

UNIVERSIDAD DEL BÍO BÍO

FACULTAD DE INGENIERIA

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL

Profesor patrocinante: Mg. Franco Benedetti L.



“ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO
ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN PROTOTIPO
DE MEDIANA ALTURA EN BASE A MADERA
CONTRALAMINADA”

Proyecto de título presentado en conformidad a los requisitos para obtener el título de
Ingeniero Civil.

MARCELO ANDRÉS NEIRA RODRÍGUEZ

Concepción, agosto de 2018.

DEDICATORIA

A mis padres, Jorge y Erika, y a mi hermano, Armando, por su apoyo durante todos estos años, por su compañía en las jornadas de estudio, por todos sus consejos y por nunca dejar que baje los brazos. Este logro es para ustedes.

A mi familia en general, gracias por su apoyo incondicional, por sus palabras de aliento y por llevarme día a día en sus oraciones. Sin ustedes nada de esto hubiese sido posible.

*“Todo tiene su tiempo”
¡Dios es fiel!*

AGRADECIMIENTOS

A mi querida Universidad del Bío Bío, por darme la oportunidad de conocer a grandes personas que contribuyeron en mi desarrollo personal y profesional.

A mi Profesor guía Franco Benedetti, por su constante apoyo a lo largo del desarrollo de esta investigación, por tantos consejos tanto en lo académico como en lo personal.

A mis amigos, gracias por tantas jornadas de estudio y de distracción, sin ustedes estos años no hubiesen sido lo mismo.

A mi amigo, Juan Carlos Grandon, por aportar los conceptos de ingeniería necesarios para llevar a cabo esta investigación.

Al gran equipo de difusión de carreras, gracias por ser mi segunda familia dentro de la universidad, por tantos viajes y actividades que llenaron de alegría y aprendizaje este largo camino.

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN PROTOTIPO DE MEDIANA ALTURA EN BASE A MADERA CONTRALAMINADA

Marcelo Andrés Neira Rodríguez

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío.

mneirar@alumnos.ubiobio.cl

Mg. Franco Benedetti Leonelli.

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío.

fbenedet@ubiobio.cl

RESUMEN

En Chile, desde hace algunos años se ha fomentado la búsqueda de nuevos sistemas constructivos que sean más sustentables que los que se mantienen vigentes en la actualidad, es por esto que se ha potenciado la investigación en aquellos sistemas estructurales que tengan a la madera como foco central. La presente investigación estudia el comportamiento estructural de una edificación prototipo de mediana altura construida con paneles de madera contralaminada.

La edificación prototipo consiste en una estructura de cinco niveles, con una altura de 12.25 m y un área en planta de 25 m², construida con paneles de 5 capas tanto para losas y muros perimetrales hasta el tercer nivel, luego disminuye a 3 capas en los muros perimetrales.

Se realizan tres modelos numéricos, que van incluyendo las conexiones internas en los paneles, desarrollados en SAP2000, se analiza de acuerdo a NCh433 mediante un Análisis estático equivalente, que permite evaluar los periodos naturales, drift de entrepiso, demanda de esfuerzos sobre los conectores y un análisis estático no lineal. Se plantea un diseño definitivo en base al Modelo flexible, añadiendo mayor cantidad de clavos a los angle bracket.

A medida que se van analizando los modelos, se logra obtener que el generar modelos no lo suficientemente detallados tiende a sobreestimar la capacidad del sistema estructural, subestimar la demanda de desplazamiento y subestimar la demanda de fuerza sobre los conectores. Es por esto que se deben caracterizar de manera detallada todas las conexiones a utilizar.

Palabras claves: Estructuras de madera, CLT, análisis no lineal estático, conectores.

9468 palabras texto + 38 figuras/tablas*250 + 5 figuras/tablas*500 = 21468 palabras totales

ANALYSIS OF THE STRUCTURAL BEHAVIOR OF A MEDIUM HEIGHT BUILDING PROTOTYPE BASED ON CROSS LAMINATED TIMBER

Marcelo Andrés Neira Rodriguez

Department of Civil and Environmental Engineering, University of Bío-Bío

mneirar@alumnos.ubiobio.cl

Mg. Franco Benedetti Leonelli.

Department of Civil and Environmental Engineering, University of Bío-Bío

fbenedet@ubiobio.cl

ABSTRACT

In Chile, the search for new and more sustainable construction systems than those currently in force has been encouraged for some years, which is why research has been promoted in structural systems that focus on wood as principal construction material. The present investigation, studies the structural behavior of a medium height prototype construction, built with cross laminated timber panels.

The prototype building consists of a five level structure, that heights 12.25 m and a floor area of 25 m², built with 5 layered panels for both, slabs and perimeter walls till the third level, to decrease to 3 layered panels in the perimeter walls of the following levels.

Three numerical models were made, which include the internal panel connections, developed in SAP2000, analyzed according to NCh433 through an equivalent static analysis, which allows the appraisal of natural periods, drift, stress demand on the connectors and a nonlinear static analysis. A final design based on the flexible model is proposed, with the addition of more nails to the angle bracket.

As the models were analyzed, it was possible to assert that generating poor detailed models tend to overestimate the capacity of the structural system, underestimate the displacement demand and the force demand on the connectors. This is why all the connections to be used must be characterized in detail.

Keywords: Wood structures, CLT, static non-linear analysis, connectors

ÍNDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Justificación	2
1.2 Objetivos.....	3
1.2.1 Objetivo general	3
1.2.2 Objetivos específicos	3
2. ESTADO DEL ARTE	4
2.1 Cross Laminated Timber.....	4
2.2 Conexiones en CLT	8
2.3 Estudios previos a estructuras de CLT	10
3. METODOLOGÍA	13
3.1 Arquitectura	14
3.2 Materiales a utilizar.....	16
3.2.1 Paneles de CLT.....	16
3.2.2 Uniones.....	17
3.3 SAP 2000.....	20
3.3.1 Modelación Estructura	21
3.3.2 Modelación Conexiones	22
3.4 Cargas sobre la Estructura.....	22
3.5 Modelos a Analizar	24
3.5.1 Modelo Rígido.....	25
3.5.2 Modelo Semi-Flexible	26
3.5.3 Modelo Flexible.....	28
3.6 Análisis a realizar.....	29
4. ANÁLISIS Y RESULTADOS	32
4.1 Resultados obtenidos.....	33
4.1.1 Periodos Naturales	33
4.1.2 Demanda de fuerza sobre conectores Metálicos	34
4.1.3 Drift de piso.....	38
4.1.4 Análisis Estático no-lineal: Carga lateral (Pushover).....	42
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	47
5.1 Conclusiones	47
5.2 Recomendaciones	50
6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	51
7. ANEXOS	54

Índice de Anexos54

Índice de Figuras

Figura 1: Ejemplo de configuraciones de paneles CLT.....	5
Figura 2: Conexión en CLT – Panel a Panel	9
Figura 3: Esquema de fuerzas presentes en muros de corte frente a carga lateral	10
Figura 4. Estructuras analizadas por Yasumura	12
Figura 5. Metodología de trabajo	13
Figura 6: Planta de estructura del edificio en estudio	15
Figura 7: Elevación de Muros Perimetrales.....	16
Figura 8: Interpolación de datos de Hold-Down HTT5	18
Figura 9: Angle Bracket ABR255 Conexión Madera – Hormigón y Conexión Madera – Madera ...	19
Figura 10: Investigaciones Angle Bracket Tracción y corte	19
Figura 11: Curvas de ensayos de tornillos HBS 8x80.....	20
Figura 12: Elemento “Shell” de un muro de corte en SAP2000.....	21
Figura 13: Separación entre Muros y unión muro-losa-muro en Sap2000.....	21
Figura 14: Detalle modelación de conexiones encuentro Muro – Losa - Muro y muros perpendiculares.....	22
Figura 15: Modelo geométrico generado en SAP2000.....	24
Figura 16: Vista 3D y elevación Modelo Rígido.....	26
Figura 17: Elevación lateral y links presentes en Modelo Semi-Flexible.....	27
Figura 18: Elevación lateral y links presentes en Modelo Flexible.....	28
Figura 19: Secuencia del proceso de análisis carga lateral.....	31
Figura 20: Relación Solicitación vs Capacidad Hold Down eje X, (a) Modelo Rígido, (b) Modelo Semi-Flexible, (c) Modelo Flexible y (d) Modelo Flexible Modificado.....	35
Figura 21: Relación Solicitación vs Capacidad Hold Down eje Y, (a) Modelo Rígido, (b) Modelo Semi-Flexible, (c) Modelo Flexible y (d) Modelo Flexible Modificado.....	35
Figura 22: Relación Solicitación vs Capacidad Angle Bracket eje X, (a) Modelo Rígido, (b) Modelo Semi-Flexible, (c) Modelo Flexible y (d) Modelo Flexible Modificado.....	36
Figura 23: Relación Solicitación vs Capacidad Angle Bracket eje Y, (a) Modelo Rígido, (b) Modelo Semi-Flexible, (c) Modelo Flexible y (d) Modelo Flexible Modificado.....	37
Figura 24: Drift Relativo Eje X, (a) Modelo Rígido, (b) Modelo Semi-Flexible, (c) Modelo Flexible y (d) Modelo Flexible Modificado.....	39

Figura 25: Drift Relativo eje Y, (a) Modelo Rígido, (b) Modelo Semi-Flexible, (c) Modelo Flexible y (d) Modelo Flexible Modificado40

Figura 26: Drift Esquina eje X, (a) Modelo Rígido, (b) Modelo Semi-Flexible, (c) Modelo Flexible y (d) Modelo Flexible Modificado.....41

Figura 27: Drift Esquina eje Y, (a) Modelo Rígido, (b) Modelo Semi-Flexible, (c) Modelo Flexible y (d) Modelo Flexible Modificado.....42

Figura 28: Comparativa Pushover (a) Eje X (b) Eje Y.....43

Figura 29: Niveles de drift para cada paso en Pushover eje X, (a) Modelo Rígido, (b) Modelo Semi-Flexible, (c) Modelo Flexible y (d) Modelo Flexible Modificado.....44

Figura 30: Niveles de drift para cada paso en Pushover eje Y, (a) Modelo Rígido, (b) Modelo Semi-Flexible, (c) Modelo Flexible y (d) Modelo Flexible Modificado.....45

Índice de Tablas

Tabla 1: Factores de composición k para paneles de CLT7

Tabla 2: Valores efectivos de capacidad y módulo de elasticidad para paneles de CLT8

Tabla 3: Tensiones admisibles y Modulo de Elasticidad en flexión para Madera Aserrada, MPa (NCh1198 of. 2014).....17

Tabla 4: Propiedades de Paneles de CLT17

Tabla 5: Valores asignados a la carga sísmica de acuerdo a NCh433.....23

Tabla 6: Presión básica sobre estructuras situadas en campo abierto.....23

Tabla 7: Cantidad de conectores y clavos por nivel.....25

Tabla 8: Rigidez de conectores metálicos de acuerdo a cantidad de conectores.....25

Tabla 9: Combinaciones de carga ASD, según NCh3171 of 2010.....30

Tabla 10: Cantidad de clavos y rigidez en tracción y corte Modelo Flexible Modificado.....32

Tabla 11: Resumen periodos y masas participantes Modelos en estudio.....33

Tabla 12: Resumen Pushover dirección X.....43

Tabla 13: Resumen Pushover dirección Y.....43

1. INTRODUCCIÓN

En la actualidad, Chile se encuentra favoreciendo y promoviendo diversos procesos constructivos que cumplan con los propósitos de la sustentabilidad, así como también con la búsqueda de soluciones constructivas eficientes. Es aquí en donde las miradas se han vuelto hacia un material que es utilizado en nuestro país incluso previo a la llegada de los europeos al continente americano, la madera.

La madera como biomaterial toma un papel protagónico en este tema, puesto que presenta amplias ventajas frente a sistemas de construcción tradicionales (acero, albañilería y hormigón). Dentro de sus propiedades ambientales se puede considerar que genera absorción de CO₂, presenta menor consumo de energía durante su ciclo de vida, es renovable, reciclable, etc. Además, en el ámbito constructivo presenta destacadas características en cuanto a su alta resistencia, bajo peso específico, flexibilidad, entre otras.

Hoy en día, existe una amplia variedad de alternativas estructurales que tienen a la madera como actor principal, algunas de estas son: sistema de marco plataforma, sistema de poste y viga y el Cross Laminated Timber (CLT). Este último es uno de los sistemas constructivos de más reciente desarrollo, tiene su origen en Austria y Alemania a mediados de los años 90 y durante la siguiente década comienza su extensión a lo largo del continente europeo hasta llegar a masificarse en el resto del mundo.

En Europa y norte América el Cross Laminated Timber (CLT) se ha utilizado cada vez más para diferentes tipos de edificios, tales como: edificios habitacionales, comerciales, oficinas, entre otros. Sin embargo, en nuestro país aún no es muy utilizado, puesto que aún se requiere sumar más ensayos e investigaciones que logren predecir el comportamiento que tendría este sistema constructivo frente a las diferentes solicitaciones a la cual se encuentre expuesto, siendo el principal peligro la alta sismicidad que presenta el país.

1.1 Justificación

En Chile el sector forestal forma parte importante del desarrollo económico del país, según cifras entregadas por el Instituto Forestal (INFOR), la industria forestal aportó el 2,6% del PIB durante el año 2015. Este aporte que realiza esta industria se explica básicamente porque Chile es uno de los diez mayores productores de madera en el mundo y es líder mundial en plantación de pino radiata junto con Nueva Zelanda. Sin embargo, gran parte de la madera obtenida es exportada a otros países dejando de lado el potencial uso asociado a productos que conlleven un desarrollo sustentable.

De acuerdo con datos entregados por el Ministerio de Vivienda y Urbanismo, en Chile se construyen entre 90 y 120 mil viviendas nuevas al año, donde apenas un 14% de estas viviendas utiliza la madera como material predominante, siendo el resto correspondiente a hormigón armado, albañilería, entre otros. Esta cifra contrasta con las que están presentes en países como Canadá, Nueva Zelanda y Australia, en donde más del 80% de la producción de madera aserrada se destina a construcciones habitacionales.

La baja utilización de la madera como material estructural en Chile responde a diversos factores, en los que destaca: mala percepción, falta de estandarización de la madera, desconocimiento de ventajas y potencialidades, falta de especialistas y falta de actualización en las normativas.

Con la finalidad de impulsar el desarrollo de la industria de la madera y su uso en la construcción es que se han llevado a cabo diferentes iniciativas, como el Programa Estratégico Nacional en Productividad y Construcción Sustentable Construye 2025, que busca transformar la manera de construir en Chile, mejorando la productividad de esta industria en toda su cadena de valor y generando un cambio cultural en torno al valor de la sustentabilidad.

Por lo anteriormente expuesto es que resulta relevante generar diferentes investigaciones que sitúen a la madera como principal alternativa para la construcción, ya sea para estructuras de baja, mediana o gran altura. Dentro de todas las opciones de sistemas constructivos que tienen a la madera como actor principal, la madera contralaminada (o CLT por sus siglas en inglés Cross Laminated Timber) ha obtenido buenas experiencias en edificaciones de mediana y gran altura en Europa y Norteamérica (Gagnon y Pirvu, 2011).

Para poder llevar a cabo la construcción con paneles de CLT en nuestro país es necesario saber cómo aplicar la normativa chilena vigente, además, previo a esto se debe tener claridad de como modelar y diseñar estas estructuras. Es por esto, que nace esta investigación que busca realizar una comparativa en 3 formas de modelar una estructura prototipo de 5 pisos de altura, con una planta aproximada de 25 m² construida con paneles de CLT, teniendo como parámetros a comparar el periodo natural de la estructura, drift de entrepiso, demanda de fuerza sobre los conectores y curva de capacidad.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Analizar la respuesta estructural de un prototipo experimental de una edificación de mediana altura de paneles de madera contralaminada, mediante el desarrollo de modelos numéricos.

1.2.2 Objetivos específicos

- Establecer el Estado del arte asociado a la modelación de estructuras de madera contralaminada.
- Elaborar un diseño estructural de la edificación en base a madera contralaminada en estudio.
- Desarrollar modelos numéricos que permitan simular el comportamiento estructural de la edificación.
- Analizar el comportamiento estructural de los casos de estudio en términos de indicadores que caractericen su respuesta.

2. ESTADO DEL ARTE

2.1 Cross Laminated Timber

La madera contralaminada (CLT, por sus siglas en inglés de Cross Laminated Timber) es un producto de madera innovador que se desarrolló a mediados de los años noventa en Austria y Alemania, mediante un esfuerzo entre la industria y diferentes universidades por la búsqueda de un uso práctico para la madera de desecho. Durante varios años su progreso fue lento, pero a principios de los años 2000 fue sumando popularidad en diferentes construcciones residenciales y no residenciales inicialmente en Europa para luego sumar más edificaciones en el resto del mundo.

El aumento significativo de las construcciones en CLT se vieron impulsadas en parte por el movimiento de edificios ecológicos o “construcciones verdes”, además, de mejoras en su proceso productivo, aprobaciones de productos y mejores canales de comercialización y distribución. Otra arista importante fue el cambio en la percepción general que sostenía que el CLT era un material ligero de construcción que no se encontraba a la par con los sistemas de construcción ampliamente utilizados en muchos países europeos, como lo son la albañilería y el hormigón. La experiencia europea demostró que la construcción con CLT puede ser competitiva, sobre todo en estructuras de mediana y gran envergadura (Gagnon y Pirvu, 2011).

Las principales ventajas diferenciadoras frente a los sistemas de construcción tradicionales son los ahorros en los tiempos de construcción (en donde se han registrado disminuciones de hasta un 30% en los tiempos de construcción para edificios de baja y mediana altura), el desempeño del sistema constructivo (diseños flexibles, resistencia al fuego, buen desempeño sísmico, entre otros), desempeño ambiental, ventajas constructivas y de montaje (equipos más económicos y más pequeños para el montaje), finalmente destaca su producción y el alto nivel de industrialización que permite lograr grandes niveles de eficiencia y precisión.

En la actualidad, construir en altura con madera es una opción segura y eficiente que día a día logra posicionarse más en Norteamérica, Europa, Australia y Nueva Zelanda. Solo en los últimos cinco años se han levantado en el mundo más de 17 edificios de siete pisos o más. Algunos de ellos son: Stadthaus en Londres, de nueve pisos; Forté Apartments, en Australia, con diez pisos; y Framework,

en Estados Unidos, de doce pisos. Incluso, se proyecta realizar en París un edificio de 35 pisos de altura: el denominado “Baobab”.

La fabricación de los paneles de madera contralaminada consiste en encolar diversas capas de madera aserrada por su cara ancha (a veces también por el canto) y dispuestas de manera transversal (típicamente a 90°) unas con otras formando un número impar de capas, para posteriormente ser prensadas para formar elementos de madera contralaminada de gran tamaño. Los paneles más utilizados son aquellos que poseen desde las tres hasta las siete capas, como se muestra en la figura 1.

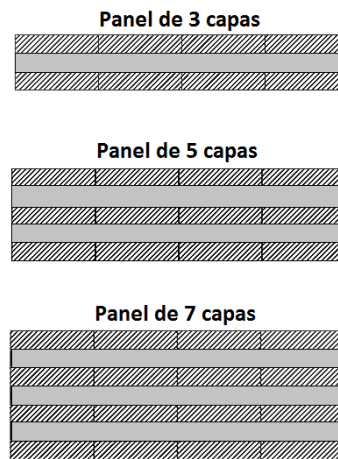


Figura 1: Ejemplo de configuraciones de paneles CLT (Hidalgo, 2017)

Como se puede observar en la figura anterior, las distintas configuraciones que se pueden obtener al fabricar estos paneles de madera contralaminada, pueden ir variando de espesor dependiendo de la cantidad de elementos de madera que se requieran encolar. La inclusión de más capas de madera provoca cambios en las propiedades estructurales globales de estos paneles. Generalmente, en la fabricación de estos paneles se utilizan las maderas de menor calidad en las capas internas del panel, para dar paso a la utilización de madera de mejor calidad en las capas exteriores.

Con lo anteriormente expuesto es que se pueden obtener diferentes configuraciones en cuanto a la cantidad de capas que conforman este panel macizo, a esto, además, se le suma que las piezas de madera individuales pueden ir variando de dimensiones. Todas estas variaciones tanto de la cantidad de capas y espesores, inevitablemente generan cambios en las propiedades estructurales del panel.

En Europa se han adoptado diversos métodos para la determinación de las propiedades estructurales del CLT. Según se establece en CLT Handbook de FPInnovations en su versión canadiense, algunos de estos métodos tienen origen en ensayos experimentales y otros tienen naturaleza analítica. Siendo la principal diferencia entre ellos es que en un enfoque experimental cada vez que se modifica algún parámetro ya sea en fabricación, dimensión, etc. se necesitan nuevas pruebas para determinar sus propiedades. En cambio, en un enfoque analítico una vez verificados con los datos de prueba, se generan diferentes alternativas más generales y menos costosas.

Dentro de las propiedades más importantes se denomina E_0 y E_{90} a los módulos de elasticidad en flexión de la madera que compone a un panel de CLT en sus direcciones paralela y perpendicular al eje de mayor resistencia respectivamente. De igual manera, se denomina G_0 al módulo de corte de las capas paralelas al eje de mayor resistencia y G_{90} al módulo de corte de las capas en dirección perpendicular al eje de mayor resistencia (módulo de corte rodante).

En la actualidad, se pueden reconocer tres enfoques analíticos para la determinación de las propiedades estructurales de los paneles:

- 1. Teoría compuesta (Método K)**
- 2. Método Gamma**
- 3. Método de Analogía por Corte**

En esta investigación todas las propiedades fueron obtenidas mediante la Teoría Compuesta (Método K) propuesto por Blass y Fellmoser en 2004. Para poder aplicar el método a los paneles de CLT y calcular su rigidez efectiva (EI_{eff}) se necesita tener las siguientes consideraciones:

- Relación tensión-deformación lineal, se cumple la hipótesis de Bernoulli (asumiendo que las secciones transversales del panel permanecen planas).
- La rigidez de las capas perpendiculares al eje de mayor resistencia es asumida como $1/30$ de la de las capas paralelas al eje de mayor resistencia ($E_0/30=E_{90}$).
- No se toma en cuenta la deformación por corte, por lo que no se recomienda utilizar este método para paneles con razón largo/espesor menor a 30.

- Los factores de composición (factores k) son determinados para ciertas configuraciones de carga (ver Tabla 1)

La tabla 1 muestra las formulas necesarias para determinar los factores de composición requeridos según sea el caso de estudio. Por ejemplo, el factor k_1 representa el factor de composición necesario para una configuración de carga perpendicular al plano del panel y es usado para determinar las propiedades en flexión paralelas al panel.

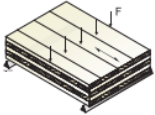
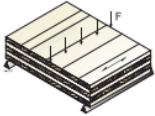
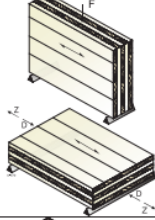
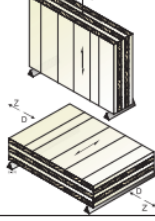

Load Configuration	k_i
	$k_1 = 1 - \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) \frac{a_{m-2}^3 - a_{m-4}^3 + \dots \pm a_1^3}{a_m^3}$
	$k_2 = \frac{E_{90}}{E_0} + \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) \frac{a_{m-2}^3 - a_{m-4}^3 + \dots \pm a_1^3}{a_m^3}$
	$k_3 = 1 - \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) \frac{a_{m-2}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

Tabla 1: Factores de composición k para paneles de CLT (Blass, 2004)

Una vez obtenidos los factores “k” requeridos, se puede estimar la capacidad del panel y sus propiedades mecánicas según se muestra en la Tabla 2.

Carga	Dirección respecto a capa exterior	Capacidad efectiva	Módulo de elasticidad efectivo
Carga perpendicular al plano			
Flexión	Paralelo	$f_{b,0,ef} = f_{m,0} * k_1$	$E_{b,0,ef} = E_0 * k_1$
	Perpendicular	$f_{b,90,ef} = f_{m,0} * k_2 * \frac{a_m}{a_m - 2}$	$E_{b,90,ef} = E_0 * k_2$
Carga en el plano			
Flexión	Paralelo	$f_{b,0,ef} = f_{m,0} * k_3$	$E_{b,0,ef} = E_0 * k_3$
	Perpendicular	$f_{b,90,ef} = f_{m,0} * k_4$	$E_{b,90,ef} = E_0 * k_4$
Tracción	Paralelo	$f_{t,0,ef} = f_{t,0} * k_3$	$E_{t,0,ef} = E_0 * k_3$
	Perpendicular	$f_{t,90,ef} = f_{t,0} * k_4$	$E_{t,90,ef} = E_0 * k_4$
Compresión	Paralelo	$f_{c,0,ef} = f_{c,0} * k_3$	$E_{c,0,ef} = E_0 * k_3$
	Perpendicular	$f_{c,90,ef} = f_{c,0} * k_4$	$E_{c,90,ef} = E_0 * k_4$

Tabla 2: Valores efectivos de capacidad y módulo de elasticidad para paneles de CLT (Blass, 2004)

2.2 Conexiones en CLT

El comportamiento sísmico de los edificios de madera está fuertemente relacionado con la capacidad de disipación de energía de las conexiones (Casagrande et. al 2016), debido a esto es que se considera uno de los parámetros fundamentales a la hora de diseñar cualquier estructura de madera, especialmente en CLT. El enfoque tradicional en la ingeniería sísmica se basa en la disipación de estas fuerzas laterales en zonas específicas de la edificación. Estas edificaciones deben diseñarse para lograr deformarse plásticamente a una relación de ductilidad apropiada sin una reducción significativa de su resistencia bajo estas cargas cíclicas.

Cuando la estructura se somete a diferentes cargas de tracción o corte, las uniones y conexiones mecánicas deben lograr la disipación de esta energía mediante la plastificación de los conectores metálicos y la resistencia de los elementos de sujeción que fueron utilizados para la unión de estos paneles.

En las edificaciones de CLT se pueden diferenciar dos tipos de conexiones: aquellas que se realizan con la finalidad de conectar los paneles mediante tornillos tirafondos y aquellas que se realizan mediante elementos mecánicos de forma angular (Angle Bracket y Hold-Down).

La conexión que se realiza entre los paneles busca facilitar la transferencia de la energía en la estructura, en general, existen diversas formas de conectar estos paneles, ya sea utilizando placas de

contrachapado (en la parte central del panel o en una de las caras), mediante el fresado de la junta de las paredes a unir o mediante algún elemento metálico interno. Estos tipos de conexiones presentan una capacidad sísmica relativamente baja en términos de resistencia y rigidez. Los tornillos que se utilizaron en esta investigación son los HBS 8x80, el esquema de la conexión utilizada se presenta en la figura 2.

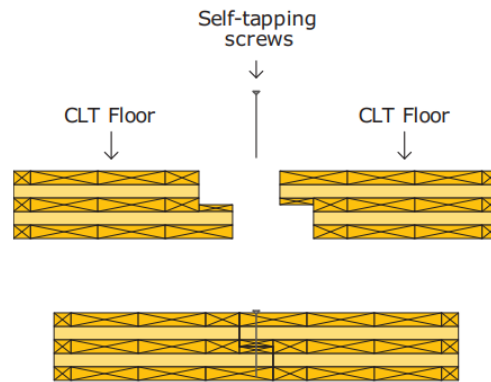


Figura 2: Conexión en CLT – Panel a Panel (CLT Handbook, 2013)

En cuanto a los elementos mecánicos típicamente utilizados se pueden distinguir dos, los Hold-Down y los Angle Bracket. Estos elementos mantienen la estabilidad de los muros ante la acción de momentos volcantes y fuerzas cortantes provocados por la carga sísmica.

Las placas metálicas de tipo hold-down se encargan de resistir en mayor parte las fuerzas de tracción provocada por el momento volcante en el muro de corte. Mientras que los bracket tienen como función principal el resistir la fuerza de corte producida en la interfaz muro-losa o muro-fundación según sea el caso. La figura 3 muestra un esquema de las fuerzas presentes en los muros de corte.

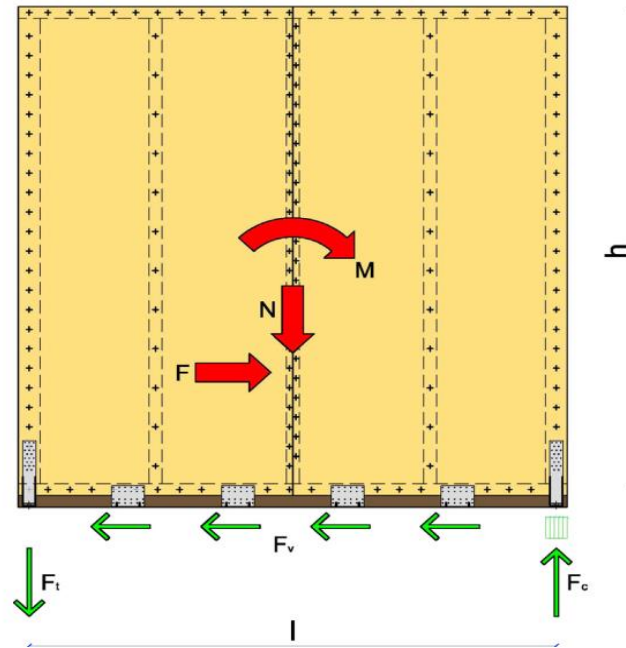


Figura 3: Esquema de fuerzas presentes en muros de corte frente a carga lateral (Tomasi, 2012)

2.3 Estudios previos a estructuras de CLT

A lo largo de los años, diversos estudios se han realizado para lograr comprender el comportamiento que tendrían todos los elementos que forman parte de las estructuras de CLT. El estudio más completo para cuantificar el comportamiento sísmico de estas estructuras de baja y mediana altura fue el proyecto SOFIE desarrollado en Italia. Este proyecto contó con la colaboración de diferentes instituciones tanto italianas como japonesas. Dentro de las diferentes pruebas que se desarrollaron se incluyeron pruebas de conexiones, pruebas cíclicas a paneles de pared de CLT con diferentes diseños de conexiones y aberturas (Ceccotti et al., 2006) y, además, una serie de pruebas en una mesa vibratoria a gran escala de un edificio de CLT de siete pisos en Japón (Ceccotti et al., 2006).

Debido a que el comportamiento sísmico de los edificios de madera está fuertemente relacionado con la capacidad de disipación de energía de las conexiones, es que diversas investigaciones se han focalizado en lograr una caracterización mecánica de sistemas de conexión para estas edificaciones, dentro de estas investigaciones se encuentra la Campaña experimental para la caracterización mecánica de sistemas de conexión en el diseño sísmico de edificios de madera (Casagrande et al., 2016) en donde se buscó conocer la capacidad, rigidez y la ductilidad de las conexiones, además de investigar su pérdida de capacidad bajo el efecto de cargas cíclicas.

Adicional a la investigación desarrollada por Casagrande, otros autores elaboran estudios centrados en las conexiones, a saber, Comportamiento de histéresis de la conexión del soporte en muros de corte de CLT (Shen et al., 2013), Comportamiento cíclico de conectores metálicos típicos para estructuras en Madera Contralaminada (CLT) (Gavric et al. 2014), Prueba cíclica y simulación de conexión de Hold-Down en Muros de corte de Pino Radiata (Benedetti et al. 2016). En donde, a modo general, todos concluyen en la importancia de una correcta caracterización de las propiedades de estos elementos mecánicos, en cuanto a capacidad, rigidez y ductilidad, además de considerar que los angle bracket se pueden presentar como una excelente alternativa a los hold-down para soportar fuerzas de tracción en muros de corte de madera.

Así como existen estudios que intentan entender el comportamiento de cada elemento que compone a las estructuras de CLT, también se han desarrollado investigaciones que busquen replicar el comportamiento global de la edificación, algunas de ellas son: Diseño sísmico de edificios de madera contralaminada de varios pisos según el Euro código 8 (Follesa et al., 2013), Rendimiento de una casa de CLT de 2 niveles sometida a cargas laterales (Popovski y Gavric, 2015), Simulación no lineal de pruebas en mesa vibratoria en edificios de madera contralaminada de 3 y 7 niveles (Rinaldin y Fragiacomio, 2016) y Pruebas a escala completa y análisis numérico de estructuras de CLT de baja elevación bajo cargas laterales (Yasumura et al., 2016), entre otras.

Con relación a la última investigación mencionada, Yasumura (2016), este buscó comparar modelos a gran escala para una estructura de 2 niveles, teniendo como finalidad evaluar el comportamiento mecánico global de esta edificación sometido a cargas laterales. Para esto genero dos estructuras de 6 m. de largo, 4 m. de ancho y 5,82 m. de alto sometidas a cargas laterales cíclicas. Una estructura consistió en paneles de pared de CLT de gran longitud (6 x 2,7 m) de 90 mm de espesor y el otro consistió en pequeños paneles (1 x 2,7 m) de igual espesor. Además, se realizó una modelación mediante el Software de elementos finitos SAP 2000 con la finalidad de simular los casos analizados. La figura 4 muestra lo descrito anteriormente

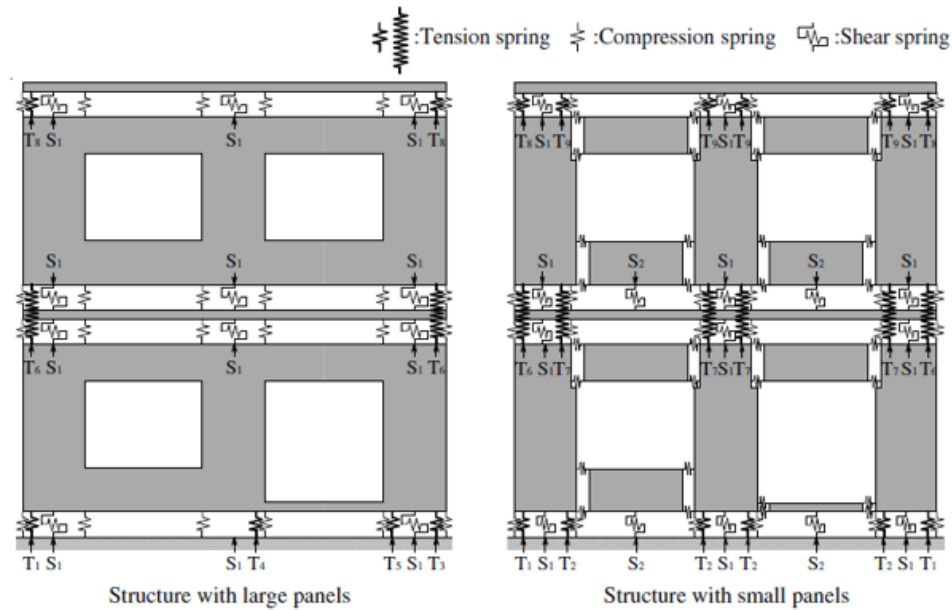


Figura 4. Estructuras analizadas por Yasumura (2016)

Yasumura logró concluir que la rigidez de la estructura con grandes paneles de CLT era más de dos veces mayor que la que estaba construida en base a paneles pequeños, además de observar que la deformación que se produce en esta estructura de paneles pequeños de CLT se debe principalmente a la rotación que existe entre los paneles.

Adicional a esto, los resultados que se obtuvieron en el modelo numérico fueron útiles para predecir las propiedades mecánicas de las estructuras de CLT, a excepción de la capacidad estructural obtenida en cada caso, esto quedó de manifiesto puesto que el modelo numérico presentó valores muy conservadores en relación al modelo experimental. Esta última conclusión se puede explicar por la forma en cómo se modelaron los conectores entre paneles, puesto que se le asignaron propiedades lineales, no representando estos el verdadero comportamiento que se presentó en el modelo experimental.

3. METODOLOGÍA

En la figura 5 se presenta esquemáticamente la metodología de trabajo a utilizar en la presente investigación, la cual se compone de diferentes etapas, compuestas por sub-etapas que concluyen en un hito final.

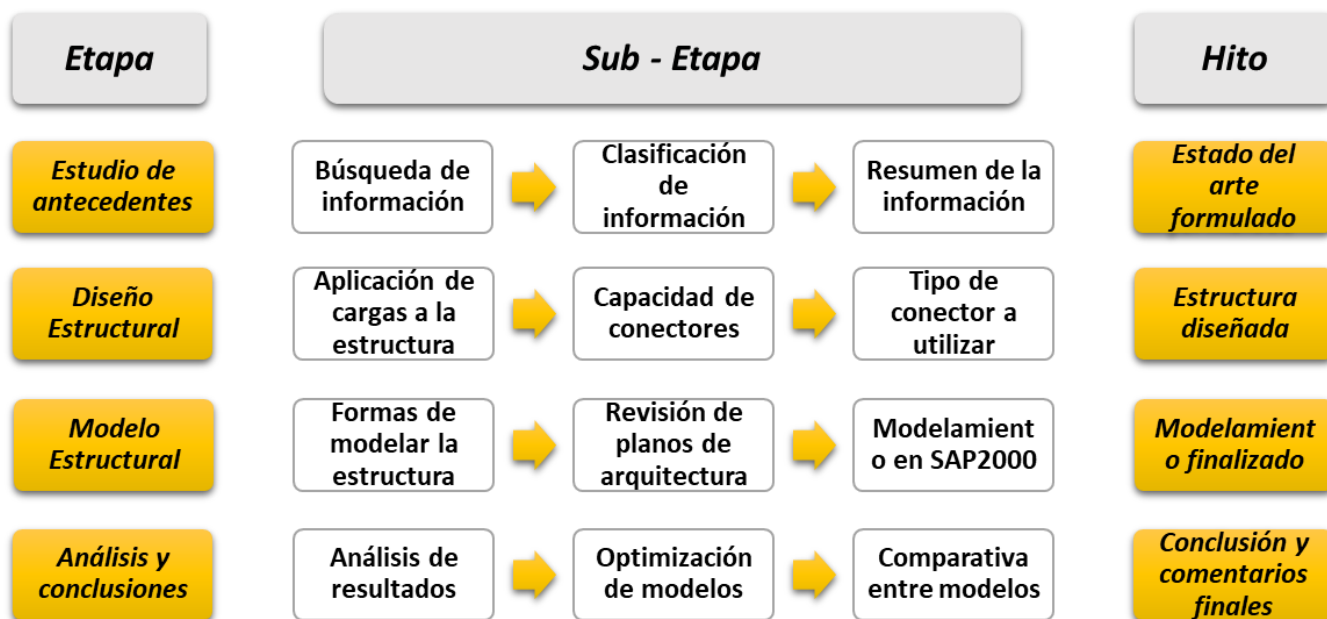


Figura 5. Metodología de trabajo (Elaboración Propia)

En la figura anterior se pueden reconocer cuatro etapas que están ligadas directamente a los objetivos específicos planteados.

En la primera etapa, se realiza el estado del arte incluyendo las investigaciones más relevantes que se han realizado hasta la fecha de modelaciones de estructuras de CLT. Para lograr esto se plantea una búsqueda, clasificación y posterior síntesis del material bibliográfico encontrado.

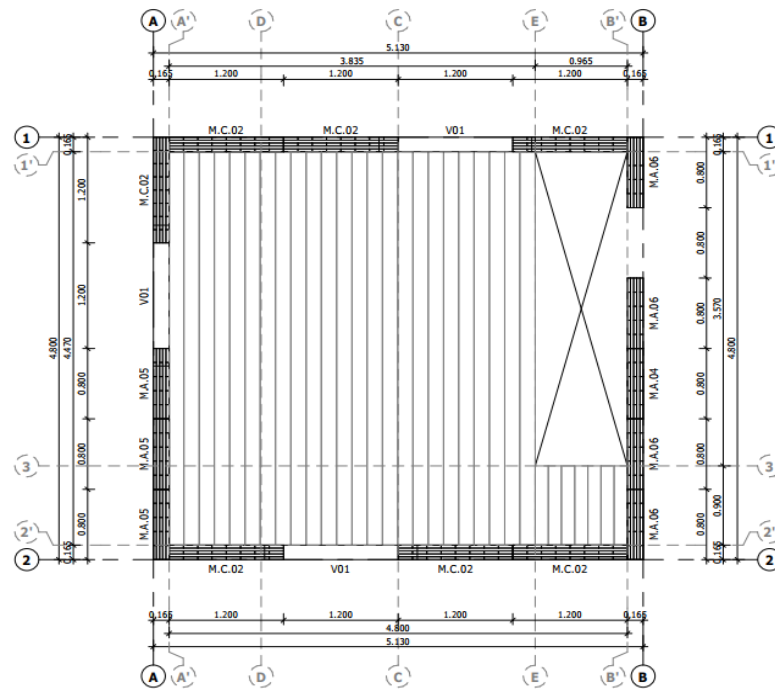
La siguiente etapa tiene como objetivo principal establecer el diseño estructural, lo que incluye el modelamiento inicial de la estructura, aplicar todas las cargas involucradas, además de obtener la capacidad de los conectores a utilizar, lo que nos permitirá cuantificar la cantidad necesaria para proveer un diseño óptimo.

En la tercera etapa se procede a generar un modelo estructural detallado de la edificación de mediana altura, para esto es necesario identificar las formas de modelación que existen, para así tener claridad de los casos que se abordaran en esta investigación, luego se procede a revisar los planos de arquitectura para identificar las diferentes secciones y aberturas que existen. Esta etapa finaliza con la realización de los diferentes modelos estructurales en el software SAP2000.

Finalmente, con todo lo anterior realizado, se procede a realizar una revisión de todos los resultados obtenidos, generando, si fuese necesario, algunas optimizaciones en el modelo que lo requiera. Todo esto con la finalidad de realizar una comparación de diferentes parámetros de interés, tales como periodos naturales, demanda de esfuerzos sobre los links y desplazamiento de entre piso. La investigación concluye con la presentación de conclusiones finales y recomendaciones.

3.1 Arquitectura

El presente proyecto se enmarca dentro de un proyecto exploratorio, financiado por la MacroFacultad de Ingeniería, en su programa Ingeniería 2030. Para el desarrollo de la investigación se utilizará la arquitectura de una edificación de 5 pisos que presenta una altura total de 12.25 m y un área aproximada por piso de 25 m², con una longitud en la dirección X de 5.25 m y 4.93 m en dirección Y. En la figura 6 se presenta un esquema de la vista en planta de la estructura, en donde la dirección horizontal hace referencia al eje X y la vertical al eje Y.



Planta Estructura Nivel 1

Figura 6: Planta de estructura del edificio en estudio (Elaboración propia)

La estructura en estudio además presenta diferentes características en cuanto a los muros que la componen, puesto que debido a limitantes de fabricación se instaura el concepto de muro de doble altura en algunas direcciones, como se presenta en la figura 7. Adicional a esto, a partir del tercer nivel se produce un cambio de sección en los muros, pasando de tener 5 capas a 3 capas. Las losas se consideran del mismo espesor correspondiente a un panel de CLT de 5 capas.

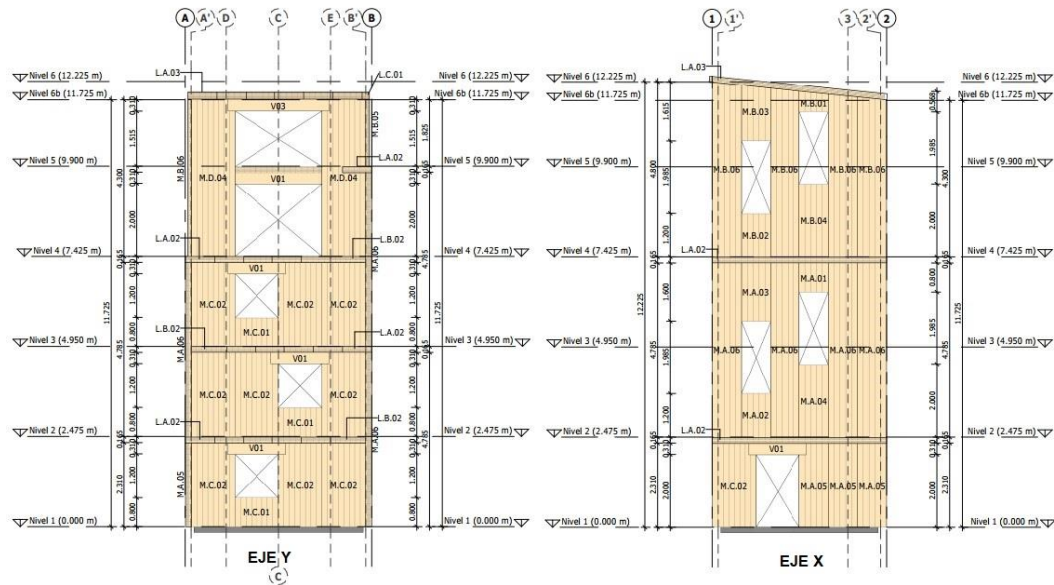


Figura 7: Elevación de Muros Perimetrales (Elaboración propia)

3.2 Materiales a utilizar

3.2.1 Paneles de CLT

Como se describió anteriormente, la estructura está compuesta por paneles de 5 capas y 3 capas, los espesores que presentan son 165 mm y 99 mm respectivamente. Tanto las losas como los muros están compuestos por madera de pino radiata de Grado Estructural C16, según clasificación mecánica descrita en la Normativa NCh1198 of 2014. La tabla 3 muestra las propiedades mecánicas de la madera C16

Grado estructural	Tensiones admisibles de:					Módulo de elasticidad en flexión	Índice de aplastamiento en compresión normal
	Flexión ¹⁾	Compresión paralela	Tracción paralela ¹⁾	Compresión normal	Cizalle		
	F_f MPa	F_{cp} MPa	F_{tp} MPa	F_{cn} MPa	F_{cz} MPa	$E_f^{2)}$ MPa	$E_{cn, h}$ MPa/mm
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	
MGP 10	8,4	10	4,0	2,5	1,3	10 000	
MGP 12	13,5	15,5	6,0	2,5	1,3	12 700	

Tabla 3: Tensiones admisibles y Modulo de Elasticidad en flexión para Madera Aserrada, MPa (NCh1198 of. 2014)

Los valores presentes en la normativa fueron modificados según lo que se establece en el método k, propuesto por Blass y Fellmoser, dependiendo tanto de la orientación de la carga como de la orientación de las fibras externas del panel. Con esto se presentan los siguientes valores de Modulo de Elasticidad paralelo y perpendicular a la fibra, E_0 y E_{90} respectivamente, Modulo de Corte (G_0) y Modulo de corte rodante (G_R) en la tabla 4.

Propiedades Paneles de CLT MPA				
	E_0	E_{90}	G_0	Gr
Muro 5 Capas	4846	3318	493.8	49.4
Muro 3 capas	5354.4	2808.8	493.8	49.4
Losa 5 capas	6311.7	1882.3	493.8	49.4

Tabla 4: Propiedades de Paneles de CLT (Elaboración propia)

3.2.2 Uniones

Con la finalidad de presentar una efectiva representación de las posibles deformaciones sísmicas de la estructura, es necesario lograr caracterizar correctamente los conectores metálicos involucrados en la edificación. Estos conectores son parámetros claves al momento de realizar el cálculo del

desplazamiento horizontal que presentará la estructura, debido a que los conectores son los elementos que tienen mayor influencia en el comportamiento de este tipo de estructuras (Hidalgo, 2017). Los conectores que se utilizarán corresponden a Angle Brackets, Hold-Down y tornillos.

3.2.2.1 Hold-Down

En la estructura en estudio se utilizarán conectores metálicos tipo Hold-Down modelo HTT5 de la empresa Simpson Strong Tie con 26 perforaciones de 5 mm de diámetro en un ala, más una perforación central de 16 mm en el ala opuesta. Esta pieza se utiliza en la conexión entre los muros y la fundación, además de considerarlos en la unión de los muros de pisos superiores con las losas correspondientes. La capacidad de este conector es de 72.33 (kN) y se obtuvo mediante la interpolación de datos de investigaciones realizadas por Casagrande (2016) y Benedetti (2016) quienes ensayaron diferentes conectores y se logró establecer una relación entre la cantidad de clavos a utilizar y la capacidad del conector, como se presenta en la figura 8.

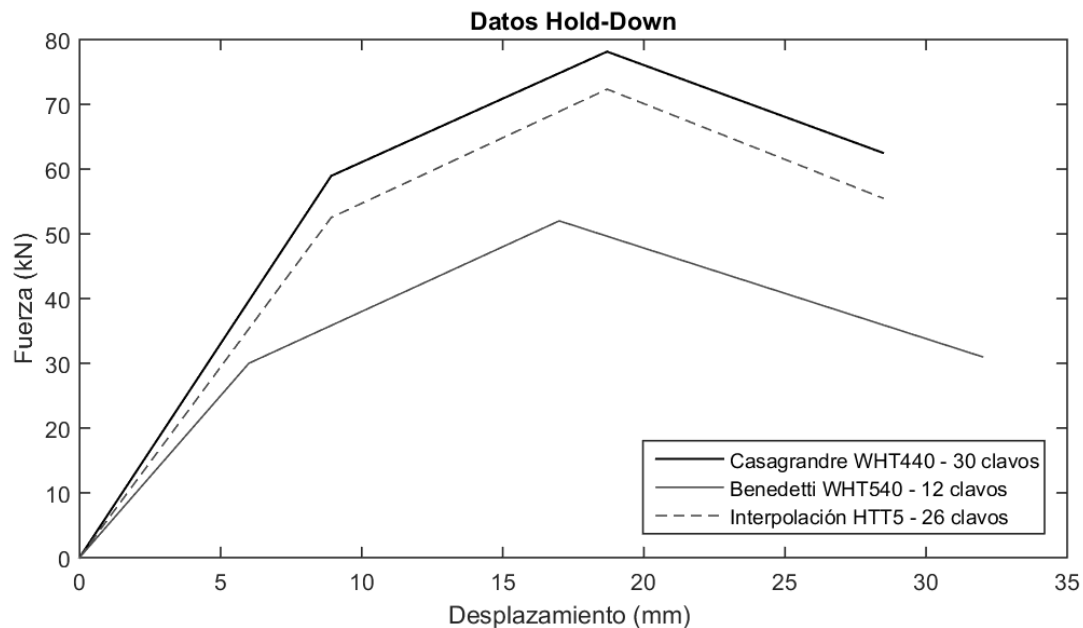


Figura 8: Interpolación de datos de Hold-Down HTT5 (Elaboración Propia)

3.2.2.2 Angle Brackets

Los conectores del tipo angle bracket son piezas metálicas en forma de ángulo que logran transmitir tanto fuerzas de corte como tracción a los elementos que conecta (Casagrande, 2016). En el edificio en estudio se utilizan el Angle Brackets de la empresa Simpson Strong Tie, modelo ABR255 tanto

para conexión Madera – Hormigón, como para la conexión Madera – Madera. En la figura 9 muestra el modelo del conector.

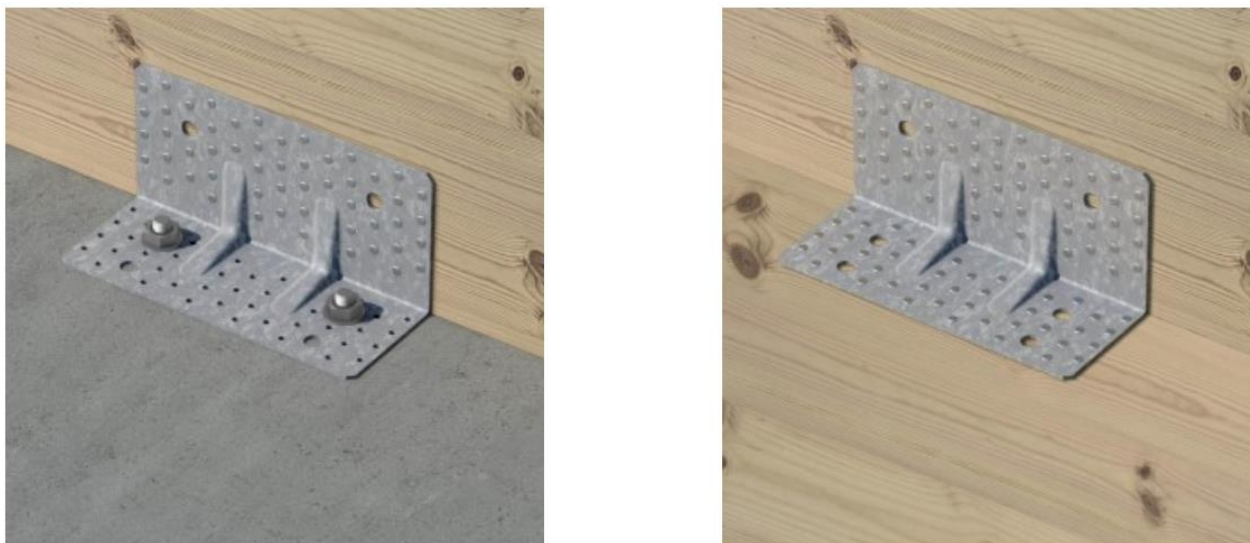


Figura 9: Angle Bracket ABR255 Conexión Madera – Hormigón y Conexión Madera – Madera (Catalogo empresa Simpson Strong-Tie)

La resistencia tanto a corte como a tracción dependerá de la cantidad de clavos con los cuales se trabaje, la figura 10 muestra algunas investigaciones que permiten vincular la rigidez de estos conectores con la cantidad de clavos a utilizar.

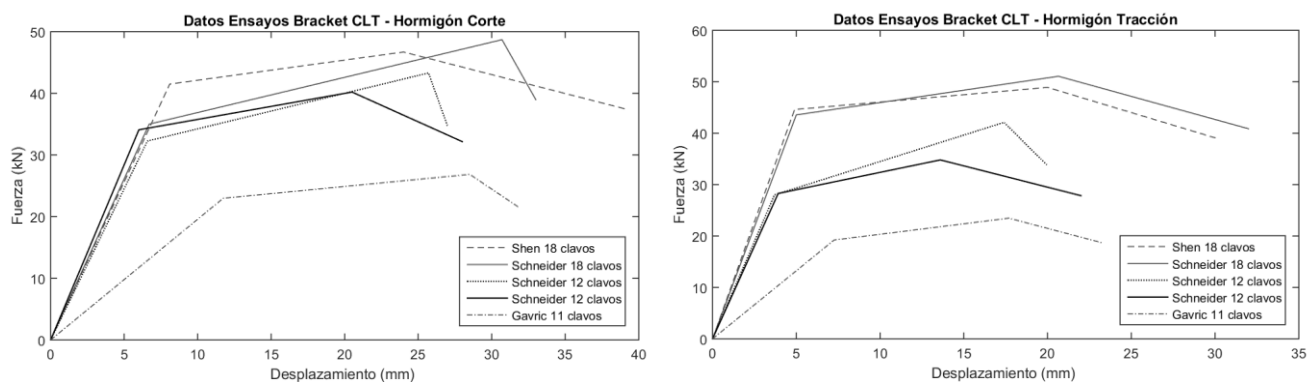


Figura 10: Investigaciones Angle Bracket, Capacidad en corte y tracción (Elaboración Propia)

3.2.2.3 Tornillos

Las uniones entre los muros se realizarán utilizando tornillos HBS 8x80 cuyos valores de resistencia se obtuvieron de investigaciones realizadas por Rinaldin (2013) que publicó ensayos de muros conectados con estos tornillos, que presentan resistencias de 7 (kN) Y 6.2 (kN) en dirección paralela y perpendicular a la fibra, respectivamente. La figura 11 muestra la calibración de los modelos numéricos realizados por Rinaldin para los ensayos mencionados.

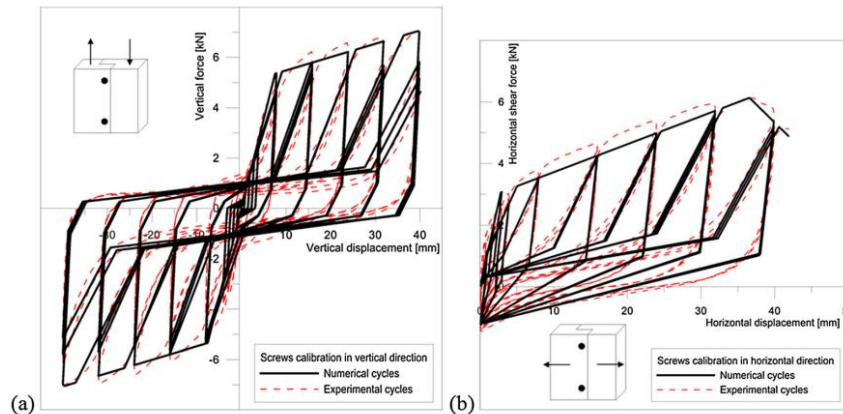


Figure 8. Calibration of panel-to-panel half-lap screwed connection springs loaded in in-plane shear (a) parallel and (b) perpendicular to the joint, tested at IVALSA Trees and Timber Institute [31], Trento, Italy (the forces displayed refer to two screws).

Figura 11: Curvas de ensayos de tornillos HBS 8x80 (Rinaldin et al., 2013)

3.3 SAP 2000

SAP 2000 es un programa de elementos finitos, con interfaz gráfico 3D orientado a objetos, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, la modelación, análisis y dimensionamiento de diversas problemáticas de ingeniería de estructuras. Este programa se utilizará con la finalidad de modelar en detalle la estructura en estudio, además de obtener diferentes resultados que serán filtrados y analizados mediante el programa Excel.

Dentro de las opciones de creación de elementos que presenta SAP 2000, serán los elementos del tipo “Shell” los más utilizados, puesto que ellos nos permitirán modelar el comportamiento ortotrópico de los paneles de CLT. La figura 12 muestra un muro de corte modelados con elementos de tipo Shell.

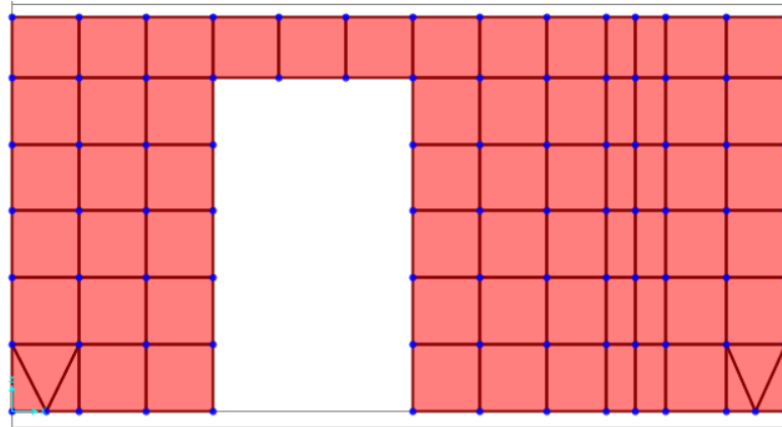


Figura 12: Elemento “Shell” de un muro de corte en SAP2000 (Elaboración Propia)

3.3.1 Modelación Estructural

El Modelo geométrico de la estructura se obtiene al generar en primera instancia los materiales y, luego, las secciones a utilizar, para luego finalizar con la modelación de la estructura en su totalidad. El trabajar con el software SAP2000 nos permite obtener información de la estructura mediante archivos Excel que serán filtrados y procesados para poder obtener parámetros de interés en nuestra estructura, tales como periodo natural, drift de entre piso y demanda de esfuerzos sobre conectores.

Durante la modelación se tiene en consideración la separación que existe tanto entre los muros perpendiculares, y la separación que existe entre la conexión muro-losa-muro, intentando replicar de la manera más fidedigna este sistema de plataforma, se conserva una separación entre estos elementos igual a la mitad del espesor de un panel de 5 capas, como se aprecia en la figura 13.

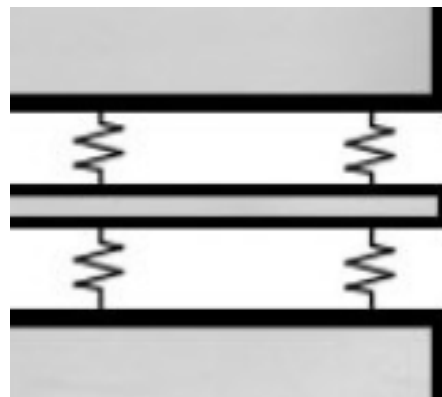


Figura 13: Separación entre Muros y unión muro-losa-muro (Elaboración propia)

3.3.2 Modelación Conexiones

Las conexiones que se realizarán en la estructura, tanto Hold-Down, bracket y tornillos, son modelados mediante elementos links, utilizando la función “1 link” y “2 link”. La primera de ellas se utiliza para aquellos conectores que presentan un solo punto en la modelación (como es el caso de los muros que conectan a la fundación) y el segundo de ellos se utiliza para conectar dos elementos que efectivamente si posean dos puntos de análisis (Conexión entre paneles, unión muro-losa-muro, etc.). Adicional a los conectores mecánicos, se utilizan links tipo gap, que permiten que los elementos que une se levanten libremente pero que no se compriman, puesto que actúan sólo en una dirección. En la figura 14 se presenta la inclusión de los links en el modelo geométrico.

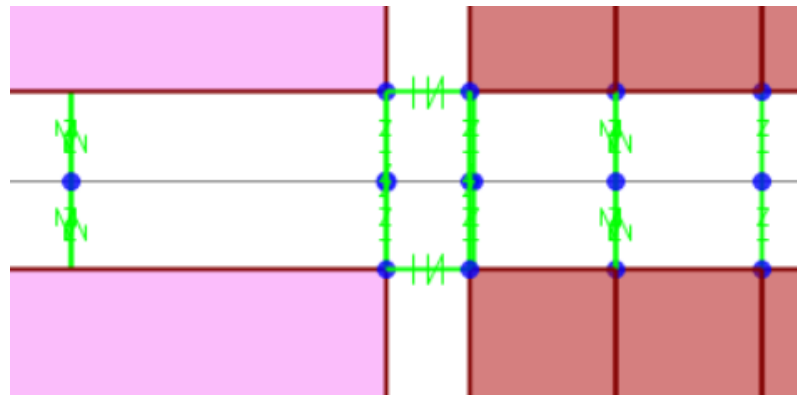


Figura 14: Detalle modelación de conexiones encuentro Muro-Losa-Muro y muros perpendiculares. (Elaboración propia)

3.4 Cargas sobre la Estructura

Con la finalidad de representar de manera más cercana a la realidad el comportamiento que tendrá la estructura en estudio es que se plantea la aplicación de las siguientes cargas:

1. **Envolvente:** Corresponde a un valor aproximado de diferentes tipos de recubrimientos que se pueden utilizar sobre los paneles de CLT, se utiliza un valor de 0.5 kN/m^2
2. **Sismo:** Se realiza un Análisis Estático de acuerdo a NCh 433.of 96.mod 2009, considerando un edificio de categoría II, un factor de modificación de respuesta (R) igual a 2 y un suelo tipo D. La tabla 5 muestra los valores considerados para el análisis estático.

	1° Piso	2° Piso	3° Piso	4° Piso	5° Piso		
Z_k (m)	2.44	4.88	7.32	9.77	12.21		
Z_{k-1} (m)	0.00	2.44	4.88	7.32	9.77		
h (m)	12.21	12.21	12.21	12.21	12.21		
A_k	0.11	0.12	0.14	0.19	0.45		
P_k (kN)	58.95	58.51	58.40	49.37	39.11		
F_k (kN)	14.75	16.62	19.68	21.68	41.46		
Q_{BASAL} (kN)	114.20	99.44	82.82	63.14	41.5		
T. A. Sismo Y	0.09	0.19	0.28	0.37	0.46		
T. A.Sismo X	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	Peso sísmico (kN)	264.35
M.T.A. Sismo Y	1.37	3.08	5.47	8.04	19.22	Q_0 (kN) R=2	114.20
M.T.A. Sismo X	1.47	3.30	5.86	8.61	20.59	C_{max} R=2	0.432

Tabla 5: Valores asignados a la carga sísmica de acuerdo a NCh433 (Elaboración Propia)

3. **Viento:** Se realiza un análisis de acuerdo a lo que se establece en NCh432 of 71 considerando una estructura situada en campo abierto y variando de acuerdo a la altura que vaya alcanzando, según lo que se muestra en la tabla 6 extraída de la normativa.

Construcciones situadas en campo abierto, ante el mar, o en sitios asimilables a estas condiciones, a juicio de la Autoridad Revisora	
Altura sobre el suelo, m	Presión básica, q , en kg/m^2 *)
0	70
4	70
7	95
10	106
15	118
20	126
30	137
40	145
50	151
75	163
100	170
150	182
200	191
300	209

Tabla 6: Presión básica sobre estructuras situadas en campo abierto (NCh432 of 71)

4. **Sobrecargas:** La aplicación de las sobrecargas tanto para losas y para el techo de la estructura se obtiene de NCh1537 of 2009 y en ambos casos corresponde a 2 kN/m^2

3.5 Modelos a Analizar

Una vez que se plantea la generación del modelo computacional, se procede a establecer cuáles serán los casos de estudio. Para realizar esta selección se establece la necesidad de intentar replicar de manera más fidedigna la construcción de la estructura de CLT, debido a esto, se generan tres modelos de análisis denominados: Modelo Rígido, Modelo Semi-Flexible y Modelo flexible. Los modelos mencionados anteriormente poseen la misma arquitectura y la misma cantidad de conectores, esto propiciará establecer parámetros de comparación entre ellos. La figura 15 muestra el modelo geométrico generado en SAP2000.

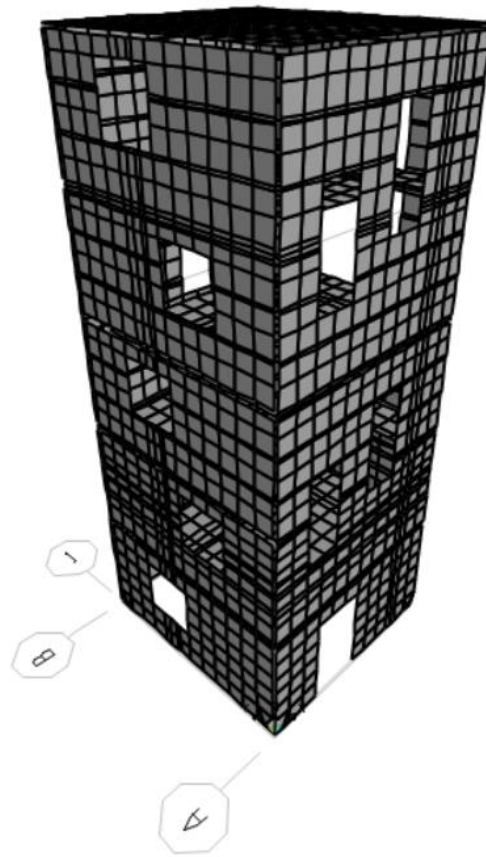


Figura 15: Modelo geométrico generado en SAP2000 (Elaboración propia)

Como se mencionó anteriormente en los tres modelos a comparar se utilizarán la misma cantidad de hold-down y angle bracket, el detalle de la cantidad de conectores, clavos y la rigidez que presenta cada uno de ellos se muestra en las tablas 7 y 8 respectivamente.

Nivel	Angle bracket		Hold Down	
	Cantidad	N° de clavos	Cantidad	N° de clavos
Base	16	40	16	26
Segundo	12	40	6	26
Tercero	12	20	6	26
Cuarto	12	20	6	26
Quinto	4	12	2	26
Techo	16	12	8	26

Tabla 7: Cantidad de conectores y clavos por nivel (Elaboración Propia)

La disminución en la cantidad de clavos por conectores que se presenta en la Tabla 7 se explica por una optimización de estos debido a una disminución en altura de la fuerza sísmica a la cual está sometida la estructura.

Rigidez de Conectores Metálicos				
Conector	Conexión	Cantidad de Clavos	Rigidez a Tracción (kN/mm)	Rigidez a Corte (kN/mm)
Angle Bracket	Hormigón - Madera	40	31.62	13.11
Angle Bracket	Madera - Madera	40	19.06	12.03
Angle Bracket	Madera - Madera	20	9.53	6.02
Angle Bracket	Madera - Madera	12	5.72	3.61
Hold Down	Hormigón - Madera	26	5.88	N/A
Hold Down	Madera - Madera	26	5.88	N/A

Tabla 8: Rigidez de conectores metálicos de acuerdo a cantidad de conectores (Elaboración propia)

Como se mencionó previamente en el punto 2.3 los conectores del tipo Angle Bracket pueden resistir cargas tanto de tracción como de corte. Por el contrario, los conectores tipo Hold-Down sólo se les asigna propiedades en tracción.

3.5.1 Modelo Rígido.

Se establece como modelo rígido aquel que no presenta ninguna subdivisión interna de los paneles, es decir, que los elementos tipo “Shell” están dibujados de eje a eje estructural y sólo considera los conectores metálicos en las uniones Muro-fundación, Muro-Losa-Muro y los encuentros perpendiculares entre muros, representados mediante elementos tipo link. La figura 16 presenta una representación del modelo rígido.

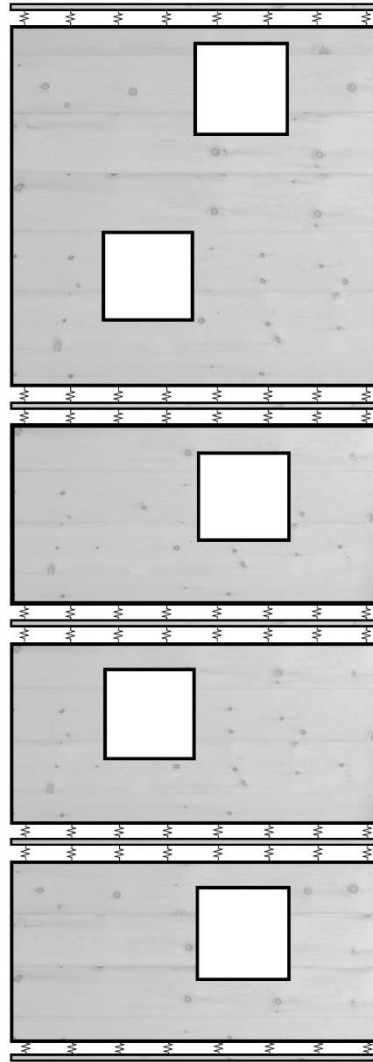


Figura 16: Representación Modelo Rígido (Elaboración propia)

3.5.2 Modelo Semi-Flexible

Se define como Modelo Semi-Flexible, aquel que presenta subdivisiones internas en los muros, específicamente en las zonas donde se ubicarán los dinteles y los antepechos. En estas subdivisiones se ubicarán diferentes elementos de contacto (links) que presentan las propiedades mecánicas de los elementos de conexión.

En la zona correspondiente a los dinteles se utiliza un link que representa una placa metálica conectada con 20 clavos, en donde sus propiedades mecánicas se obtuvieron mediante los ensayos realizados por Casagrande (2016) y una relación con la cantidad de clavos.

Las uniones correspondientes a los dinteles, tendrán propiedades ensayadas por Rinaldin (2013) para tracción y corte, en donde cada link representará dos tornillos HBS de 8x80.

La figura 17 presenta representación del Modelo Semi – Flexible.

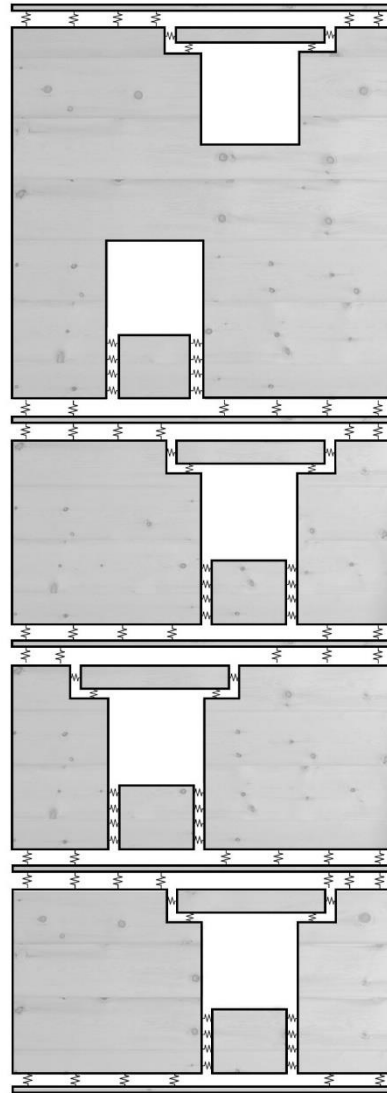


Figura 17: Representación Modelo Semi-Flexible (Elaboración Propia)

3.5.3 Modelo Flexible

En la estructura en estudio, se considera que por limitantes de fabricación las dimensiones de los paneles de CLT pueden alcanzar dos diferentes medidas, 1,2 x 2,4 m y 0,8 x 4,8 m. Esto para cumplir con lo que se establece en la arquitectura propuesta y lograr fabricar los muros de doble altura.

En consecuencia, se considera Modelo Flexible a aquel que presenta todas las subdivisiones internas en los paneles de CLT, es decir, que cuenta con las divisiones en los dinteles, antepechos y en las conexiones internas en los muros perimetrales. En la figura 18 se presenta una representación que cuenta con los detalles previamente descritas.

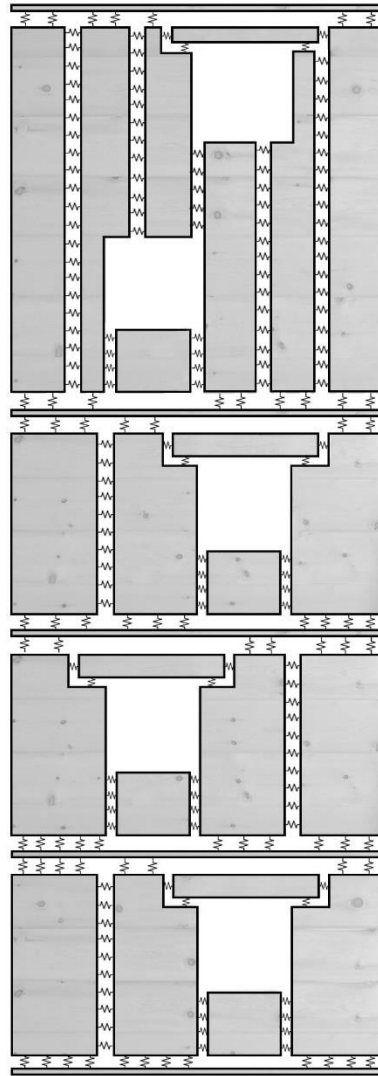


Figura 18: Representación Modelo Flexible (Elaboración propia)

3.6 Análisis a realizar

Con la finalidad de establecer un análisis del comportamiento estructural de los tres modelos en estudio detallados anteriormente, es que se procederá a realizar una comparación de los siguientes parámetros:

- **Periodo natural**
- **Demanda de esfuerzo sobre conectores**
- **Drift de piso**

Los análisis descritos se realizarán mediante los datos que se obtienen de los modelos creados en SAP2000 aplicando un Análisis Estático equivalente que se describe en NCh433 considerando las combinaciones de carga que se establecen en NCh 3171 of 2010 para el caso de diseño por tensiones admisibles (ASD). Los valores que entrega el software son ordenados y filtrados con el programa Excel. La tabla 9 presenta las combinaciones de carga que fueron consideradas en los diferentes modelos estructurales, se presentan destacadas aquellas que se consideraron más desfavorables y fueron utilizadas para realizar las comparaciones.

Nombre	Combinacion	DEAD	Envolvente	Sobre Carga	bre carga Tec.	Sismo en X	Sismo en Y	Viento X	Viento Y
1.ASD_1	1	1	0	0	0	0	0	0	0
1.1.ASD_1	ADICIONAL	1	1	0	0	0	0	0	0
2.ASD_2	2	1	1	1	0	0	0	0	0
3.ASD_3	3	1	1	0	1	0	0	0	0
4.ASD_4	4	1	1	0.75	0.75	0	0	0	0
5.ASD_5a1	5a1	1	1	0	0	0	0	1	0
6.ASD_5a2	5a2	1	1	0	0	0	0	-1	0
7.ASD_5a3	5a3	1	1	0	0	0	0	0	1
8.ASD_5a4	5a4	1	1	0	0	0	0	0	-1
9.ASD_5b1	5b1	1	1	0	0	1	0	0	0
10.ASD_5b2	5b2	1	1	0	0	-1	0	0	0
11.ASD_5b3	5b3	1	1	0	0	0	1	0	0
12.ASD_5b4	5b4	1	1	0	0	0	-1	0	0
13.ASD_6a1	6a1	1	1	0.75	0.75	0	0	0.75	0
14.ASD_6a2	6a2	1	1	0.75	0.75	0	0	-0.75	0
15.ASD_6a3	6a3	1	1	0.75	0.75	0	0	0	0.75
16.ASD_6a4	6a4	1	1	0.75	0.75	0	0	0	-0.75
17.ASD_6b1	6b1	1	1	0.75	0	0.75	0	0	0
18.ASD_6b2	6b2	1	1	0.75	0	-0.75	0	0	0
19.ASD_6b3	6b3	1	1	0.75	0	0	0.75	0	0
20.ASD_6b4	6b4	1	1	0.75	0	0	-0.75	0	0
21.ASD_7.1	7.1	0.6	0.6	0	0	0	0	1	0
22.ASD_7.2	7.2	0.6	0.6	0	0	0	0	-1	0
23.ASD_7.3	7.3	0.6	0.6	0	0	0	0	0	1
24.ASD_7.4	7.4	0.6	0.6	0	0	0	0	0	-1
25.ASD_8.1	8.1	0.6	0.6	0	0	1	0	0	0
26.ASD_8.2	8.2	0.6	0.6	0	0	-1	0	0	0
27.ASD_8.3	8.3	0.6	0.6	0	0	0	1	0	0
28.ASD_8.4	8.4	0.6	0.6	0	0	0	-1	0	0

Tabla 9: Combinaciones de carga ASD, según NCh3171 of 2010 (Elaboración Propia)

Adicional a esto se realiza un análisis estático no-lineal (pushover) que consiste en la aplicación de una fuerza (que dependerá de la dirección de análisis correspondiente, X o Y) en el centro de masa de cada diafragma rígido que se definió, esta fuerza va aumentando gradualmente hasta que el edificio se va deformando hasta llegar a su rotura o colapso. Este análisis nos permite obtener una curva característica que alcanza la estructura más allá del rango elástico incursionando en el rango plástico. Esta curva nos logra representar la deformación que puede llegar a presentar la estructura versus el porcentaje de su peso que lo genera, de igual forma, nos entrega que fuerza es capaz de soportar dado un nivel de desplazamiento. En la figura 19 se puede ver un esquema representativo del análisis estático de la estructura.

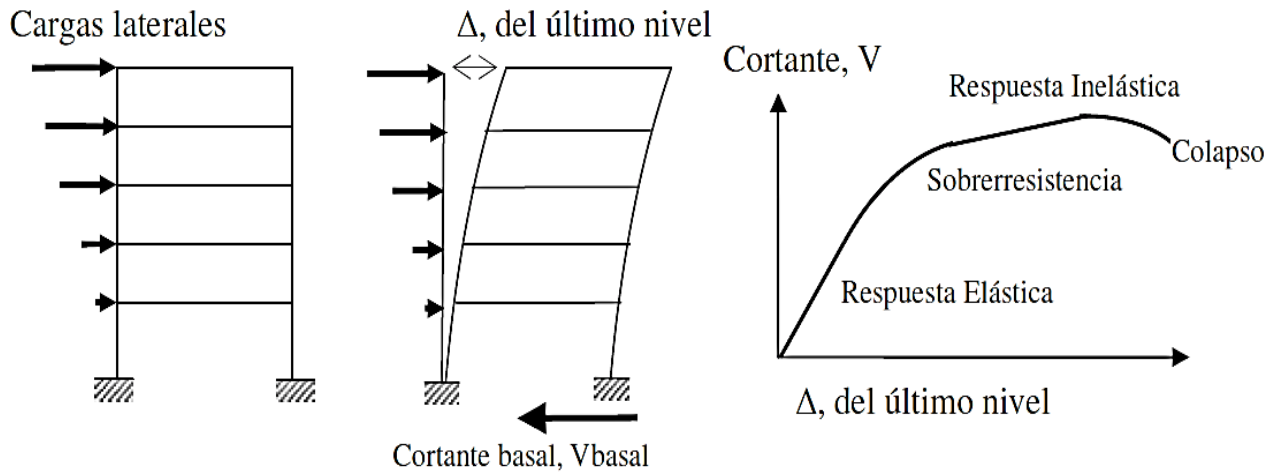


Figura 19: Secuencia del proceso de análisis carga lateral (Arango, Paz & Duque, 2009).

Esta curva de capacidad nos permite entender la respuesta que presentará la estructura, puesto que permite una caracterización en función de la degradación de la rigidez, que se presenta en el edificio en estudio, producido por el daño, viéndose esto reflejado en una recta (en función de la rigidez) que intersecta la curva de capacidad de la estructura, la cual está asociada a cierto nivel de desplazamiento del edificio.

4. ANÁLISIS Y RESULTADOS

Los tres modelos generados para la estructura en estudio fueron sometidos a un análisis estático según lo que se establece en NCh433 para un edificio categoría II, un suelo tipo D ubicado en zona sísmica 3. Al realizar este análisis se presentó el inconveniente de una sobre demanda sobre los conectores en el modelo Flexible superando el triple de su capacidad. Debido a esto se generó un nuevo modelo denominado Modelo Flexible Modificado.

El Modelo Flexible Modificado presenta las mismas características geométricas y de modelación descritas en el punto 3.5.3 de esta investigación, la diferencia que se plantea es la adición de una mayor rigidez al modelo Flexible mediante la incorporación de un bracket en el segundo nivel y en el techo, con la finalidad de disminuir la demanda de esfuerzo al cual está sometido cada uno de ellos. El aumento de la rigidez se realiza mediante la inclusión de más clavos en los Bracket como se puede apreciar en detalle en la tabla 10.

Cantidad de clavos en conectores por Nivel			
Nivel	Angle bracket	Rigidez a Tracción (kN/mm)	Rigidez a Corte (kN/mm)
Base	50	39.52	16.39
Segundo	50	39.52	15.04
Tercero	40	31.62	12.03
Cuarto	40	31.62	12.03
Quinto	30	23.71	9.02
Techo	30	14.3	9.02

Tabla 10: Cantidad de clavos y rigidez en tracción y corte Modelo Flexible Modificado (Elaboración propia)

En concordancia con lo previamente descrito, a continuación, en este apartado se presentan los resultados, correspondiente a periodos naturales, demanda de esfuerzos en los conectores y drift de entrepiso. Finalmente, se describe la forma de realizar el análisis pushover para obtener la curva de capacidad de nuestros, ahora cuatro, casos de estudio.

4.1 Resultados obtenidos

4.1.1 Periodos Naturales

El periodo natural de una estructura es el tiempo que tarda una edificación en ir y volver al mismo punto, es decir, completar un ciclo. Considerando que el periodo fundamental de la estructura es función de su masa y rigidez, es que podemos establecer la comparación entre los cuatro modelos en estudio, puesto que el único parámetro que se ha modificado en ellos es la rigidez. Es este parámetro el que disminuye cada vez que se realiza una “separación” entre los paneles de CLT, a excepción del modelo Flexible Modificado, en donde adicionalmente existe un aumento en su rigidez por la adición de más conectores en los Brackets.

Para la obtención de los periodos fundamentales de las estructuras en estudio, se consideraron aquellos periodos que tuviesen mayor masa participante, como se resume en la tabla 11.

MODELO	Periodo X (s)	Masa Participante X	Periodo Y (s)	Masa Participante Y	Periodo Z (s)	Masa Participante Z
RIGIDO	0.241	0.773	0.214	0.788	0.151	0.784
SEMI - FLEXIBLE	0.243	0.773	0.221	0.786	0.154	0.784
FLEXIBLE	0.267	0.803	0.242	0.702	0.165	0.768
FLEXIBLE MODIFICADO	0.249	0.802	0.235	0.674	0.156	0.716

Tabla 11: Resumen periodos y masas participantes Modelos en estudio (Elaboración Propia)

Como se presenta en la tabla 11, a medida que se incluyen las conexiones internas que presentan los paneles de CLT, las estructuras aumentan su periodo, lo que se traduce en una disminución de la rigidez. Es importante señalar que esta desconexión interna que se realiza en la estructura consiste en realizar una separación de los paneles en su modelación como máximo 1 cm. El Modelo Flexible Diseñado si bien aumenta su rigidez al incluir un mayor número de clavos este aumento sigue siendo menor a la del modelo Semi Flexible, puesto que su periodo natural aun es mayor, esto se traduce en que el Modelo adquiere mayor rigidez en las conexiones, pero aun es menor al valor que se le resta por la desconexión de los paneles.

4.1.2 Demanda de fuerza sobre conectores Metálicos

Como se ha mencionado anteriormente cada conector utilizado en los modelos geométricos toma diferentes valores de acuerdo a su rigidez. Esta rigidez es función directa de la cantidad de clavos (o tornillos, dependiendo del caso) que se utilicen.

Todos los análisis que se realizan a los conectores que se presenten en esta sección corresponden a las combinaciones de carga definidas como prioritarias para el análisis, que se encuentran destacadas en el apartado 3.6 tabla 9 dependiendo del eje en el cual se revise.

En el caso de los Hold-Down se verificará que la fuerza de tracción a la cual este sometido no supere un tercio de la fuerza máxima que se le asigne como propiedad.

Por el contrario, los brackets están sometidos tanto a fuerzas de tracción como de corte, para este análisis se verifica lo que se establece en NCh1198, como se muestra en la siguiente fórmula:

$$\left(\frac{P_T}{Q_T}\right)^2 + \left(\frac{P_V}{Q_V}\right)^2 \leq 1$$

En donde:

P_T : Solicitación en Tracción

Q_T : Capacidad en Tracción

P_V : Solicitación en Corte

Q_V : Capacidad en Corte

Es en este apartado en donde se descubrió la necesidad de incluir un nuevo modelo, que se le adicionara una mayor rigidez al modelo flexible, puesto que la relación entre solicitación y capacidad de los brackets en el modelo Flexible se encontraba triplicada.

Las figuras 20 y 21 muestran la demanda de esfuerzos sobre todos los Hold-Down utilizados en todos los modelos en análisis, la primera figura hace referencia a estos conectores ubicados en el eje X y la segunda a los presentes en el eje Y.

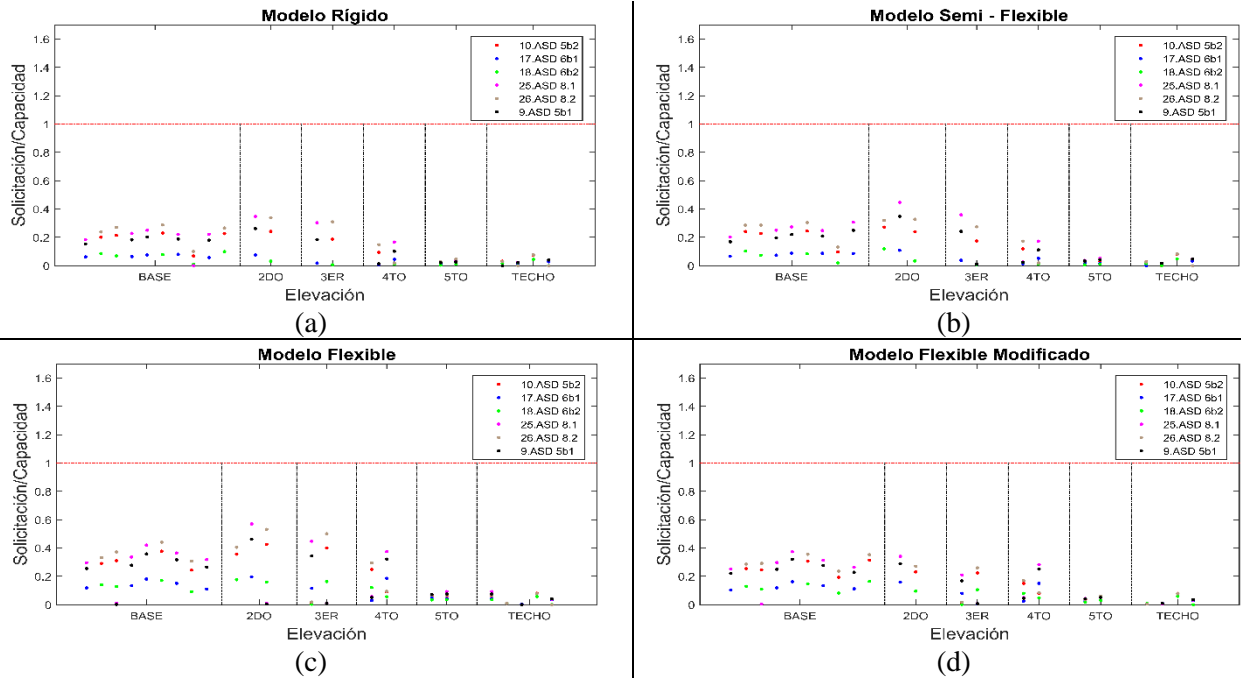


Figura 20: Relación Solicitación vs Capacidad Hold Down eje X, (a) Modelo Rígido, (b) Modelo Semi-Flexible, (c) Modelo Flexible y (d) Modelo Flexible Modificado (Elaboración Propia)

Como se logra apreciar en la figura X, la demanda sobre los Hold-Down ubicados en el eje X en ninguno de los modelos en estudio supera el 60% de su capacidad, siendo el Modelo que presenta mayores relaciones de solicitud/capacidad el modelo flexible, esto se debe a que es el que presenta mayores desconexiones en los paneles sin la modificación en la cantidad de conectores a utilizar.

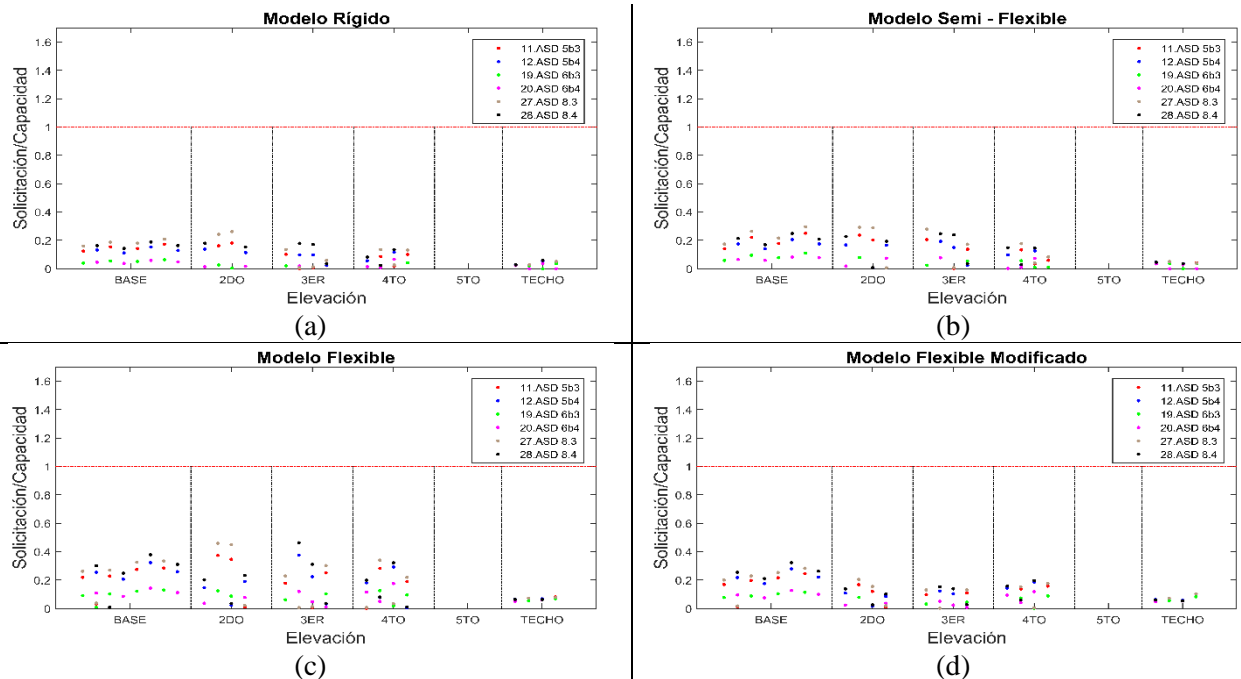


Figura 21: Relación Solicitación vs Capacidad Hold Down eje Y, (a) Modelo Rígido, (b) Modelo Semi-Flexible, (c) Modelo Flexible y (d) Modelo Flexible Modificado (Elaboración Propia)

Misma situación se presenta en la figura 21, correspondiente a la solicitud/Capacidad de los Hold-Down en el eje Y, en donde ninguno de los conectores se encuentra con una solicitud mayor al 60%. Además, como se logra apreciar en los gráficos, por configuración arquitectónica el quinto piso (techo del cuarto-losa del quinto) no presenta conectores, puesto que es de los denominados paneles largos de 4,8 m. esto produce un aumento de las solicitudes sobre los conectores del cuarto piso.

A continuación, se muestra la relación entre de esfuerzos que se produce en los brackets. Como se puede apreciar tanto en la figura 22 como en la figura 23, la relación que existe entre la solicitud y la capacidad de los conectores se cumple de manera satisfactoria para el modelo rígido, que es el utilizado en primera instancia para fijar la ubicación, cantidad de conectores y cantidad de clavos que se utilizan para los futuros análisis.

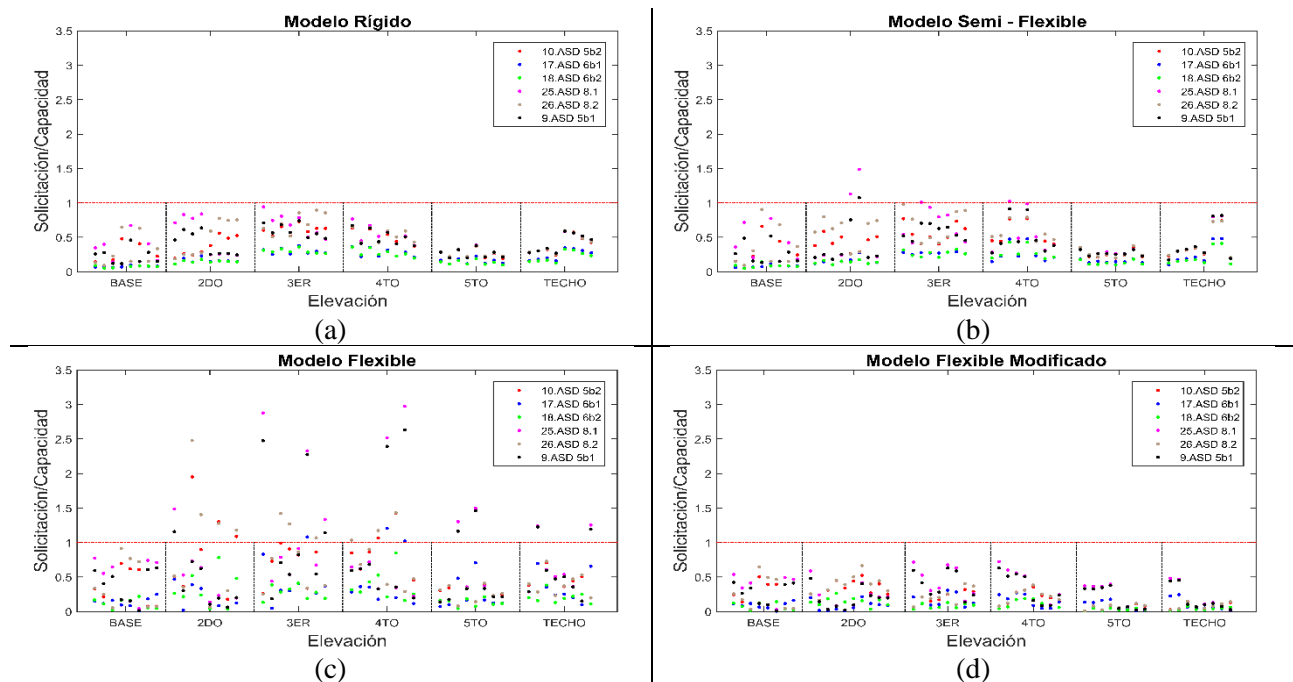


Figura 22: Relación Solicitud vs Capacidad Angle Bracket eje X, (a) Modelo Rígido, (b) Modelo Semi-Flexible, (c) Modelo Flexible y (d) Modelo Flexible Modificado (Elaboración Propia)

La figura 22 muestra la relación de esfuerzos que ocurren en el eje X, como se puede apreciar se cumple para el modelo rígido, sin embargo, ya en el modelo Semi-Flexible existen algunos conectores que no cumplen con la solicitud a la cual están sometidos. Adicional a esto, esta relación casi se triplica en el Modelo Flexible (alcanza una relación de 2,9) en el tercer nivel, esto se puede asociar a

la pérdida de rigidez que alcanza la estructura debido a la inclusión de los tornillos que modelan la conexión entre los paneles sumado a la disminución de la escuadría de los muros, pasando de uno de 5 capas a uno de 3.

Para el caso de los conectores ubicados en el Eje Y (Figura 23), se mantiene la misma tendencia mostrada anteriormente, en donde los modelos que presentan mayor rigidez cumplen con las solicitaciones a las cuales están sometidos, sin embargo, mientras se realiza una modelación más representativa de todas las conexiones de la estructura las solicitaciones tienden a superar la capacidad de los conectores.

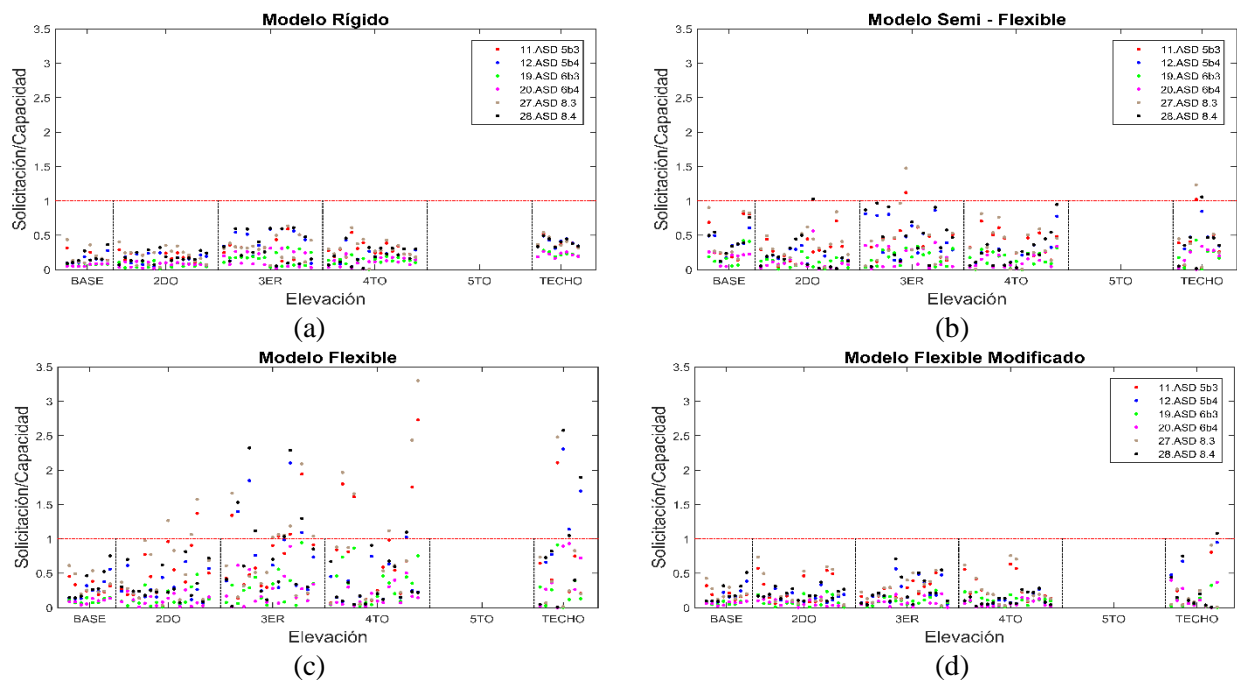


Figura 23: Relación Solicitación vs Capacidad Angle Bracket eje Y, (a) Modelo Rígido, (b) Modelo Semi-Flexible, (c) Modelo Flexible y (d) Modelo Flexible Modificado (Elaboración Propia)

En las cuatro figuras que se presentan en esta sección (4.1.2) se muestra la relación de esfuerzos que se presentan en los modelos en estudio, a medida que se va flexibilizando se presentan mayores solicitaciones sobre los conectores, sin embargo, este aumento en la solicitación queda evidenciado de manera más significativa en los Brackets, en donde al pasar de un modelo rígido, con todas las relaciones menores a 1, cambia a un modelo flexible en donde las relaciones de solicitación/capacidad alcanzan valores cercanos al 3,3.

Lo anteriormente expuesto demuestra que una modelación simplificada de la estructura (Modelo Rígido) no representa necesariamente un diseño más conservador, puesto que al llevar la estructura a modelaciones más cercanas a la realidad (Modelo Flexible) las solicitaciones sobre los conectores tienden a ser superiores.

4.1.3 Drift de piso

Se define como drift de entrepiso a la división entre la diferencia de desplazamientos de dos niveles consecutivos de la estructura entre la altura de dicho entrepiso. Según se establece en NCh433 of 96 este desplazamiento, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002. Adicional a esto, se debe considerar el desplazamiento relativo máximo medido en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, el cual no debe exceder en más de un 0,001 por la altura entrepiso al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas.

En la actualidad, en Chile no existe un valor diferenciador de drift para los distintos sistemas constructivos que se utilizan en la industria, esto quiere decir que las construcciones en madera deben cumplir con los mismos estándares de exigencia que se plantean otros sistemas constructivos de menor flexibilidad, tales como el hormigón armado o albañilería. En países como E.E.U.U., donde la edificación en madera está más consolidada, los edificios de marco ligero son permitidos a una deriva elástica de un 0.5% (Dolan et al, 2008).

La figura 24 muestra los drift que fueron calculados para las combinaciones de carga que actúan sobre el Eje X, en el caso de los modelos Rígido y Semi-Flexible se puede apreciar que logra cumplir con lo que se establece en la normativa, a excepción de la combinación que incluye el 60% de la carga muerta, que no cumple en el último modelo mencionado.

En los modelos que presentan mayores niveles de detalles en su modelación se puede apreciar que no se cumple con lo que se establece en la normativa y que los mayores niveles de drift se concentran en el segundo nivel que es donde efectivamente para el eje X en la elevación frontal aparece el primer muro de doble altura.

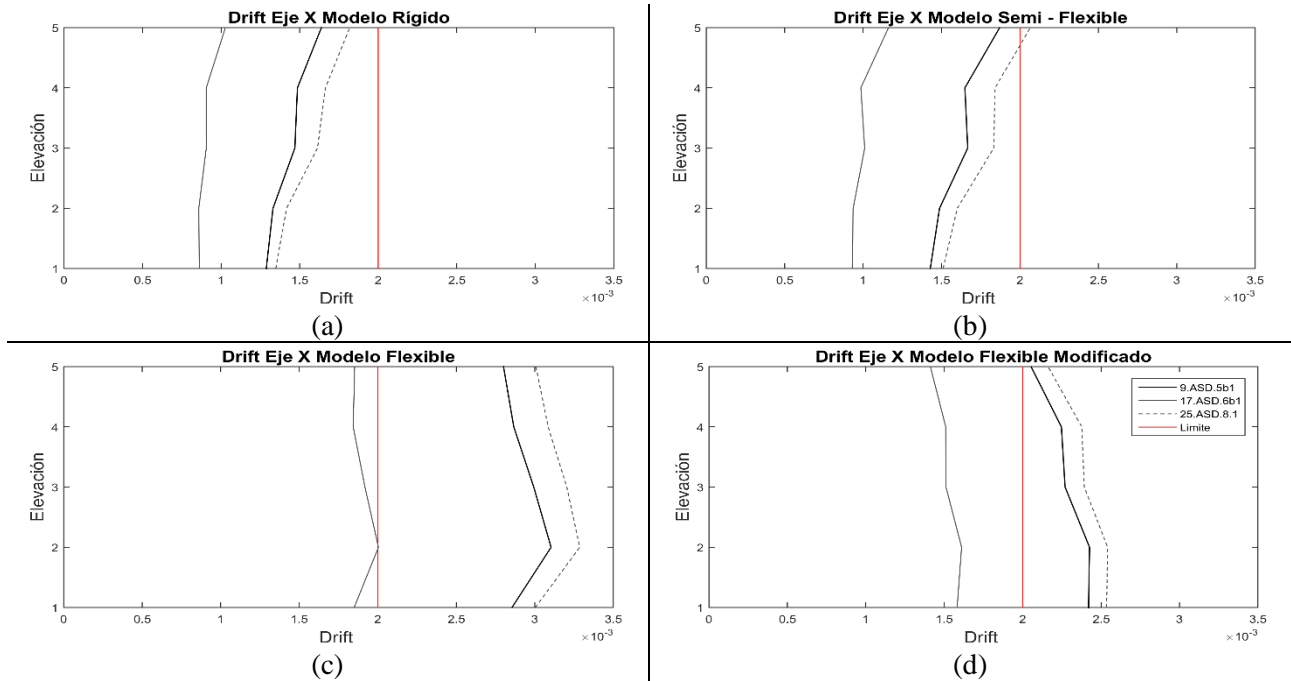


Figura 24: Drift Relativo Eje X, (a) Modelo Rígido, (b) Modelo Semi-Flexible, (c) Modelo Flexible y (d) Modelo Flexible Modificado (Elaboración Propia)

La figura 25, muestra los niveles de drift que fueron calculados para las combinaciones de carga que actúan sobre el Eje Y, al igual que en la figura 24 se logra apreciar que en el Modelo Rígido se cumple con lo que se establece en la Normativa en cuanto a las limitaciones del desplazamiento relativo de entrepiso.

Adicional a esto, se logra observar un nivel máximo de drift en el tercer nivel, lo que se asocia directamente con el cambio en la escuadría de los muros que se utilizan, pasando de uno de 5 capas a uno de 3 capas.

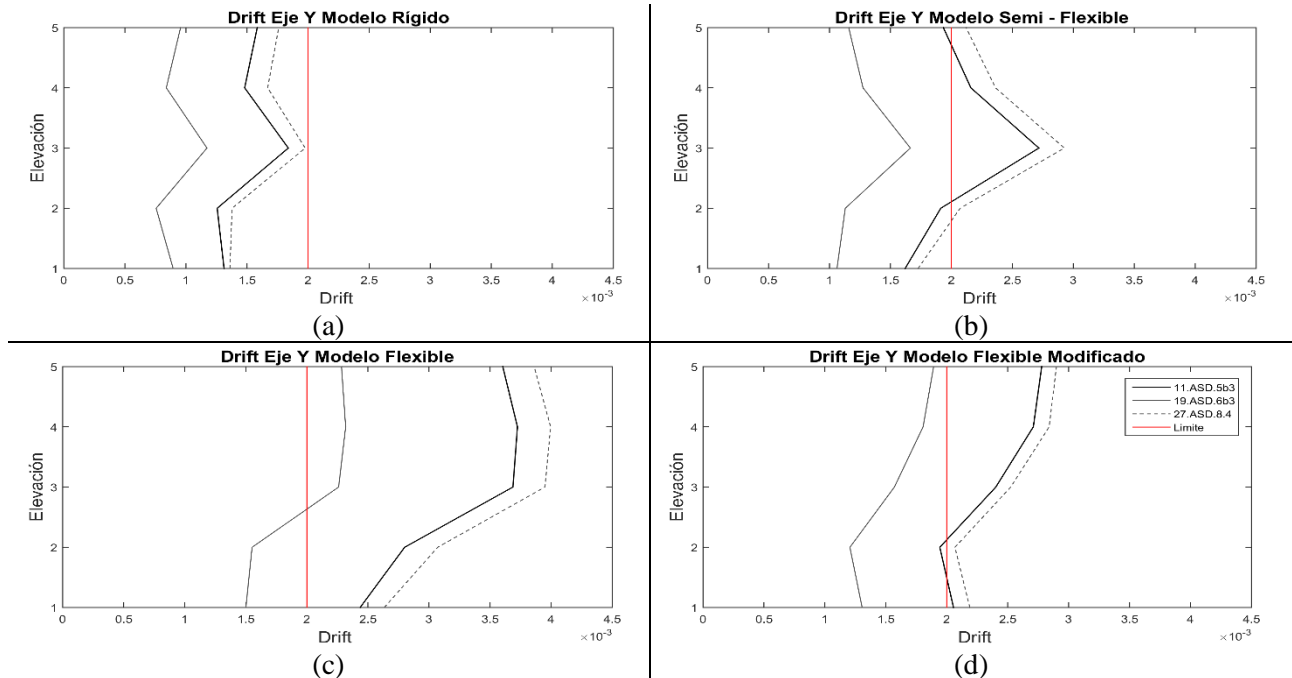


Figura 25: Drift Relativo eje Y, (a) Modelo Rígido, (b) Modelo Semi-Flexible, (c) Modelo Flexible y (d) Modelo Flexible Modificado (Elaboración Propia)

Tanto en la figura 24 y 25, se logra visualizar que, si bien el Modelo Flexible Modificado logra reducir los valores de drift que se presentan en el Modelo Flexible, este aun no cumple con lo que se establece en la normativa. Como se puede apreciar en ambas figuras, los mayores desplazamientos relativos se encuentran en el Eje Y, esto se explica por la estructuración que tiene el edificio, contando el Eje X con la mayor cantidad de muros de doble altura, lo que aporta mayor rigidez a este eje, en consecuencia, se deforma menos que el eje Y.

Como se mencionó anteriormente, NCh433 of 96 hace referencia a valores limites que no se deben superar en cualquier punto de la planta, que dependen directamente del valor obtenido para la combinación en estudio. Por esto, a continuación, en la figura 25 y 26 se presentan estos análisis realizados tanto para las combinaciones que actúan en el Eje X y Eje Y, adicional a esto se incluyen los valores negativos de las mismas combinaciones.

El punto de análisis que se tomó como referencia para llevar a cabo los análisis es el que se presenta en la esquina de la planta relativo a cada dirección de análisis.

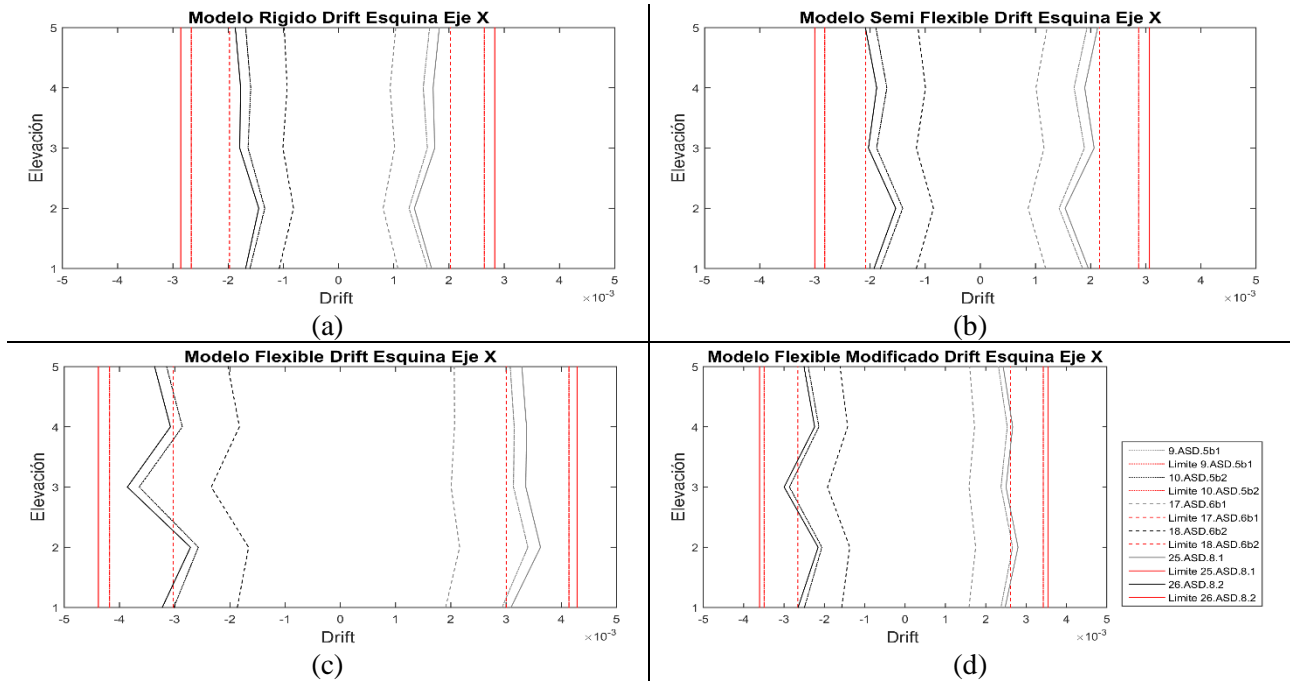


Figura 26: Drift Esquina eje X, (a) Modelo Rígido, (b) Modelo Semi-Flexible, (c) Modelo Flexible y (d) Modelo Flexible Modificado (Elaboración Propia)

Como se aprecia tanto en la figura 26 como en 27, para cada combinación en estudio se fija un límite que es igual al desplazamiento máximo que alcanzó el punto ubicado en el centro de masas más un 0.001, En todos los modelos en estudio la estructura no sufre de grandes rotaciones, por lo cual cumple con lo que se establece en este punto de la normativa.

Que todos los modelos cumplan con lo establecido previamente, se puede asociar a que la estructuración del edificio permite que no existan grandes excentricidades por nivel, además que los modelos ya han alcanzado grandes desplazamientos laterales por lo cual al fijar los límites que plantea la normativa estos son bastante holgados y no presentan mayores problemas para la estructura a pesar de la flexibilización a la cual se va sometiendo cada modelo.

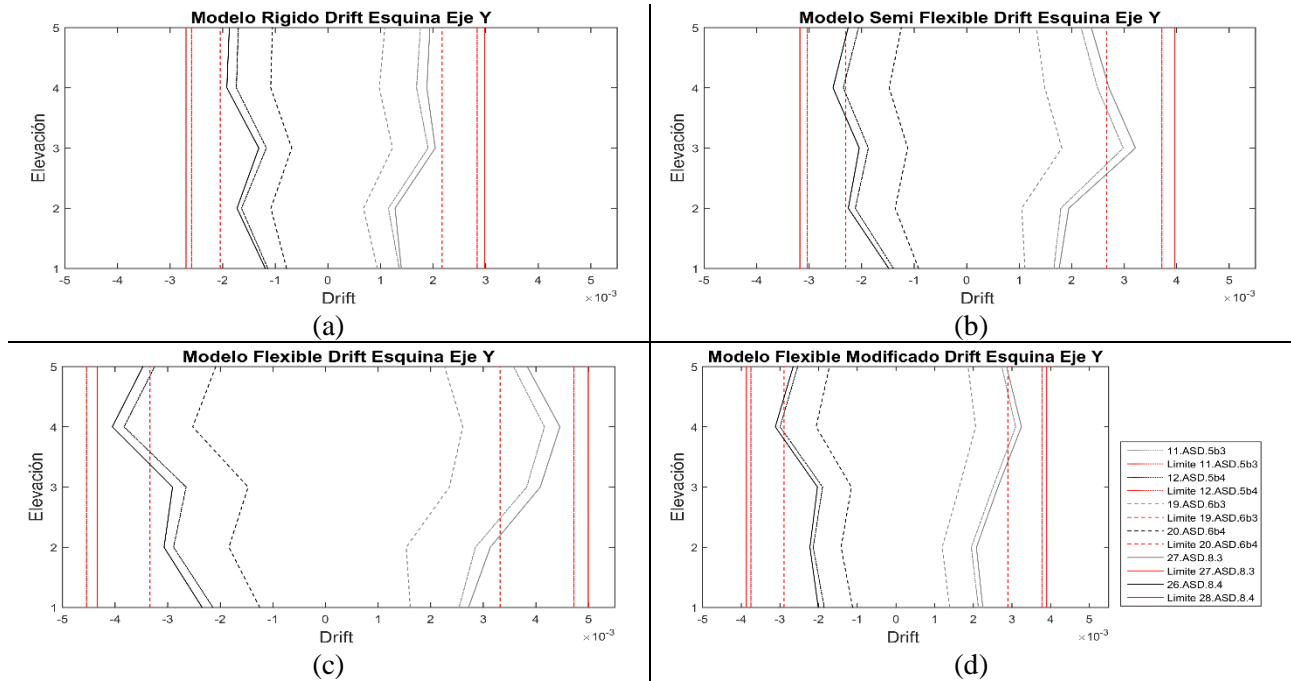


Figura 27: Drift Esquina eje Y, (a) Modelo Rígido, (b) Modelo Semi-Flexible, (c) Modelo Flexible y (d) Modelo Flexible Modificado (Elaboración Propia)

4.1.4 Análisis Estático no-lineal: Carga lateral (Pushover)

Como se mencionó en el punto 3.6 se realiza un análisis de carga lateral, que nos permite obtener una curva de capacidad de la estructura, que nos relaciona el nivel de drift con el factor de carga lateral al cual está sometida la estructura. Para realizar este análisis se utilizaron las fuerzas sísmicas calculadas mediante NCh433 of 96, actuando sobre el centro de gravedad de cada nivel, teniendo como control de desplazamiento el centro de gravedad del ultimo nivel.

Los gráficos que se presentan en esta sección fueron limitados luego de alcanzar su capacidad máxima, este límite que se impone es del 80% de la máxima capacidad alcanzada. Esto se realiza con la finalidad de presentar los gráficos más representativos del comportamiento de la estructura. A cada curva de capacidad de la estructura se le calculó su punto de fluencia realizando una intersección de una curva bilineal idealizada entre el rango lineal y rango plástico de la edificación.

La figura 28 muestra la comparativa de los cuatro modelos en estudios tanto en dirección X como Y, en ella se puede apreciar que a medida que el modelo va flexibilizando tiende a sufrir mayores niveles de drift, aumenta su ductilidad, pasando de 1,93 hasta llegar a 2,4 en el Eje X. Esto se contrapone a

si se compara el caso de la sobre-resistencia que presenta la estructura en donde se pasa de 4,62 a 4,18 en el mismo Eje X.

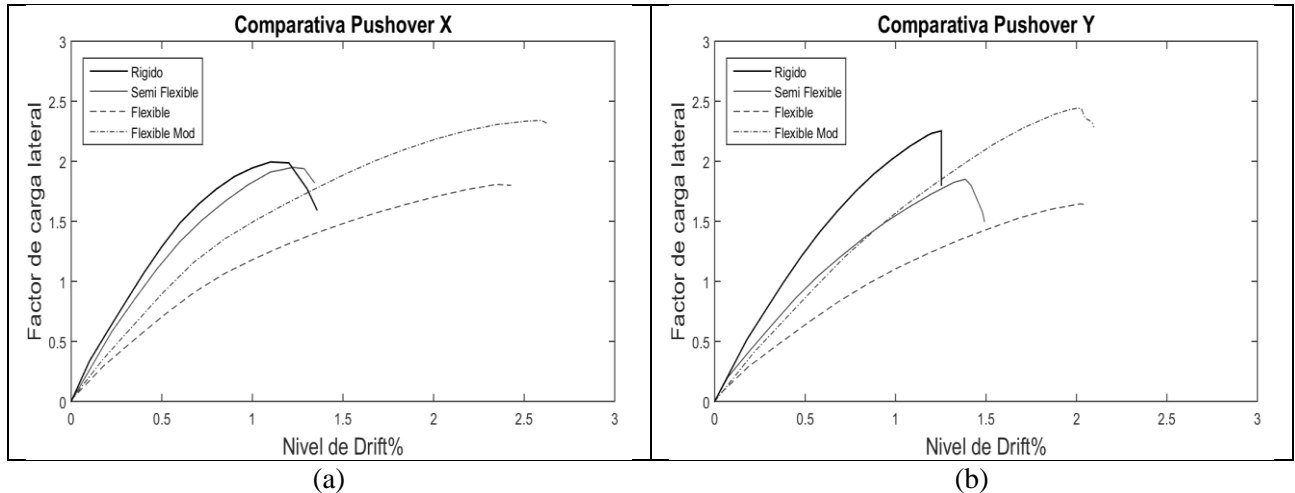


Figura 28: Comparativa Pushover (a) Eje X (b) Eje Y (Elaboración propia)

Las tablas 12 y 13 presentan un resumen de los Pushover realizados a los 4 modelos, para el eje X y Eje Y respectivamente.

TABLA RESUMEN, PUSHOVER EN DIRECCIÓN X				
	Modelo			
	RIGIDO	SEMI - FLEXIBLE	FLEXIBLE	FLEXIBLE MODIFICADO
Ductilidad	1.93	2.24	2.40	2.38
Sobre Resistencia	4.62	4.51	4.18	5.42

Tabla 12: Resumen Pushover dirección X (Elaboración propia)

TABLA RESUMEN, PUSHOVER EN DIRECCIÓN Y				
	Modelo			
	RIGIDO	SEMI - FLEXIBLE	FLEXIBLE	FLEXIBLE MODIFICADO
Ductilidad	1.85	2.14	2.02	1.72
Sobre Resistencia	5.22	4.29	3.81	5.65

Tabla 13: Resumen Pushover dirección Y (Elaboración Propia)

Como se puede apreciar en las tablas 12 y 13, a medida que se va llevando la modelación más cercana a la realidad la estructura tiende a perder sobre-Resistencia, pero gana ductilidad, se destaca el caso del modelo Flexible Modificado, el cual sufre un gran aumento en su sobre-Resistencia en comparación con el modelo Flexible, de 4,18 a 5,42 y 3,81 a 5,6 en los ejes X e Y respectivamente.

A continuación, se realizó un análisis que permitiese comparar en qué nivel de drift se encontraba cada modelo para los cuatro puntos que fueron definidos como los más importantes en el análisis (Asociado al corte basal, Fluencia, capacidad Máxima y rotura), en función de la elevación presente.

Como se puede apreciar en la figura 29, en el caso del eje X, los máximos drift se alcanzan en el segundo nivel, es aquí en donde se da un cambio en la estructura, puesto que por definición arquitectónica ahí comienza un muro de doble altura.

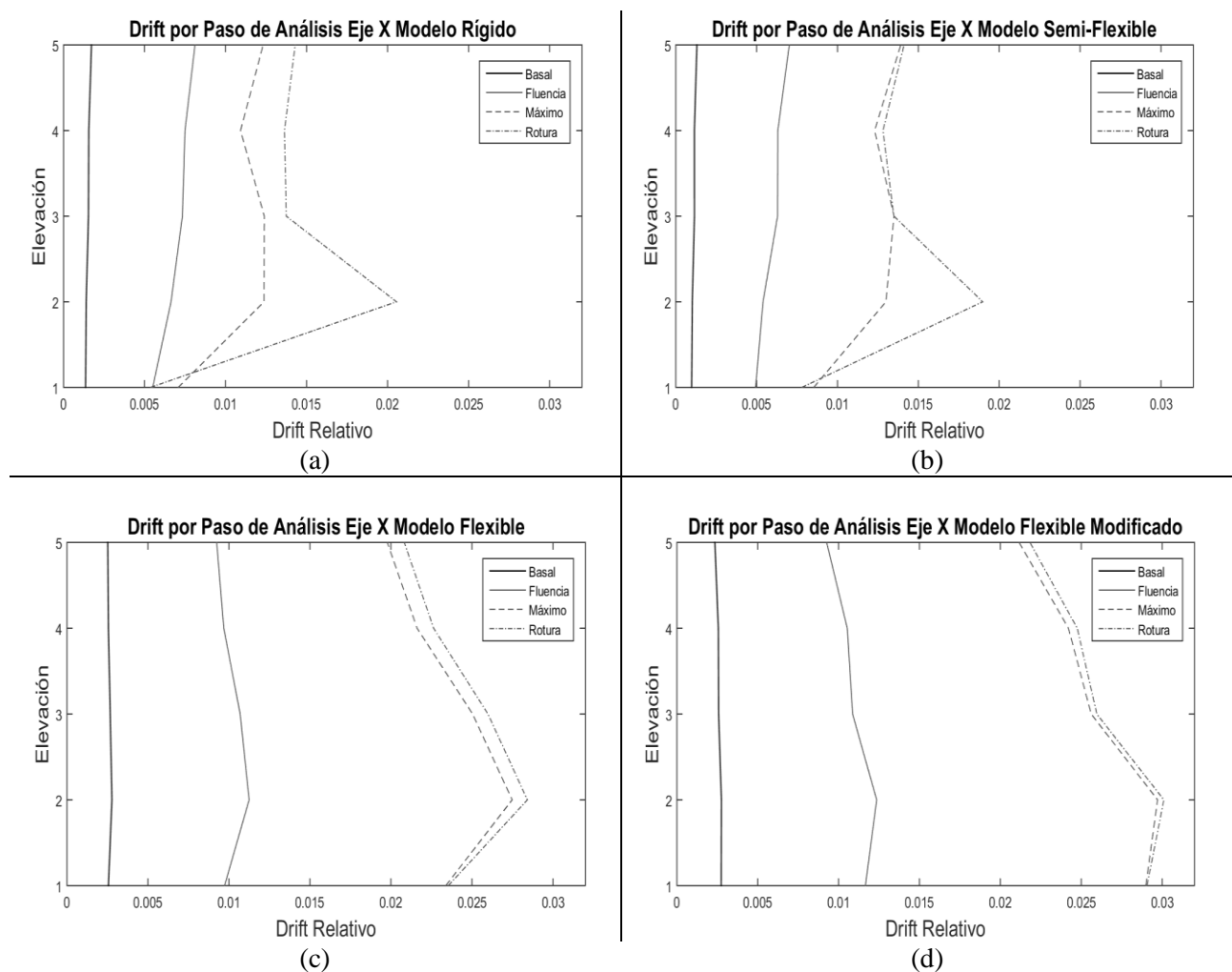


Figura 29: Niveles de drift para cada paso en Pushover eje X, (a) Modelo Rígido, (b) Modelo Semi-Flexible, (c) Modelo Flexible y (d) Modelo Flexible Modificado (Elaboración Propia)

En la figura 29 se muestran los niveles de drift alcanzados para los puntos definidos más importantes correspondientes al eje Y. Como se aprecia en la figura comparativa, los máximo niveles siempre son alcanzados en el tercer nivel y el mayor nivel de drift se alcanza en el modelo flexible. Esto se debe principalmente al cambio de escuadría que se produce en este nivel y, además, a que en el modelo flexible se presenta como el más cercano a la realidad en cuanto a su modelación y no presenta modificaciones en cuanto a la cantidad de clavos ni conectores a utilizar, como se presenta en el Modelo Flexible Modificado.

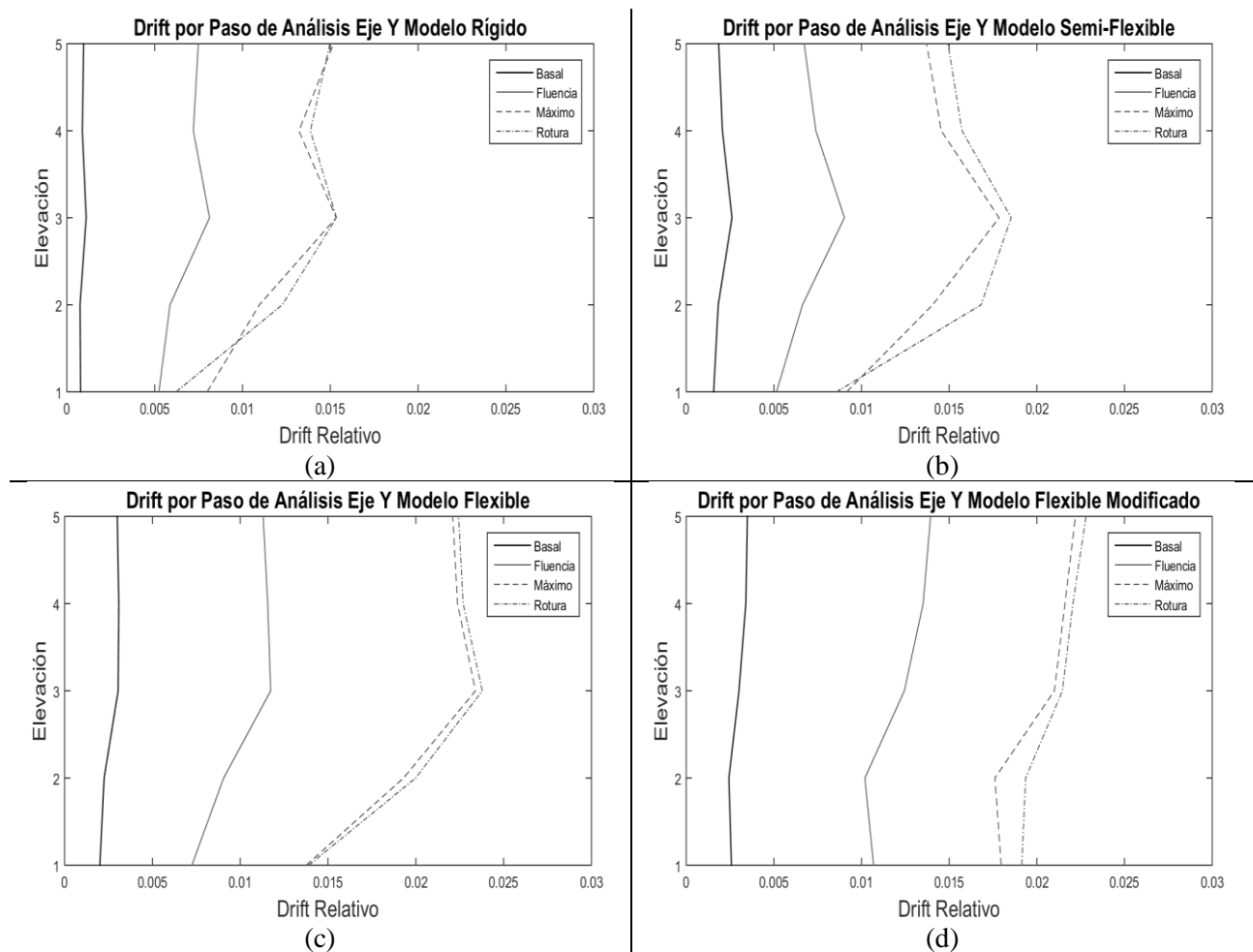


Figura 30: Niveles de drift para cada paso en Pushover eje Y, (a) Modelo Rígido, (b) Modelo Semi-Flexible, (c) Modelo Flexible y (d) Modelo Flexible Modificado (Elaboración Propia)

Tanto la figura 29 como 30 muestran la deformada de toda y la elevación en donde se concentran el mayor nivel de daño sobre la estructura. Idealmente se debiese presentar una distribución homogénea del daño que se va produciendo a diferente altura en la estructura, esto es indicador certero de una buena estructuración, sin embargo, en todos los casos en análisis el máximo desplazamiento relativo

se concentra en las elevaciones 2 y 3, que es precisamente en donde se ubican los muros de doble altura y la disminución en la esquadría de los muros. Estos detalles arquitectónicos son los que producen mayores deformaciones en los cuatro modelos en análisis.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

En esta investigación se analizó la respuesta estructural de un prototipo experimental de una edificación de mediana altura de paneles de madera contralaminada, mediante el desarrollo de modelos numéricos.

Para lograr cumplir con esto se sintetizó el estado del arte de los casos existentes de estudios de estructuras de madera que se hayan sometidos a análisis estructurales, específicamente utilizando paneles de CLT. Si bien el sistema de Madera contralaminada se comienza a desarrollar en la década de los 90, en la actualidad no existen estudios que representen la realidad chilena en cuanto a las posibles respuestas estructurales que tendrían estas estructuras construidas en base a estos paneles. En las investigaciones que se han realizado en el extranjero, la mayoría de estas apuntan a estudiar el comportamiento específico de ciertas partes del sistema estructural, ya sea muros, uniones a tracción, uniones a corte, etc. Pero no existen variadas investigaciones que estudien el comportamiento estructural global.

La estructura prototipo que se utiliza en esta investigación está compuesta por paneles de CLT de 5 capas para las losas, 3 y 5 capas para los muros perimetrales. Este cambio en la sección de los muros se produce a partir del tercer nivel. Debido a esta reducción de la esquadría es que este nivel es sumamente relevante en los análisis realizados. Adicional a esto, por motivos de fabricación se consideran dos medidas diferentes de paneles, 1,2x2,4 m y 0,8x4,8 m estos últimos son denominados paneles de doble altura. El edificio cuenta con un área en planta aproximada de 25 m² y cinco niveles. Esta estructura se encuentra sometida a diferentes solicitaciones, tanto de sobrecarga, viento y sismo, según se establece en las correspondientes normativas chilenas.

El modelo estructural se genera y analiza utilizando el software SAP2000, el cual nos permite realizar la inclusión de diferentes elementos tipo links, con las propiedades mecánicas que presentarán los conectores metálicos que se utilizarán. Las propiedades mecánicas que se utilizan en los conectores de tipo Hold-Down y Angle Bracket se obtienen de una relación directa que existe entre el número de clavos que se utilizan y la rigidez global del conector. Al definir estas propiedades se genera luego

un modelo estructural basado en un modelo rígido, que nos define cantidad de conectores, clavos a utilizar y ubicación de cada uno de ellos.

A partir del modelo estructural generado se crean 2 nuevos modelos con las mismas propiedades mecánicas, en donde su principal diferencia fue el generar diversas subdivisiones en los muros perimetrales de acuerdo a las limitantes de fabricación, esto se establece con la finalidad de presentar un modelamiento con mayores detalles e intentar replicar de manera más fidedigna el posible comportamiento de la estructura.

Los 3 modelos, Rígido, semi-Flexible y flexible poseen misma cantidad de conectores y ubicación de cada uno de ellos, es por esto que se pueden generar comparaciones entre ellos. Los análisis que se llevan a cabo establecen que al pasar de un modelo Rígido a uno flexible se generan aumentos del periodo natural de la estructura de 0,24 s a 0,26 s en el eje X y de 0,21 s a 0,24 s en el Eje Y, lo que se traduce en un aumento en promedio de un 12% sólo al considerar las conexiones internas.

La relación de esfuerzos que se produce en el los hold-down de los diferentes modelos no supera un tercio de la capacidad máxima que se le asignó como propiedad, 24.11 kN, esto se logra explicar por la gran influencia que tiene dentro del modelo los conectores tipo Angle Bracket.

La rigidez presente en los Angle Brackets disminuye en altura debido a la menor demanda sísmica que existe, esto se representa con una menor cantidad de clavos a utilizar, pasando de 19,06 kN/mm a 5,72 kN/mm en tracción y 12,03 kN/mm a 3,61 kN/mm en corte, representando una disminución de 40 a 12 clavos. La relación de esfuerzos que se produce en estos conectores pasan de todas ser menores a 1 en el modelo Rígido a encontrar valores de 2,9 y 3,3 en los ejes X e Y respectivamente, en el modelo flexible. Es por esto que se genera un cuarto modelo que modifica la cantidad de conectores y la rigidez presente en cada uno de ellos, con la finalidad de cumplir con esta relación de esfuerzos. Este modelo Flexible modificado igual disminuye la rigidez de los bracket en altura, pasando de 39,52 kN/mm a 14,5 kN/mm en tracción y 16,39 kN/mm a 9,02 kN/mm en corte, pasando de 50 a 30 clavos a utilizar. La inclusión de este modelo permite un cumplimiento de la relación de esfuerzos para solicitaciones vs capacidad del conector.

La verificación de los drift presentes en la estructura demuestran que la flexibilización de los muros perimetrales produce un aumento considerable de este parámetro, puesto que en el primer modelo

generado se cumple con lo que establece en la normativa de alcanzar un valor menor al 0,002 por la altura de entrepiso. Sin embargo, en el modelo flexible se alcanzan drifts máximos de 0,00399 estos desplazamientos alcanzan sus peaks en los pisos donde se utilizan los muros de doble altura y en el tercer nivel, que es donde se reduce la esquadria de los muros. Adicional a la revisión de los desplazamientos laterales, se verifica que la estructura no presenta grandes rotaciones, puesto que todas cumplen el límite normativo de no superar el desplazamiento máximo alcanzado en el centro de gravedad más un 0,001 de la altura de entrepiso.

Finalmente se realiza un Análisis Estático no-lineal Carga lateral, a los ya cuatro modelos en comparación. A medida que el modelo se va flexibilizando tiende a perder sobre-resistencia pasando 4,62 a 4,18 considerando el eje X del modelo Rígido y flexible respectivamente. Esta disminución de la sobre-resistencia se contrapone con el aumento de la ductilidad que presenta la estructura, pasando de 1,93 a 2,4 considerando los mismos modelos y ejes.

El lograr comparar estos parámetros de interés, tanto periodo, demanda de esfuerzos sobre conectores, drift de entrepiso y la curva de capacidad en cada uno de los modelos generados, permite concluir que una modelación que no incluye las conexiones internas en los muros (Modelo Rígido) presenta simplificaciones que afectan directamente en los resultados que se obtienen, es decir, se puede tender a sobreestimar la importancia de la inclusión de estos parámetros, desencadenando en generar diseños estructurales que tendiesen a parecer óptimos, cuando en realidad se pueden encontrar, inclusive, triplicando su capacidad. Es por esto que la correcta caracterización de los conectores es vital para generar un correcto diseño puesto que son las que proveen de ductilidad a la estructura.

5.2 Recomendaciones

Se recomienda generar diversas investigaciones que tengan como foco central la caracterización de las propiedades mecánicas de los conectores, tanto los Hold-Down, Angle Brackets y los conectores que se utilizan en la unión de los diferentes paneles. Estas investigaciones debiesen tener como foco inicial el conocer el comportamiento de estos elementos frente a diversas cargas ya sea monotónicas o cíclicas en muros, losas y la unión entre ellos.

De igual forma, se plantea la necesidad de generar ensayos en escala 1:1 de estructuras completas, puesto que esto permitirá establecer diferentes parámetros y posibles respuestas reales que se puedan presentar y una vez que se establezcan estas definiciones se tendría la información necesaria para generar nuevos modelos numéricos que entreguen la facilidad de cambiar las propiedades mecánicas tanto de los conectores como los paneles y así generar diseños estructurales acordes a lo que se establece en la normativa.

Finalmente, se recomienda establecer diferentes investigaciones que tengan como foco principal generar modificaciones en la actual Normativa de Diseño Sísmico de Edificios NCh433 of96, con la finalidad de establecer parámetros diferenciadores entre los sistemas de construcción tradicionales (acero, hormigón y albañilería) y los sistemas de construcción que tienen a la madera como actor principal.

6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Arango, S., Paz, A., & Duque, M. (2009). PROPUESTA METODOLÓGICA PARA LA EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UNA ESTANTERÍA METÁLICA. Revista EIA, Escuela De Ingeniería De Antioquia, Medellín (Colombia)., (1794-1237 Número 12),139-154. Retrieved from <http://www.scielo.org.co/pdf/eia/n12/n12a11.pdf>

Benedetti, F., Rosales V., Opazo A. (2016). Cyclic testing and simulation of hold down connections in radiata pine clt shear walls. World conference on timber engineering, Vienna, Austria, August 22-25 2016

Casagrande et al., (2016). Experimental campaign for the mechanical characterization of connection systems in the seismic design of timber buildings. World conference on timber engineering, Vienna, Austria, August 22-25 2016

Follesa, M., Fragiaco M., Christovasillis I., Ceccotti A. (2013). Seismic design of multi-storey cross laminated timber buildings according to Eurocode 8. Ingegneria Sismica

FPIinnovations (2011). CLT Handbook: Cross-laminated timber. Edited by Sylvain Gagnon and Ciprian Pirvu. Library and Archives Canada Cataloguing in Publication, Quebec City, Canada.

Gavric, I., Fragiaco M., Ceccotti A. (2014). Cyclic behaviour of typical metal connectors for cross-laminated (CLT) structures. Rilem 2014

Hidalgo, R. (2017). Análisis del desempeño sísmico de una estructura de mediana altura de paneles de CLT. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental. Universidad Del Bío-Bío. Concepción.

Instituto nacional de normalización (INN). NCh 1198-2014: Madera – Construcción en madera – Cálculo. Santiago, INN Chile.

Instituto nacional de normalización (INN). NCh 1537-2009 Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso. Santiago, INN Chile.

Instituto nacional de normalización (INN). NCh 3171-2010 Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas. Santiago, INN Chile.

Instituto nacional de normalización (INN). NCh 432-1971 Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones. Santiago, INN Chile.

Instituto nacional de normalización (INN). NCh 433-2011: Diseño sísmico de edificios. Santiago, INN Chile.

Madera 21 (2018). Www.madera21.cl [Online]. http://www.madera21.cl/?page_id=2757 [20-07-2018]

Parra R., (2017). Comportamiento de unión muro-losa en aplicación de madera contra laminada de pino radiata. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental. Universidad Del Bío-Bío. Concepción.

Popovski M., Gavric I. (2015). Performance of a 2-Story CLT House Subjected to Lateral Loads
Rinaldin, G., Amadio C., Fragiaco M. (2013). A component for the hysteretic behaviour of connections in cross-laminated wooden structures.

Rinaldin, G., Fragiaco M. (2016). Non-linear simulation of shaking-table tests on 3- and 7-storey X-Lam timber buildings. ELSEVIER (2016)

Salazar, I., Sáez N. (2016). Propuesta de modelación y verificación estructural de elementos de CLT. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental. Universidad Del Bío-Bío. Concepción.

SAP2000, versión 20.0: Analysis reference manual. Computer and Structures Inc. 2017.

Schneider, J. et al. (2014). Damage Assessment of Connections Used in Cross-Laminated Timber Subject to Cyclic Loads. ASCE 2014

Schneider, J. et al. (2015). Assessment and comparison of experimental and numerical model studies of cross-laminated timber mechanical connections under cyclic loading. ELSEVIER 2015

Shen et al., (2013). Hysteresis behavior of bracket connection in cross-laminated-timber shear walls.

Simpson Strong-Tie (2018). www.strongtie.com. [online]

https://www.strongtie.com/holddownsandtensionties_coldformedsteelconstruction/s-ltt-s-dttandhtt_productgroup_cfs/p/s.ltt-s.dtt-and-htt [20-07-2018]

Simpson Strong-Tie (2018). www.strongtie.com. [online].

<https://www.strongtie.co.uk/products/detail/reinforced-angle-brackets-for-clt/968> [20-07-2018]

Tomasi, R., & Sartori, T. (2013). Mechanical behaviour of connections between wood framed shear walls and foundations under monotonic and cyclic load. *Construction and Building Materials*.

7. ANEXOS

Índice de Anexos

ANEXO A	55
ANEXO B	58
ANEXO C	63

ANEXO A

PROPIEDADES PANELES DE CLT

Muro CLT 5 Capas Madera Pino Radiata C16, Espesor 165 mm

$$E_0 = 7900 \text{ MPa}$$

$$E_{90} = E_0/30 = 264 \text{ MPa}$$

$$m = 5$$

$$K_3 = 1 - \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) * \frac{a_{m-2} - a_{m-4} + \dots \pm a_1}{a_m}$$

$$K_3 = 1 - \left(1 - \frac{264}{7900}\right) * \frac{99 - 33}{165} = 0,613$$

$$K_4 = \frac{E_{90}}{E_0} + \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) * \frac{a_{m-2} - a_{m-4} + \dots \pm a_1}{a_m}$$

$$K_4 = \frac{264}{7900} + \left(1 - \frac{264}{7900}\right) * \frac{99 - 33}{165} = 0,42$$

Por lo tanto, los nuevos módulos de elasticidad quedan como:

$$E_0 = 7900 * K_3 = 7900 * 0,613 = 4846 \text{ MPa}$$

$$E_{90} = 7900 * K_4 = 7900 * 0,42 = 3318 \text{ MPa}$$

$$G_0 = \frac{1}{16} * E_0 = \frac{1}{16} * 7900 = 493,75 \text{ MPa}$$

$$G_R = \frac{1}{10} * G_0 = \frac{1}{10} * 493,75 = 49,375 \text{ MPa}$$

Muro CLT 3 Capas Madera Pino Radiata C16, Espesor 99 mm

$$E_0 = 7900 \text{ MPa}$$

$$E_{90} = E_0/30 = 264 \text{ MPa}$$

$$m=3$$

$$K_3 = 1 - \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) * \frac{a_{m-2} - a_{m-4} + \dots \pm a_1}{a_m}$$

$$K_3 = 1 - \left(1 - \frac{264}{7900}\right) * \frac{33}{99} = 0,677$$

$$K_4 = \frac{E_{90}}{E_0} + \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) * \frac{a_{m-2} - a_{m-4} + \dots \pm a_1}{a_m}$$

$$K_4 = \frac{264}{7900} + \left(1 - \frac{264}{7900}\right) * \frac{33}{99} = 0,355$$

Por lo tanto, los nuevos módulos de elasticidad quedan como:

$$E_0 = 7900 * K_3 = 7900 * 0,677 = 5354,66 \text{ MPa}$$

$$E_{90} = 7900 * K_4 = 7900 * 0,355 = 2809,3 \text{ MPa}$$

$$G_0 = \frac{1}{16} * E_0 = \frac{1}{16} * 7900 = 493,75 \text{ MPa}$$

$$G_R = \frac{1}{10} * G_0 = \frac{1}{10} * 493,75 = 49,375 \text{ MPa}$$

Losa CLT 5 Capas Madera Pino Radiata C16, Espesor 165 mm

$$E_0 = 7900 \text{ MPa}$$

$$E_{90} = E_0/30 = 264 \text{ MPa}$$

$$m=5$$

$$K_1 = 1 - \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) * \frac{a^3_{m-2} - a^3_{m-4} + \dots \pm a^3_1}{a^3_m}$$

$$K_1 = 1 - \left(1 - \frac{264}{7900}\right) * \frac{99^3 - 33^3}{165^3} = 0,7989$$

$$K_2 = \frac{E_{90}}{E_0} + \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) * \frac{a^3_{m-2} - a^3_{m-4} + \dots \pm a^3_1}{a^3_m}$$

$$K_2 = \frac{264}{7900} + \left(1 - \frac{264}{7900}\right) * \frac{99^3 - 33^3}{165^3} = 0,2344$$

Por lo tanto, los nuevos módulos de elasticidad quedan como:

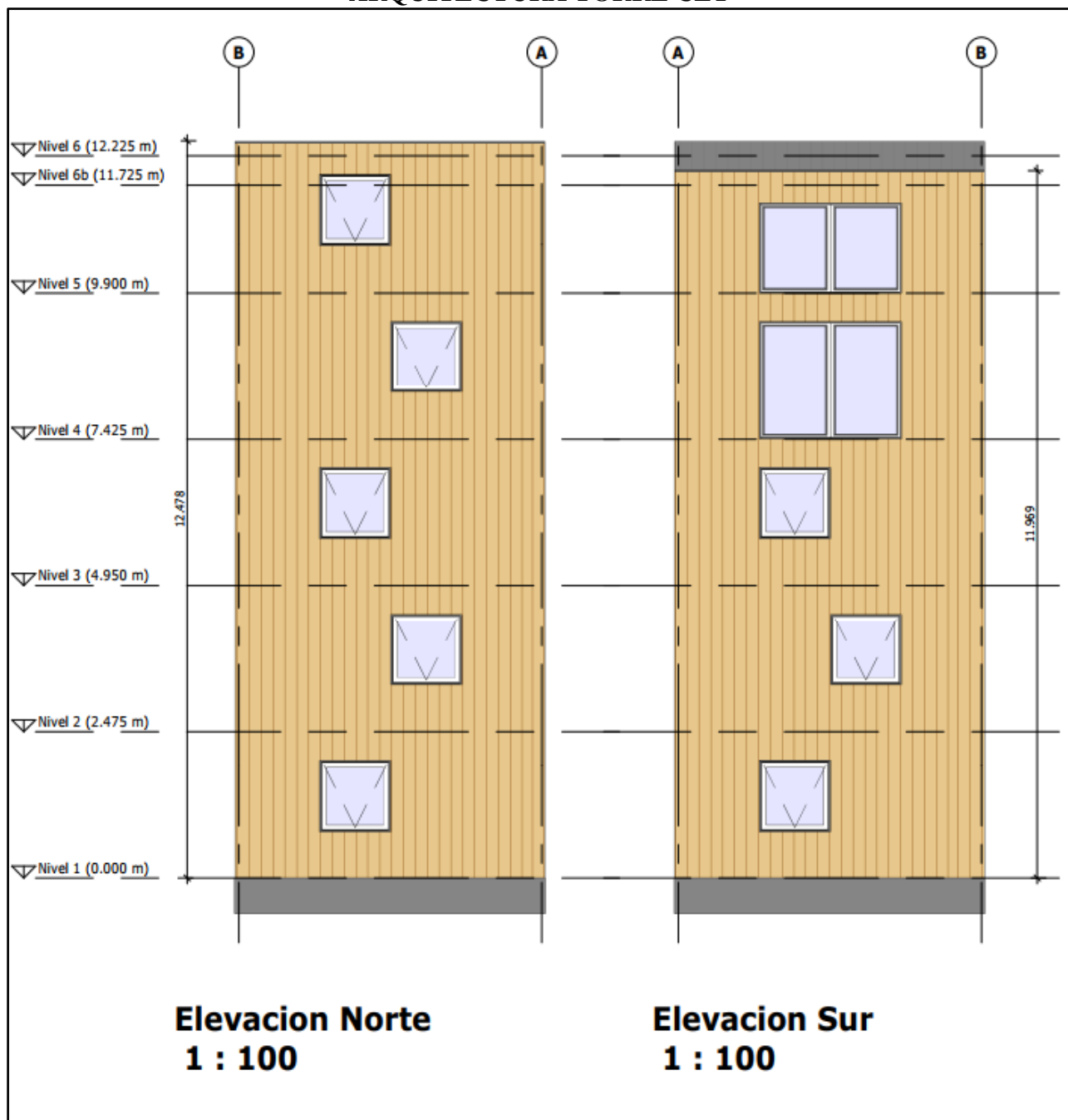
$$E_0 = 7900 * K_3 = 7900 * 0,7989 = 6311,71 \text{ MPa}$$

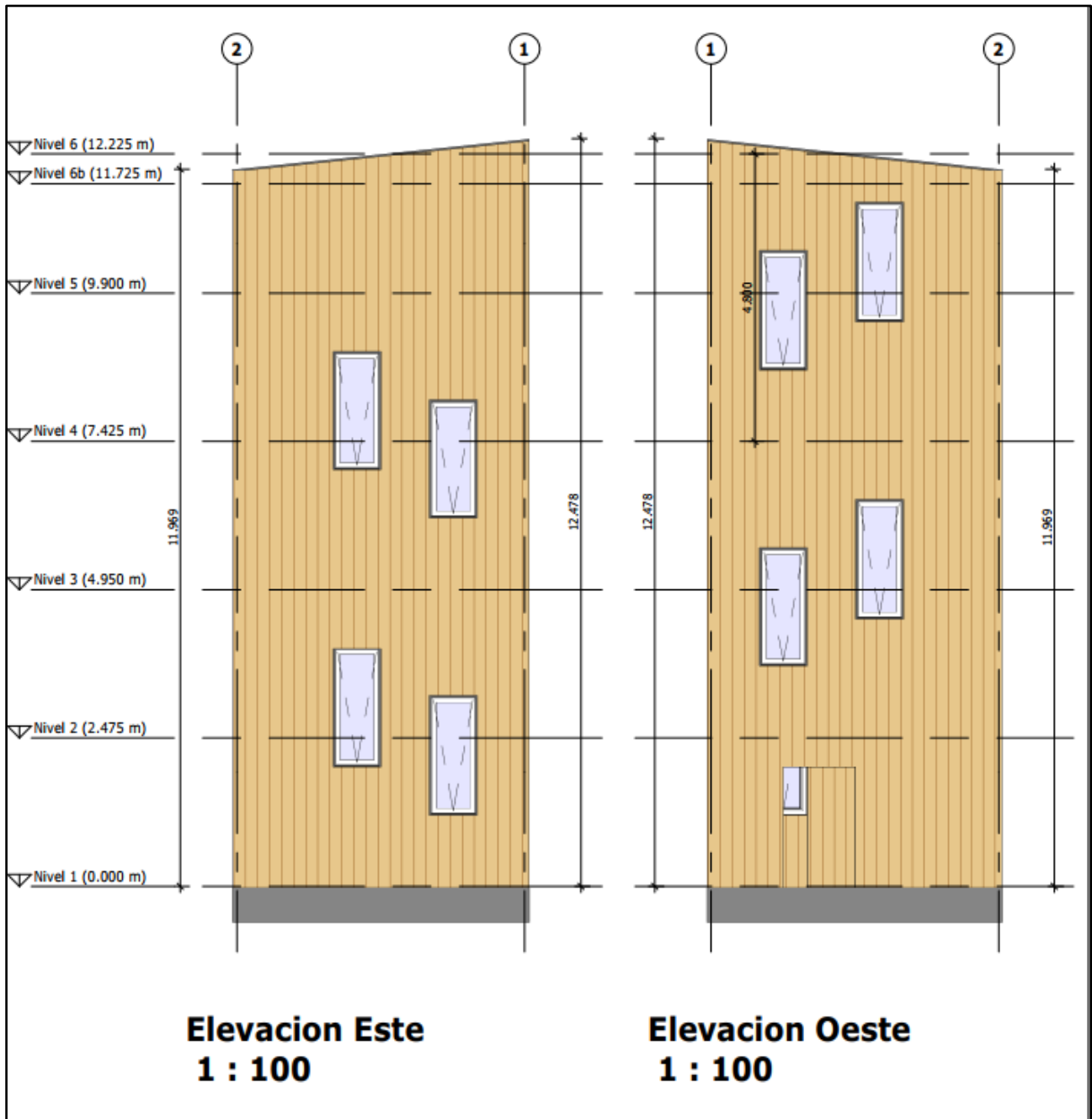
$$E_{90} = 7900 * K_4 = 7900 * 0,2344 = 1852,29 \text{ MPa}$$

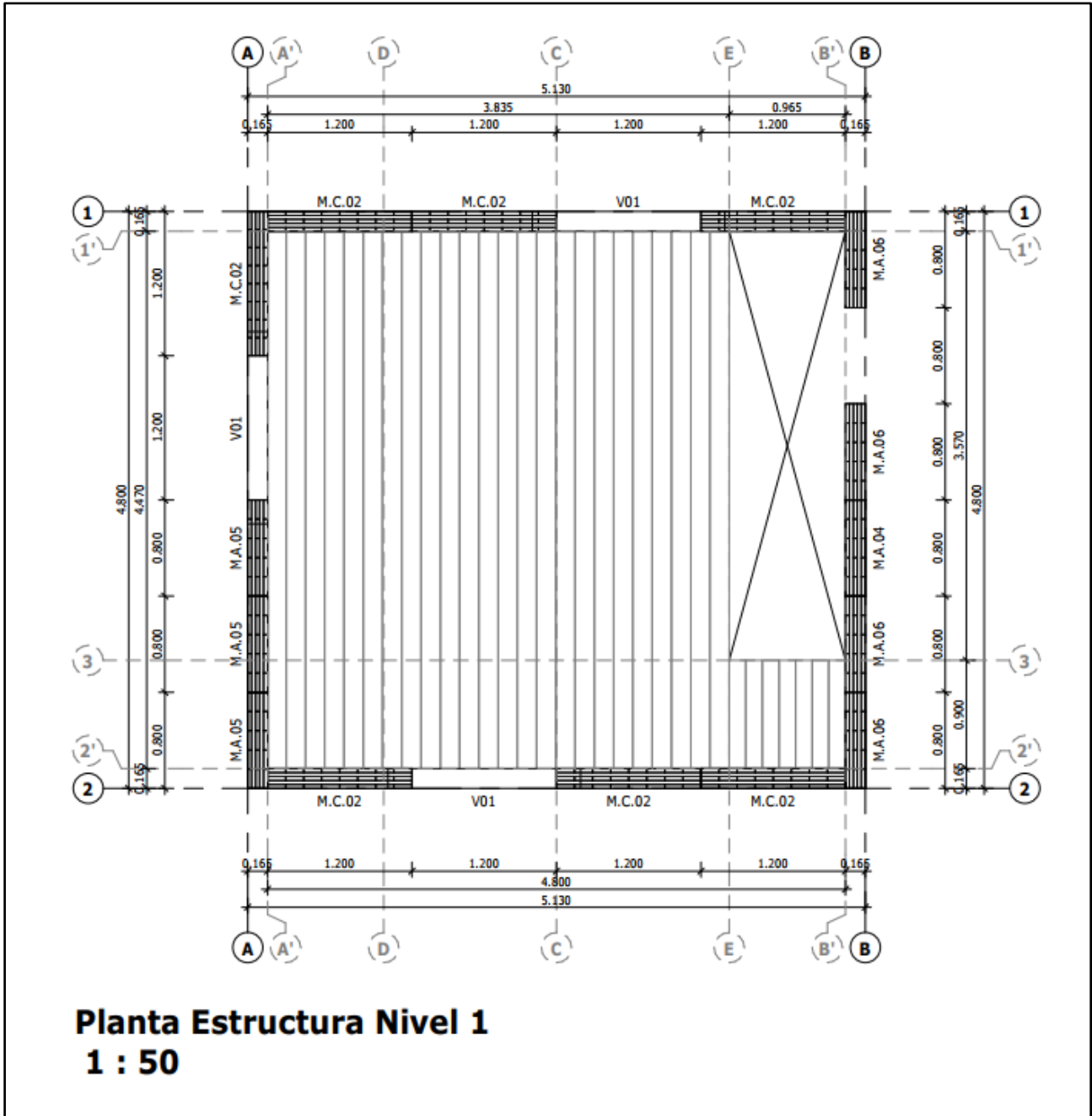
$$G_0 = \frac{1}{16} * E_0 = \frac{1}{16} * 7900 = 493,75 \text{ MPa}$$

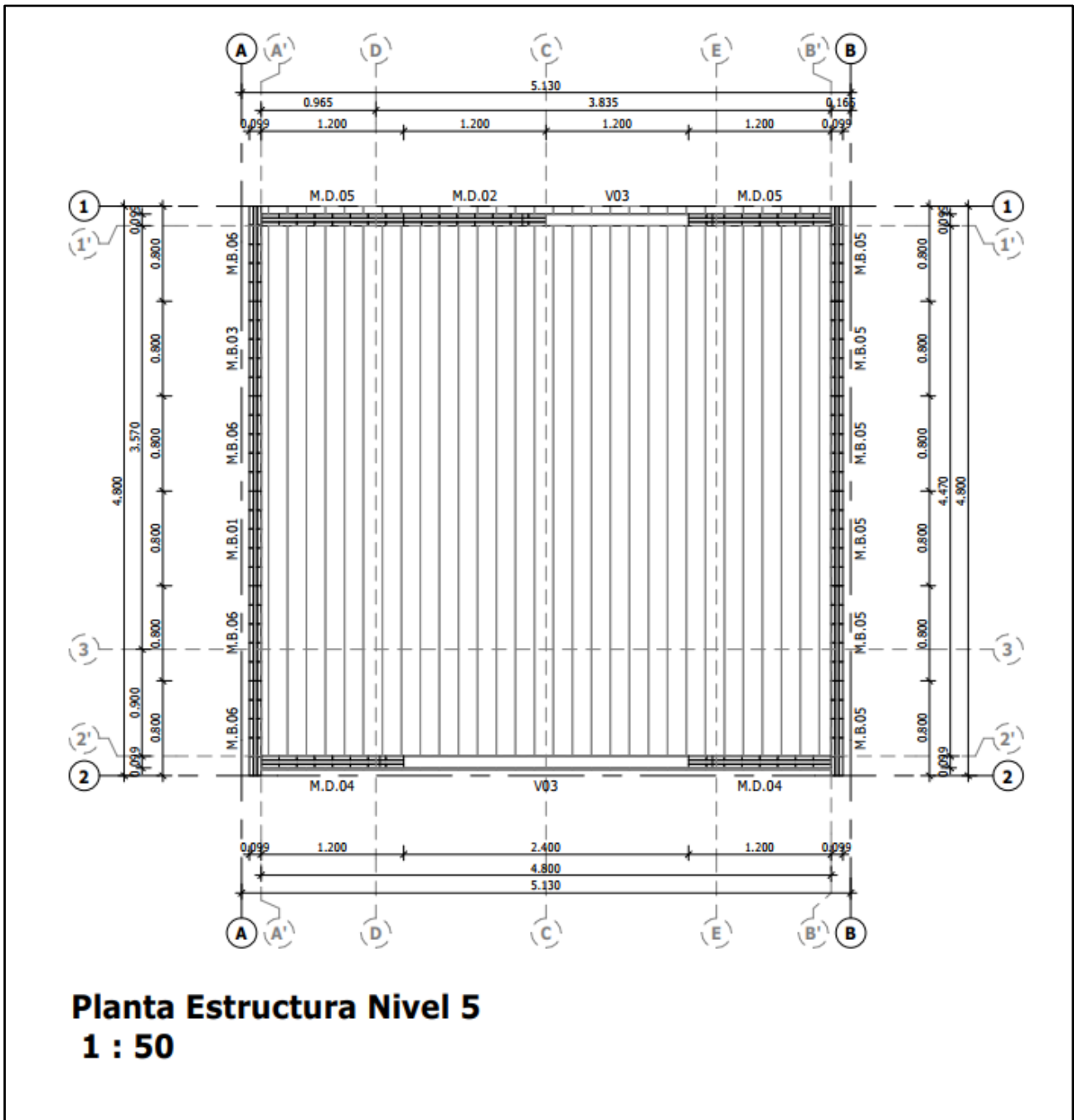
$$G_R = \frac{1}{10} * G_0 = \frac{1}{10} * 493,75 = 49,375 \text{ MPa}$$

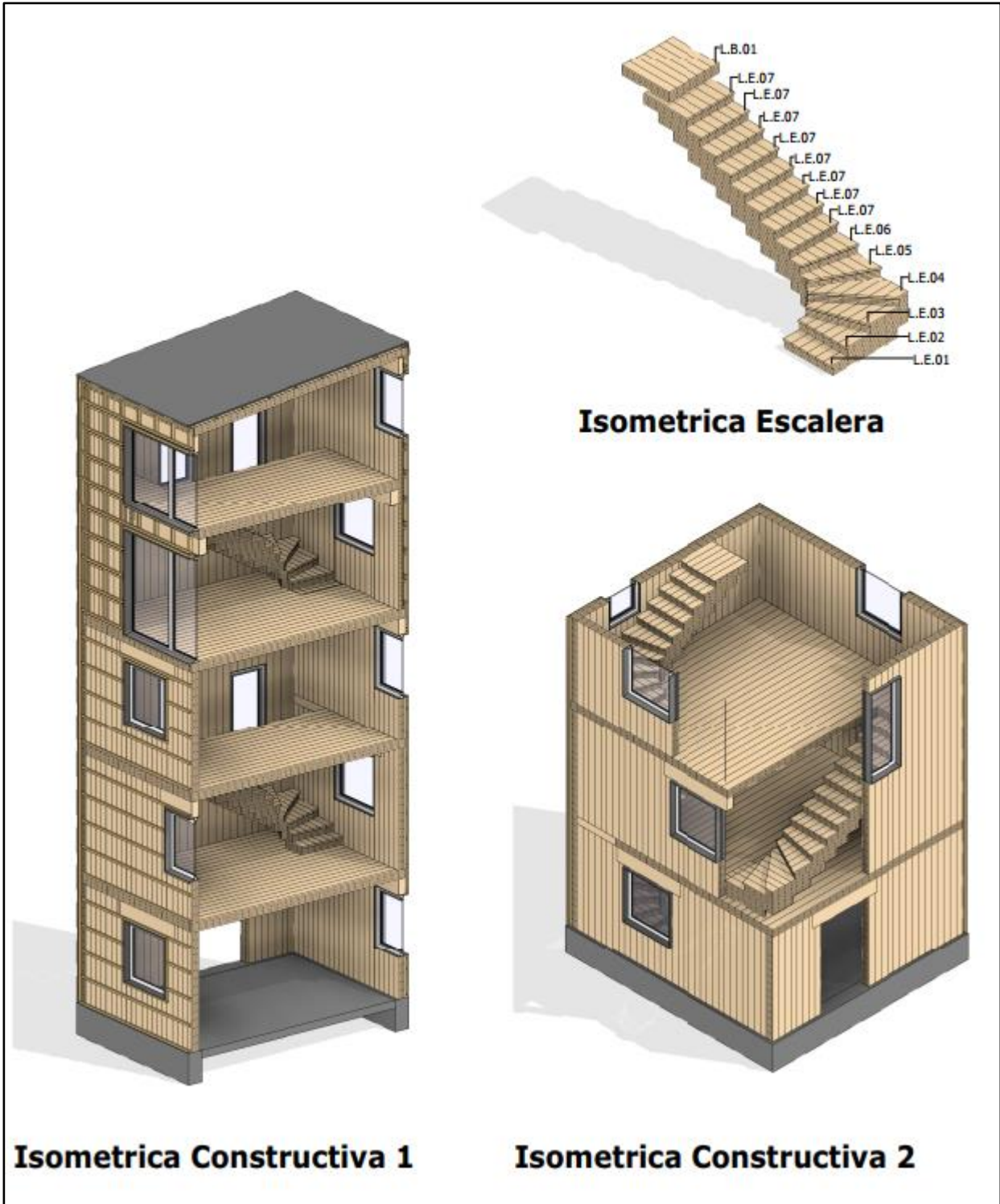
ANEXO B ARQUITECTURA TORRE CLT











ANEXO C

FUERZAS SISMICAS POR NIVEL Y VERIFICACIÓN DE FUNDACIÓN

Fuerzas sísmicas por nivel, mediante Análisis Estático equivalente.

	1° Piso	2° Piso	3° Piso	4° Piso	5° Piso		
Z_k (m)	2.44	4.88	7.32	9.77	12.21		
Z_{k-1} (m)	0.00	2.44	4.88	7.32	9.77		
h (m)	12.21	12.21	12.21	12.21	12.21	Cmax R=3	0.288
A_k	0.11	0.12	0.14	0.19	0.45		
P_k (kN)	58.95	58.51	58.40	49.37	39.11	Peso sísmico (kN)	264.35
F_k (kN)	14.75	16.62	19.68	21.68	41.46	Q_0 (kN) R=2	114.20
Q_{BASAL} (kN)	114.20	99.44	82.82	63.14	41.5		
T. A. Sismo Y	0.09	0.19	0.28	0.37	0.46		
T. A.Sismo X	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50		
M.T.A. Sismo Y	1.37	3.08	5.47	8.04	19.22		
M.T.A. Sismo X	1.47	3.30	5.86	8.61	20.59		

Verificación volcamiento de fundación

Pisos	Altura (m)	Distancia eje X (m)	Distancia eje Y (m)	Fuerzas Sísmicas (kN)	Pesos (kN)	M. Volcantes (kN*m)
1	2.4	4.64	4.97	14.75	58.95	36.01
2	4.9	4.64	4.97	16.62	58.51	81.15
3	7.3	4.64	4.97	19.68	58.40	144.13
4	9.8	4.64	4.97	21.68	49.37	211.71
5	12.2	4.64	4.97	41.46	39.11	506.07

EJE X	
Peso Edificio (kN)	264.34
Peso Fundación (kN)	241.3152
Peso Viga (kN)	99.23
M. Resistente (kN*m)	1401.81
M. Volcante (kN*m)	979.07

Factor de Seguridad	1.43
---------------------	------

Eje Y	
Peso Edificio (kN)	264.34
Peso Fundación (kN)	241.32
Peso Viga (kN)	99.23
M. Resistente (kN*m)	1501.62
M. Volcante (kN*m)	979.07

Factor de seguridad	1.53
---------------------	------

Verificación Deslizamiento de fundación

Pisos	Altura (m)	Distancia eje X (m)	Distancia eje Y (m)	Fuerzas Sismicas (kN)	Pesos (kN)
1	2.44	4.64	4.97	14.75	58.95
2	4.88	4.64	4.97	16.62	58.51
3	7.32	4.64	4.97	19.68	58.40
4	9.77	4.64	4.97	21.68	49.37
5	12.21	4.64	4.97	41.46	39.11

ϕ (Arena DR85%)	35.00
θ_w	26.25
Tangente (θ_w)	0.49

Peso Edificio (kN)	264.34
Peso Fundación (kN)	241.32
Peso Viga (kN)	99.225

F R. (kN)	298.29
F. D (kN)	114.19

Factor de seguridad	2.61
---------------------	------