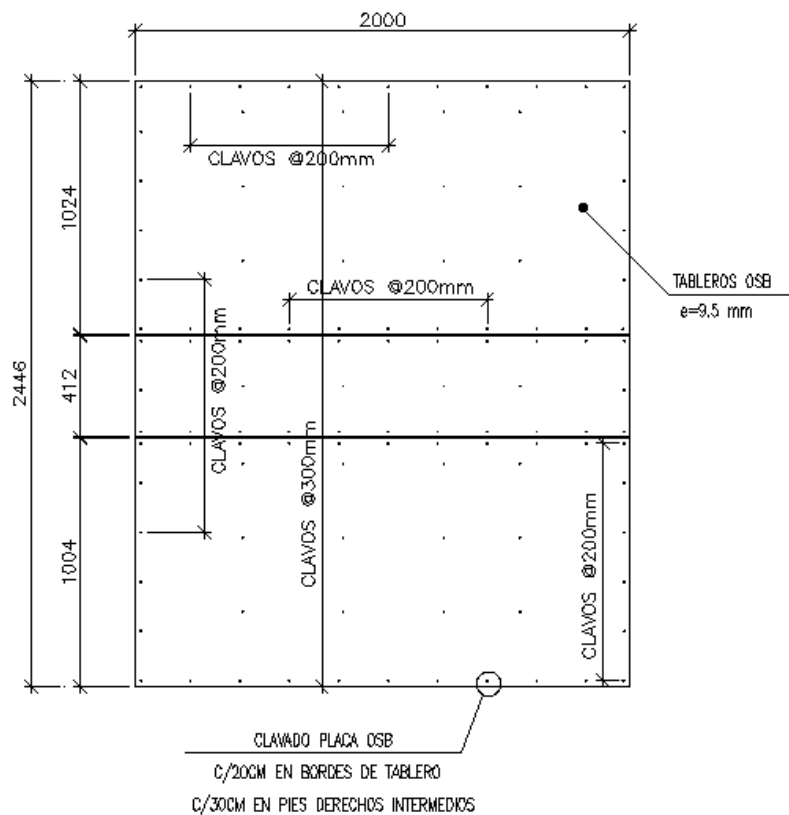


Figura III-39: Diagramación y programa de clavado Muro M3.

A continuación se presentan algunas fotos del proceso constructivo y detalles de los módulos.



Figura III-40: Vistas del Muro M1 en Módulo.



Figura III-41: Muro M3 y M1 en Módulo antes de instalar la losa de cielo.



Figura III-42: Muro M2 en Módulo antes de instalar la losa de cielo.

Los muros se encuentran conectados entre sí mediante tirafondos sobre una perforación guía, tal como lo ilustran las Figura III-43 y III-44.

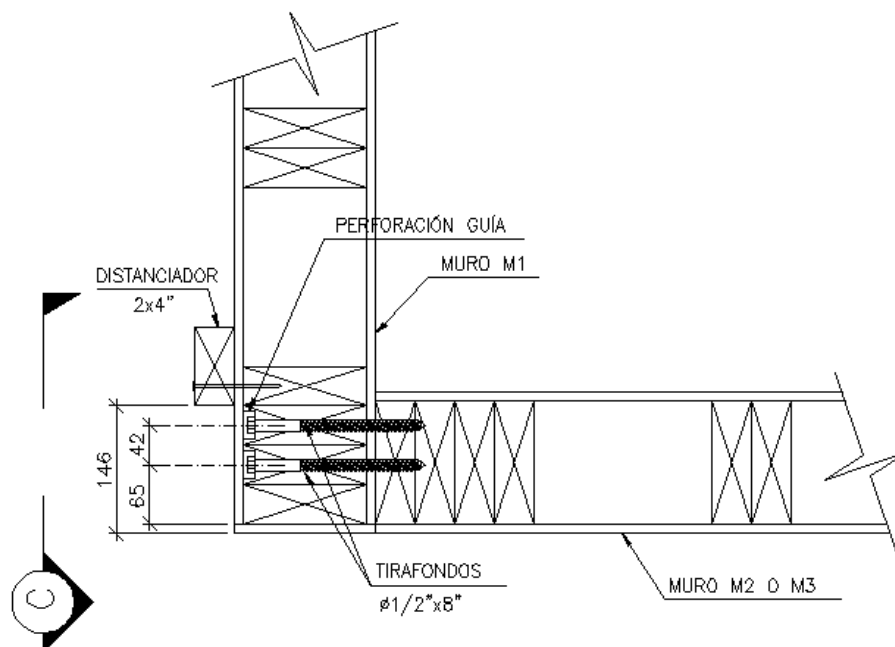


Figura III-43: Detalle de conexión entre muros perimetrales longitudinal y transversal de Módulos en ensayo 3D (unidades en milímetros).

Estas conexiones se hacen efectivas en tres puntos del muro en altura como se aprecia en la siguiente figura:



Figura III-44: Detalle de conexión entre muros perimetrales longitudinal y transversal de Módulos en ensayo 3D, se resaltan en rojo las tres ubicaciones de conexión.

Los módulos se conectaron entre sí para obligar a que los Muros M2 trabajaran como una sola unidad estructural. Un módulo independiente aporta una resistencia y rigidez asociada principalmente a la capacidad del sector segmentado de 2.0m de longitud mostrado en la Figura III-45 (demarcado con color verde), mientras que los acoples rígidos de acero mostrados en las Figura III-46 y III-47 permiten que los dos módulos trabajen como una sola unidad y por consiguiente funcionen como un muro conformado por los tres segmentos demarcados con color verde (Ver Figura III-46), lo que le proporciona al muro mayor rigidez y resistencia.

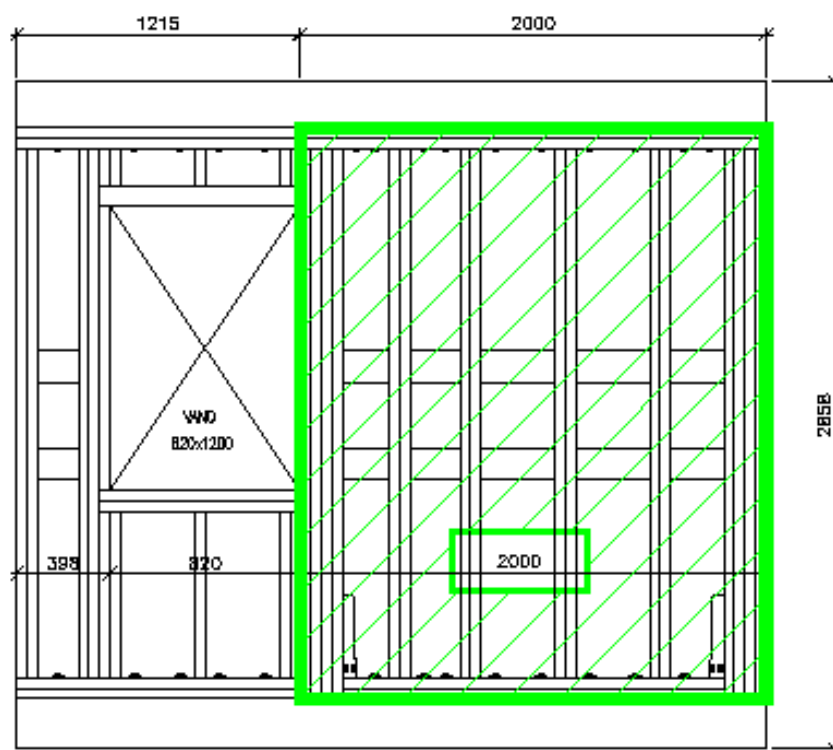


Figura III-45: Segmento de longitud de 2.0m que se considera como el responsable de aporte a resistencia al corte.

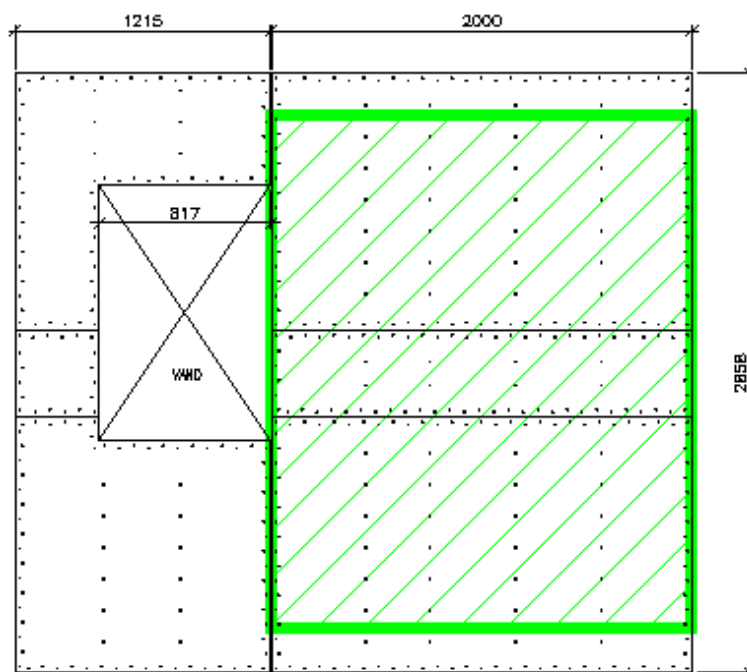


Figura III-45: Segmento de longitud de 2.0m responsable del aporte de resistencia al corte (CONTINUACIÓN).

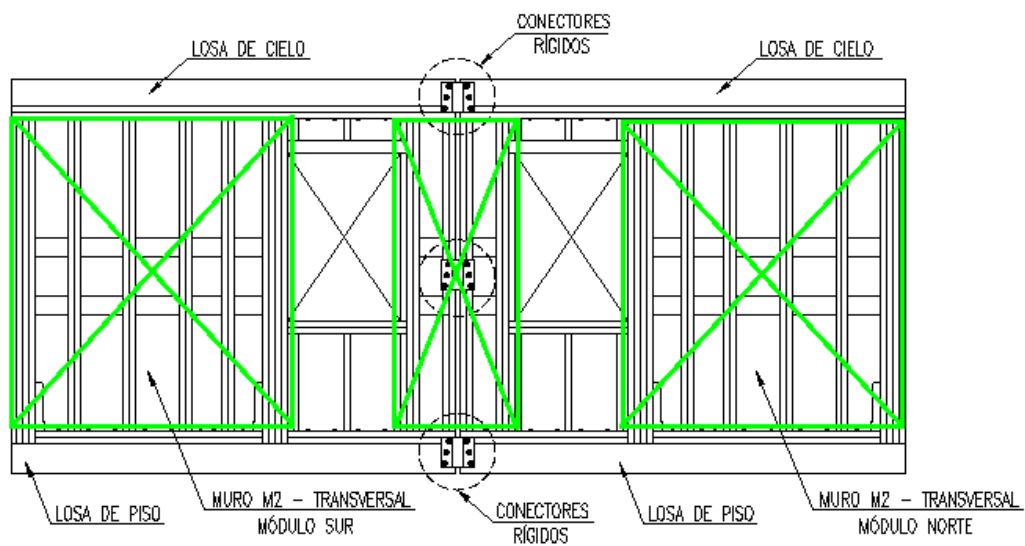


Figura III-46: Conexión entre módulos – Muros transversales M2.

La siguiente figura muestra los conectores rígidos materializados e instalados conectando ambos módulos. Se usaron dos ángulos de 100x100x6mm soldados a una platina de 6mm de espesor; los ángulos se conectan a los módulos de madera con 6 tirafondos de $\phi=1/2"$ y $L=8"$.



Figura III-47: Conectores rígidos entre muros del sentido transversal.

Finalmente, en la siguiente fotografía se muestra un módulo armado justo antes de ser ingresado al laboratorio.



Figura III-48: Módulo Prefabricado de 3.54x4.72x2.86m.

III.3 Descripción de Procedimientos y Ensayos Experimentales.

En esta sección se da a conocer un resumen de las características más importantes asociadas a los ensayos de paneles realizados y de los módulos en full escala, tal como es su disposición en el ensayo, sistemas de reacción y montaje, sistemas de carga, sistemas de medición y registro, secuencia de carga, condiciones de borde y lugares de medición.

El objetivo de los ensayos experimentales efectuados es determinar el comportamiento y evaluar los niveles de resistencia los muros como parte del sistema principal de resistencia a fuerzas laterales de los módulos prefabricados. Los ensayos en 2-Dimensiones representaron a los muros longitudinales, y una de las Fases del ensayo a los módulos en 3-Dimensiones permitió evaluar el comportamiento de los muros en sentido transversal exterior.

En lo que respecta a la evaluación del comportamiento de paneles de madera, las normativas experimentales existentes se limitan a la evaluación de muros bajo la acción de cargas horizontales estáticas monotónicas crecientes en el plano del panel, y a la evaluación de la resistencia a corte del muro bajo condiciones de carga cuasi-estáticas cíclicas reversibles. En este sentido las normas para este tipo de ensayos a nivel mundial son ASTM E564-95, ASTM E72-98 y la norma ASTM E2126-08, y a nivel nacional la Norma Chilena NCh 802.Eof71. Ningunas de estas normativas contienen disposiciones para ensayar muros bajo la acción combinada de Carga de Horizontal de Corte + Carga de Compresión Axial, que es la condición de carga requerida para los ensayos de muros en este estudio. Por lo tanto, ante esta ausencia de normativas aplicables se ensayaron dos tipologías de ensayos para la aplicación de la carga axial.

III.3.1 Procedimiento Ensayo a Probetas de Muros, Ensayos 2-D.

Se ensayaron dos probetas de muros a Corte + Carga Axial, se denominaron probeta de Muro No. 1 y No. 2. En ambas probetas los componentes estructurales del muro o diafragma vertical se mantuvieron iguales, pero existieron diferencias en la forma de la aplicación de la carga axial en cuanto al sistema de reacción y montaje, y diferencias en cuanto a la cimentación adoptada.

Los paneles de muro de las probetas una vez conformados y conectados con los tirafondos a las secciones de paneles que representaban a las losas de cielo y piso, se instalan en bases de hormigón que contienen previamente ancladas las barras que conectan el Hold-Down con la Cimentación, en este caso barras roscadas de 22mm de diámetro. La Figura III-49 ilustra el proceso llevado a cabo para la probeta de Muro No. 1, mientras que la Figura III-50 ilustra lo propio para la probeta de Muro No. 2, la diferencia entre ambos montajes de muros que se puede apreciar en estas figuras, está relacionada con las diferentes cimentaciones que tuvo cada probeta.



Figura III-49: (Izq) Instalación de barras de anclaje de conector Hold-Down HDQ8, (Der) Probeta de Muro No. 1 conformada momentos antes de su ubicación definitiva en las bases de hormigón.



Figura III-50: (Izq) Barras de anclaje de conector Hold-Down HDQ8 instaladas en su posición. (Der) Probeta de Muro No. 2 conformada y colocada en su ubicación definitiva de la base de hormigón momentos antes del ensayo.

Se miden deformaciones en sentido vertical de la probeta (dirección de aplicación de la carga vertical) y en sentido horizontal normal al plano de la probeta para estudiar posibles pandeos del muro, desplazamientos horizontales en el plano del muro en la parte superior e inferior de la probeta para determinar la deformación de entrepiso (drift), giros, alargamientos y acortamientos de diagonales del muro, desplazamientos relativos entre la losa de cielo y el muro, y entre la probeta y la base de cimentación donde se instala. Para poder capturar las deformaciones descritas anteriormente se instalan en cada una de las probetas un total de 16 transductores, con los cuales se miden las deformaciones producidas, a medida que se carga la probeta. Estos transductores se ubican en posiciones específicas de la probeta dependiendo de la medición de deformaciones que le corresponde. En las Figuras III-51 y III-52 se aprecia el esquema del ensayo de corte más compresión del Muro No. 1.

Para la ejecución del ensayo se utilizaron un conjunto conformado por un actuador, dos gatos hidráulicos y una viga doble de distribución. El actuador de doble acción, con capacidad total de 600kN en compresión y 320kN en tracción, se usó para aplicar las deformaciones horizontales, mientras que los dos gatos hidráulicos de 300kN cada uno aplicaron las cargas verticales sobre una viga doble de distribución, conformada por dos IPE-200 instaladas para repartir la carga vertical lo más uniformemente posible en cada uno de los dos muros de la probeta. La Figura III-52 presenta el detalle de la aplicación de la carga axial en el Muro No.1.

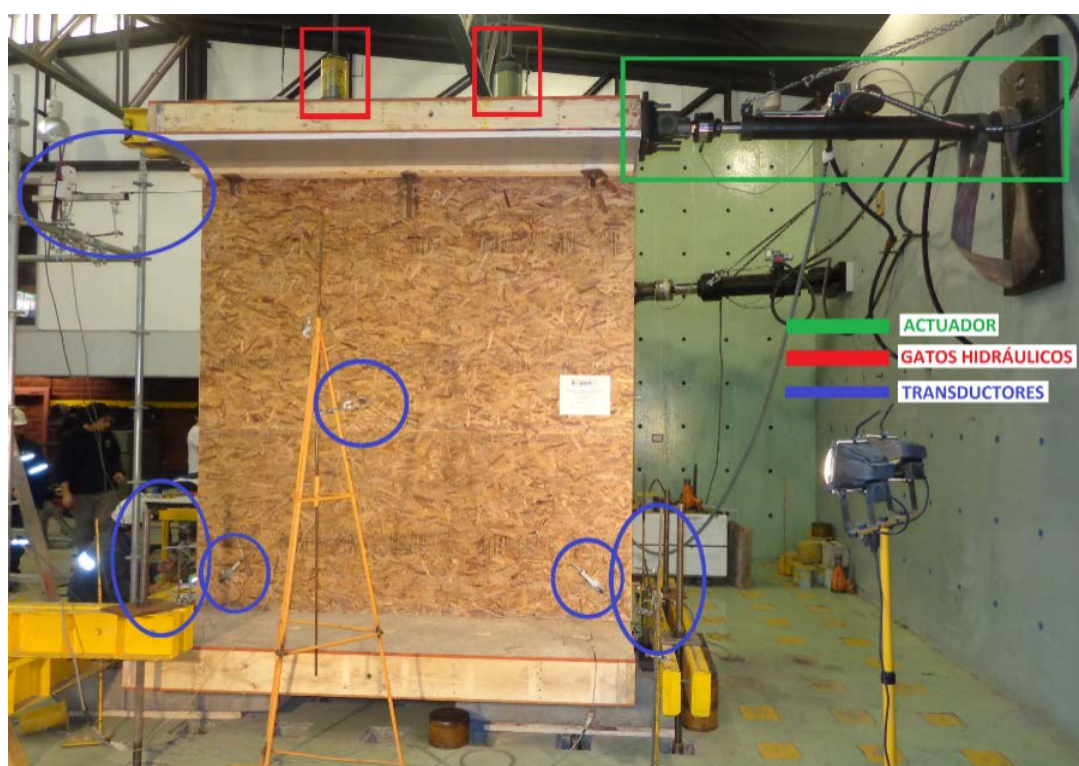


Figura III-51: Vista Lateral del Muro No. 1 con ubicación de actuador, gatos de aplicación de carga axial y transductores LVDT.

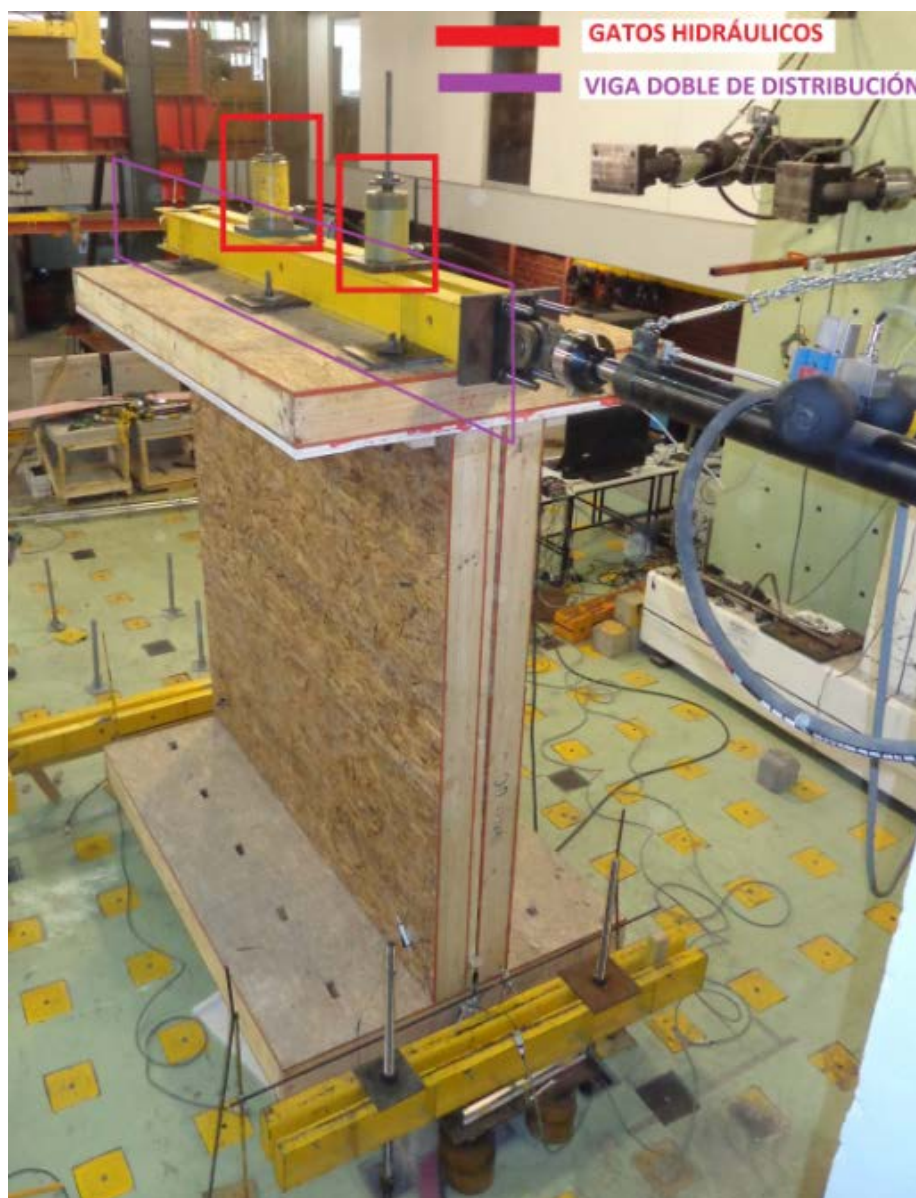


Figura III-52: Vista Superior del Muro No. 1 con ubicación de gatos de aplicación de carga axial y viga doble de distribución.

Las Figuras III-53 y III-54 presentan la probeta del ensayo del Muro No. 2.

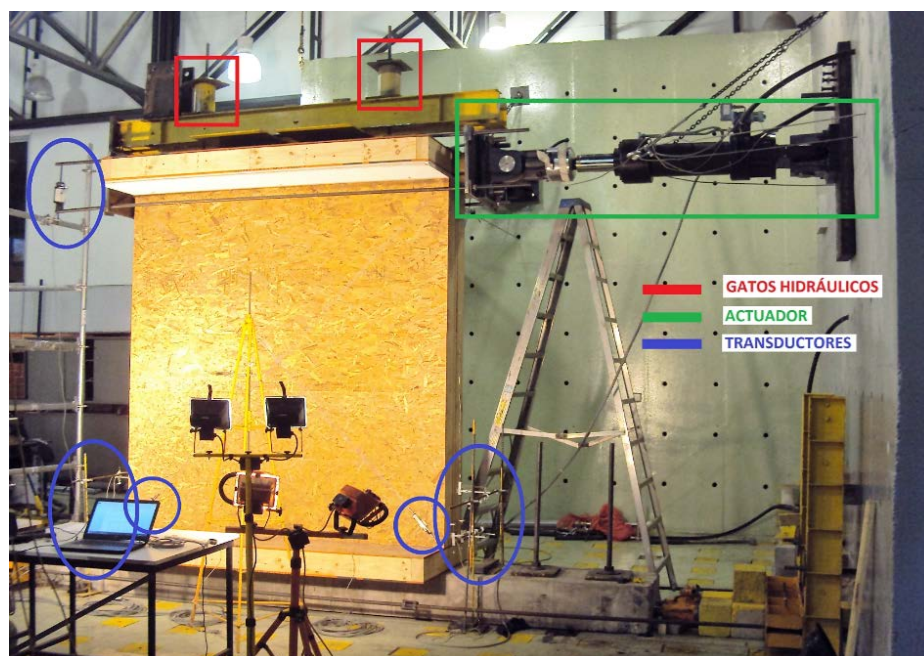


Figura III-53: Vista Lateral del Muro No. 2 con ubicación de actuador, gatos de aplicación de carga axial y transductores.

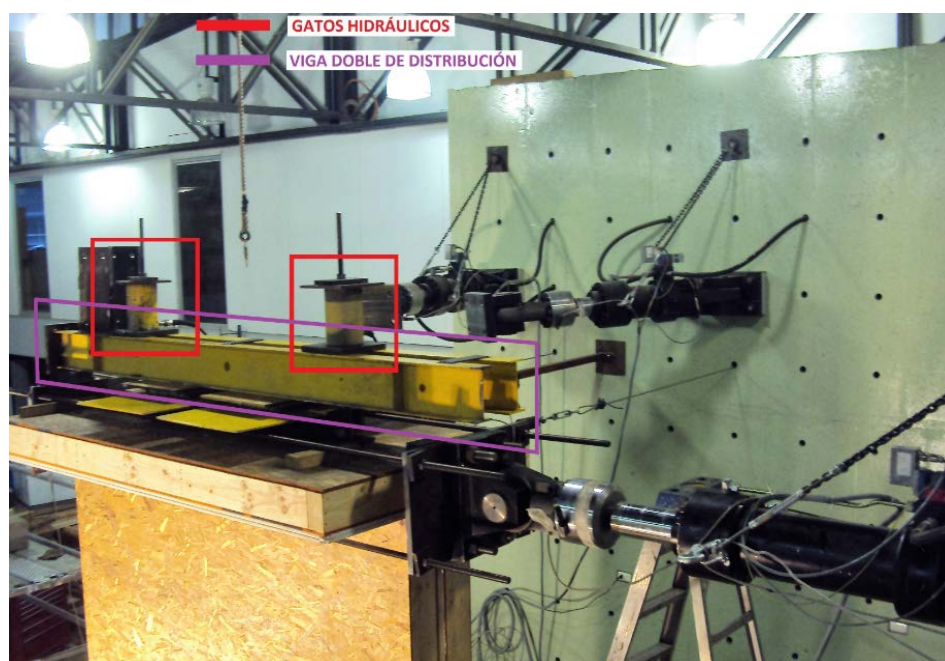


Figura III-54: Vista Superior del Muro No. 2 con ubicación de gatos de aplicación de carga axial y viga doble de distribución.

La aplicación de la carga vertical sobre el Muro No. 2 contempló para este segundo ensayo la incorporación de unos rodillos que permitieran la probeta deslizarse lateralmente por debajo de la viga doble de distribución ante la aplicación de los desplazamientos horizontales impuestos por el actuador; las siguientes fotografías ilustran esta característica.



Figura III-55: Vistas superiores laterales del Muro No. 2 con detalle en rodillos bajo viga doble de distribución de carga axial.

Los muros se ensayaron al corte por medio de desplazamientos cíclicos reversibles que aplicaba el actuador siguiendo el Protocolo Cíclico CUREE (Test Method C – ASTM E2126), el cual involucra desplazamientos cíclicos agrupados en fases de niveles crecientes incrementales. El Protocolo Cíclico CUREE consiste en los patrones de desplazamientos que se ilustran en la Figura III-56.

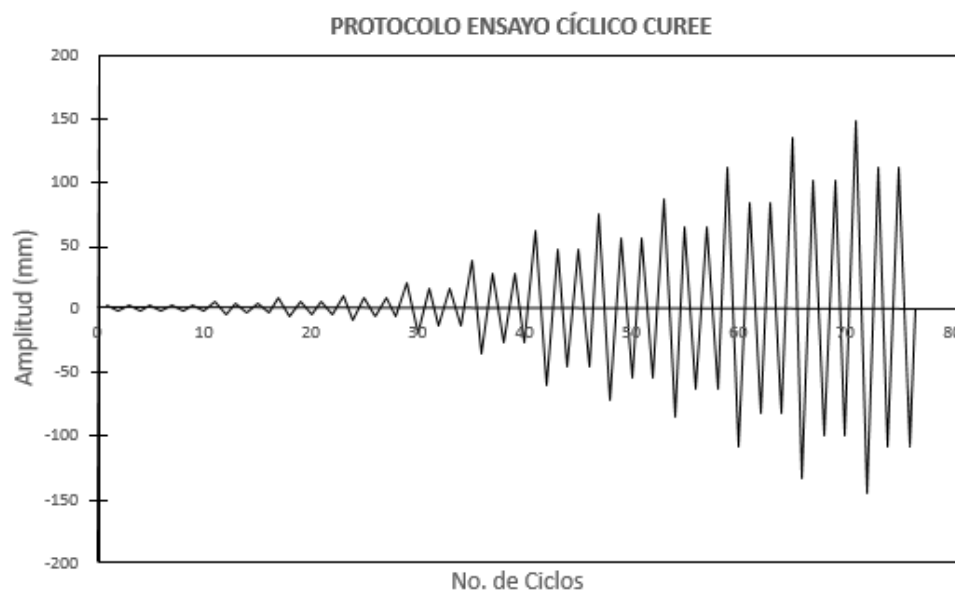


Figura III-56: Patrón de desplazamiento cíclico utilizado en los ensayos de corte de los muros de ensaye.

La carga axial que se aplicó a las probetas por medio de los dos gatos hidráulicos fue de 21.5 Toneladas, asociada a una carga distribuida de 2495 kgf/m², que contiene el aporte del peso muerto de los pisos superiores al primer piso, el 75% de la sobrecarga y el 75% de la carga de nieve, esto conforme a la expresión 4 de la sección 9.2.1 de la Norma NCh 3171-2010 y presentada en este documento en el subcapítulo II.2.1.2.

III.3.2 Procedimiento de Ensayo a Probetas de Módulos, Ensayos 3-D.

La última etapa de ensayos experimentales contempló ensayar en escala real módulos conectados entre sí y evaluar su comportamiento. Las siguientes Figuras ilustran la implementación del ensayo.

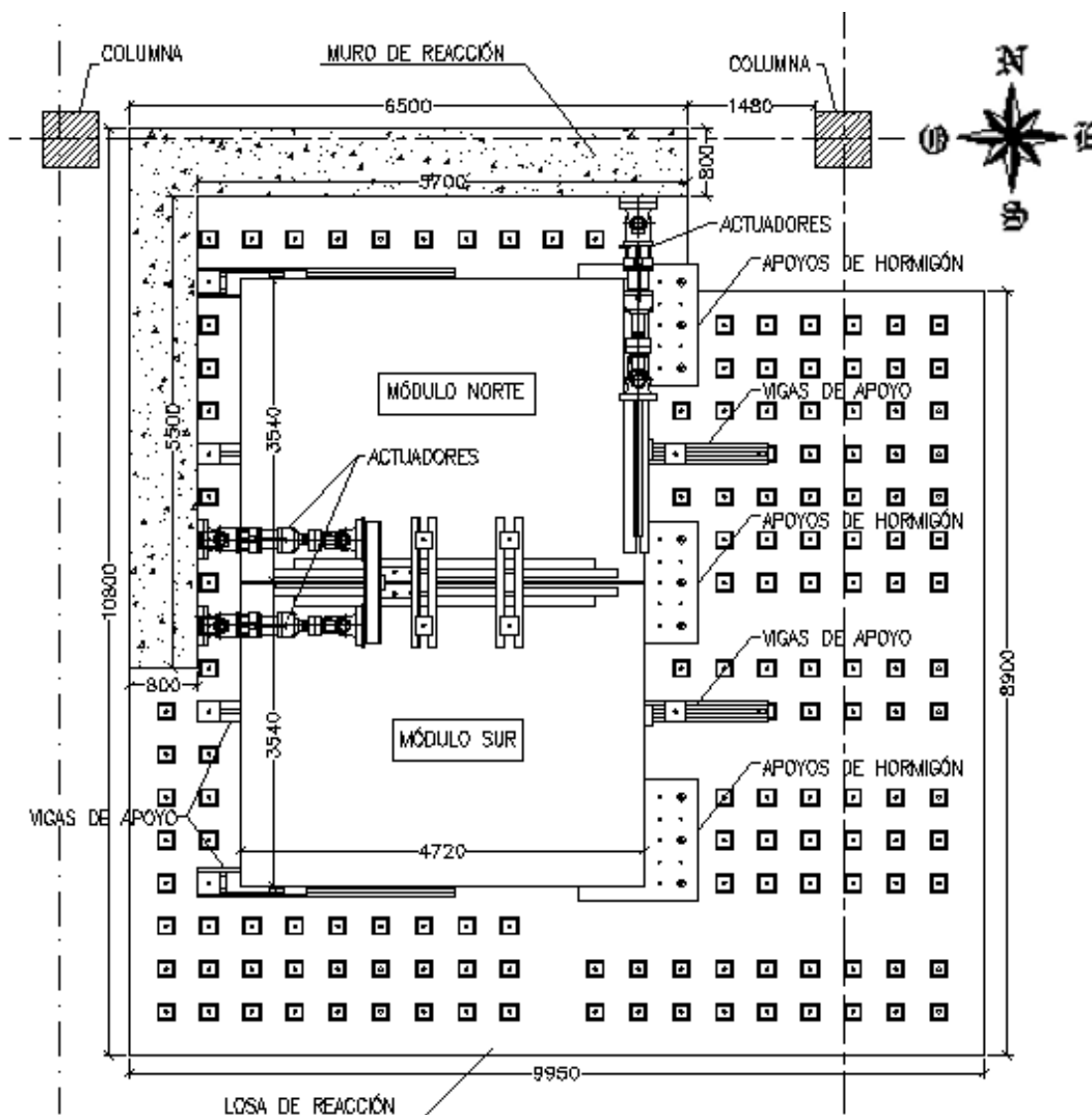


Figura III-57: Esquema General en Planta de Módulos en ensayo 3D (unidades en milímetros).

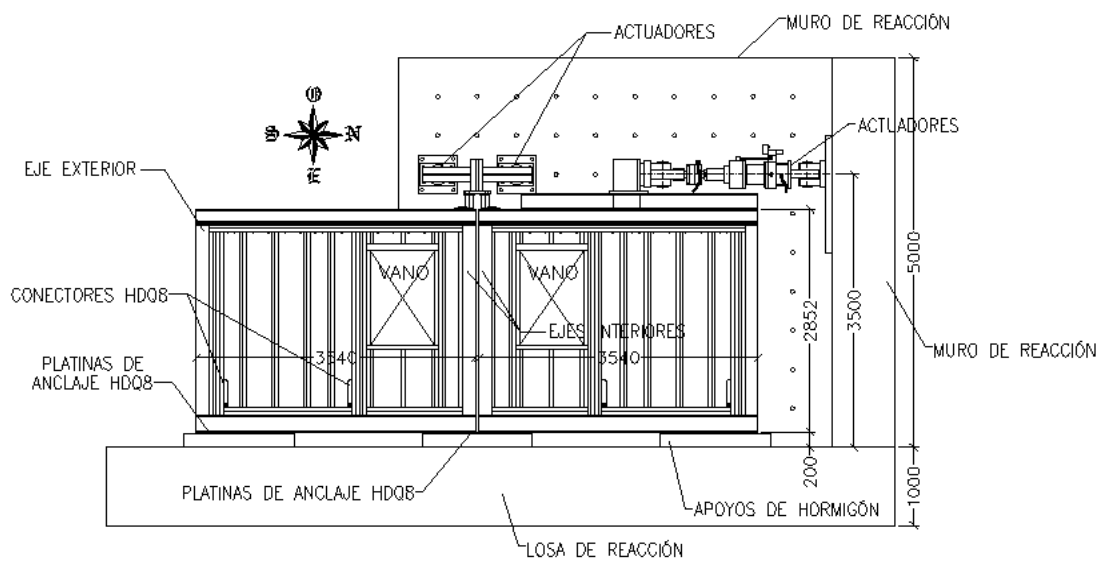


Figura III-58: Esquema General en Elevación de Módulos en ensayo 3D
(unidades en milímetros).

La siguiente Fotografía presenta los módulos ya instalados en el laboratorio:



Figura III-59: Vista General del Ensayo a Full Escala en 3-Dimensiones de
unidades modulares prefabricadas.

A continuación, se presentan Fotografías con acercamientos que ilustran la forma como los actuadores y gatos hidráulicos de carga axial aplican sus acciones a las probetas modulares:



Figura III-60: Vista sentido Longitudinal, se aprecian actuadores horizontales, gatos hidráulicos de aplicación de carga axial y vigas de reacción y distribución de carga vertical.



Figura III-61: Gatos hidráulicos y vigas de reacción.



Figura III-62: Vista al interior de un módulo, se aprecian tensores $\phi=36\text{mm}$ para aplicación de carga axial.

En la figura anterior se muestra una vista al interior del Módulo Norte, donde se aprecian los tensores de anclaje a la losa de reacción que permiten la aplicación de la carga axial cuando son tensados por la acción de los gatos hidráulicos. Las losas de cielo y piso contaban con perforaciones dispuestas para permitir el paso de los mismos.



Figura III-63: Detalle de transferencia de corte entre sistema de vigas de distribución y losa de cielo de probetas modulares, la conexión se materializa mediante tirafondos de $\phi 1/2'' \times 8''$.

Las siguientes fotografías exponen la ubicación del actuador para la carga transversal y su anclaje al muro del módulo norte.



Figura III-64: Vista sentido Transversal, se aprecia actuador y viga de transferencia de corte entre actuador y probeta.

En el interior de los módulos se instalaron transductores para efectuar mediciones. La siguiente figura ilustra el sistema utilizado para medir el Drift al interior de los módulos, el cual consta de una extensión de madera fijada a la losa de cielo, y otra fijada a la losa de piso, separadas cierta distancia para permitir el desplazamiento relativo entre la losa de cielo y la de piso.



Figura III-65: Medición de deformaciones horizontales relativas entre losas de cielo y piso dentro de los módulos, (Izq: Módulo Norte; Der: Módulo Sur).

Se colocaron transductores para medir deformaciones relativas entre el conector metálico Hold-Down Simpson y el pie derecho de esquina en el módulo Norte:



Figura III-66: Medición de deformaciones relativas entre Pie Derecho y Conector Hold-Down.

Las mediciones en las diagonales principales del segmento de muro de 2.0m, tanto de alargamiento como acortamiento diagonal de los muros, se materializaron mediante la instalación de soportes de madera por fuera de la esquina inferior del muro, para así conservar siempre el ángulo correcto de medición, y para que los movimientos del OSB a medida que se desvincula del marco durante el ensayo no afecten las mediciones.

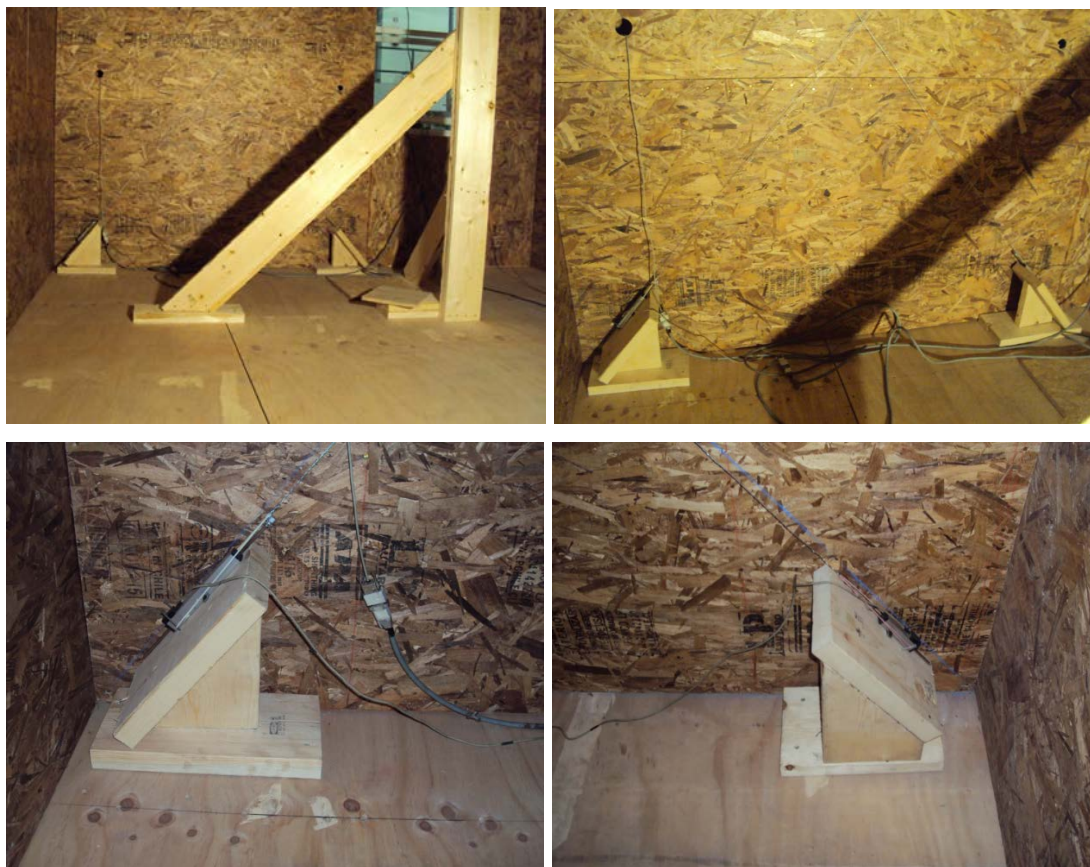


Figura III-67: Medición de deformaciones en diagonales principales de muros.

Se observan perforaciones circulares en el tablero central de OSB del muro, las que permiten el paso del cable de datos de los transductores instalados sobre los conectores Simpson de la Figura III-66.

En la parte superior de la diagonal se realizó una perforación circular en el OSB y se instaló un tornillo directamente sobre los miembros del marco de madera, detrás del OSB, para evitar que los movimientos de cuerpo rígido y rotaciones del OSB durante el ensayo distorsionen las mediciones.



Figura III-68: Arreglo medición de deformaciones esquina superior.

El ensayo de estos módulos estuvo dividido en tres Fases:

FASE I

Implicó la aplicación de desplazamientos controlados en el sentido Este-Oeste de las probetas modulares (Figura III-57 y Figura III-58), es decir, en el sentido de los 4.72m de longitud o sentido longitudinal de las probetas. Este ensayo se realizó sin la aplicación de carga axial para poder comparar los resultados del mismo contra los ensayos con carga axial; de esta manera se podrán obtener inferencias cuantificables del efecto de la carga axial en la rigidez resultante del muro.

FASE II

Este ensayo implicó la aplicación de desplazamientos controlados simultáneos en ambos sentidos ortogonales de las probetas, con las mismas amplitudes, es decir es un ensayo Bi-Direccional desde una vista en planta, donde la resultante de ambas acciones ortogonales efectuadas por los actuadores inducirán desplazamientos diagonales en las probetas modulares en ángulos de aproximadamente 45 grados. Este ensayo se realiza con la mitad de carga axial de diseño para poder seguir evaluando y comparando la influencia de la carga axial en la rigidez de los muros. Con este ensayo se pretende evaluar el comportamiento general de los módulos ante

acciones fuera de los planos resistentes principales, también evaluar el comportamiento de la conexión entre muros perimetrales longitudinal con transversal, la cual se efectúa mediante tirafondos tal como lo ilustra la Figura III-43. De igual forma, este ensayo permite conocer la respuesta de la conexión rígida entre módulos materializada mediante ángulos y tirafondos dispuestos tal como se aprecia en las Figuras III-46 y III-47.

FASE III

Esta fase implica solicitar los módulos en el sentido transversal de 3.54m o Norte - Sur ante las acciones laterales del actuador, lo cual permite conocer la respuesta de los muros que tienen el vano. Estos muros transversales, por ser de menor longitud en comparación al eje longitudinal del módulo que tiene dos ejes de por lo menos 10.0m de muros resistentes (descontando 2.0m del vano de puerta de pasillo), y por contener el vano de la ventana, es considerado el sentido más flexible de los módulos y por lo tanto el más débil. De allí la importancia de estudiar su respuesta los muros y con sus condiciones reales de geometría y condiciones de borde. En este ensayo de FASE III se aplica la carga axial completa.

Las Fases I y II se realizan con desplazamientos cíclicos reversibles sinusoidales de pequeñas magnitudes, 20mm, para mantener los muros en el rango elástico y poder continuar con los siguientes ensayos sin necesidad de reparar la estructura. La Fase III del ensayo se proyectó para llevar los muros del sentido longitudinal hasta la falla mediante la aplicación del Protocolo Cíclico CUREE implementado en los ensayos de muros en 2-Dimensiones e ilustrado en la Figura III-56.

Los resultados de la Fase III permiten conocer la respuesta en cuanto a resistencia y rigidez de los módulos en su sentido flexible o el eje transversal exterior (Ejes A y F en Figura II-3). Como se comentó anteriormente, los ensayos de muros en 2-Dimensiones con carga axial estuvieron conformados con los componentes estructurales de los muros en el sentido longitudinal de los módulos, por lo tanto, los ensayos 2-D permitían conocer la resistencia de los muros solo en ese sentido (Ejes 1

y 2 en Figura II-3). Por consiguiente, se hacía necesario caracterizar la resistencia de los muros en el sentido transversal, de allí la importancia de éste ensayo de la Fase III, porque permite conocer la respuesta estructural de los muros en ese eje flexible.

Sin embargo se necesita caracterizar los muros de los ejes transversal interior (Ejes B al E en Figura II-3), para estos se tomaron los resultados de ensayos de otro proyecto ejecutado por los autores de este estudio, los antecedentes de estos ensayos se presentarán más adelante.

IV. RESULTADOS OBTENIDOS DE ENSAYOS.

IV.1 Resultados de Ensayos.

Se describen a continuación los resultados obtenidos los ensayos.

VI.1.1 Resultados de Ensayos a Muros de Corte más Compresión Axial.

Se ensayaron dos probetas de muros llamadas Muro No. 1 y Muro No. 2. En la Tabla IV-9 se resumen las capacidades obtenidas, el valor de la carga de corte admisible V_{adm} se obtiene a partir de un Factor de Seguridad de 2.0 aplicado a la resistencia promedio $|V_{prom}|$. Esta se calcula como el promedio entre la resistencia máxima en la dirección positiva y la negativa obtenidas de la curva de histéresis. La nomenclatura empleada se describe a continuación:

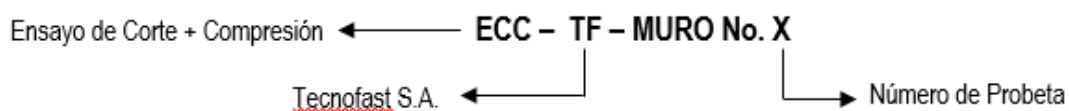


Figura IV-69: Nomenclatura utilizada para identificar los ensayos de probetas

Muros de Corte + Compresión Axial.

Tabla IV-9: Resultados obtenidos de Ensayos Muros de Corte + Compresión.

Probeta	V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	V_{prom} [kN]	δP_{max} [mm]	V_{adm} [kN]
ECC-TF-MURO No.1	141	-121	131	59.0	65.4
ECC-TF-MURO No.2	165	-160	163	56.8	81.3
PROMEDIO	153	-140	147	57.9	73.4

El Muro No.1 no se llevó hasta falla, por lo que la carga registrada de 141kN no es la carga última de la probeta, sino es la carga máxima registrada. No se pudo llevar a la falla el muro por un deslizamiento de la base de hormigón sobre la que se apoyaba. El Muro No.2 sí se pudo llevar hasta la falla, y por tal razón se aprecia una diferencia del 14.6% entre los dos valores V_{\max} de los Muros No. 1 y 2. La siguiente Figura IV-70 presenta la curva de histéresis registrada del Muro No. 2, mientras que las Figuras IV-71 y IV-72 presentan información acerca del modo de falla.

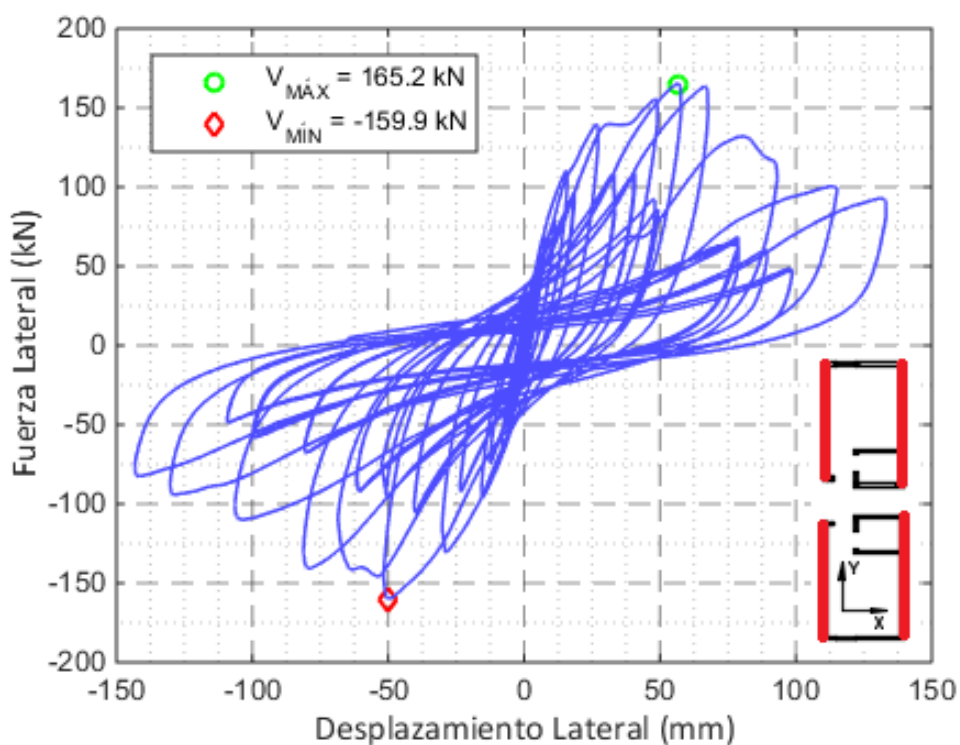


Figura IV-70: Curva de Histéresis Corte vs Desplazamiento Lateral – Muro No.2.



Figura IV-71: Vista Lateral de Probeta Muro No. 2 deformada a un desplazamiento global del 6% (146.4mm).

El modo de falla que presentaron ambas probetas fue el “*pull through*”, que describe el resultado obtenido cuando el tablero estructural es desprendido de la cabeza del clavo mientras éste permanece aún embebido en el pie derecho.



Figura IV-72: Vista Frontales de Probeta Muro No. 2 deformada evidenciando el modo de falla *pull through* entre revestimiento y Pie Derecho.

Una vez finalizados los ensayos y regresados los Muros No. 1 y No. 2 a su posición de equilibrio, se revisó la estructura del mismo y no se evidenciaron daños en la estructura de madera, ni en los dispositivos Hold-Down, solo se apreció la desvinculación del tablero de OSB del marco de madera. Es importante señalar que las deformaciones impuestas al muro fueron bastante mayores a las esperadas bajo un sismo de diseño.

Más adelante en el informe se analizará el alcance de estos resultados en los objetivos del proyecto.

VI.1.2 Resultados de Ensayos a Módulos Full Escala en 3-Dimensiones.

A continuación se presentan los resultados de la FASE II y FASE III, que son los más interesantes para los objetivos de este estudio, los resultados de la FASE I se entregaron en el documento “Ensayos de resistencia a uniones de elementos que conforman módulos prefabricados, a muros de corte estructurales y a módulos full escala en 3 Dimensiones”.

VI.1.2.1 Resultados de Ensayos A Módulos FASE II.

En esta fase se realizaron 4 ensayos, cada uno de ellos con desplazamiento controlado, donde se impusieron desplazamientos cíclicos sinusoidales en el sentido longitudinal y transversal simultáneamente y de la misma magnitud, logrando el efecto de ensayo Bi-Direccional en planta. El primer ensayo se realizó hasta una amplitud máxima de 5 mm, el segundo ensayo hasta 10 mm, el tercero hasta 15 mm y el último hasta 20mm. A continuación se presentan resultados para los ensayos de 10 mm (SD10) y 20 mm (SD20) de amplitud por ser los más interesantes. La Figura IV-73 presenta las deformaciones aplicadas en los sentidos Este – Oeste o longitudinal y Norte – Sur o transversal:

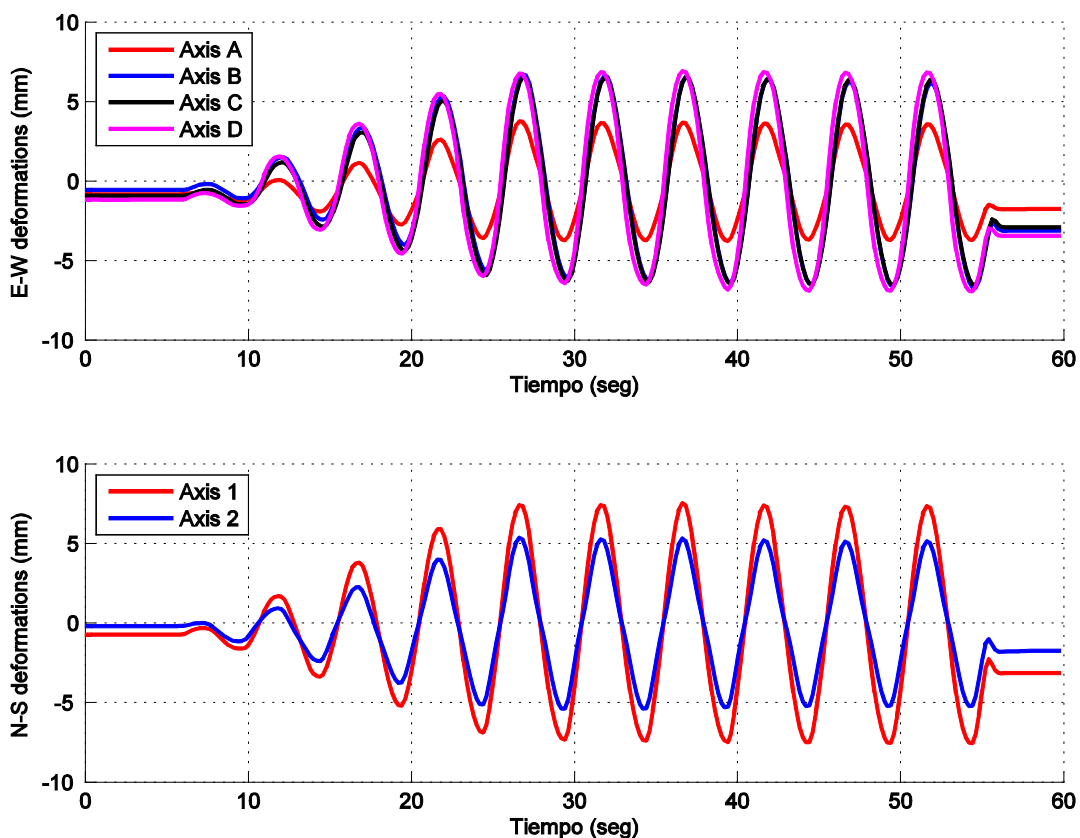


Figura IV-73: Historias de deformación medida en los ejes longitudinales (arriba) y transversales (abajo). Ensayo SD10.

Se observa la simultaneidad de los desplazamientos impuestos en ambos sentidos ortogonales y que ambos ejes alcanzaron desplazamientos muy parecidos en magnitud.

Las siguientes curvas ilustran las histéresis obtenidas, en el sentido longitudinal de 4.72m la carga máxima promedio entre la aplicación de desplazamientos que inducen tracción y compresión a los módulos fue de 169kN, asociada a una rigidez efectiva de 53.7kN/mm. En el sentido Transversal de 3.54m la resistencia promedio máxima alcanzada entre tracción y compresión fue de 95.1kN, la rigidez efectiva fue de 12.6kN/mm.

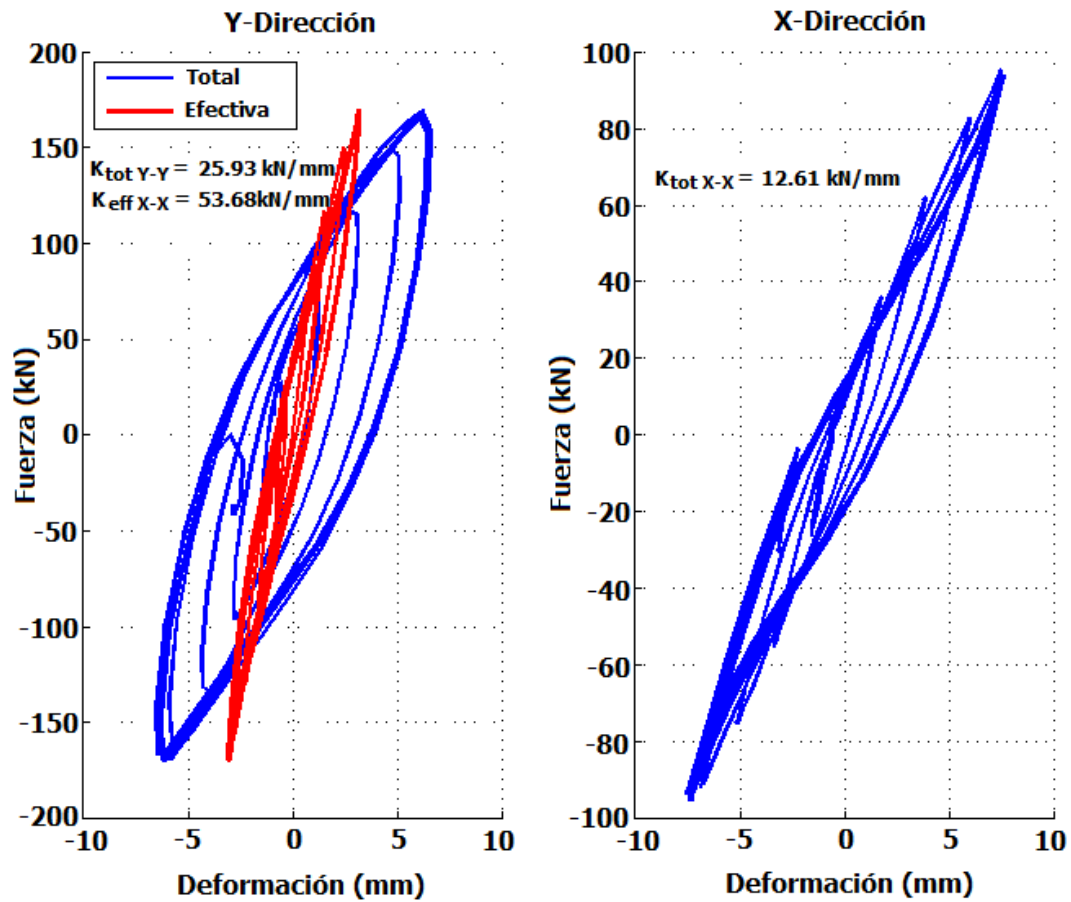


Figura IV-74: Curva deformación vs fuerza total (corte basal) para el ensayo

SD10.

La Figura IV-75 presenta las deformaciones aplicadas para el ensayo de amplitud máxima de 20mm en los sentidos Este – Oeste o longitudinal y Norte – Sur o transversal.

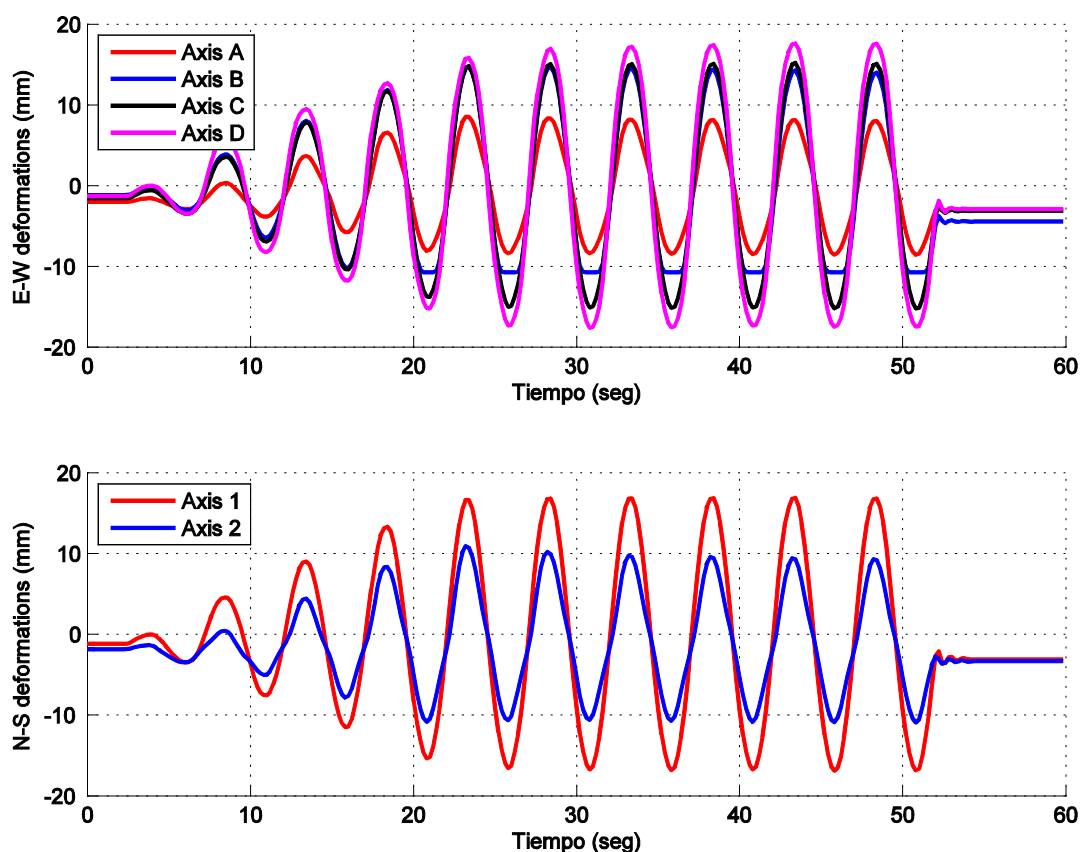


Figura IV-75: Historias de deformación medida en los ejes longitudinales (arriba) y transversales (abajo). Ensayo SD20.

Para este ensayo de 20mm de amplitud máxima, en el sentido longitudinal la carga máxima promedio registrada fue de 274kN asociada a una rigidez efectiva de 37.4kN/mm. En el sentido Transversal la resistencia promedio máxima alcanzada fue de 152kN, la rigidez efectiva fue de 9.0kN/mm.

Se aprecia en este ensayo de 20mm de amplitud máxima con respecto a los valores obtenidos para el ensayo de 10mm de amplitud máxima, un incremento de las cargas máximas en una proporción del 62% para el sentido longitudinal y un incremento del 60% para el eje transversal. El aumento no es el doble debido a que entre estos dos ensayos se genera algún grado de degradación de rigidez. Las siguientes curvas ilustran las histéresis obtenidas.

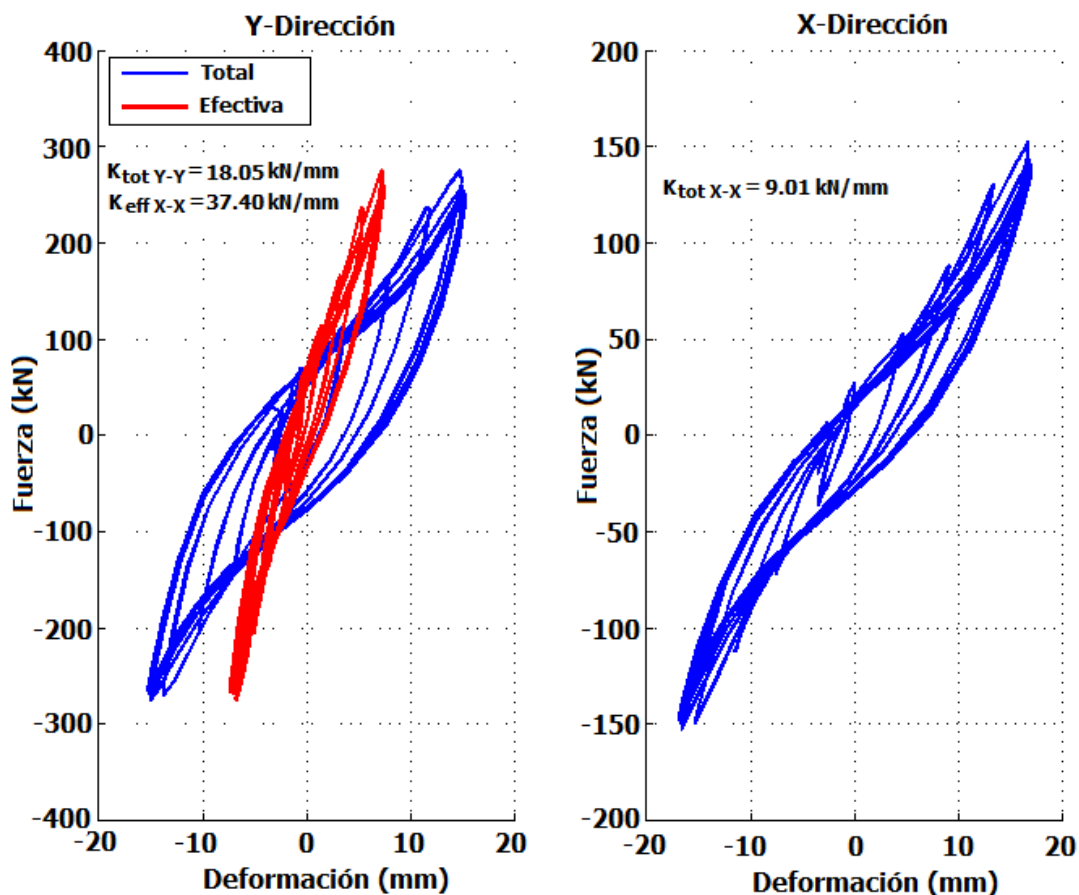


Figura VI-76: Curva deformación vs fuerza total (corte basal) para el ensayo SD20.

Este ensayo Bi-direccional mostró un muy buen comportamiento de los módulos en cuanto a su acoplamiento por medio de los conectores rígidos, y también en cuanto al comportamiento de la conexión entre muros perimetrales longitudinal y transversal con el uso de los tirafondos (Figura III-43). Si bien los desplazamientos en esta fase todavía son pequeños, se considera que el comportamiento fue muy bueno teniendo en cuenta que cada uno de los 4 ensayos tiene 10 ciclos (Figuras IV-73 y IV-75), y que por consiguiente los módulos fueron solicitados con 40 ciclos reversibles.

VI.1.2.2 Resultados de Ensayos A Módulos FASE III.

Esta fase de ensayos es la que permite conocer la respuesta de los muros en el sentido flexible de los módulos, es decir el sentido transversal exterior (Ejes A y F en Figura II-3), sentido que se considera flexible debido a que el muro propiamente estructural tiene solo 2.0m de longitud dentro de los 3.54m de ancho total que tiene el módulo (Ver Figura III-45). El resto de esos 3.54m del módulo contiene el vano de la ventana y una sección muy pequeña de muro que no satisface la relación de aspecto altura/base mínima para ser considerado como un muro que aporte resistencia lateral.

La Figura IV-77 presenta la historia de las deformaciones aplicadas a los módulos en el sentido transversal durante el ensayo, la curva azul representa el desplazamiento máximo global registrado por los módulos, el cual correspondió a una magnitud de -132mm, mientras que el desplazamiento máximo efectivo o drift de entrepiso (curva de color rojo) registrado por transductores dentro de los módulos (Indicados en la Figura III-65) que fue de -95.6mm, por consiguiente y teniendo en cuenta que la altura libre de piso a cielo en el módulo es de 2440mm, el máximo drift de entrepiso aplicado a los módulos fue de $95.6\text{mm}/2440\text{mm} = 3.92\%$.

Uno de los objetivos principales de este ensayo era conocer la respuesta y el comportamiento de los muros del eje transversal de los módulos cuando se sometiera a la rotura mediante la aplicación del Protocolo Cíclico de carga CUREE indicado en la Figura III-56.

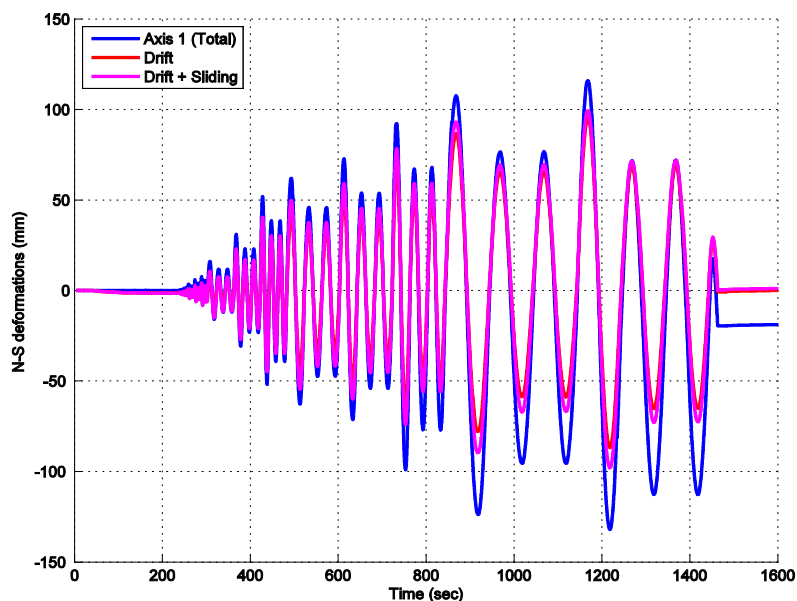


Figura VI-77: Historias de deformación medida en los ejes transversales.

La Figura VI-78 presenta la curva de histéresis que se registra del ensayo. Se aprecia el valor máximo de resistencia alcanzado es 305kN, la rigidez lineal obtenida correspondió a 7.2kN/mm.

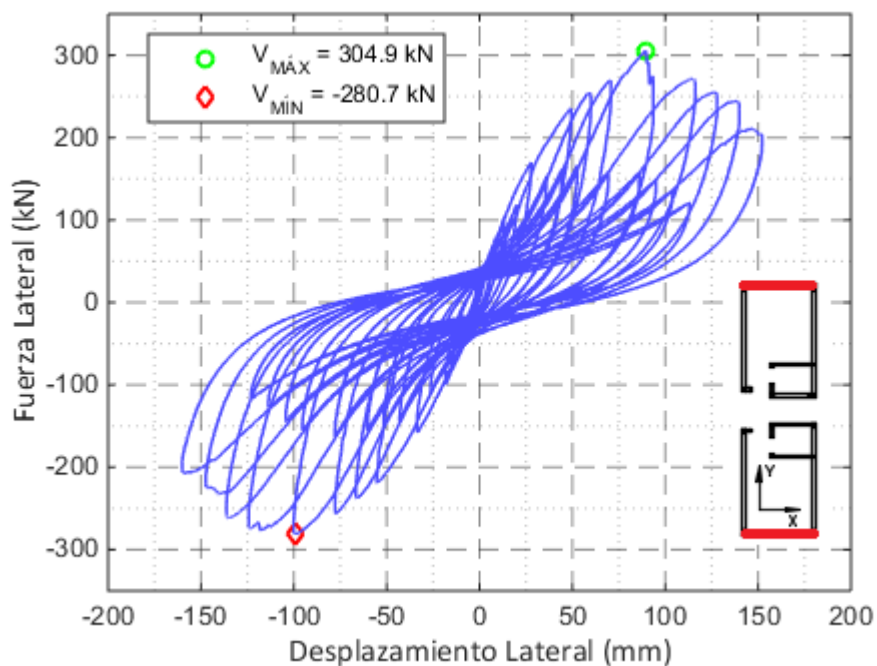


Figura VI-78: Curva fuerza corte vs. deformación lateral sentido transversal.

Las siguientes fotografías, tomadas durante y después del ensayo, muestran el mediano grado de deterioro que se alcanzó a producir en los módulos teniendo en cuenta la deformación horizontal a la cual fueron solicitados, un Drift del 3.9% de altura de entrepiso. Durante los ensayos se observó que la ventana del módulo norte presentó mayores daños, esto es debido a la forma de aplicación de las cargas y porque la discontinuidad que ese vano genera en la transferencia de las cargas provoca una concentración de esfuerzos alrededor de dicha abertura (Ver Figuras IV-79 a IV-82).



Figura VI-79: Módulos durante el ensayo – Desplazamiento Global del +6% y Drift del 3.9%.



Figura IV-80: Módulos durante el ensayo – Desplazamiento Global del -6% y Drift del 3.9%.



Figura IV-81: Módulo Norte Después del ensayo.



Figura IV-82: Módulo Sur Después del ensayo.

Las ventanas se quebraron para un drift global del 2.2%, las siguientes fotografías evidencian un antes y después de las esquinas inferiores de los muros transversales, que son los puntos de esquina donde los muros sufren mayor daño, se puede apreciar que grado de daño se alcanzó.



Figura IV-83: Antes y Después, efectos de amortiguamiento y disipación de energía (Base Módulo Norte).



Figura IV-84: Antes y Después, efectos de amortiguamiento y disipación de energía (Base compartida entre Módulos Norte y Sur).

Los modos de falla observados y que se presentan en las Figuras IV-86 y IV-87 fueron el desclavamiento entre OSB y Marco de madera y algunos clavos fallaron por fatiga al corte. En el siguiente capítulo del informe se analizará el alcance de estos resultados en los objetivos del proyecto.



Figura IV-85: Falla por Desclavamiento.



Figura IV-86: Falla por Fatiga al corte del clavo.

IV.1.3 Resultados de Ensayos a Muros de Corte Cíclico sin Compresión Axial.

Se ensayaron dos probetas de muros llamadas Muro No. 3 y Muro No. 4 sin carga de compresión es decir solo a corte cíclico (Figura III-56) para representar el comportamiento y respuesta de los muros transversales interiores (Ejes B al E en Figura II-3). Estos ensayos no pertenecen a este proyecto, sin embargo como los autores de este estudio disponían de estos resultados, se utilizaron para complementar este estudio sin tener que realizar más ensayos. La Figura IV-87 presenta la implementación de este ensayo. Son muros de 2440x2440mm que tienen pies derechos de 2x6" cada 406mm, dos tableros de OSB de 11.1mm, clavos cada 50mm y Hold-Down HD12 de Simpson Strong Tie.



Figura IV-87: Vista Lateral del Muro No. 3 con ubicación de actuador para aplicar las cargas cíclicas.

En la Tabla IV-10 se resumen las capacidades obtenidas, el valor de la carga de corte admisible V_{adm} se obtiene a partir de un factor de seguridad de 2.0 aplicado a la

resistencia promedio $|V_{prom}|$. Esta se calcula como el promedio entre la resistencia máxima en la dirección positiva y la negativa obtenidas de la curva de histéresis.

Tabla IV-10: Resultados obtenidos de Ensayos Muros de Corte + Compresión.

Probeta	V_{max} [kN]	V_{min} [kN]	$ V_{prom} $ [kN]	δP_{max} [mm]	V_{adm} [kN]
ECC-MP-MURO No.3	86	-85	86	60.3	43
ECC-MP-MURO No.4	89	-93	91	64.2	46
PROMEDIO	88	-89	89	62.3	45

Las siguientes Figuras presentan las curvas de histéresis registradas de los Muros No. 3 y No. 4.

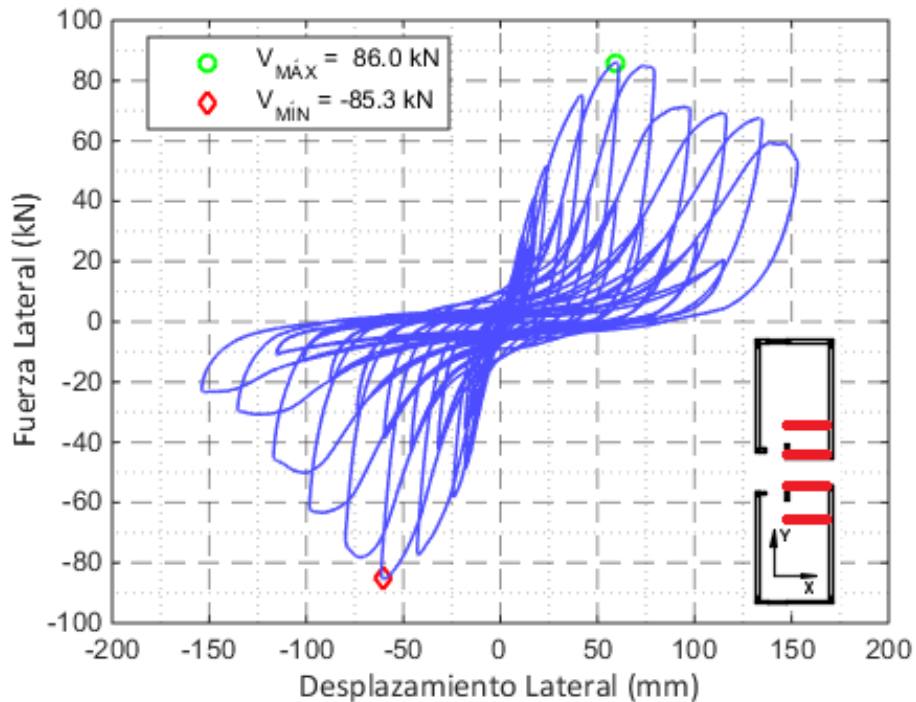


Figura VI-88: Curvas de Histéresis Corte vs Desplazamiento Lateral – Muro

No.3.

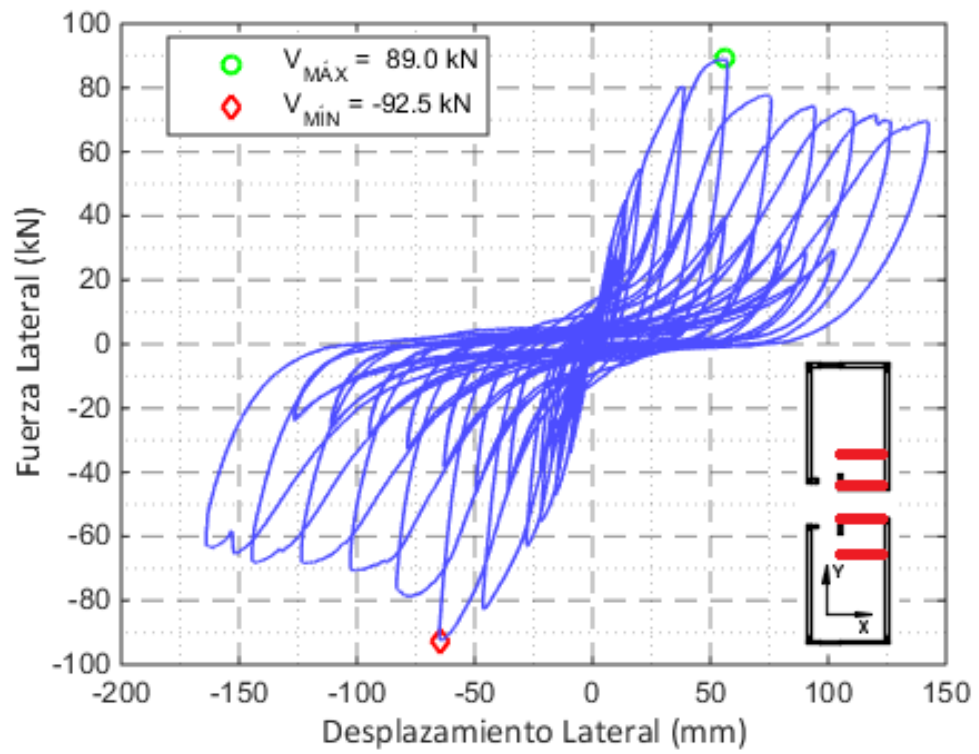


Figura IV-89: Curvas de Histéresis Corte vs Desplazamiento Lateral – Muro

No.4.

IV.1.4 Cálculo de Parámetros Experimentales para Modelación Computacional del Edificio.

Esta sección presenta los cálculos realizados a partir de las curvas de histéresis de los muros que sirven como input para la construcción del modelo computacional del edificio, modelo unidireccional que consistirá en un sistema masa-resortes o edificio de corte (Shear Building). El cálculo de los parámetros índices que se presentan a continuación se realizó siguiendo la metodología del ASTM E2126-11 “*Standard Test Methods for Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings*”.

IV.1.4.1 Criterio para elegir la Rigidez y el Factor de Amortiguamiento crítico para el edificio a partir de los ensayos.

Tal como se presentará en las siguientes subsecciones, es posible a partir de los ensayos elaborados de muros determinar la rigidez y el factor de amortiguamiento crítico para cada nivel de deformación lateral del muro, sin embargo; para conformar el modelo del edificio se utilizarán los valores asociados al 2% de la deformación lateral que registraron las curvas de histéresis de los muros, esto con fundamento en el siguiente criterio.

La estructura del edificio se correrá a partir de registros compatibles con el espectro de diseño, este espectro en la NCh-433 al igual que los espectros de diseño de otras normas de edificios, está generado para un evento sísmico que tenga una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años (10%/50years), lo cual tiene implícito que la estructura tenga un nivel de desempeño de Life Safety – LS, o salvaguardar la vida de sus ocupantes, para lograr ese nivel de desempeño, la deformación relativa de entrepiso o drift debe estar por debajo del 2% tal como se indica en la siguiente Tabla con información del FEMA 356.

Tabla IV-11: Niveles de Desempeño asociados a la magnitud del riesgo sísmico según el FEMA 356.

Limit State	Seismic Hazard	Drift Limits
Immediate Occupancy	50%/50yr	1%
Life Safety	10%/50yr	2%
Collapse Prevention	2%/50yr	3%

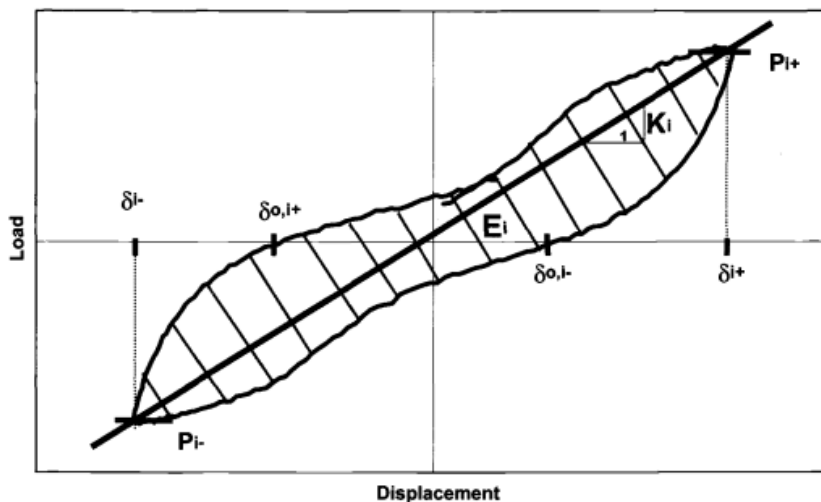
Por lo tanto en la información que se presente en las siguientes subsecciones, se destacarán los valores asociados al 2% de la deformación lateral, toda vez que estos serán referenciados en el capítulo 5.2 de este documento.

IV.1.4.2 Parámetros para representar la respuesta de los Muros en el Sentido Longitudinal de los módulos (Ejes 1 y 2).

Estos se obtienen a partir del Muro No. 2 de la curva de histéresis presentada en la Figura IV-70.

Degradación de Rigidez: La degradación de la rigidez puede monitorearse directamente calculando la rigidez cíclica, la cual proporciona información importante sobre los cambios de comportamiento de la probeta, esta rigidez cíclica se calcula a partir de la siguiente expresión del ASTM E2126-11 Seaders P (2004):

$$K_i = \frac{P_{1_POS} - P_{1_NEG}}{\delta_{1_POS} - \delta_{1_NEG}}$$



Donde P_i es la carga máxima de cada ciclo, y δ_i el desplazamiento que le corresponde a P_i en cada ciclo. La rigidez del primer ciclo K_1 es usada como referencia para conocer el porcentaje de degradación de los demás ciclos Seaders P (2004).

Para establecer la rigidez cíclica inicialmente se corre un código en Matlab para determinar cada uno de los puntos P_i y δ_i de cada ciclo, posteriormente se aplicó la ecuación anterior para determinar cada K_i , y finalmente se agrupó cada K_i con el desplazamiento δ_i^+ que le correspondió en su cálculo.

Determinando los Peaks bajo el criterio de encontrar las cargas máximas en cada ciclo y después su desplazamiento asociado, resultó el siguiente gráfico:

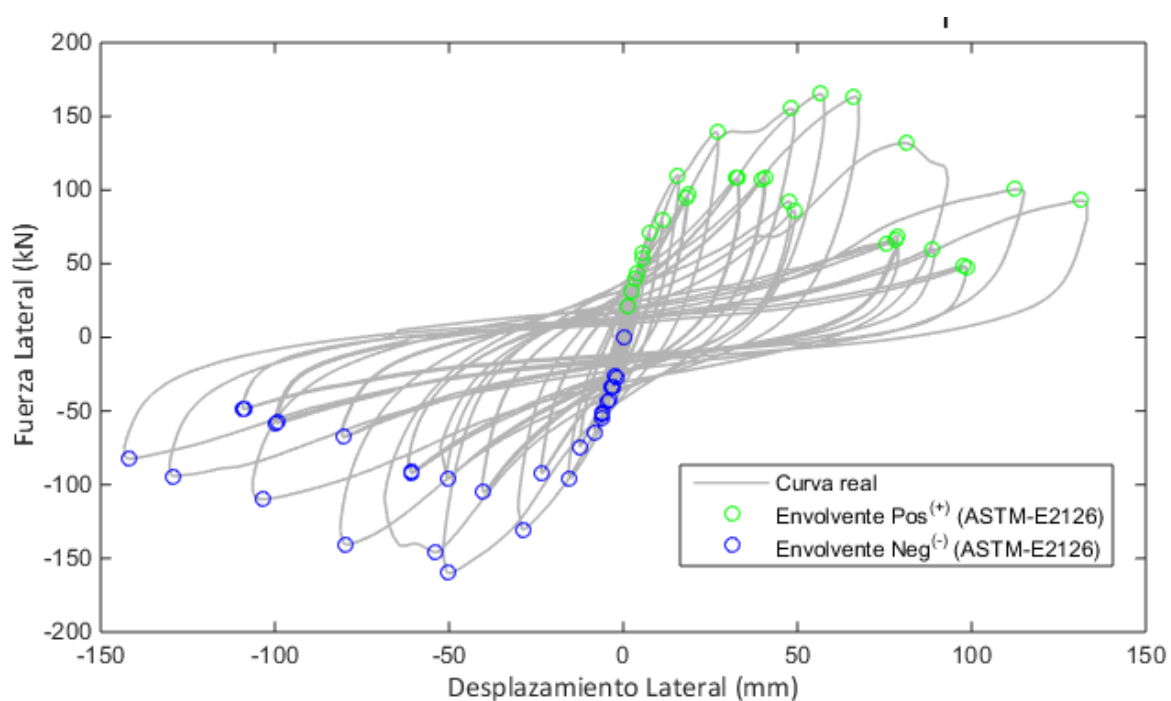


Figura IV-90: Curvas de Histéresis Muro No.2 con Peaks: P_i (+/-).

Con las anteriores parejas de valores de cargas y desplazamiento máximos/mínimos por ciclo, se determinó la siguiente curva de degradación de rigidez cíclica:

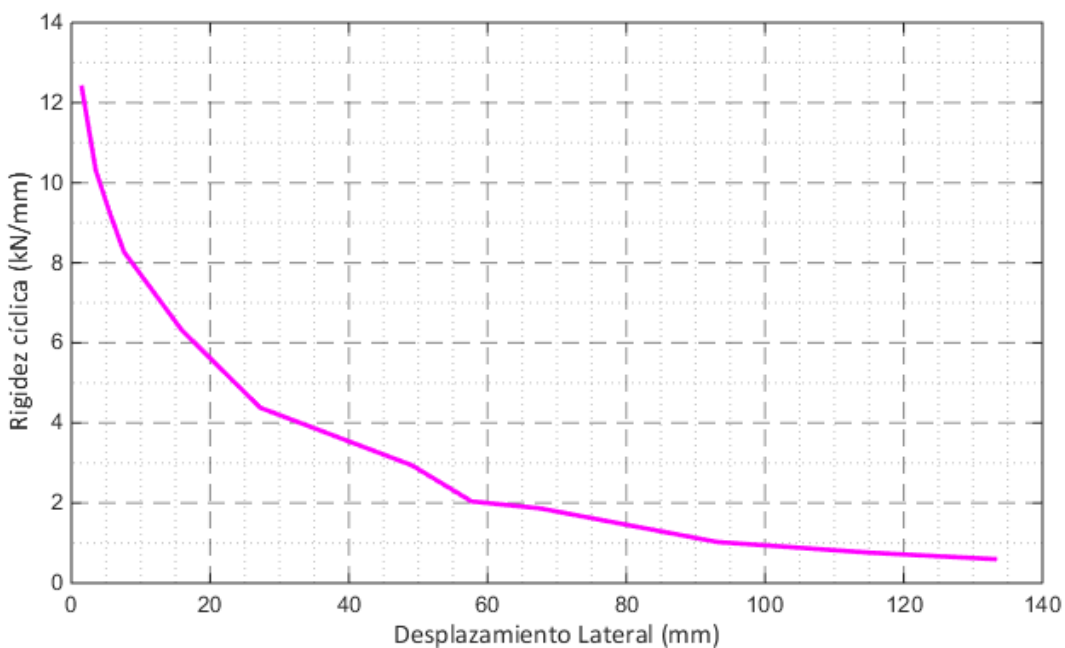


Figura IV-91: Degradación de Rigidez cíclica en Muro No.2.

La cual indica como es natural que a medida que se incrementa el desplazamiento lateral, la rigidez lateral del muro va decayendo. También presenta el típico comportamiento que describe cómo la rigidez cíclica declina de forma muy rápida para los primeros niveles de deformación lateral, es decir la pendiente de degradación negativa es muy alta para los primeros ciclos.

Como se indicó anteriormente, tomando los valores asociados al 2% de la deformación lateral, se tiene que 2% de la altura de los muros de 2440mm es 49mm, al cual le corresponde por inspección de la Figura IV-91 una rigidez cíclica de aproximadamente \approx 2.9 kN/mm, en la Tabla IV-12 se presentan los valores finales establecidos.

Amortiguamiento Viscoso Equivalente: El método más común para definir el amortiguamiento viscoso equivalente es por medio de comparar la energía disipada en un ciclo de histéresis del muro con un sistema viscoso equivalente Toothman (2003). La energía disipada por el muro se determinó a partir del área en el ciclo de

histéresis indicado en la siguiente figura como E_i . La energía potencial de deformación, o la energía de un sistema viscoso equivalente, U_o , se denota por los triángulos mostrados a continuación:

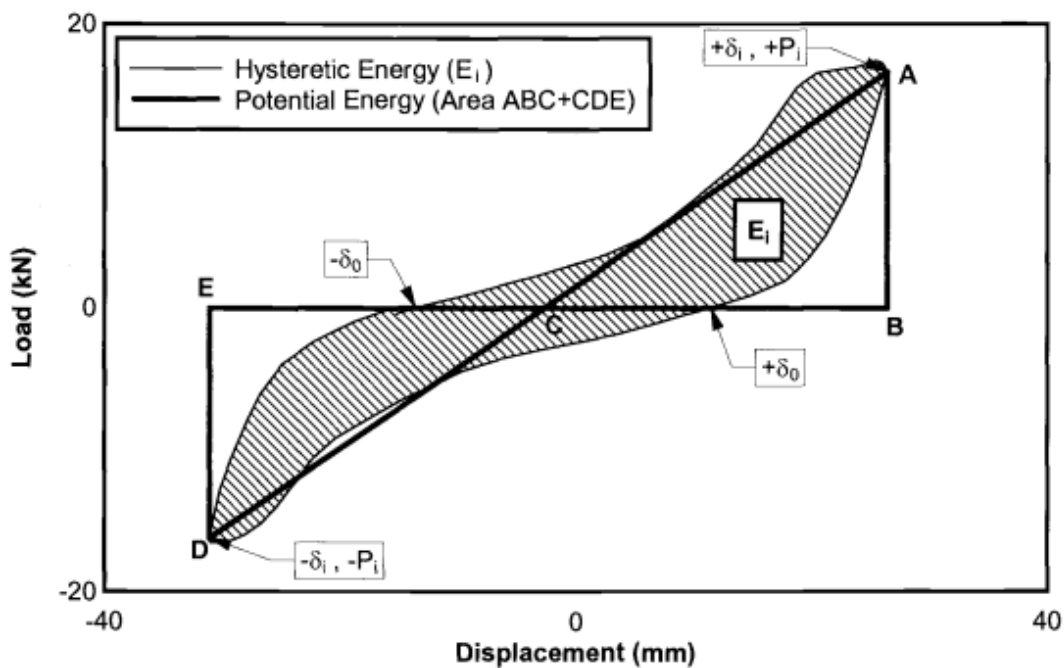


Figura IV-92: Valores usados en los cálculos de los parámetros cíclicos

Toothman (2003).

Así el amortiguamiento viscoso equivalente se obtiene de la relación:

$$\xi_i = \frac{\text{Energía Histéresis}}{2\pi \cdot \text{Energía Potencial}} = \frac{E_i}{2\pi \cdot (ABC + CDE)}$$

Una vez realizado el cálculo anterior para cada ciclo completo, se completa la siguiente Tabla IV-12 que resume los parámetros calculados. Se adoptó como valores definitivos los primeros más cercanos al valor de 49mm o 2% de la altura de muros.

Tabla IV-12: Resumen de parámetros de desempeño del Muro No. 2.

Número de la Fase de Ensayo	Carga Peak (kN)		Desplazamiento al valor P_i (mm)		Rigidez Cíclica (kN/mm)		Energía (kN-mm)	viscoso equivalente
	$P_{i,máx}^{(+)}$	$P_{i,min}^{(-)}$	$\delta_i^{(+)}$	$\delta_i^{(-)}$	K_1	$\%K_1$	E_i	ξ_i
	1	21.3148281	-27.426531	1.45823205	-2.0177164	12.3763283	1	84.7067068
2	21.457209	-26.676963	1.47281039	-2.1192873	12.7209759	1	38.8350263	0.14140575
3	21.3451406	-26.626143	1.46604288	-2.1392391	12.433785	1	40.6100279	0.15054502
4	21.451627	-26.594318	1.4582864	-2.1759975	12.6178416	1	34.7210782	0.12778283
5	40.0150391	-42.639238	3.461941	-4.0564437	10.3175499	0.83365192	156.555074	0.16477186
6	31.222627	-33.753012	2.3977077	-3.1325672	11.1970437	0.9047145	79.0195894	0.14245698
7	31.1001602	-33.971125	2.39765429	-3.1744709	11.2405175	0.90822715	71.7612765	0.12877181
8	56.7773164	-54.773305	5.44849586	-5.8811069	9.24547736	0.74702909	297.145361	0.15090571
9	43.4935625	-43.722867	3.88828254	-4.6316624	9.80015213	0.79184649	164.456106	0.14424668
10	43.41325	-43.790566	3.89221549	-4.6159573	9.88189063	0.79845091	150.787121	0.13183299
11	71.1783047	-65.2085	7.47363853	-8.0737715	8.27456849	0.66858023	468.132579	0.14458385
12	53.5525078	-51.613012	5.33010721	-6.2601967	8.75200092	0.70715649	265.053872	0.14075085
13	53.6498633	-51.798762	5.35768127	-6.2936764	8.76183221	0.70795085	252.403695	0.13377556
14	110.180773	-95.955391	15.7666702	-15.272846	6.3175341	0.51045301	1765.66898	0.17795378
15	79.4001563	-74.312578	11.2495823	-12.461965	6.32511958	0.51106592	928.719441	0.16477699
16	79.6170469	-74.42893	11.2164183	-12.409116	6.39515864	0.51672503	878.854548	0.15509002
17	139.550141	-130.35913	26.874258	-28.47702	4.38069215	0.35395733	4601.80836	0.20385676
18	94.4085859	-92.265523	18.0562019	-23.380489	4.39617921	0.35520868	2018.89369	0.16856374
19	96.6068359	-92.37868	18.4500656	-23.36541	4.42351282	0.35741722	1968.32909	0.16046125
20	155.287031	-159.92656	48.0213394	-50.280663	2.94270029	0.23776844	9811.11098	0.20902156
21	107.900742	-105.17108	32.4102745	-40.123623	2.46129047	0.19887081	4461.35768	0.20913706
22	108.084305	-105.17787	32.9082756	-40.078018	2.57402065	0.20797934	4150.62445	0.18692868
23	165.244219	-146.02033	56.7795334	-53.922287	2.04033893	0.16485818	11185.3467	0.22193275
24	106.888586	-95.528797	39.6728935	-50.313728	2.08117024	0.16815732	5100.46916	0.18918995
25	108.780508	-96.453969	40.6206322	-50.361893	1.87164724	0.15122799	5024.64451	0.20015893
26	163.464344	-140.628	66.250267	-79.649002	1.86476887	0.15067222	12077.749	0.18717078
27	92.2741953	-92.240227	47.5171814	-60.554344	1.56917059	0.12678805	5684.72303	0.19121305
28	85.9540625	-91.406297	49.0468979	-60.918331	1.51052659	0.12204965	4953.54238	0.1696042
29	132.011484	-109.92124	81.1662979	-103.63004	1.02556658	0.08286517	14660.511	0.2292238
30	68.8026641	-67.853852	78.7250139	-80.349632	0.82363973	0.0665496	6272.66123	0.19063882
31	65.8976719	-67.524672	78.2213042	-80.219055	0.80103622	0.06472325	5594.75054	0.17486766
32	100.392367	-94.150539	112.36702	-129.04578	0.75762617	0.06121575	13052.5108	0.18274182
33	63.4401328	-58.157379	75.662141	-99.528603	0.60933193	0.04923366	6332.79769	0.2070958
34	60.1731875	-57.374742	88.7273102	-99.178757	0.61483717	0.04967848	5654.38624	0.16466892
35	92.8813125	-82.469906	131.068726	-141.72195	0.59783016	0.04830432	11642.8651	0.16281628
36	48.4014805	-48.403418	97.8679276	-109.06019	0.45749067	0.03696497	5507.27308	0.17751117
37	47.5705781	-48.796664	98.4432449	-108.78255	0	0	5037.83771	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0

IV.1.4.3 Parámetros para representar la respuesta de los Muros en el Sentido Transversal exterior de los módulos (Ejes A y F).

Tabla IV-15: Resumen de parámetros de desempeño del Muro No. 4.

Número de la Fase de Ensayo	Carga Peak		Desplazamiento al valor P_i		Rigidez Cíclica		Energía	viscoso equivalente
	(kN)		(mm)		(kN/mm)		(kN-mm)	
	$P_{i,max}^{(+)}$	$P_{i,min}^{(-)}$	$\delta_i^{(+)}$	$\delta_i^{(-)}$	K_1	% K_1	E_i	ξ_i
1	7.59686768	-29.359514	0.98424129	-7.998286	4.00916616	1	355.272703	0.47349491
2	13.2187778	-34.112627	2.50392871	-9.5157816	3.87905169	0.96754575	90.478055	0.08158902
3	8.089479	-25.648235	0.984345	-7.9919321	3.71968072	0.9277941	48.7134761	0.07296748
4	8.36690186	-26.0127	0.99241666	-8.0540969	3.73316081	0.93115642	45.8416302	0.06767577
5	8.28077881	-26.233526	0.97829823	-8.0664665	3.73319218	0.93116425	45.0958871	0.06621167
6	8.3889624	-25.794221	0.99933271	-8.0313303	3.72691631	0.92959886	43.497898	0.06490441
7	8.45368896	-25.850885	1.01763503	-8.0235593	3.75496944	0.93659611	44.1413813	0.06529893
8	8.57265186	-26.206846	1.02098553	-8.0581963	3.72698501	0.929616	50.1482217	0.07394109
9	32.435605	-47.2221	8.30222301	-15.670905	3.25900985	0.81288969	360.081285	0.1142366
10	20.7551636	-32.488612	5.37844495	-12.625268	2.93750582	0.73269745	145.637003	0.0889883
11	20.858228	-33.025702	5.37025814	-12.766715	2.94139692	0.733668	135.68365	0.08136434
12	20.8651792	-33.021358	5.37193136	-12.770964	2.95932864	0.73814068	130.086135	0.07779276
13	44.8684233	-55.179377	14.0524185	-21.599401	2.69125003	0.67127425	694.405988	0.12338106
14	28.19773	-36.166963	9.66760235	-17.315696	2.32960383	0.58106941	287.650294	0.10410588
15	28.3820542	-36.53262	9.72318916	-17.305774	2.33313671	0.58195061	264.753531	0.09547196
16	28.4902847	-36.638174	9.72538738	-17.258773	2.36137629	0.58899437	256.952827	0.09173081
17	54.7119858	-62.940542	20.1539486	-27.745801	2.36192618	0.58913153	1072.97653	0.12198134
18	33.0629351	-38.572854	14.2444742	-21.927352	1.94526997	0.48520563	455.387735	0.1117102
19	33.2438569	-39.204667	14.1927755	-21.973647	1.96063036	0.48903694	434.315418	0.10567143
20	80.4966655	-82.644631	38.2791164	-46.007676	1.86389368	0.46490807	3177.77589	0.14910448
21	42.9134546	-44.60844	27.8806198	-35.711545	1.34492529	0.3354626	1099.2517	0.12758229
22	43.3497788	-45.444096	28.0291203	-35.75776	1.37027686	0.341786	983.015884	0.11169003
23	88.9509077	-92.508249	56.3338268	-64.154649	1.42360507	0.35508757	4889.03231	0.14619499
24	43.6629819	-46.168588	41.9081715	-49.4596	0.95949313	0.23932486	1654.59183	0.13081864
25	44.5313101	-46.330151	41.9935177	-49.297158	0.97209044	0.24246699	1439.03841	0.11240463
26	77.692814	-78.671006	73.6368053	-78.679883	0.94249239	0.23508439	5565.64383	0.14875579
27	39.4497437	-38.4266	55.9466503	-62.956376	0.64607309	0.16114899	1712.70238	0.1191641
28	37.932689	-38.427245	55.9851711	-62.876096	0.63503296	0.15839527	1405.76753	0.09946743
29	74.3103608	-70.735749	93.6598385	-101.56604	0.7052465	0.17590852	5472.99273	0.12717866
30	35.0997456	-32.424858	68.1117962	-78.296811	0.45423823	0.11329993	1649.69403	0.10788667
31	34.777353	-32.877233	68.3158749	-78.373639	0.44457564	0.1108898	1345.21013	0.08962353
32	73.4066733	-68.447631	108.802455	-122.07924	0.58662582	0.14632115	5433.07297	0.10750913
33	31.5093022	-27.942811	79.6431148	-94.47173	0.32626455	0.08137965	1498.22917	0.09693936
34	31.8183589	-29.008452	79.3638256	-94.668088	0.33387038	0.08327676	1273.63121	0.08039239
35	71.6779077	-68.149038	120.181468	-142.8814	0.4891809	0.12201562	5812.95468	0.10317341
36	28.4516987	-25.656465	90.3486279	-110.91235	0.26264405	0.06551089	1595.78791	0.09587856
37	28.8585659	-26.621831	90.4615124	-110.95213	0.26766944	0.06676437	1316.28428	0.07747537
38	69.5443765	-65.311311	141.650157	-151.82181	0.41988754	0.10473189	5834.69747	0.09442891
39	28.7108394	-22.996467	102.465632	-126.55747	0.22039188	0.054972	1586.85066	0.08843018
40	29.523146	-23.943877	102.370395	-126.48134	0.22850964	0.0569968	1260.73669	0.06768575

Estos valores de rigideces presentados en las Tablas IV-12 a la IV-15, son valores asociados a muros de una determinada longitud, por consiguiente para establecer la rigidez de los muros del proyecto que tienen otras longitudes, se dividen las rigideces calculadas en las tablas por la longitud del muro, se establece así la rigidez por unidad de largo de muro, y esta se multiplica por la cantidad de metros lineales de

muros que le corresponden según aparecen en la Figura II-3, así se determina la rigidez del piso completo del módulo prefabricado del edificio.

V. ANÁLISIS DE RESULTADOS DEL ESTUDIO.

V.1 Capacidades Resistentes al Corte Del Edificio.

A continuación, se procederá a determinar las capacidades resistentes globales de los muros de corte del primer piso del edificio en cada dirección principal de la planta estructural. Es importante destacar que finalmente el diseño del edificio modular de 6 pisos de este proyecto quedó controlado por requisitos de rigidez. Esto debido a los requisitos de drift que demanda la Norma Sísmica NCh433.

El enfoque que se utilizará en el diseño de los muros de corte será el tradicional y ampliamente reconocido en la práctica de diseño de muros, el enfoque del *Segmented Shear Wall* (SSW) o Muro de Corte Segmentado, el cual considera que, a lo largo de un eje o línea de muros resistentes, cada muro trabaja como un elemento o segmento de muro separado que aporta resistencia al corte y al volcamiento mediante el uso de conectores Hold-Down en sus extremos o bordes. Cada Segmento es una porción de muro completamente revestida con tablero estructural sin la presencia de ninguna perforación (puerta o ventana). La capacidad de diseño resistente al corte de cada segmento está determinada por la multiplicación de la longitud o ancho del segmento, por un valor de resistencia unitaria al corte disponible de un ensayo experimental, o de valores tabulados de resistencia en normas de diseño de edificios (IBC y SDPWS).

La rigidez dentro de este enfoque se considera y asume como linealmente proporcional al largo del muro segmentado siempre y cuando la relación de aspecto del muro no exceda un valor de 2.0 (Altura/longitud), toda vez que cuando se supera esta relación, las deformaciones por flexión empiezan a influir en la respuesta de la deformación lateral, mientras que si la relación es menor a 2.0 toman lugar principalmente las deformaciones por corte, la siguiente figura ilustra algunas relaciones de aspecto que permiten afianzar este concepto.

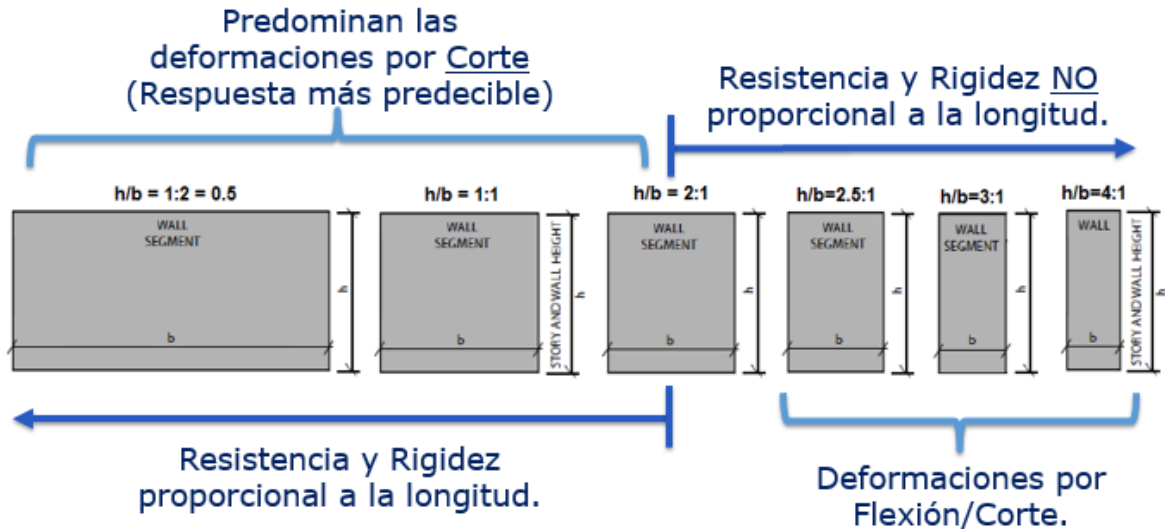


Figura V-93: Esquema de razón de aspecto de algunos muros y su efecto en la resistencia y rigidez en proporción a su longitud.

Por consiguiente, dentro de este enfoque de diseño siempre que la relación de aspecto de los muros sea inferior a 2.0 ($H/L < 2.0$) tanto la rigidez como la resistencia al corte de los muros puede admitirse como proporcional a la longitud del segmento.

Para estimar las fuerzas de tracción y compresión en el entramado de madera, se debe realizar un equilibrio de momento sobre cada segmento de muro (sin perforaciones) de manera independiente. Mediante este equilibrio de momentos indicado, se determinó la sección del pie derecho de esquina en cada muro, y se pudo establecer el conector Hold-Down adecuado.

V.1.1 Resistencia al Corte de Muros Sentido Longitudinal Y-Y.

Conforme a lo presentado en la sección II.1.1 de este informe, el edificio en el sentido longitudinal presenta una estructuración con densidad de muros del 10% como lo indica la Figura II-3, por lo tanto los metros lineales de muros segmentados resistentes disponibles en ese sentido Y-Y acumulan una longitud de:

$$L_{Y-Y} = (5040\text{mm} + 5320\text{mm}) \cdot (2) = 20.72\text{m}$$

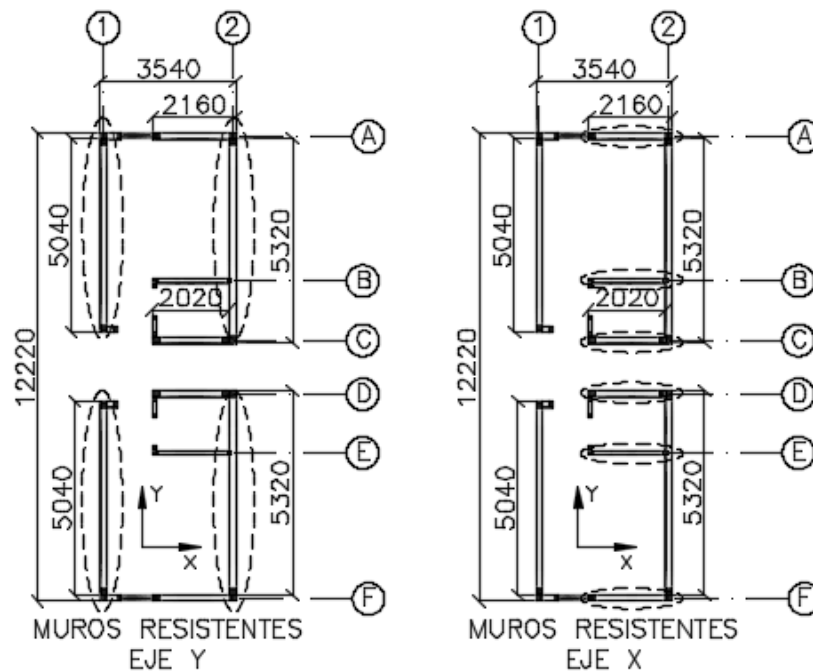


Figura II-3: Detalle de estructuración en planta por módulo prefabricado
(REPETICIÓN).

A partir de la Tabla IV-9, se tiene que la carga admisible promedio del ensayo del Muro No. 2 fue de $V_{adm} = 81.30\text{kN}$, la cual se obtuvo a partir de un muro doble de 2440mm de longitud, luego la carga por cada muro sería la mitad: 40.65kN. El Valor del Corte Unitario Admisible por muro viene dado por:

$$v_{adm_{YY}} = \frac{40.65\text{kN}}{2.44\text{m}} = 16.66\text{kN/m}$$

Por lo tanto la capacidad resistente de todo el primer piso en el sentido longitudinal de Eje Y-Y resulta de:

$$V_{adm_{YY}} = v_{adm_{YY}} \cdot L_{Y-Y} = (16.66kN/m) \cdot (20.72m) = 345.19kN$$

$$V_{adm_{YY}} = \mathbf{345kN}$$

Donde:

L_{Y-Y} = Longitud total de metros lineales de muros resistentes en el Eje Y – Y

$v_{adm_{YY}}$ = Valor del Corte Unitario Admisible por muro longitudinal.

$V_{adm_{YY}}$ = Valor del Corte Admisible Global del primer piso en el Eje Y – Y.

V.1.2 Resistencia al Corte de Muros Sentido Transversal X-X.

Para el Eje X-X, se tiene que los Ejes A y D (Figura V-94) o muros transversales exteriores tienen una resistencia que se obtiene del Ensayo a los módulos 3D en Fase III, mientras que para caracterizar la resistencia de los Ejes B al E o muros transversales interiores se toman los ensayos sin carga axial de la sección IV.1.3.

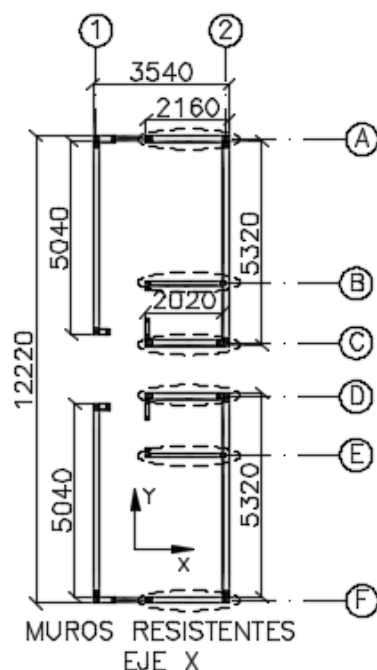


Figura V-94: Estructuración Muros Eje X-X.

Con este orden de ideas presente, se tiene entonces que la resistencia al corte global del primer piso en el Eje X-X, será el aporte de resistencia de los muros transversales exteriores más el aporte de los muros transversales interiores.

$$V_{adm_XX} = V_{adm_XX_EXT} + V_{adm_XX_INT}$$

Donde:

V_{adm_XX} = Valor del Corte Admisible Global del primer piso en el Eje X – X.

$V_{adm_XX_EXT}$ = Valor del Corte Admisible de los muros transversales exteriores.

$V_{adm_XX_INT}$ = Valor del Corte Admisible de los muros transversales interiores.

5.1.2.1 Resistencia al Corte de Muros Transversales Exteriores.

Esta resistencia como se comentó se obtiene de la FASE III de ensayos a los módulos en 3-Dimensiones. Así según lo indicado en la sección VI.1.2.2 y la Figura IV-78, la resistencia última obtenida promedio al corte en ese ensayo es de 293kN. Esta resistencia obtenida dividida entre dos, entrega el aporte de la resistencia que tendrá una sola cara exterior de un módulo, como igual cada módulo tiene dos caras exteriores, y ambas caras hacen parte de cada módulo, para efectos prácticos y lógicos la resistencia obtenida del ensayo es la misma de un solo módulo completo. Así resulta:

$$V_{adm_XX_EXT} = \frac{293kN}{F.S.} = \frac{293kN}{2.0} = 147kN$$

$$V_{adm_XX_EXT} = 147kN$$

5.1.2.2 Resistencia al Corte de Muros Transversales Interiores.

A partir de la Tabla IV-10, se tiene que la carga admisible promedio de los ensayos de Muros No. 3 y 4 fue de $V_{adm} = 45kN$, así el Valor del Corte Unitario Admisible por muro viene dado por:

$$v_{adm_XX_INT} = \frac{45kN}{2.44m} = 18.44kN/m$$

De la Figura V-94 se tiene que los muros transversales interiores acumulan los siguientes metros lineales:

$$L_{X-X_INT} = (2.0m) \cdot (4) = 8.0m$$

Luego:

$$V_{adm_XX_INT} = v_{adm_XX_INT} \cdot L_{X-X_INT} = (18.44kN/m) \cdot (8.0m) = 148kN$$

Finalmente la capacidad resistente al corte global en el Eje X-X o Transversal viene dada por la suma de las resistencias de sus muros Exteriores e Interiores:

$$V_{adm_XX} = V_{adm_XX_EXT} + V_{adm_XX_INT} = 147kN + 148kN = 225.42kN$$

$$V_{adm_XX} = \mathbf{295kN}$$

V.2 Verificación de Resistencia por Corte en Muros.

Este subcapítulo tiene por objeto presentar las verificaciones de resistencia del primer piso del edificio modular de madera en marco plataforma para seis pisos de altura.

En este sentido se tiene que las verificaciones de resistencia se realizarán comparando las demandas de las solicitaciones sísmicas provenientes de una serie creada de 7 registros sintéticos compatibles con el espectro de diseño de la norma, contra los resultados obtenidos a partir de los ensayos experimentales a los muros.

V.2.1 Análisis de Historia de Respuesta en el Tiempo (HRT).

Se presentan a continuación los resultados obtenidos del análisis HRT, donde la estructura se representó por medio de un modelo lineal-equivalente de tipo edificio de corte (Shear Buiding), con propiedades estimadas en base a los resultados indicados en la Sección IV.1.4 de este documento. Se consideran las direcciones X e Y en forma independiente.

5.2.1.1 Propiedades del Modelo y Registros Sísmicos Considerados.

Tomando los valores de rigideces destacados en las Tablas IV-12, 14 y 15, dividiéndolos entre la longitud y cantidad de muros ensayados (Caso de Tabla IV-12 que corresponde a un muro doble), luego multiplicando esa rigidez unitaria (kN/mm/m) por la cantidad de metros lineales de muros disponibles como se mostró para el corte en la sección V.1.1 y V.1.2, resultan las siguientes rigideces cíclicas para el primer piso:

$$K_x = 8.84 \text{ kN/mm} = 9.02 \text{ Tonf/cm}$$

$$K_y = 12.49 \text{ kN/mm} = 12.74 \text{ Tonf/cm}$$

Las rigideces de los pisos superiores se escalaron en base a la variación del espesor y cantidad de placas de OSB, así como del espaciamiento de clavos. La Tabla V-16 muestra los valores de masa y rigidez adoptados para el modelo.

Tabla V-16: Resumen de Masas y Rigideces adoptadas en el modelo de Edificio de Corte de 6 pisos.

Piso	Altura (cm)	Masa sísmica (Tonf-s ² /cm)	Rigidez S/X (Tonf/cm)	Rigidez S/Y (Tonf/cm)
1	280	12.88	9.02	12.74
2	280	12.43	9.02	12.74
3	280	12.00	8.84	9.56
4	280	11.77	8.84	9.56
5	280	11.88	8.84	6.37
6	280	15.44	8.84	6.37

Las matrices de masa y rigidez se pueden escribir como:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & & & & & \\ & m_2 & & & & \\ & & m_3 & & & \\ & & & m_4 & & \\ & & & & m_5 & \\ & & & & & m_6 \end{bmatrix};$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_1 & & & & \\ -k_1 & k_2 + k_3 & -k_2 & & & \\ & -k_2 & k_3 + k_4 & -k_3 & & \\ & & -k_3 & k_4 + k_5 & -k_4 & \\ & & & -k_4 & k_5 + k_6 & -k_5 \\ & & & & -k_5 & k_6 \end{bmatrix}$$

Donde m_j y k_j ($j=1:6$) son respectivamente la masa y la rigidez del piso j -ésimo.

Por su parte, la disipación de energía se consideró por medio de una matriz de amortiguamiento (equivalente) tipo Rayleigh, es decir:

$$\mathbf{C} = \alpha\mathbf{M} + \beta\mathbf{K}$$

Donde α y β se calcularon considerando un factor de amortiguamiento $\xi_1 = \xi_2 = \xi_x = 0.1941$ en la dirección X-X; y $\xi_1 = \xi_2 = \xi_y = 0.2590$ en la dirección Y-Y. Estos valores de ξ_x y ξ_y se calcularon como la suma del factor amortiguamiento viscoso intrínseco $\xi_v = 0.05$ (asociado a la respuesta elástica de la estructura), más el factor de amortiguamiento hysterético equivalente ξ_h debido al comportamiento no-lineal de la estructura, el cual se calculó y presentó en las Tablas IV-12 a la IV-15.

Para la dirección Y-Y se obtuvieron valores de $\xi_{hy} = 0.2090$, mientras que para la dirección X-X las Tablas IV-13 a la 15 indicaron valores muy parecidos, los cuales se promediaron y resultó $\xi_{hx} = 0.1441$. La Figura V-95 muestra las formas modales, los periodos inelásticos de la estructura con daño (2% de Drift), y las relaciones de masa modal (modal mass ratio: MMR), correspondientes a la dirección X-X. Se puede notar que los dos primeros modos concentran más del 90% de la masa total.

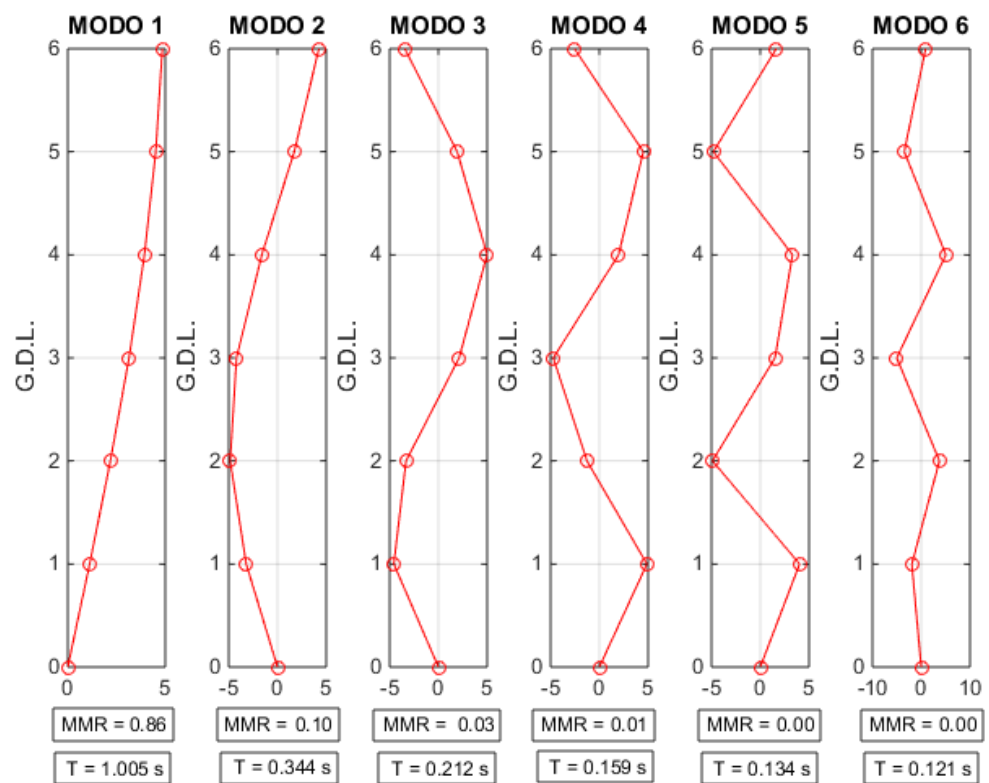


Figura V-95: Modos de vibración modelo lineal equivalente: Dirección X-X.

De igual forma la Figura V-96 muestra las formas modales, los periodos inelásticos, y las relaciones de masa modal, correspondientes a la dirección Y-Y. Se puede notar también que los dos primeros modos concentran más del 90% de la masa total.

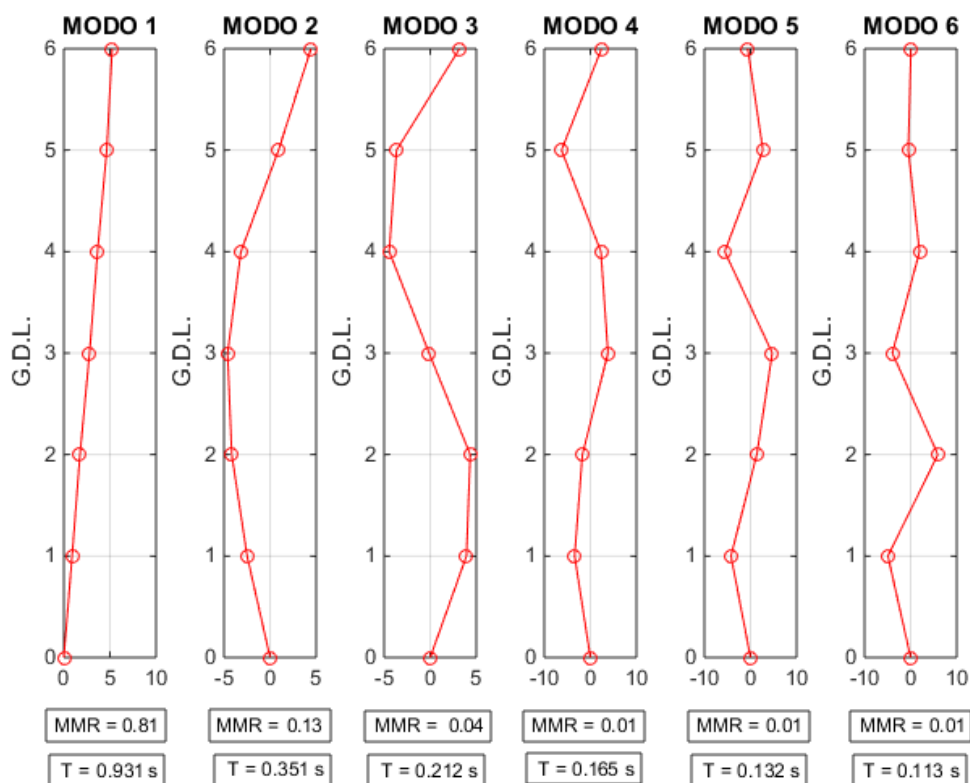


Figura V-96: Modos de vibración modelo lineal equivalente: Dirección Y-Y.

Para el análisis se utilizaron 7 registros artificiales compatibles con el Espectro de Diseño de la Norma NCh433 usado en este trabajo. La Figura V-97 muestra este espectro (objetivo) y los espectros de respuesta de los 7 registros generados. Se puede observar un muy buen ajuste.

Por su parte, La Figura V-98 muestra las historias de aceleración de terreno de los 7 registros generados.

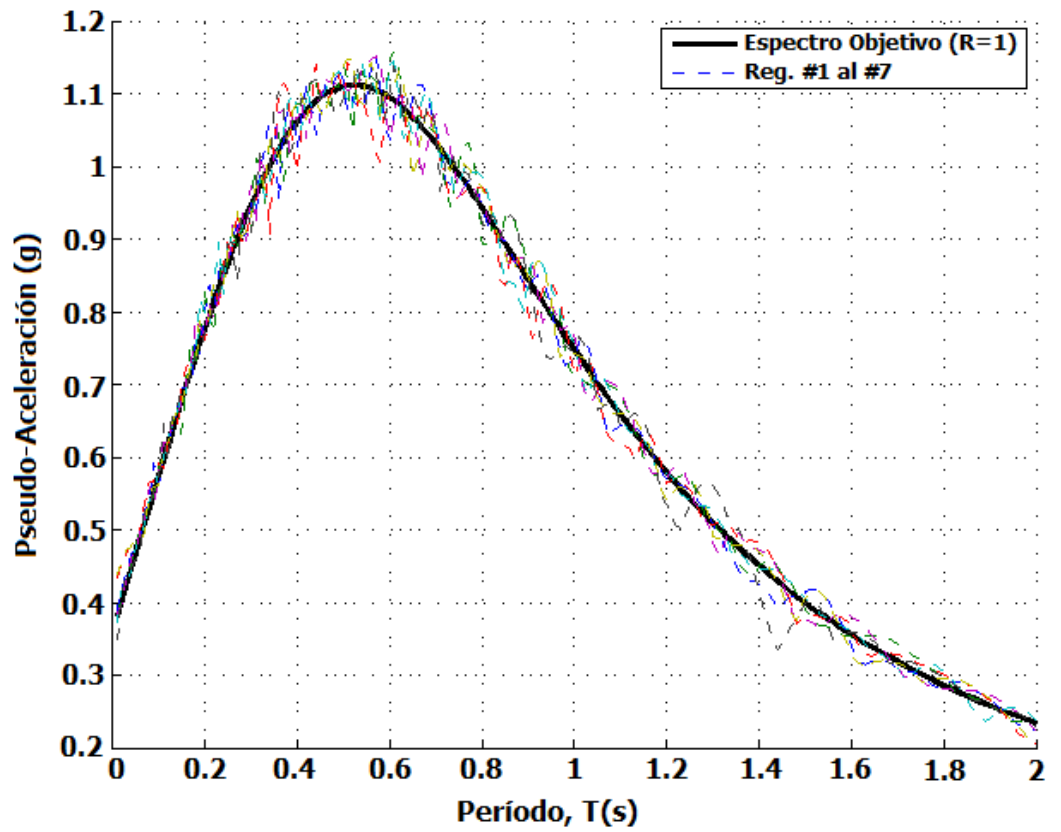


Figura V-97: Espectro elástico de diseño NCh433 (espectro objetivo) y espectros de respuesta de los 7 registros artificiales considerados en el análisis.

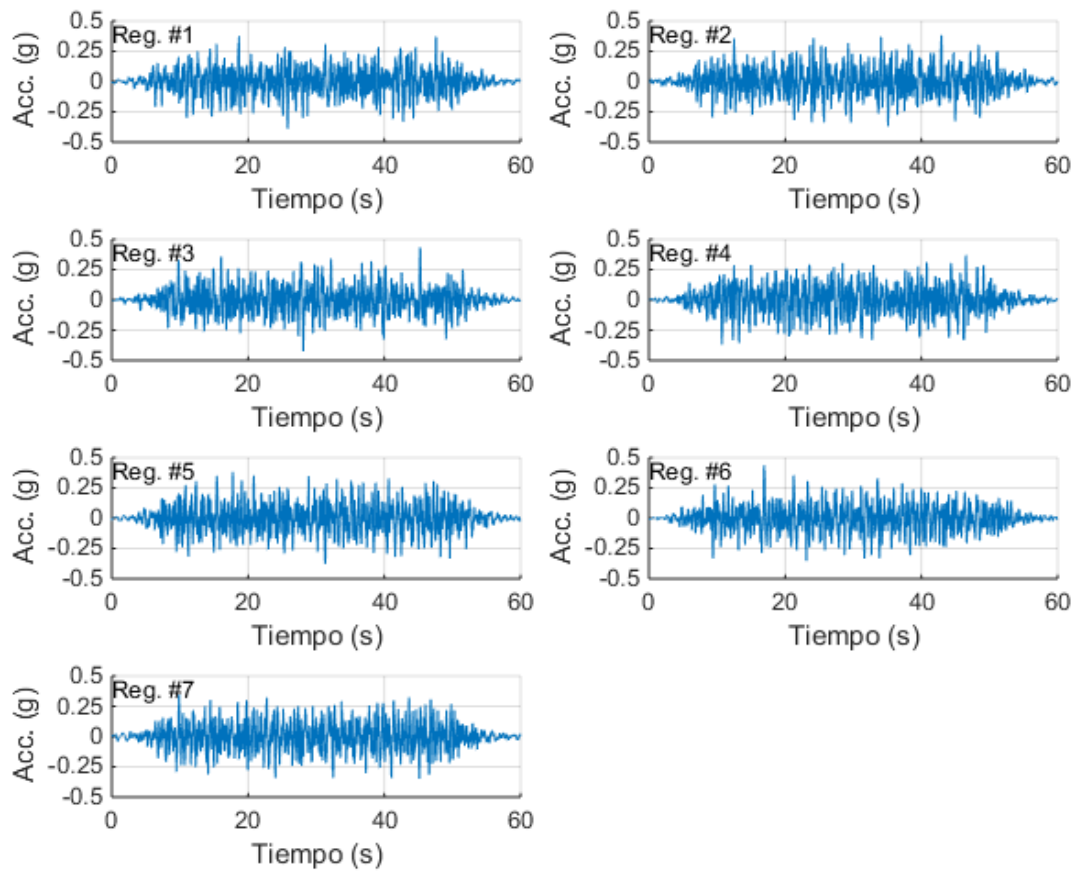


Figura V-98: Registros artificiales de aceleración compatibles con espectro elástico de diseño.

5.2.1.2 Resultados Obtenidos del Análisis y Verificación de Capacidad al Corte.

Las Figuras V-99 y V-100 muestran las historias de corte basal en Sentidos X-X e Y-Y respectivamente para los registros #1 al #7.

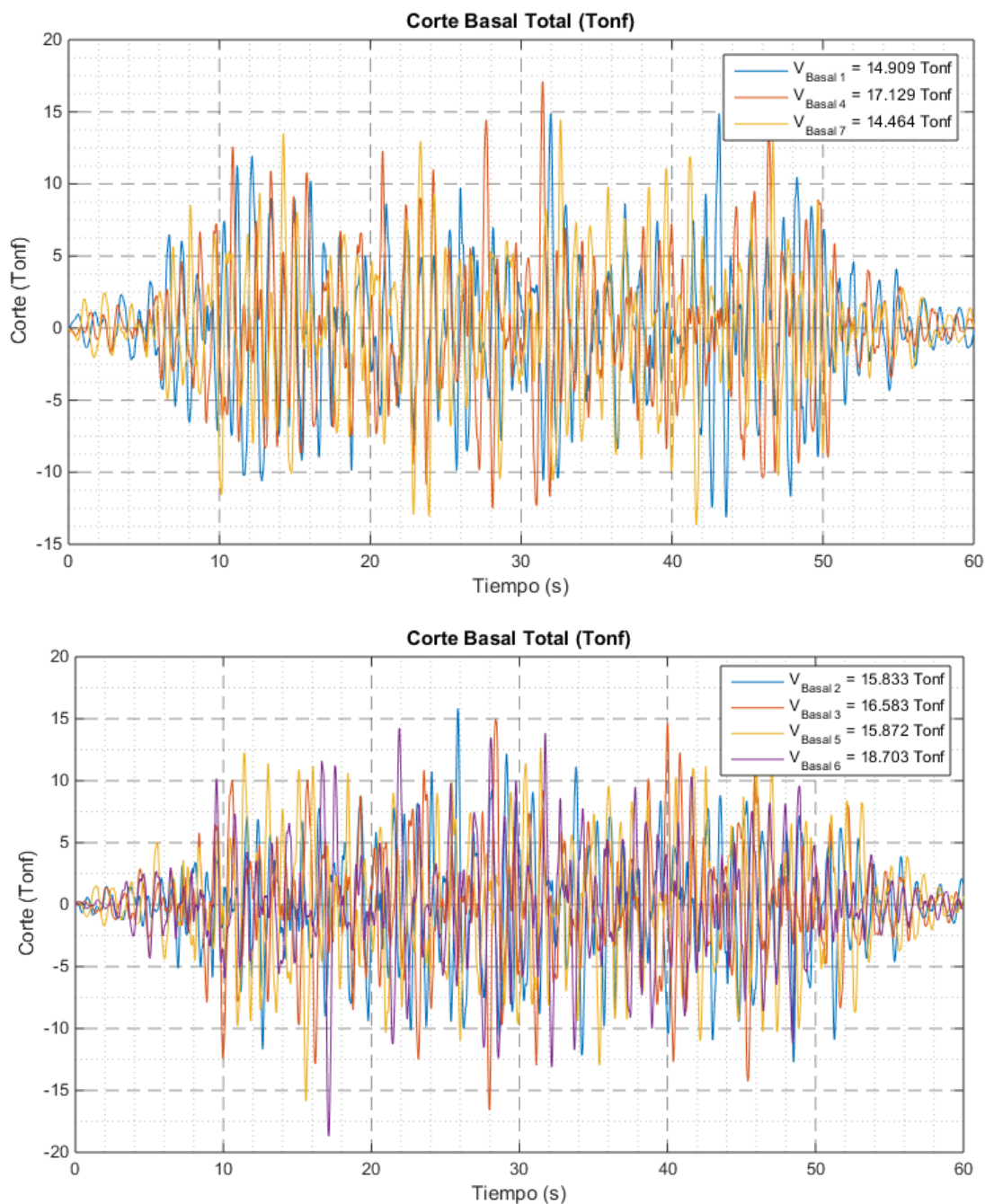


Figura V-99: Historias de Corte Basal para los registros #1 al #7: Dirección X-X.

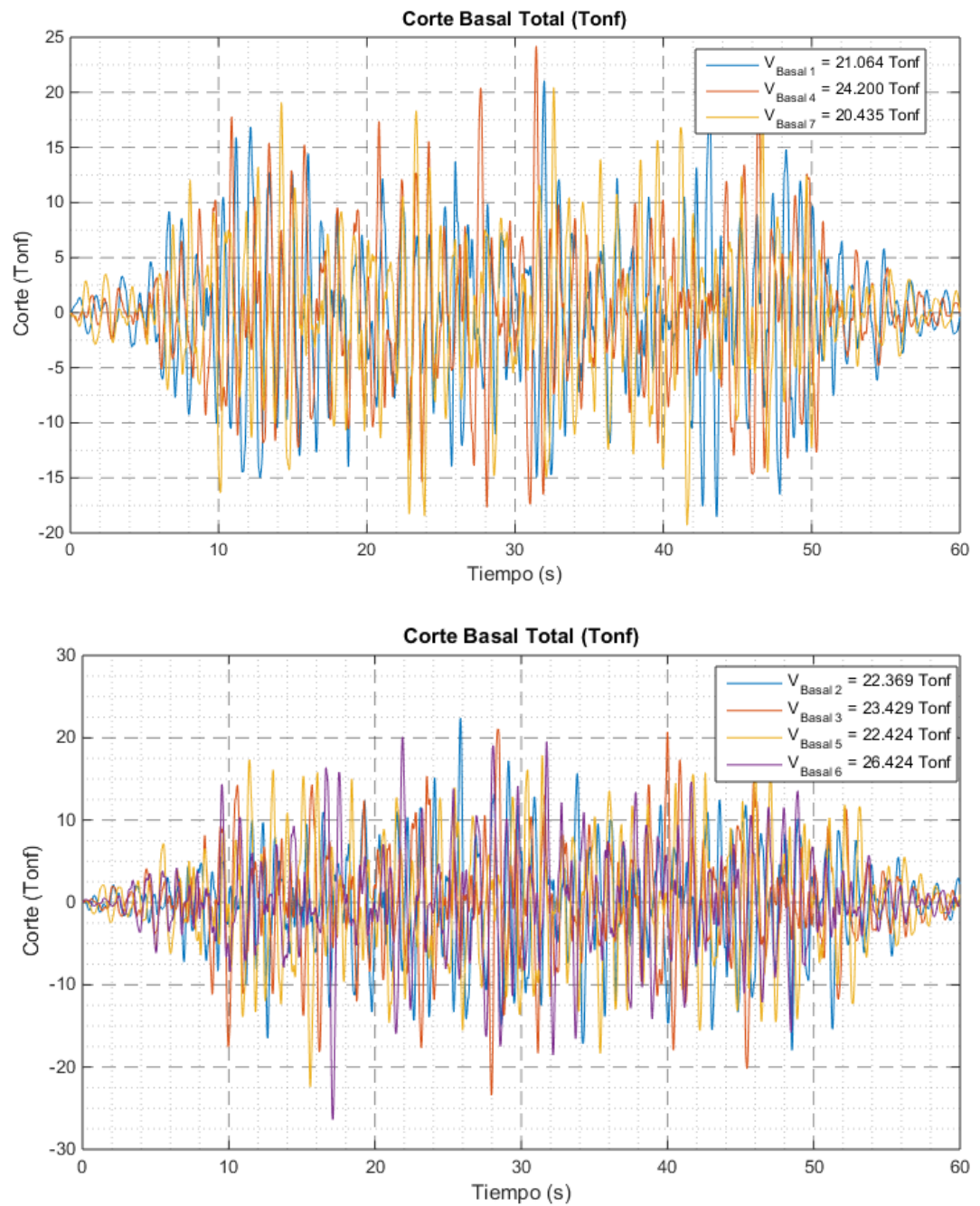


Figura V100: Historias de Corte Basal para los registros #1 al #7: Dirección Y-Y.

De las anteriores figuras se obtienen los siguientes cortes basales:

$$V_{SISMO_XX} = 18.70 \text{ Tonf} = 183.38kN$$

$$V_{SISMO_YY} = 26.42 \text{ Tonf} = 259.09kN$$

Estos son valores de cortes basales últimos toda vez que provienen del análisis con $R = 1.0$ (Figura V-97) luego no están reducidos para ser esfuerzos de diseño. En este sentido se deberían compararán con los valores últimos de resistencia de los muros para que puedan ser directamente comparables, estos valores resistentes últimos se pueden obtener de la sección V.1 de este informe multiplicados por el F.S. de 2.0, sin embargo se aprecia que los solos valores de corte admisibles son mayores que los cortes del sismo:

$$< V_{adm_XX} = 295kN$$

$$< V_{adm_YY} = 345kN$$

Con lo cual se concluye que el diseño es adecuado, y los muros del primer piso tienen la capacidad resistente suficiente para las solicitaciones sísmicas del proyecto.

Los muros resistentes del segundo piso contienen la misma configuración estructural a los del primer piso, por lo tanto al tener asociados valores de cortes sísmicos de magnitudes inferiores a las del primer piso su desempeño está garantizado. Para los pisos superiores del tercer al sexto piso, los valores de capacidad admisibles de resistencia al corte se verificaron utilizando los valores tabulados en la Norma SDPWS-15 (Special Design Provisions for Wind and Seismic 2015 Edition) iterando hasta satisfacer la demanda. La configuración resistente final obtenida por cada piso fue presentada anteriormente en la Tabla II-8.

V.3 CONTROL DE DEFORMACIONES SÍSMICAS.

Este subcapítulo tiene por objeto presentar las verificaciones de rigidez del edificio modular de madera en marco plataforma para seis pisos de altura, esta verificación se realizará mediante un análisis tiempo historia con propiedades lineales equivalentes provenientes de los datos experimentales.

La Sección 5.9 de la NCh 433.Of96 Modificada 2009 establece valores de drift límites del orden de 0.2%, mientras la ASCE/SEI 7-10 de Estados Unidos (ASCE, 2010) establece un valor admisible de 2%. La diferencia se debe a la forma de calcular los desplazamientos, en Chile los límites están referidos a desplazamientos de diseño elásticos debidos a cargas reducidas por el Factor R, mientras que en Estados Unidos los límites están referidos a desplazamientos inelásticos, que se obtienen de la amplificación de los desplazamientos elásticos a través de un factor C_d .

Las Figuras V-101 y V-102 muestran las historias de deformación de entrepiso o drift de la estructura sometida al Registro #6 que resultó siendo el más crítico, tanto en sentido X-X como en sentido Y-Y respectivamente. Estas historias fueron determinadas mediante la sustracción del desplazamiento del piso actual respecto al desplazamiento del piso inferior, luego se divide el valor de la resta de desplazamientos de entrepiso entre la altura del piso y se obtienen esos valores porcentuales del drift de entrepiso.

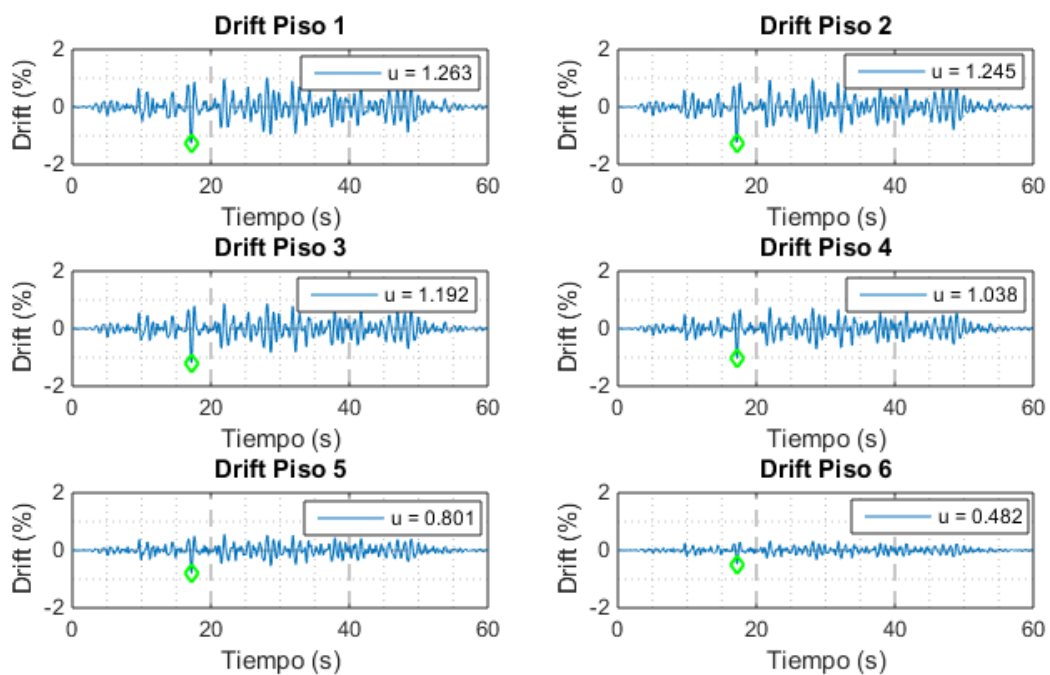


Figura V-101: Historia de deformaciones de entrepiso (drift) como % de la altura del piso para el Registro #6: Dirección X-X.

Se observa para el piso 1 valores de drift no superan el orden del 1.3%, luego está cumpliendo bien el desempeño esperado del 2%.

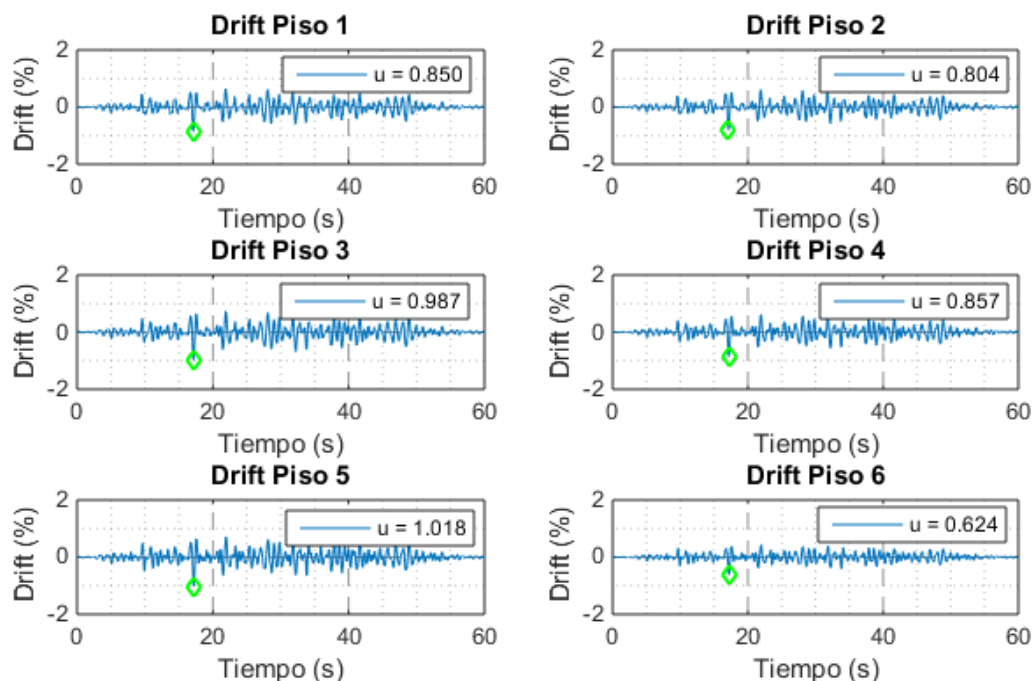


Figura V-102: Historia de deformaciones de entrepiso (drift) como % de la altura del piso para el Registro #6: Dirección Y-Y.

En estas Historias de drift de la Figura V-102 se aprecia que el máximo valor resultó de aproximadamente un 1%, por lo que también este sentido estaría cumpliendo sobradamente el desempeño del 2%.

Las Figuras V-103 y V-104 muestran los valores máximos promedio de los 7 registros para las deformaciones de entrepiso en ambas direcciones. Se puede observar que para la Dirección X-X (Figura V-103 – Línea Roja) las deformaciones máximas se concentran en los dos primeros pisos, esto debido a que la rigidez en altura tiende a ser más constante. En cambio, para la Dirección Y-Y (Figura V-104 – Línea Roja) las deformaciones máximas son relativamente uniformes, debido a que este sentido presenta mayores variaciones de rigidez en altura, esto se aprecia en lo indicado por la Tabla II-8. Esta variación de rigideces en altura puede ser optimizada

aún más para redistribuir mejor los drifts en altura y evitar concentraciones de no-linealidad en algunos pisos.

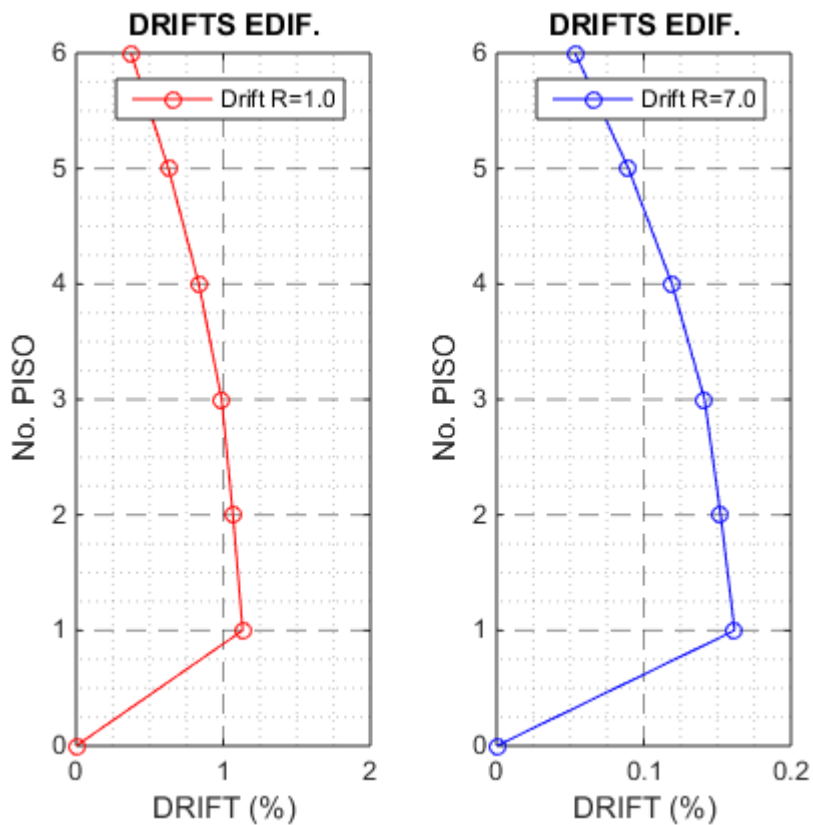


Figura V-103: Deformaciones máximas de entrepiso (drift) como % de la altura del piso, calculadas como promedio de los valores máximos de cada piso de los 7 registros considerados, para R=1 (Deformación Inelástica) y R=7 (Deformación elástica): Dirección X.

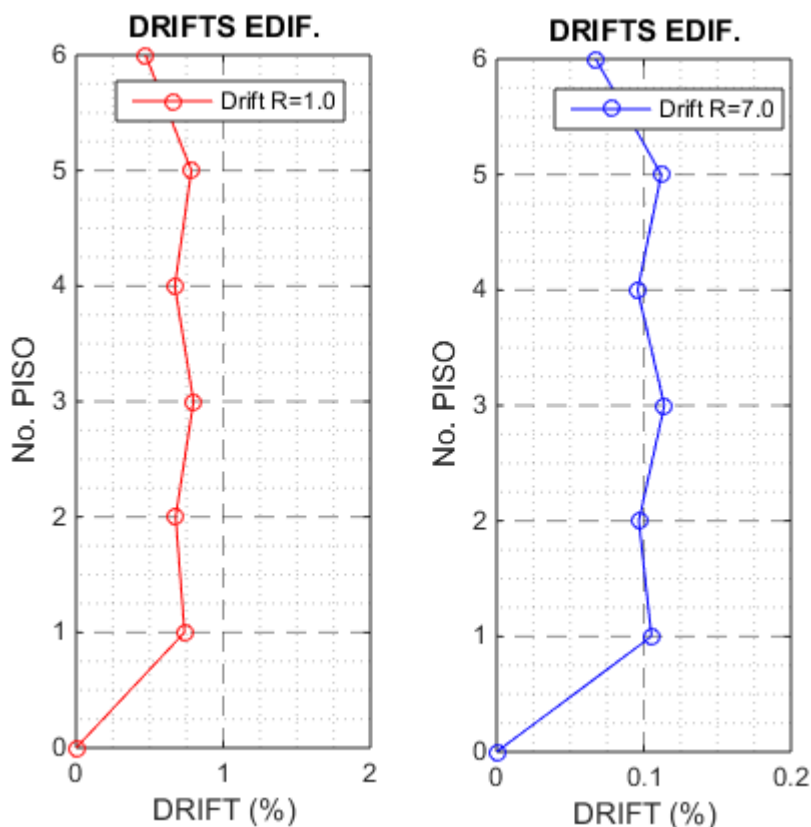


Figura V-104: Deformaciones máximas de entrepiso (drift) como % de la altura del piso, calculadas como promedio de los valores máximos de cada piso de los 7 registros considerados, para R=1 (Deformación Inelástica) y R=7 (Deformación elástica): Dirección Y.

En este estudio, en el eje longitudinal o Dirección Y-Y se obtuvieron drifts inelásticos promedio máximo del 0.80%, mientras que en el eje transversal o Dirección X-X se obtuvieron drifts inelásticos promedio máximo del 1.13%, en ambos casos se está por debajo del 2.0%, ósea debajo del nivel de Life Safety (LS) que busca salvaguardar la vida de los ocupantes, y cerca al nivel de Ocupación Inmediata (Immediate occupancy - IO), lo cual indica que en general es posible reocupar el edificio tras un evento de un sísmico de diseño.

Con el análisis tiempo historia junto con el procedimiento anterior de acuerdo a la literatura, y a todas las publicaciones internacionales estudiadas, estaría completamente demostrado y validado el desempeño de la estructura, sin embargo; si aún se quisieran comparar estos resultados con lo establecido en la Sección 5.9 de la NCh-433 y el límite al drift del 0.2%, habría que tomar estas deformaciones que corresponden a las deformaciones inelásticas esperadas, y llevarlas a deformaciones elásticas comparables el nivel de desempeño que exige la norma NCh-433, deformaciones elásticas a partir de un análisis lineal elástico con cargas reducidas por el Factor R, por lo tanto; se procedió dividiendo las anteriores deformaciones obtenidas del análisis tiempo historia, por el factor de modificación de respuesta $R=7$, las deformaciones elásticas resultantes se han graficado en color azul en las Figuras V-103 y V-104, donde se puede apreciar que los valores máximos no superan el 0.2% que precisa la Norma NCh-433, el valor máximo se encontró en la Dirección X-X, piso 1 con un drift del 0.16%, (se adopta el valor de $R=7$ en vez del $R=5.5$ reconociendo que las deformaciones se están obteniendo de un procedimiento un poco más elaborado que un análisis estático de fuerzas horizontes equivalentes).

Por todo lo anterior se concluye que la estructura analizada satisface los requerimientos de la Norma NCh-433 en cuanto a niveles de rigidez requeridos.

VI. CONCLUSIONES.

VI.1 Factibilidad del Proyecto.

La presente investigación se originó con el propósito principal de buscar la factibilidad de construcción de estructuras prefabricadas modulares de madera, en el sistema de marco plataforma para seis pisos en ubicada en la Mina Los Bronces, por lo tanto; la finalidad del estudio está enfocada en poder dar respuesta a la perspectiva sobre su viabilidad y ese sentido; entregar las características mínimas con las cuales su construcción es posible, satisfaciendo los requerimientos de resistencia, rigidez y seguridad. Ingeniería más detallada debe ser ejecutada a partir de estos resultados para refinar y terminar el proyecto estructural de edificio.

A continuación en esta sección del informe, se mencionan los argumentos que permiten fundamentar la factibilidad del proyecto.

- Se logró determinar las características que deben tener los muros de corte conformados por paneles de madera del edificio proyectado en cuanto a secciones y espesores de elementos constitutivos, para que sean capaces de resistir en forma satisfactoria las solicitudes por cargas sísmicas
- Se realizaron ensayos de laboratorio a los muros de corte que surgieron como resultado de este estudio, de tal manera que los resultados obtenidos fueran cercanos a la realidad en terreno en cuanto a conexiones y condiciones de borde de elementos estructurales. Estos resultados indicaron que los muros cuentan con la resistencia al corte suficiente para soportar las solicitudes sísmicas de diseño.

- Se proyectaron ensayos a Módulos Full Escala en 3-Dimensiones para corte bidireccional en planta, corte cíclico de muros en su plano y cargas de compresión. Estos ensayos mostraron que los módulos de madera empiezan a tener daños en elementos no estructurales para drifts mayores al 2% y daños estructurales para drifts mayores al 3.5%. Por lo tanto según los resultados obtenidos, toda vez que los drifts no superaron el 2%, el edificio se considera seguro para salvaguardar la vida de sus ocupantes, y para tener un mínimo de daños en elementos no estructurales.
- Se revisó y comprobó a través de análisis dinámicos Tiempo Historia, la capacidad resistente de los muros de corte de la estructura.

Fue posible verificar mediante análisis dinámicos del tipo tiempo historia en cada dirección ortogonal, el comportamiento de los desplazamientos sísmicos del edificio para satisfacer las deformaciones de entrepiso admisibles indicadas en la normativa chilena vigente, en este sentido las deformaciones relativas entre pisos cumplen con las restricciones de la Norma NCh433of.96 Modificada 2009 (El Decreto 61-2011 no modificó las deformaciones sísmicas Art. 9°), que establece como desplazamiento relativo máximo un 0.002 (0.2%) de la altura de entrepiso. Para el caso de estudio de este proyecto la altura de entrepiso es de 2440mm, así el desplazamiento relativo máximo correspondiente sería de 4.9mm.

Los resultados del estudio mostraron que es factible crear modelos numéricos mediante ensayos de laboratorio, de forma tal que permitan verificar la configuración de muros de corte en marco plataforma, necesaria para resistir las sollicitaciones horizontales impuestas por las características sísmicas chilenas cumpliendo con las demandas normativas en cuanto a rigidez y resistencia, por lo tanto se comprueba que la innovación y la investigación en torno al potencial de la madera, encuentran en la ingeniería civil estructural, y en el trabajo conjunto de profesionales, un instrumento esencial para la utilización de la madera.

VI.2 Impactos Generados del Proyecto.

Como impactos de este estudio, Tecnofast S.A. está actualmente prefabricando el primer edificio modular de madera de seis pisos para la Mina Los Bronces, y pudo construir uno de cuatro pisos, lo cual señala un mayor consumo de madera, un aumento en la productividad de la construcción y prefabricación en madera, que incide de gran manera en la disminución de plazos de entrega y menor postventa, además genera una mayor capacitación de gestión de la construcción para el montaje, mayor industrialización y aseguramiento de la calidad en planta, todo lo anterior logrando que las industrias produzcan edificaciones sustentables, situación que encaja con la visión y ejes estratégicos del Programa de Productividad y Construcción Sustentable (PyCS) impulsado por el gobierno nacional.

La construcción de este primer edificio de 6 pisos también genera un impacto en la habitabilidad, que se ve reflejado finalmente en poder brindar al usuario final todas las ventajas asociadas a las viviendas en madera, como son que requieren un menor gasto energético para el confort térmico, son naturales, biodegradables, reciclables, sustentables, aislantes, generan menor huella de carbono, y su producción al generar la renovación continua de los bosques, ayuda a capturar el dióxido de carbono que uno de los principales causantes del efecto invernadero.

Otro gran impacto de este estudio, y no de menor importancia, es que sus resultados permitieron establecer la conformación y creación de un equipo multidisciplinario de gran envergadura para trabajar en paralelo, en una propuesta de modificación de la norma de diseño sísmico para la construcción de edificios de mediana altura en Chile, calibrados al sistema de marco y plataforma, estudio que se está desarrollando actualmente, con financiamiento de CORFO bajo el instrumento de Bienes Públicos Estratégicos.

VI.3 Consideraciones Finales.

VI.3.1 Efectos de Sobrehincado.

Se encontró durante el proyecto en las probetas fabricadas por el mandante evidencias notables de sobrehincado (Figura VI-105), la cual es una condición desfavorable para la resistencia de una conexión entre marco de madera y placa estructural, y por consiguiente va en detrimento de la capacidad resistente global al corte del muro y su desempeño dentro del edificio. Esta condición se considera que es muy simple de solucionar, solo es cuestión de regular la presión del manifold que permite el paso del aire a las pistolas neumáticas que fijan los clavos.

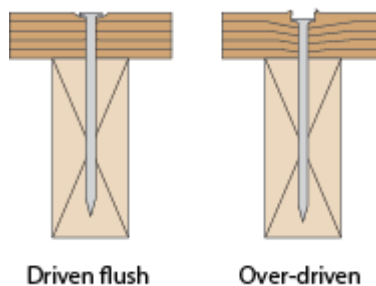


Figura VI-105: Conexión clavada Aras (Flush) y con Sobrehincado (Over-driven)

Conforme a la literatura en este sentido, y lo observado durante el proyecto; las probetas fabricadas a la profundidad de sobrehincado observada, y con la frecuencia de cantidad porcentual de conectores con sobrehincado por probeta, se puede inferir que las probetas fabricadas podían tener (y continuarán teniendo otros productos sin ninguna necesidad si no se soluciona este impase) una reducción en la resistencia de entre un 15 a un 25%. Se recomiendan presiones para las pistolas neumáticas del orden de los 100 a 140PSI.

VI.3.2 Efectos de Tableros No Estructurales en los Muros del Proyecto.

Se contó en este estudio con la limitación de muy pocos ensayos de muros, se considera importante recomendar estudiar experimentalmente el efecto de los muros con todos los tableros no estructurales (Tableros de Yeso Cartón y Promatec) asociados a su configuración definitiva (Ver Figura II-17). Esto por al menos la siguiente razón, que resulta del hecho que esos tableros adicionales no estructurales como se ha demostrado en la literatura experimental, tienen un aporte no despreciable en la resistencia, principalmente y como es natural en el rango elástico, el cual es el rango esperado en el que incursione este edificio para drifts del orden del 1.0% (24.4mm). Por lo anterior, se tiene que existen diferencias entre la respuesta al corte de un muro con solo la placa estructural de OSB al deformarlo un drift del 1%, respecto al deformarlo un 1% con todos los tableros estructurales adicionales.

Este incremento en la resistencia de los muros por esos tableros adicionales a la fecha es desconocido, por consiguiente, y al no conocerse la magnitud de ese incremento en resistencia al corte por capacidad del muro, conexiones como las tipo Hold-Down y tipo transferencia de corte entre losas y muros con tirafondos, entre otras, no están diseñadas a la capacidad total resistente de los muros, sino diseñadas y calculadas con fuerzas de corte proveniente de cargas de diseño usando un R, las cuales son menores. La filosofía de diseño más adecuada es aquella en la cual las conexiones de los muros con la cimentación (Hold-Down) y los demás elementos como losas de entrepiso, igualen o excedan la resistencia del muro a capacidad, así se garantiza que falle el muro antes de la conexión. Sin embargo es un tema igual a revisar, toda vez que las resistencias podrían ser muy grandes y hacer que las conexiones salgan muy costosas, por eso se recomienda estudiar experimentalmente el comportamiento de los muros con las placas de Promatec y Yeso Cartón, para así poder tener mayores herramientas y aplicar criterios ingenieriles con mayores fundamentos.

VI.3.3 Patrón o Trayectoria de Cargas Horizontales.

Es importante que en las fases subsecuentes de ingeniería de detalle del edificio, se diseñen con detalle todas las conexiones que garantizan la trayectoria de la carga horizontal desde su punto de aplicación en cada losa de diafragma hasta la cimentación. Trayectoria de carga que se garantiza mediante sistemas de conexión tipo Hold-Down y los dispositivos de platinas, pernos o barras pasados de un muro de un piso a un nivel inferior. Todo esto con el objetivo de mantener la continuidad en el patrón de la trayectoria de las cargas laterales, y así transmitir las a la fundación por medio de esfuerzos de tracción y compresión. Es de extrema importancia que esto se desarrolle a nivel de proyecto estructural, pero de mayor aún; que se emprendan y lleven a cabo todos los esfuerzos necesarios para que efectivamente se implementen en la construcción del edificio.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

CUREE, 1998. CUREE-Caltech Woodframe Project Newsletter, Issue No. 1, available online at <http://www.curee.org/projects/woodframe/>.

Dolan, J., Madsen, B. (1992). Monotonic and cyclic tests of timber shear walls, *Canadian J. of Civil Eng.*, 19, 415-422.

Ficcadenti, S., Steiner, M., Pardoen, G., Kazanjy, R. (1998). Cyclic load testing of wood-framed, plywood sheathed shear walls using ASTM E564 and three loading sequences, 6th U.S. National Conference of Earthquake Engineering, Seattle, Washington, USA.

Dinehart, D. W., and Shenton, W., III (1998). Comparison of static and dynamic response of timber shear walls., *J. Struct. Eng.*, 124, 686-695.

Santa María, H., Riddell, R. (2007) Comportamiento estructural de paneles de pino radiata diseñados por envolvente para la vivienda de madera, II Jornadas chilenas de estructuras de madera, Santiago, Chile.

Yamaguchi, N., Minowa, Ch., Miyamura, M. (2000). Seismic performance of wooden shear walls on dynamic condition, 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand.

Van de Lindt, J. W. (2004). Evolution of wood shear Wall testing modeling, and reliability: analysis: bibliography, *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, ASCE, 9 (1), 44-53.

Van Yokel, F.Y., His, G., and Somes, F., Full-Scale Test on a Two-Story House Subjected to Lateral Load, U.S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, Washington, DC, 1973.

Tuomi, R.L. and McCutcheon, W.J., Testing of a Full-Scale House Under Simulated Snow Loads and Wind Loads, FPL 234, U. S. Department of Agriculture, Forest Products laboratory, Madison, WI, 1974.

Reardon, G. and Henderson, D., "Simulated Wind Loading of a Two-Storey Test House," Proceedings of the International Wood Engineering Conference, Vol. 4, Omnipress, Madison, WI, 1996.

Boughton, G.N. and Reardon, G.F., "Simulated Cyclone Wind Tests on a Timber Framed House," Proceedings of the Pacific Timber Engineering Conference, Vol. 2, Auckland, New Zealand, 1984, 527-534.

Reardon, G.F., "Effects of Non-Structural Cladding on Timber Framed House Construction," Proceedings of the International Conference on Timber Engineering, Vol. 2, Seattle, WA, 1988.

Reardon, G.F., "Effect of Claddings on the Response of Houses to Wind Forces," Proceedings of the Second Pacific Timber Engineering Conference, Vol. 2, Auckland, New Zealand, 1989, 101-105.

Kasal, B., Leichti, R.J., Itani, R.Y., "Non-Linear Finite Element Model of Complete Light Frame Wood Structures," Journal of Structural Engineering, Vol. 120 No. 1, January 1994.

Yasumura, M., "Testing and Evaluation of Seismic Performance of Wood-Frame Structures in Japan," Proceedings of the Invitational Workshop on Seismic Testing,

Analysis, and Design of Wood-Frame Construction, California Universities for Research on Earthquake Effects (CUREe), Richmond, CA, March 1999.

Van de Lindt, J. W., Gupta, R., Pei, S., Tachibana, K., Araki, Y., Rammer, D., Isoda, H. (2012). Damage assessment of a full-scale six-story wood-frame building following triaxial shake table tests, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, ASCE, 26 (1), 17-25.

Pei, S., y J.W. van de Lindt et al. Seismic Testing of a Full-Scale Mid-Rise Building: The NEESWood Capstone Test. NEESWood Report No 4, 2010.

American Wood Council. Special, Design Provisions for Wind and Seismic 2015 Edition. AWC/ANSI, USA, 2015.

International Code Council. Special, International Building Code 2015, Edition 1th., USA, 2015.

American Wood Council. Wood Frame Construction Manual 2012 Edition. AWC/ANSI, USA, 2015.

Partnership for Advanced Technology in Housing - PATH. Residential Structural Design Guide: A State-of-the-Art Review and Application of Engineering Information for Light-Frame Homes, Apartments, and Townhouses 2000 Edition. USA, 2000.

American Forest & Paper Association and American Wood Council. ANSI/AWC NDS-2015 National Design Specification (NDS) for Wood Construction, 2015.

Folz, B. and Filiatrault, A. (2000). CASHEW: A Computer Program for Cyclic Analysis of Wood Shear Walls, the CUREE-Caltech Woodframe Project, CUREE Publication No. W-8.

Folz, B. and Filiatrault, A. (2002) SAWS: A Computer Program for Seismic Analysis of Woodframe Structures, the CUREE-Caltech Woodframe Project, CUREE Publication No. W-21.

Pei, S., y J.W. van de Lindt (2007) SAPWOOD Versión 1.0. Colorado State University. EE.UU.

Christovasilis, I., Filiatrault, A. Numerical and Experimental Investigation of the Seismic Response of Light-Frame Wood Structures. NEESWood Report No 7, 2011.

Shinde J., Symans M. Integration of Seismic Protection Systems in Performance-Based Seismic Design of Woodframe Structures. NEESWood Report No 6, 2010.

Pang, WC., y Rosowsky D. et al. Simplified Direct Displacement Design of Six-Story NEESWood Capstone Building and Pre-Test Seismic Performance Assessment. NEESWood Report No 5, 2010.

Christovasilis, I., Filiatrault, A et al. Seismic Testing of a Full-Scale Two-Story Light-Frame Wood Building: NEESWood Benchmark Test. NEESWood Report No 1, 2000. NEESWood Report No 7, 2011.

Pang, WC., Rosowsky D. Direct Displacement Procedure for Performance-Based Seismic Design of Multistory Woodframe Structures. NEESWood Report No 2, 2010.

Durham, J.P. Seismic Response of Wood Shearwalls with oversized oriented Strand board panel. M.A.Sc. Thesis, University of British Columbia, Vancouver, Canada, 1998.

Seaders P. "Performance of Partially and Fully Anchored Wood Frame Shear Walls Under Monotonic, Cyclic & Earthquake Loads". Master of Science thesis. Oregon State University Corvallis, Oregon, 2004.

Toothman J., (2003). "Monotonic and Cyclic Performance of Light-Frame Shear Walls with Various Sheathing Materials". Master of Science thesis. Virginia Polytechnic Institute and State University. Blacksburg, Virginia.