



**UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CLT DE MEDIANA ALTURA

POR

Bastían Ignacio Gómez Silva

Memoria de Título presentada a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Concepción para optar al título de Ingeniero Civil

Profesor Guía
Rodrigo Silva Muñoz

Profesional Supervisor
Peter Dechent Anglada
Marcelo González

Agosto 2023
Concepción (Chile)

© 2023 Bastían Ignacio Gómez Silva

© 2023 Bastían Ignacio Gómez Silva

Se autoriza la reproducción total o parcial, con fines académicos, por cualquier medio o procedimiento, incluyendo la cita bibliográfica del documento.

RESUMEN

La madera se ha convertido en un material de construcción cada vez más utilizado en edificaciones en altura, debido a su sustentabilidad con el medio ambiente. Investigaciones han demostrado que los productos de madera son competitivos con los materiales tradicionales, como el acero y el hormigón.

El CLT o *cross laminated timber*, es un elemento prefabricado de madera maciza, que se presenta como una alternativa para construcciones de mediana altura, ofreciendo seguridad, aislamiento, resistencia al fuego y alta estabilidad para soportar cargas sobre sus dos ejes. Sin embargo, la normativa chilena no regula el diseño estructural de paneles CLT, lo que requiere acudir a manuales y normas extranjeras. Dado lo anterior, para el diseño sísmico de edificios de CLT, actualmente se utiliza el valor del factor de reducción de respuesta sísmica R igual a 2, que es el valor predeterminado para cualquier sistema estructural en la normativa. Esto implica que, desde el punto de vista sísmico, los edificios se comportan como estructuras elásticas con una ductilidad mínima, lo que tiene como consecuencia estructuras sobredimensionadas.

El objetivo de esta investigación es determinar si es posible la construcción de edificios de mediana altura estructurados en base a paneles de madera contralaminada. Para esto, se realiza el diseño estructural de un edificio construido en Italia, el cual posee 5 pisos y una altura de 16,02 m. Se realiza el diseño de los paneles de CLT, actuando como muros y como losas, también el diseño de vigas de madera laminada encolada (MLE), el diseño de columnas de acero y conexiones metálicas.

Las conexiones empleadas en edificios de CLT son elementos críticos para garantizar la estabilidad y resistencia estructural de la construcción. Dado que el CLT es un material de madera maciza, necesita ser unido a otros paneles de madera u otros elementos estructurales, como columnas y vigas, mediante conexiones metálicas que proporcionan la rigidez y capacidad de carga necesarias para resistir las fuerzas y cargas aplicadas.

ABSTRACT

Wood has become an increasingly used construction material in high-rise buildings, due to its environmental sustainability. Research has shown that wood products are competitive with traditional materials, such as steel and concrete.

CLT or *cross laminated timber* is a prefabricated solid wood element that presents itself as an alternative for medium-rise constructions, offering safety, insulation, fire resistance, and high stability to withstand loads on both axes. However, Chilean regulations do not govern the structural design of CLT panels, which requires referencing to foreign manuals and standards. Consequently, for the seismic design of CLT buildings, the seismic response reduction factor R is currently set at 2, which is the default value for any structural system in the regulations. This implies that, from a seismic perspective, the buildings behave like elastic structures with minimal ductility, resulting in oversized structures.

The objective of this research is to determine if it is possible to construct medium-rise buildings structured based on cross-laminated timber panels. To achieve this, the seismic design of a building from Italy is carried out. The building consists of 5 floors and a height of 10,02 meters. The design includes CLT panels, acting as walls and slabs, as well as glued laminated timber beams, steel columns, and metal connections.

Connections used in CLT buildings are critical elements to guarantee the stability and structural resistance of the construction. Since CLT is a solid wood material, it needs to be joined to other wood panels of structural elements, such as columns and beams, using metal connections that provide the necessary stiffness and load capacity to resist applied forces and loads.

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer en primer lugar a mis padres Cristian y Verónica, sin ellos no hubiera podido llegar hasta donde estoy en este momento, gracias a su incansable esfuerzo por darnos a mí y a mis hermanos todo lo necesario para que no nos faltará nada, y lo más importante una buena educación.

También quiero agradecer a Melany, por su constante apoyo incondicional y cariño a lo largo de este camino. Ha sido un pilar fundamental en este proceso de mi vida, y espero pueda seguir apoyándome en las siguientes etapas que se avecinan.

Me gustaría agradecer a mis amigos, en especial a Cristian, Tomás, Matías y Jonathan. Cada uno de ellos me aportó de diferente manera, ya sea con risas, experiencias y apoyo, que hicieron que el proceso fuera mucho más agradable y placentero. Espero nunca se vayan de mi vida, sigamos sumando más experiencias y podamos crecer juntos en lo personal y en la amistad.

Agradezco a mis amigos y compañeros de universidad Franco y Gonzalo, quienes estuvieron junto a mí a lo largo de la carrera, nos apoyamos mutuamente en lo académico, compartimos risas y buenos momentos. Gonzalo que siempre nos sacaba de apuros y contábamos con él en todo momento y Franco que siempre hicimos una buena dupla en todo, a ambos muchas gracias, sin duda hicieron mucho más fácil y divertida esta etapa de mi vida.

Agradezco a David Carillo, quien tuvo la voluntad y buena disposición de ayudarme a lo largo de mi trabajo de memoria de título. A pesar de no conocernos personalmente, fue una gran persona, y sin duda el trabajo hubiera sido mucho más complejo sin su ayuda.

Igualmente, quiero agradecer a los profesores de la universidad que ayudaron en mi formación, en especial a Peter Dechent, Rodrigo Silva, que me guiaron en esta última etapa de la carrera. Todos ellos sin duda son unos excelentes profesionales que me ayudaron a ver el mundo de otra manera, amar la ingeniería y todo lo que se puede hacer a través de ella

ÍNDICE

CAPITULO 1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Motivación	1
1.2 Objetivo general	2
1.3 Objetivos específicos.....	2
1.4 Metodología de trabajo.....	3
1.5 Principales resultados y conclusiones.....	3
1.6 Organización de documento	4
CAPITULO 2 MARCO TEÓRICO	5
2.1 Introducción.....	5
2.2 Madera contralaminada (CLT).....	5
2.3 Conexiones en estructuras de CLT.....	8
2.4 Comportamiento sísmico muros de CLT	10
2.5 Conclusión.....	14
CAPITULO 3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	15
3.1 Introducción.....	15
3.2 Características estructurales	15
3.3 Materiales	17
3.4 Combinaciones de carga.....	19
3.5 Modelación estructural	20
3.6 Conclusión	20
CAPITULO 4 ANÁLISIS DE FUERZAS HORIZONTALES	21
4.1 Introducción.....	21
4.2 Resultados que cumplen con el objetivo 1	21
4.3 Análisis modal espectral.....	22
4.4 Deformaciones sísmicas	23

CAPITULO 5 DISEÑO DE PANELES DE CLT.....	26
5.1 Introducción	26
5.2 Propiedades paneles CLT.....	26
5.3 Método de analogía al corte	26
5.4 Factores de modificación	28
5.5 Tensiones admisibles, módulo de elasticidad y rigidez efectiva de los paneles CLT.....	29
5.6 Diseño de muros.....	29
5.6.1 Diseño compresión paralela en el plano.....	30
5.6.2 Diseño a corte en el plano.	30
5.6.3 Verificación flexo-compresión.....	31
5.7 Diseño de losas CLT	32
5.7.1 Diseño en flexión fuera del plano	33
5.7.2 Diseño al corte fuera del plano.....	33
5.7.3 Compresión normal a la fibra.....	34
5.7.4 Deformación fuera del plano.....	35
5.8 Conclusión.....	35
CAPITULO 6 DISEÑO DE VIGAS DE MLE Y COLUMNAS DE ACERO.....	36
6.1 Introducción	36
6.2 Diseño de vigas de MLE.....	36
6.3 Tensiones admisibles viga MLE	37
6.3.1 Verificación a flexión.....	37
6.3.2 Verificación a cizalle.....	38
6.3.3 Verificación a compresión normal a la fibra.....	38
6.3.4 Verificación de deformaciones.....	38
6.4 Diseño de columnas	39
6.4.1 Tipo de acero.....	39

6.4.2 Compresión	40
6.5 Conclusión.....	40
CAPITULO 7 DISEÑO DE CONEXIONES.....	41
7.1 Introducción	41
7.2 Método de diseño	41
7.3 Tornillos, Hold-down y ángulos de corte.....	42
7.4 Tipos de conexiones	42
7.4.1 Conexión losa - losa	43
7.4.2 Conexión losa – viga.....	44
7.4.3 Conexión losa – muro	45
7.4.4 Conexión muro – muro perpendicular	46
7.4.5 Conexión corte y momento muros	47
7.5 Conclusiones	48
CAPITULO 8 CONCLUSIONES.....	49
8.1 Futuras líneas de investigación	50
REFERENCIAS	51
ANEXO 1.1 Contribución a los Objetivos de Desarrollo Sostenible	54
ANEXO 4.1 CARGA DE VIENTO.....	56
ANEXO 4.2 ESPECTRO DE DISEÑO NCH433	62
ANEXO 5.1 CALCULO PROPIEDADES EFECTIVAS DE PANEL CLT.....	65
ANEXO 5.2 FACTORES DE MODIFICACIÓN.....	69
ANEXO 5.3 PESO SISMICO DE LA ESTRUCTURA	72
ANEXO 5.4 DEMANDA SOBRE MUROS Y LOSAS	73
ANEXO 5.5 DISEÑO DE PANELES DE CLT.....	75
ANEXO 6.1 DISEÑO DE VIGAS DE MLE	84
ANEXO 6.2 DISEÑO DE COLUMNAS.....	91

ANEXO 7.1 DISEÑO DE CONEXIONES..... 96

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Propiedades de paneles de CLT.	18
Tabla 4.1 Fuerzas inducidas por el viento en las direcciones X e Y.	21
Tabla 4.2 Modos de vibrar de la estructura.	22
Tabla 5.1 Módulos de elasticidad y corte para las capas de panel CLT.	28
Tabla 5.2 Tensiones admisibles y módulo de elasticidad a 12% de humedad.	29
Tabla 5.3 Módulo de rigidez flexural y corte efectivo para muro CLT.	29
Tabla 6.1. Tensiones admisibles vigas de MLE.	37
Tabla 6.2 Verificación de deformaciones.	39
Tabla 6.3 Tensión de fluencia y rotura de acero ASTM A36.	39
Tabla 7.1 Espaciamientos mínimos requeridos por la NDS 2018.	42
Tabla A.4.1 Velocidad básica del viento para diferentes estaciones.	56
Tabla A.4.2 Factor de direccionalidad del viento	57
Tabla A.4.3 Coeficiente de exposición de la distribución de velocidades, K_h y k_z	58
Tabla A.4.4 Factor de Exposición asociado a cada piso de la estructura.	58
Tabla A.4.5 Coeficiente de presión interna.	59
Tabla A.4.6 Coeficiente de presión externa C_p	59
Tabla A.4.7 Distribución de velocidades de cada piso.	60
Tabla A.4.8. Presión en muros a barlovento y sotavento.	61
Tabla A.4.9. Fuerzas inducidas por el viento en dirección X e Y.	61
Tabla A.4.2.1 Parámetros para espectro de diseño.	62
Tabla A.4.2.2 Espectro de diseño de pseudo - aceleraciones elástico.	63
Tabla A.5.1.1 Rigidez efectiva en flexión eje mayor del panel	65
Tabla A.5.1.2. Rigidez efectiva en corte eje mayor del panel.	66
Tabla A.5.1.3 Rigidez efectiva en flexión eje mayor del panel	67
Tabla A.5.1.4. Rigidez efectiva en corte eje mayor del panel.	67

Tabla A.5.2.1 Factor de modificación por contenido de humedad.	69
Tabla A.5.2.2. Factor de modificación por duración de carga.	70
Tabla A.5.3.1 Cargas permanentes y carga de uso.	72
Tabla A.5.3.2. Peso sísmico de la estructura, detallado por piso.	72
Tabla A.5.4.1 Demanda sobre los muros orientados en dirección X.	73
Tabla A.5.4.2 Demanda sobre los muros orientados en dirección Y.	73
Tabla A.5.6.1 Valores calculados de C_p	76
Tabla A.5.6.2 Demanda/Capacidad de muros orientados en dirección X.	78
Tabla A.5.6.3 Demanda/Capacidad de muros orientados en dirección Y.	78
Tabla A.5.6.4 Demanda/Capacidad de muro DG.	78
Tabla A.5.6.5 Verificación resistencia flexión losa.	79
Tabla A.5.6.6 Cálculo I_b/Q	80
Tabla A.6.1.1 Valores de X_A y d_A para láminas grado A.	84
Tabla A.6.1.2. Valores de RR_f , A , D para láminas grado A.	85
Tabla A.6.1.3 Resumen verificación esfuerzos en viga MLE.	89
Tabla A.6.1.4 Verificación de deformaciones.	90
Tabla 6.2.1 Tensión de fluencia y rotura de acero ASTM A36.	91
Tabla A.6.2.2 Propiedades de la sección.	91
Tabla A.6.2.3 Cálculos para verificación compresión	93
Tabla A.6.2.4 Resistencia nominal a flexión y por pandeo local.	94
Tabla A.7.1.1 Factor R_d , en función del diámetro del conector.	98
Tabla A.7.1.2 Demanda de corte en muros orientados en X e Y.	99
Tabla A.7.1.3 Modos de fluencia relativos a unión entre losas.	101
Tabla A.7.1.4 Espaciamiento requerido unión entre losas.	102
Tabla A.7.1.5 Modos de fluencia relativos a unión entre losa y viga.	103
Tabla A.7.1.6 Espaciamiento solicitado unión entre losa y vigas.	103

Tabla A.7.1.8 Modos de fluencia relativos a unión entre losa y muro.....	105
Tabla A.7.1.8 Espaciamiento requerido relativo unión entre losa y muro X.....	106
Tabla A.7.1.8 Espaciamiento requerido relativo unión entre losa y muro Y.....	107
Tabla A.7.1.10 Modos de fluencia relativos a unión entre muros perpendiculares.	109
Tabla A.7.1.11 Espaciamiento requerido relativo unión entre muros perpendiculares.	110
Tabla A.7.1.12 Modos de fluencia relativos a unión de corte y momento en muros.....	112
Tabla A.7.1.13 Resumen demanda asociada al momento volcante en muros orientados en X.	113
Tabla A.7.1.14 Resumen demanda asociada al momento volcante en muros orientados en Y.	114
Tabla A.7.1.15 Resumen demanda asociada al corte en muros orientados en X.....	115
Tabla A.7.1.16 Resumen demanda asociada al corte en muros orientados en Y.....	116

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Ejemplo de secciones transversales y dirección de la fibra de paneles CLT. (FPInnovations, 2019).....	6
Figura 1.2 Ejemplo de secciones transversales de paneles de CLT. (FPInnovations, 2019).....	7
Figura 2.3 Conexiones con placas metálicas (a) Hold-down, (b) Placa angular de corte. (FPInnovations, 2019).....	9
Figura 2.4 Conexión tipo placa angular de corte. (FPInnovations, 2019)	9
Figura 2.5 Conexión tipo hold-down. (Rothoblass, 2020).....	10
Figura 2.6 Estructura tipo Ballon Frame. (FPInnovations, 2019).....	11
Figura 2.7 Estructura tipo sistema plataforma. (FPInnovations, 2019)	11
Figura 2.8 Esquema de una estructura CLT, con conexiones disipativas y no disipativas.	12
Figura 2.9 Esquemas de una pared CLT con aberturas obtenidas (a) por el corte del panel y (b) por el ensamblaje de múltiples elementos. (Izzi et al., 2018).....	13
Figura 3.1 Vista en planta de la estructura.	16
Figura 3.2 Elevación frontal de la estructura.	16

Figura 4.1 Drift de entrepiso con respecto al centro de masas.....	24
Figura 4.2 Drifts máximos de entrepisos con respecto al centro de masas.	24
Figura 5.1 Vigas virtuales, método de analogía al corte.	27
Figura 5.2 Distribución de tensiones en la base del muro, caso estático y dinámico.	32
Figura 6.1 Ejemplo para cálculo viga MLE.	37
Figura 7.1 Detalle conexión losa-losa.	43
Figura 7.2 Conexión losa – losa.	44
Figura 7.3 Detalle unión losa – viga.	44
Figura 7.4 Detalle unión losa – muro.	45
Figura 7.5 Detalle unión entre muros perpendiculares.	46
Figura 7.6 Caracterización unión de corte y momento en muros. (Carrillo, 2020)	47
Figura A.4.2.1 Espectro elástico de pseudoaceleración.	64
Figura A.5.4.1 Losa considerada en el análisis.	74
Figura A.6.1.1 Representación del área aplastada del elemento.	87
Figura A.7.1.1 Modos de fluencia uniones sometidas a extracción lateral (NDS 2015)	96
Figura A.7.1.2 Diagrama de corte asociado a diagrama en eje X.	99
Figura A.7.1.3 Diagrama de corte asociado a diagrama en eje Y.	99
Figura A.7.1.4 Caracterización unión entre losas.	100
Figura A.7.1.5 Conexión Losa – Losa.	101
Figura A.7.1.6 Caracterización unión losa – viga.	102
Figura A.7.1.7 Caracterización unión entre losa y muros.	104
Figura A.7.1.8 Caracterización unión muro – muro perpendicular.	108
Figura A.7.1.9 Caracterización unión de corte y momento en muros.....	111

CAPITULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

En las últimas décadas alrededor del mundo se ha implementado la madera como un material de construcción para edificaciones de cada vez mayor altura, con el motivo de poder ser más amigable con el medio ambiente. Por tal razón, es necesario otorgarle mayor relevancia a la madera como sustituto de otros materiales utilizados en la construcción, por ejemplo, el hormigón armado y el acero que son los más empleados (Gustavsson et al., 2006).

Del punto de vista de sostenibilidad ambiental, la madera tiene una larga historia como material de construcción amigable con el medio ambiente en varios países del mundo. Por ejemplo, en Estados Unidos y en países escandinavos más del 80% de las casas han sido construidas con marcos de madera. Asimismo, cada vez hay más investigaciones que confirman que los productos a base de madera son cada vez más competitivos en comparación con los materiales clásicos de construcción. Además, el balance de carbono producido en un edificio de madera equivale a la mitad de los construidos con una estructura de hormigón. (González et al., 2022)

Dado que en la actualidad se requiere cada vez más construcciones en altura, es donde la madera contralaminada o en inglés “Cross Laminated Timber” (CLT) se presenta como una buena alternativa para la construcción de viviendas de mediana altura. Según Binderholz (2022), el CLT es un elemento prefabricado con una estructura completamente de madera maciza que se une mediante el pegado de capas longitudinales y transversales. Es capaz de cumplir con seguridad los requisitos para un material de construcción, otorgando poder aislante, acústico, seguro contra el fuego y al mismo tiempo, puede soportar cargas. Se puede montar rápidamente en seco, siendo 99,4% madera y 0,6% pegamento estructural.

Los paneles de CLT generalmente se conforman de tres a siete capas de madera aserrada encolada, siempre de manera ortogonal (en 90°), aplicando posteriormente un prensado para formar elementos estructurales de madera maciza y del tamaño que se requiera.

En Chile, actualmente la normativa de diseño de elementos de madera NCh1198. Of2014, no regula el diseño estructural de los paneles de CLT, por lo que se hace necesario acudir a normativas y manuales extranjeros, como el Canadian CLT Handbook (FPIinnovations 2019) principalmente, para poder llevar a cabo un diseño estructural óptimo de estos elementos. Por otro lado, dado que en la normativa sísmica NCh433 no existen regulaciones específicas para el diseño de edificios CLT, se debe usar un valor del factor de modificación de respuesta sísmica (R) igual a 2, el cual, es el valor predeterminado para cualquier sistema estructural (Tanner et al., 2018). Este valor, en términos simples implica que los edificios CLT responden como material elástico con ductilidad mínima (WCTE, 2020), lo que evidentemente refleja un problema económico debido al sobredimensionamiento a la hora de realizar el diseño estructural.

1.2 Objetivo general

Diseñar un edificio existente construido en Italia estructurado en base a paneles de CLT (muros y losas) y vigas de MLE, utilizando las normativas chilenas vigentes, y manuales o normas extranjeras que regulen el CLT.

1.3 Objetivos específicos

1. Sintetizar el estado de arte de la construcción con madera contralaminada.
2. Verificar el diseño del edificio en base a paneles de CLT, vigas de MLE, columnas acero y uniones metálicas, frente a cargas sísmicas, de viento y gravitacionales.
3. Determinar si el sistema propuesto cumple con la normativa sísmica vigente.

1.4 Metodología de trabajo

Para lograr el cumplimiento de los objetivos propuestos se estableció un plan de trabajo con diversas tareas a desarrollar. Se realizó un estudio bibliográfico y estado del arte de las normativas chilenas y extranjeras que rigen la construcción de madera contralaminada. Se estudiaron los distintos métodos analíticos para el diseño y verificación estática de los elementos estructurales presentes en una estructura de CLT. Con este conocimiento se modeló el edificio de CLT, utilizando el software ETABS. Una vez modelada la estructura, se ingresa el espectro de diseño de la norma NCh433.Of1996, de manera de poder realizar un análisis modal espectral, además, se incluyen las cargas de viento según la norma NCh432.Of2010. Luego, se verifican las deformaciones sísmicas según lo especificado en la norma NCh433, es decir, se verifican los drift de entrepiso con respecto al centro de masas y también los drifts máximos. Se realiza el diseño de los paneles de CLT según lo estudiado en el Canadian CLT handbook 2019 y en la National Design Specification (NDS), empleando los esfuerzos obtenidos del modelo ETABS. Luego, se diseñan las vigas de madera laminada encolada (MLE) según lo indicado en la NCh1198.Of2014, y las columnas de acero según la NCh427.Of2016. Finalmente, se realiza el diseño de las conexiones metálicas, utilizando el método de extracción lateral como se indica en la NCh1198 y en la NDS 2018.

1.5 Principales resultados y conclusiones

La estructura presentó buenos resultados con respecto a la normativa actual vigente, esto se debe a que el edificio presenta un sobredimensionamiento, ya que cuenta con una gran cantidad de muros, los cuales, al poseer una alta rigidez aportan una mayor resistencia a la estructura. Esto, en consecuencia, provoca que las deformaciones de entrepiso sean menores, cumpliendo con los límites de la normativa chilena y presentando razones de demanda-capacidad relativamente bajas en su diseño a flexión, corte y flexo compresión.

Finalmente, se efectuó un diseño tradicional de las vigas de MLE, columnas de acero y conexiones metálicas. Al igual que para los elementos de CLT, el diseño de estos elementos fue factible, sin necesidad de modificar la propuesta arquitectónica del edificio.

1.6 Organización de documento

El presente informe presenta 8 capítulos, estos se estructuran de la siguiente manera:

Capítulo 1: Aborda la motivación, los objetivos, la metodología de trabajo y principales resultados del proyecto.

Capítulo 2: Presenta el estado del arte con respecto al CLT, con sus definiciones y fundamentos. Detalla las ventajas del CLT, la importancia de las conexiones y el comportamiento sísmico de los paneles.

Capítulo 3: Se describe a grandes rasgos el proyecto, es decir, las dimensiones y composición de la estructura con sus materiales y propiedades correspondientes. También se definen las combinaciones de cargas utilizadas en los cálculos y la manera de modelar el edificio en el software ETABS.

Capítulo 4: En este capítulo se analizan las fuerzas horizontales del edificio, es decir, la fuerza sísmica y de viento que afectan a la estructura.

Capítulo 5: Se presenta el diseño de los paneles de CLT, es decir, tanto muro como losas con sus principales resultados.

Capítulo 6: Se presenta el diseño de las vigas de MLE y columnas de acero que constituyen la estructura.

Capítulo 7: En este capítulo se presenta el diseño de las conexiones de la estructura. Estas consisten en uniones de los paneles por medio de tornillos, hold-down y ángulos de corte.

Capítulo 8: En este capítulo se presentan las conclusiones de este trabajo y además se mencionan los estudios futuros recomendados a partir de este proyecto.

CAPITULO 2 MARCO TEÓRICO

2.1 Introducción

En el presente capítulo se exponen conceptos generales con respecto a los paneles de CLT. Se dan una definición de este, se describen sus propiedades y ventajas que poseen frente a métodos constructivos más comunes. Por otro lado, se mencionan aspectos claves para el diseño, con respecto al Canadian CLT Handbook, NDS 2018 y las normas chilenas vigentes.

2.2 Madera contralaminada (CLT)

La madera contralaminada o en inglés Cross Laminated Timber (CLT), es un producto prefabricado con una estructura completamente de madera maciza, que se une mediante el pegado de capas longitudinales y transversales, es decir, en ángulos de 90° entre sus direcciones. Debido a la distribución de las capas se distinguen dos direcciones de trabajo, un eje fuerte y un eje débil, el eje fuerte corresponde a las láminas que siguen la dirección de la fibra de las capas exteriores, y el eje débil cuya dirección es perpendicular a la anterior. Por consiguiente, los paneles de CLT cuando se utilizan como paredes suelen estar orientados en dirección vertical, paralela a las cargas de gravedad, de manera de maximizar la capacidad de carga vertical del muro, del mismo modo, para paneles de entepiso y techo, las capas exteriores se orientan paralelamente a la dirección de los vanos principales (FPInnovations, 2019). La figura 2.1 ilustra elementos de CLT con la dirección de sus capas y ejes fuertes respectivos.

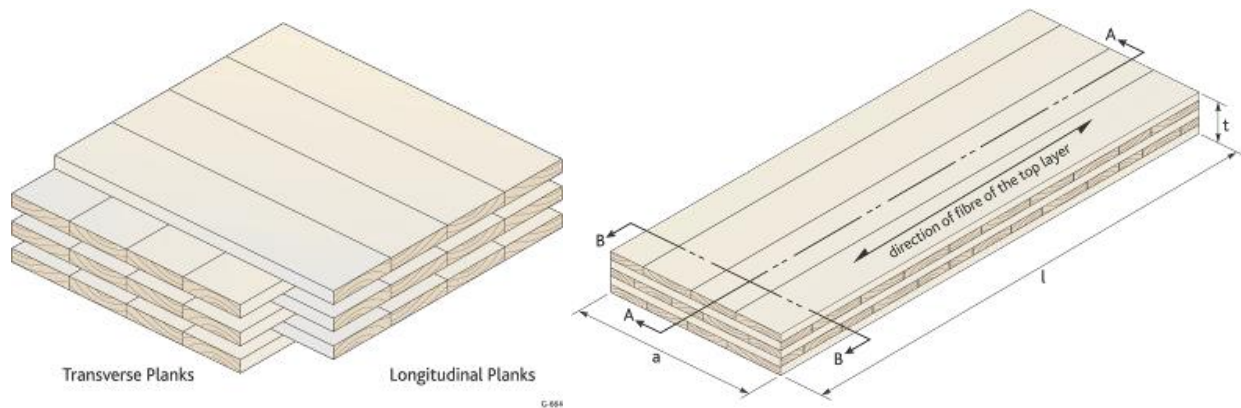


Figura 2.1 Ejemplo de secciones transversales y dirección de la fibra de paneles CLT.

(FPInnovations, 2019)

Los paneles de CLT generalmente se conforman de tres a siete láminas de madera aserrada encolada, aplicando posteriormente un prensado para formar elementos estructurales de madera maciza y del tamaño que se requiera. Este producto debe tener como mínimo tres capas ortogonales de madera aserrada estructural clasificada por tensión o visualmente, las cuales se laminan mediante un encolado con adhesivo estructural para poder formar un panel sólido. En configuraciones especiales, se pueden colocar capas consecutivas en la misma dirección, dando lugar a una capa doble para así obtener una capacidad estructural específica (FPInnovations, 2019). En la figura 2.2 se ilustran ejemplos de paneles con diversas distribuciones entre sus capas.

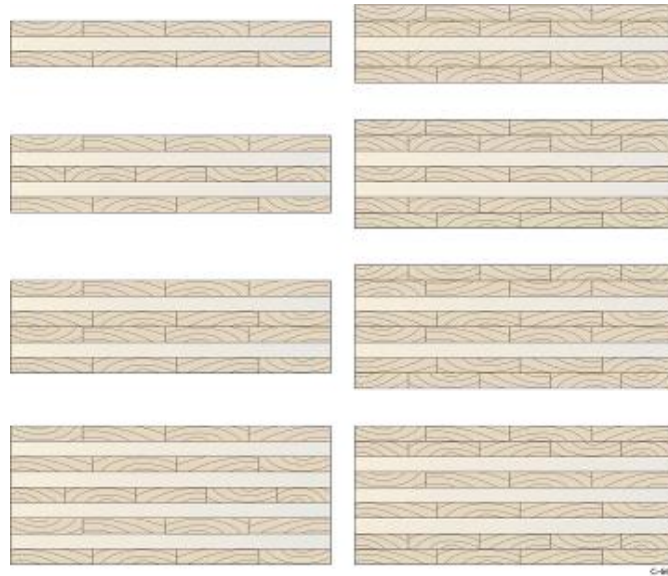


Figura 1.2 Ejemplo de secciones transversales de paneles de CLT. (FPInnovations, 2019)

Es importante tener en cuenta que la madera es un material ortotrópico debido a la estructura de sus fibras y capas, lo que significa que tiene propiedades distintas en diferentes direcciones debido a la orientación de sus fibras. Por lo tanto, al utilizar elementos de madera, es necesario tener en cuenta las orientaciones adecuadas según el tipo de carga que esté actuando. Esto implica utilizar los elementos en la dirección óptima para resistir la carga de manera eficiente y aprovechar al máximo las propiedades estructurales de la madera en cada dirección específica.

La implementación del CLT presenta múltiples ventajas, como el corto período de construcción y alto grado de prefabricación, es un material sostenible desde el punto de vista ecológico, alta estabilidad para soportar cargas sobre dos ejes, detalles de unión sencillos, ahorro de espacio debido a menores espesores, llevando consigo una disminución en costos de materiales y mejor aprovechamiento del espacio. Por otro lado, otorga un clima interior agradable, almacenando el calor en invierno, y actuando como aislante térmico en verano y, además, otorga superficies de madera agradables.

El diseño estructural de edificios en Chile está regulado por la ley General de urbanismo y construcción (DFL N°458) y la Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones (OGUC), las cuales en conjunto con la normativa sísmica NCh433of.1996 mod2012 y la normativa NCh1198of.2014 permiten realizar el correcto diseño de edificios de madera. No obstante, actualmente en Chile, no existen regulaciones específicas para el diseño de edificios CLT, por lo que,

según las disposiciones de la NCh433 se debe utilizar un factor de reducción de respuesta sísmica (R) igual a 2, el cual, es el valor predeterminado para cualquier sistema estructural, ya que no se encuentra definido en la normativa. Este valor, en términos simples implica que los edificios CLT responden como material elástico con ductilidad mínima.

2.3 Conexiones en estructuras de CLT

Las conexiones en CLT, juegan un papel fundamental en el mantenimiento e integridad de la estructura. Estas son las encargadas de proporcionar resistencia, rigidez, estabilidad y ductilidad a la estructura, por lo que, requieren una cuidadosa atención y diseño. Estas tienen que mantener la continuidad en una edificación de madera, para evitar una disminución en la resistencia general y rigidez de la estructura. (FPInnovations, 2019).

La elección del tipo de unión depende principalmente del tipo de ensamblaje, es decir, de panel a panel, de piso a pared, muro a fundación, etc., así como también de la configuración de los paneles y el tipo de sistema estructural utilizado en el edificio.

Las conexiones muro-losa y muro-fundación son fundamentales en el diseño de muros de corte. Se utilizan elementos tipo hold-down y ángulos de corte, los cuales mantienen la estabilidad del muro ante la acción del momento volcante y corte basal producido por la carga sísmica (Salazar I. & Sáez N., 2016). Por otro lado, las conexiones losa-losa, son las encargadas de transferir las fuerzas de cizallamiento en el plano y que los pisos actúen como diafragmas. (FPInnovations, 2019)

Los elementos tipo hold-down se encargan de resistir en mayor parte las fuerzas de tracción provocadas por el momento volcante en el muro de corte. En cambio, los ángulos de corte tienen como función resistir la fuerza de corte producida en la interfaz muro-losa o muro-fundación según sea el caso (Salazar I. & Sáez N., 2016). Las uniones se materializan mediante clavos o tornillos a la madera, en cambio, para unir las placas a la fundación de hormigón se utilizan pernos de anclaje.

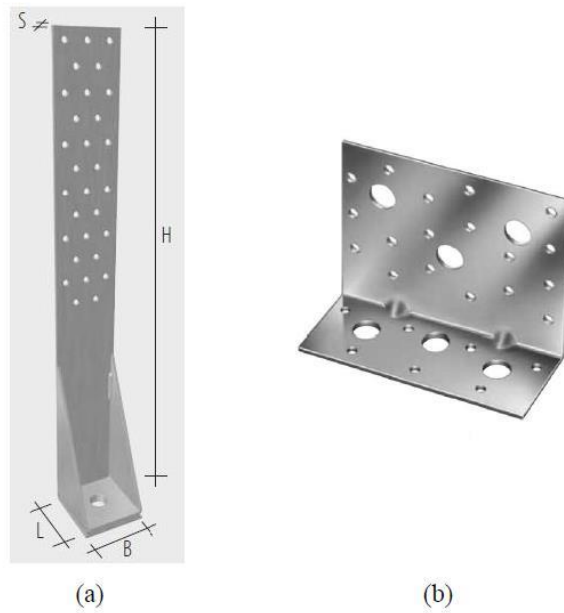


Figura 2.3 Conexiones con placas metálicas (a) Hold-down, (b) Placa angular de corte.
(FPInnovations, 2019)

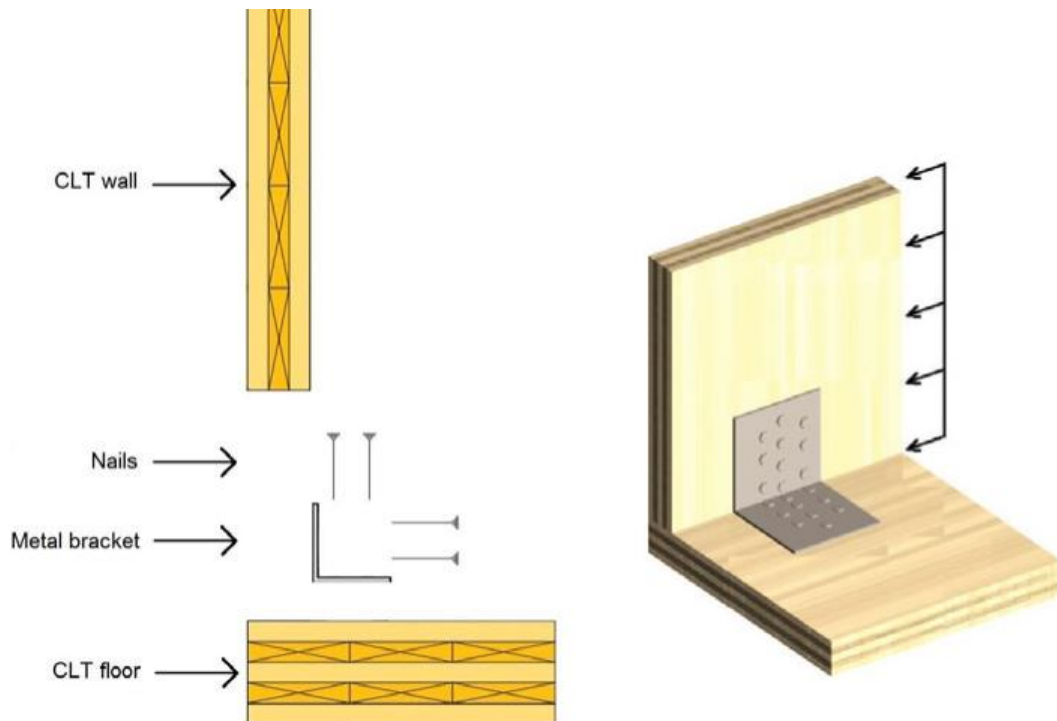


Figura 2.4 Conexión tipo placa angular de corte. (FPInnovations, 2019)



Figura 2.5 Conexión tipo hold-down. (Rothoblass, 2020)

2.4 Comportamiento sísmico muros de CLT

Las estructuras de madera contralaminada demuestran un rendimiento satisfactorio en condiciones sísmicas. Esto se debe a la alta relación entre resistencia y peso, así como a la rigidez en el plano de los paneles CLT. Además, las conexiones utilizadas en estas estructuras tienen la capacidad de resistir cargas con deformaciones dúctiles y un deterioro limitado de la resistencia. Estas características permiten que las estructuras de CLT absorban y disipen la energía sísmica de manera eficiente, proporcionando una respuesta sísmica segura y resistente. (Izzi *et al.*, 2018)

Las estructuras de CLT generalmente se dividen en dos grupos en función de su capacidad para disipar energía. El primer grupo comprende edificios ensamblados con grandes paredes monolíticas (Ballon frame), es decir, paneles con relaciones longitud – altura alta, tal como se muestra en la figura 2.6. En este caso, la disipación de energía ocurre principalmente en las conexiones de anclaje utilizadas para prevenir el balanceo (hold-down) y el deslizamiento de las paredes CLT (ángulos de corte). Como resultado, estas estructuras tienen una capacidad moderada a baja para disipar energía sísmica. El segundo grupo incluye edificios ensamblados con paredes segmentadas (sistema plataforma), como se muestra en la figura 2.7, que consisten en sistemas de paneles estrechos unidos mediante juntas verticales, y es el utilizado en el edificio en estudio. En este caso, si se diseñan adecuadamente, las juntas verticales mejoran la ductilidad de los edificios, lo que resulta en una capacidad alta para disipar energía sísmica. Estas juntas verticales permiten una mayor capacidad de deformación y

redistribución de las cargas durante un evento sísmico, lo que contribuye a una respuesta estructural más robusta y una mayor capacidad de disipación de energía. (Izzi *et al.*, 2018)



Figura 2.6 Estructura tipo Ballon Frame. (FPInnovations, 2019)



Figura 2.7 Estructura tipo sistema plataforma. (FPInnovations, 2019)

Como se mencionó anteriormente, el comportamiento sísmico de las estructuras CLT depende predominantemente del rendimiento de las conexiones, mientras que los paneles de madera actúan casi como cuerpos rígidos. Esto significa que, en condiciones dinámicas, las conexiones disipativas resistirán grandes deformaciones y proporcionarán una disipación de energía estable.

Es importante distinguir entre conexiones disipativas y no disipativas (Figura 2.8). Las conexiones disipativas, como los hold-down (1) y los ángulos de corte (2), se utilizan para prevenir el balanceo y el deslizamiento, en las uniones verticales entre paneles adyacentes (3). Por otro lado, las conexiones no disipativas aseguran la estabilidad y se encuentran a nivel del piso, es decir, conexiones piso a pared (4) y de piso a piso (5) y las juntas verticales entre paredes perpendiculares (6). La distinción entre conexiones disipativas y no disipativas es clave en el diseño de estructuras CLT para garantizar la capacidad de disipación de energía y la estabilidad estructural en eventos sísmicos.

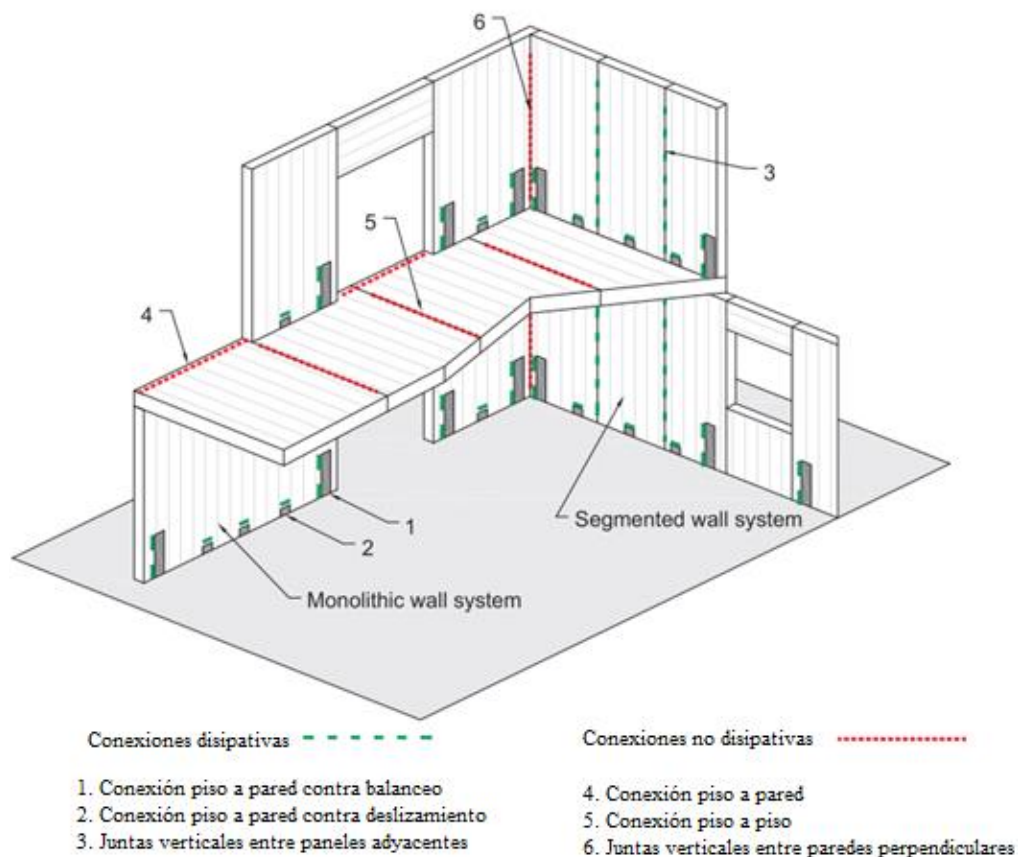


Figura 2.8 Esquema de una estructura CLT, con conexiones disipativas y no disipativas.

(Izzi et al., 2018)

A nivel del edificio, los paneles del suelo actuarán como diafragmas rígidos, asegurando un comportamiento tipo “caja” y redistribuyendo la torsión entre las paredes. Además, para evitar cualquier mecanismo de pisos blandos y distribuir la disipación de energía a lo largo de la altura de un edificio, la resistencia lateral de las paredes de cizallamiento será mayor en los pisos inferiores y disminuirá en los pisos más altos.

En la investigación de Dujic *et al.* (2007), concluyen que las aberturas en los paneles de CLT que representan hasta el 30% de la superficie total, no afectan la capacidad máxima de carga de la estructura. Sin embargo, se observa una reducción de la rigidez, llegando a ser hasta un 50% menor en comparación con un panel de pared sin aberturas.

En cuanto a las aberturas de puertas y ventanas, estas se pueden obtener mediante el corte de los paneles (Figura 2.9.a), con tecnología CNC, o, por el contrario, a través del ensamble de elementos adicionales (Figura 2.9.b). En el primer caso, es posible modelar todo el sistema como un único elemento, manteniendo la disposición de las paredes CLT, incluso en los dinteles. En el segundo caso, los dinteles se modelarán como elementos independientes y se utilizarán elementos de enlace para representar su conexión con las paredes CLT. (Dujic *et al.*, 2007)

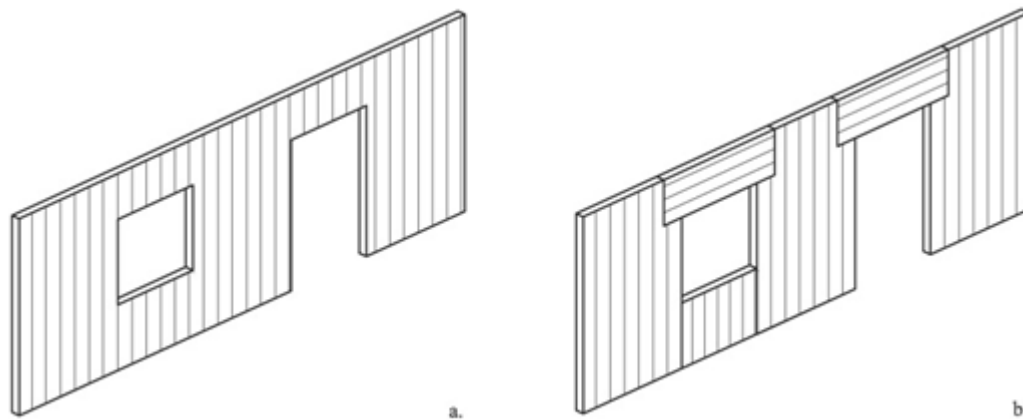


Figura 2.9 Esquemas de una pared CLT con aberturas obtenidas (a) por el corte del panel y (b) por el ensamble de múltiples elementos. (Izzi *et al.*, 2018)

Estas consideraciones son cruciales para asegurar una representación precisa de la capacidad de carga y rigidez en estructuras CLT con aberturas.

2.5 Conclusión

En este capítulo se presentaron los fundamentos del diseño de edificios de CLT, así como las conexiones que cumplen un rol fundamental en la estructura. Estas son responsables de disipar energía proveniente del sismo y de resistir grandes deformaciones. La madera contralaminada tiene numerosas ventajas sobre otros materiales utilizados en la construcción, debido a su alta relación resistencia-peso, como también su gran rigidez en el plano. Por otro lado, en el comportamiento estructural de los edificios de CLT son de suma importancia las aberturas que tengan los paneles, es decir, si son cortados con tecnología CNC o se ensamblan a través de varias piezas de madera. Esto modifica la manera de modelar las estructuras, siendo crucial para asegurar una representación precisa de la capacidad de carga y rigidez en estructuras CLT.

CAPITULO 3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

3.1 Introducción

El proyecto corresponde a un edificio de cinco pisos construido en Italia, constituido con la tecnología de paneles de madera contralaminada (CLT), para la materialización de muros y losas. Para el caso de las vigas, se utiliza madera laminada encolada (MLE), en cambio, las columnas son de acero estructural ASTM A36.

En este trabajo, se replicará el diseño del edificio, considerando el pino radiata como material de los paneles CLT, considerando las normativas chilenas vigentes y manuales o normas extranjeras que regulen el CLT.

En este capítulo se describe el edificio a diseñar y las consideraciones realizadas durante el modelado. Se incluyen las combinaciones de cargas consideradas y los materiales utilizados con sus propiedades respectivas.

3.2 Características estructurales

El edificio de CLT, se considera que está ubicado en zona sísmica III y suelo tipo D, según lo definido en la norma NCh433Of.1996 mod2012. La estructura cuenta con cinco pisos, con una altura total de 16,02 m, donde el primer piso tiene una altura de 2,94 m, del segundo al cuarto piso la altura es de 3 m, y el quinto piso que corresponde a la techumbre tiene una altura total de 4,08 m.

La figura 3.1 presenta una vista en planta del edificio, correspondiente al primer piso y una elevación frontal en la figura 3.2. Como se puede apreciar la estructura tiene una gran cantidad de muros, estos poseen 14 cm de espesor, con tres capas de 56, 28 y 56 mm respectivamente. En cambio, las losas están compuestas por cinco capas de 28 mm cada una, formando una losa de espesor de 14 cm. A su vez existen vigas de MLE, con dimensiones de 20x28 cm. Por último, las columnas son perfiles tubulares de 193,8 x 5,9 mm.

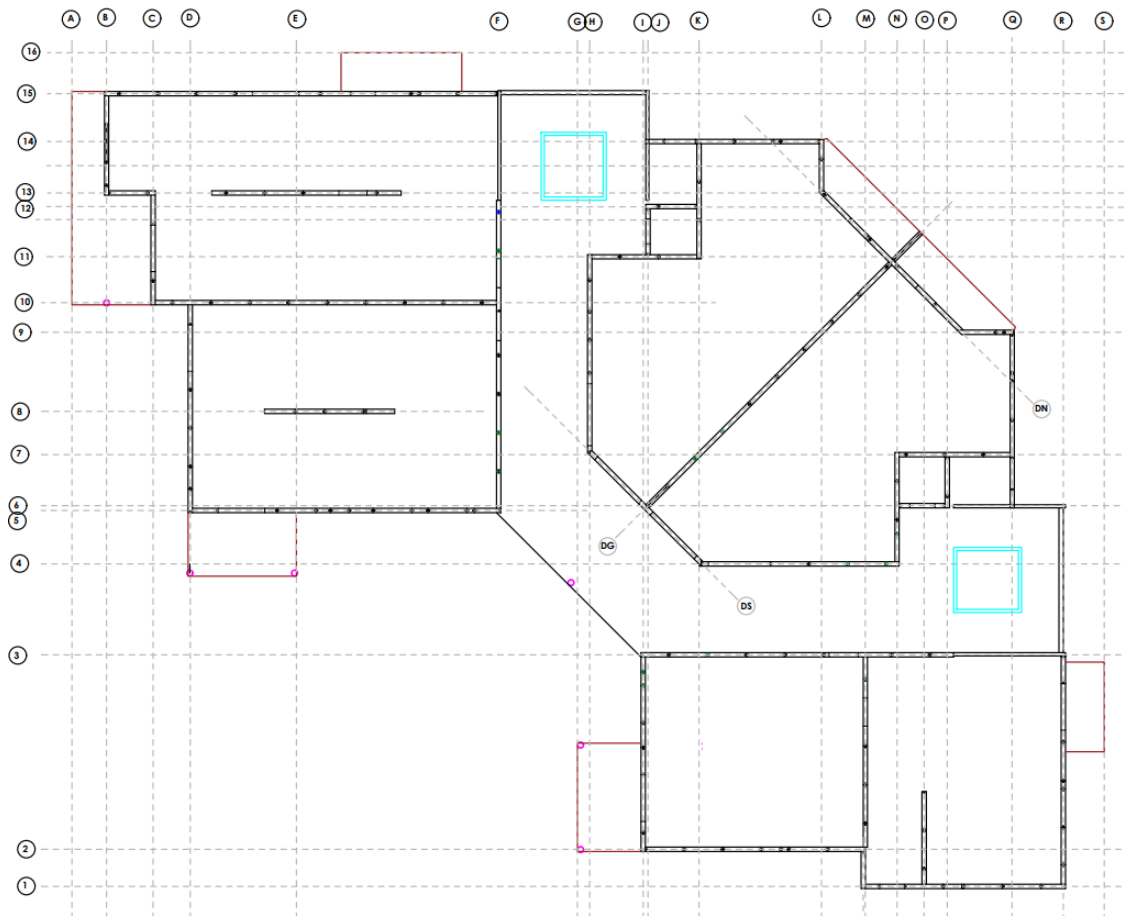


Figura 3.1 Vista en planta de la estructura.

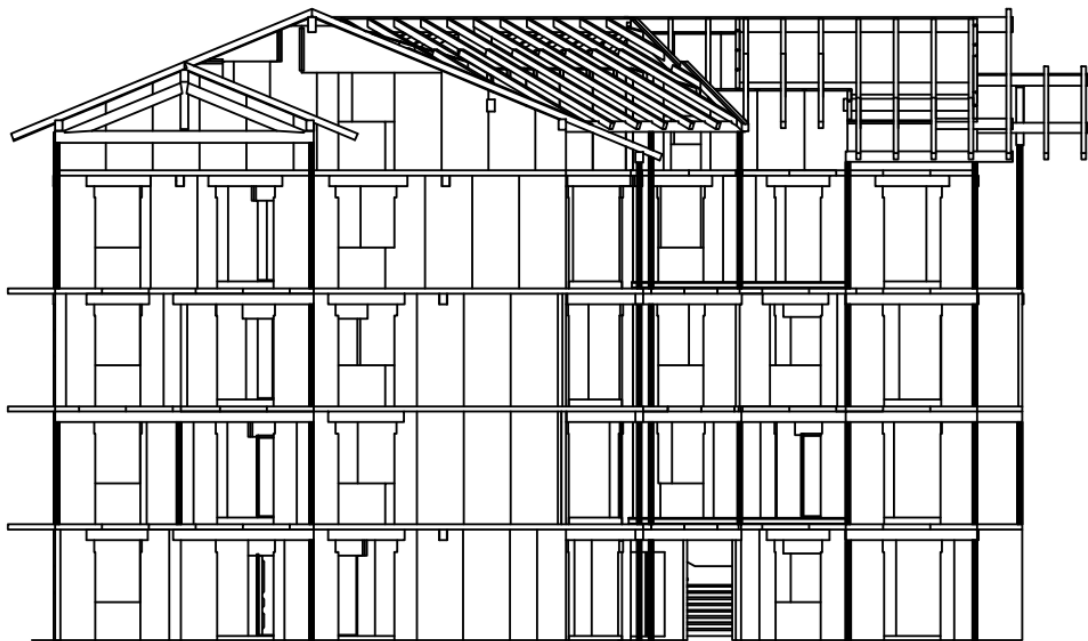


Figura 3.2 Elevación frontal de la estructura.

Como se puede observar en la figura 3.1, el color negro representa los muros de CLT, en color rojo los voladizos y por último de color celeste corresponden a las cajas de elevador del edificio, éstas también se componen de paneles de CLT de 14 cm. El piso 1 tiene muros de 14 cm de espesor, el piso 2 muros de 12 cm y del tercer piso hasta el quinto se emplean muros de 10 cm.

3.3 Materiales

Los materiales utilizados en el diseño de la estructura son paneles de CLT de pino radiata chileno y vigas de MLE de la misma especie. Los paneles de CLT constan de tres capas ortogonales, con los espesores mencionados anteriormente, para el caso de los muros. Las capas de los paneles están compuestas por elementos de madera de grado C16 en el caso de los muros, y para las losas se considera madera grado C24. Por otro lado, los elementos de MLE están formados por láminas de grado A con un espesor de 33 mm. Las propiedades de los elementos de MLE se obtuvieron de acuerdo con la norma NCh2165.Of1991.

Con respecto a las propiedades relacionadas con el CLT se obtuvieron mediante el método de analogía de corte, tal como se presenta en el CLT handbook, para las propiedades fuera del plano. Para las propiedades en el plano, se consideraron las propias de los elementos de madera individuales en la dirección de análisis.

El CLT es considerado como un material ortotrópico, es decir, con propiedades mecánicas diferentes en sus tres ejes ortogonales. Por lo tanto, para el cálculo del módulo de elasticidad de los paneles en el plano se utiliza lo propuesto por Bogensperger *et al.* (2010), que es un modelo que excluye la rigidez de las capas cuyas fibras son perpendiculares a la dirección de análisis. Este modelo se obtiene con la ecuación 3.1.

$$E_i = E_{0,i} * \frac{t_i}{t_{total}} \quad (3.1)$$

Donde,

E_i : Módulo de elasticidad del panel en la dirección i .

$E_{0,i}$: Módulo de elasticidad de una capa orientada en la dirección i .

t_i : Espesor total de las capas orientadas en la dirección i .

t_{total} : Espesor total del panel de CLT.

El módulo de corte del panel de CLT en el plano también se calcula utilizando el modelo propuesto por Bogensperger *et al.* (2010). Este modelo tiene en cuenta el mecanismo de corte puro con una transmisión completa de fuerzas entre las caras estrechas de las tablas, así como el mecanismo de corte combinado con torsión. El módulo de corte en el plano se obtiene utilizando la ecuación 3.2.

$$G_{xy} = \frac{G_0}{1 + 6\alpha_{ortho}\left(\frac{t}{a}\right)^2} \quad (3.2)$$

Donde,

G_{xy} : Módulo de corte del panel de CLT en el plano.

G_0 : Módulo de corte de las capas en la dirección de su fibra.

t : Espesor de las piezas de madera.

a : Ancho de las piezas de madera.

Por último, α_{ortho} es una función que se ha calibrado para elementos de CLT con tres y cinco capas. En este caso se utilizan paneles de tres capas para los muros y relación entre espesor y ancho de las tablas de 1:3 aproximadamente, por lo que, el valor de α_{ortho} se obtiene con la ecuación 3.3, indicada también en Bogensperger *et al.* (2010).

$$\alpha_{ortho,3} = 0,5345 * \left(\frac{t}{a}\right)^{-0,7947} \quad (3.3)$$

En la modelación de los muros de CLT, los parámetros fuera del plano no se consideran para el diseño de los elementos, salvo cuando se requiere su verificación para el viento. El coeficiente de Poisson en el plano utilizado es de 0.35, que corresponde a un valor aproximado obtenido de Rinaldin *et al.* (2013). Además, se considera una densidad de la madera de 515 kg/m³, obtenida del Canadian CLT handbook 2019, para paneles CLT. En la tabla 1, se muestra un resumen de las propiedades de los muros de CLT.

Tabla 3.1 Propiedades de paneles de CLT.

Elemento	Ex (MPa)	Ez (MPa)	Gxz (MPa)	μ_{xz}	Densidad (kg/m ³)
Muro	1580	6320	273,6	0,35	515

3.4 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga empleadas en el modelo de la estructura se obtuvieron de la norma NCh3171.Of2010. Para este caso, se utilizaron las combinaciones correspondientes al método de diseño por tensiones admisibles (ASD), por lo que, los elementos deben ser diseñados de manera que su resistencia admisible sea mayor o igual que el efecto de las cargas nominales en las siguientes combinaciones:

1. D
2. D + L
3. D + (Lr o Sr o R)
4. D + 0,75L + 0,75 (Lr o S o R)
5. D + W
6. D + E
7. D + 0,75W + 0,75L + 0,75 (Lr o S o R)
8. 0,6D + W
9. 0,6D + E

Donde,

- D : Carga permanente (o muerta).
L : Carga de sobre uso o viva. Según la norma NCh1537 (INN, 2009)
Lr : Carga de techo. Según la norma NCh1537 (INN, 2009)
E : Carga de sismo.
S : Carga de nieve.
W : Carga de viento. Según la norma NCh432 (INN, 2013)
R : Carga de lluvia.

Para este caso, se consideró que no actúan las fuerzas de nieve o lluvia.

3.5 Modelación estructural

El modelo estructural del edificio en estudio se realizó en el software ETABS. En este modelo se verifican las deformaciones sísmicas, es decir, los drifts de entrepiso con respecto al centro de masas y también con respecto a los puntos más desfavorables (o drift máximo). Estos se obtienen del software y se verifica que estos drifts no sean mayores a los establecidos en la norma NCh433.Of1996 mod. en 2012. Los muros se modelan utilizando elementos finitos tipo shell, asignando las propiedades mencionadas en el punto 3.3. Las losas se modelan como elementos tipo membrana, para despreciar la rigidez flexural de éstas, priorizando que las cargas se traspasen a los muros y las vigas, y se realiza un mallado manual de éstas. Por otro lado, las vigas de MLE y columnas de acero se modelaron utilizando elementos tipo frame. La modelación fuera del plano se llevó a cabo utilizando los valores obtenidos mediante el método de analogía al corte.

Se utilizó el análisis modal espectral descrito en la norma NCh433.Of1996 mod 2012, por lo que, se empleó el espectro de diseño de esta misma, considerando los parámetros antes mencionados, es decir, zona sísmica III, suelo tipo D, factor de reducción de respuesta sísmica (R) 2 y factor de importancia 1. El cálculo del espectro de diseño se detalla en el Anexo 4.2.

3.6 Conclusión

En este capítulo se presentó la geometría del edificio, así como la materialidad de los elementos que conforman el sistema estructural. También se presentaron los materiales utilizados, así como las combinaciones de carga que indica la norma NCh3171.Of2010 lo que, en su conjunto, conforman los parámetros necesarios para realizar la modelación.

CAPITULO 4 ANÁLISIS DE FUERZAS HORIZONTALES

4.1 Introducción

En el presente capítulo se aborda el cálculo de las fuerzas horizontales que afectan a la estructura. Se realiza un análisis modal espectral con el espectro de diseño descrito en la norma NCh433.Of1996 mod. 2012. Por otro lado, se determinan las fuerzas inducidas por el viento, en base a la norma NCh432.Of2010. De estos análisis se obtienen los periodos fundamentales de la estructura, las deformaciones sísmicas y las fuerzas inducidas por el viento en sus respectivos pisos.

4.2 Resultados que cumplen con el objetivo 1

La carga de viento está determinada por las disposiciones establecidas en la norma NCh432.Of2010. (INN, 2010), específicamente se aplica el método analítico descrito en la sección 7 de la norma. Se considera que la estructura está ubicada en un área abierta, se clasifica como un edificio cerrado y se supone una velocidad básica del viento de 40 m/s. La categoría de exposición se clasifica como exposición D, categoría de rugosidad tipo D igualmente, y el factor de amplificación topográfica se desprecia, por lo que se considera igual a 1. Debido a que el edificio es de uso habitacional, el factor de importancia toma un valor de 1. En la siguiente tabla, se muestran las fuerzas inducidas por el viento en las direcciones X (EO) e Y (NS).

Tabla 4.1 Fuerzas inducidas por el viento en las direcciones X e Y.

N° de Piso	EO			NS		
	A (m2)	Fuerza (kgf)	Fuerza (Tonf)	A (m2)	Fuerza (kgf)	Fuerza (Tonf)
1	40,2	4131,5	4,1	79,3	8392,8	8,4
2	40,2	4131,5	4,1	79,3	8392,8	8,4
3	40,2	4424,3	4,4	79,3	8970,2	9,0
4	40,2	4561,4	4,6	79,3	9240,6	9,2
5	55,0	6453,5	6,5	108,4	13050,1	13,1
Total		23702,0	23,7		48046,6	48,0

Estas fuerzas obtenidas, se aplican a la estructura modelada en el software ETABS, de manera de poder considerarlas en el diseño. En el Anexo 4.1 se presenta el cálculo detallado de la carga de viento.

4.3 Análisis modal espectral

El análisis modal espectral hace uso del espectro de diseño que proporciona la norma NCh433.Of1996 mod 2012, por lo que, se empleó este espectro considerando los parámetros antes mencionados, es decir, zona sísmica III, suelo tipo D, factor de reducción de respuesta sísmica (R) 2 y factor de importancia 1. Además, para la masa sísmica del edificio se consideró el 100% de la carga permanente y el 25% de la carga de uso. Cabe destacar que se consideró un análisis por torsión accidental, es decir, desplazando transversalmente la ubicación de los centros de masa del modelo en $\pm 0,05 b_{ky}$ para el sismo de dirección X (Ex), y en $\pm 0,05 b_{kx}$ para el sismo de dirección Y (Ey).

- b_{ki} : Dimensión en la dirección i (X o Y), de la planta del nivel k.

El cálculo del espectro de diseño se detalla en el Anexo 4.2.

En primer lugar, se obtienen los periodos de vibración de la estructura a través del software ETABS, ilustrados en la tabla 4.2.

Tabla 4.2 Modos de vibrar de la estructura.

Modo	Periodo (s)	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ
1	0,267	3%	71%	3%	71%	18%	1%	9%
2	0,238	38%	1%	40%	73%	1%	10%	44%
3	0,221	43%	10%	83%	83%	3%	10%	30%
4	0,093	0%	10%	83%	93%	54%	1%	2%
5	0,082	7%	0%	90%	94%	2%	35%	6%
6	0,079	6%	2%	96%	96%	11%	31%	5%
7	0,059	0%	3%	96%	98%	5%	0%	1%
8	0,051	2%	0%	98%	98%	0%	4%	1%
9	0,05	1%	1%	99%	99%	1%	2%	1%
10	0,047	0%	1%	99%	100%	3%	0%	0%
11	0,04	1%	0%	100%	100%	0%	4%	0%
12	0,04	0%	0%	100%	100%	2%	2%	1%

De aquí podemos obtener los periodos fundamentales de la estructura para cada dirección:

$$T_x = 0,221 \text{ (s)}$$

$$T_y = 0,267 \text{ (s)}$$

Como se puede apreciar, la sumatoria de las masas equivalentes para cada una de las dos acciones sísmicas (X e Y) llegan al 100%, lo cual cumple con lo especificado en la norma, ya que exige que esta sumatoria sea mayor o igual a un 90% de la masa total.

Cabe destacar que en un principio se modeló el edificio considerando la madera como material isotrópico, dando resultados totalmente diferentes. Los periodos fundamentales obtenidos fueron de 0,1 (s) y 0,12 (s), para el eje X e Y, respectivamente. Por lo cual, las deformaciones sísmicas también resultaron tener valores muy bajos. Dado lo anterior, para esta estructura se recomienda modelarla como ortotrópica, para poder realizar un diseño estructural más conservador.

4.4 Deformaciones sísmicas

Para la verificación de las deformaciones sísmicas, se realizó lo indicado en las secciones 5.9.2 y 5.9.3 de la norma NCh433.Of1996, es decir, se debe cumplir que el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido desde el centro de masa de cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura (h) de entrepiso multiplicada por 0,002 (drift con respecto al centro de masas), y tampoco el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta, debe exceder en más de 0,001h al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas (drift máximo). En las figuras 4.1 y 4.2, se pueden observar los drift de entrepisos obtenidos del software ETABS.

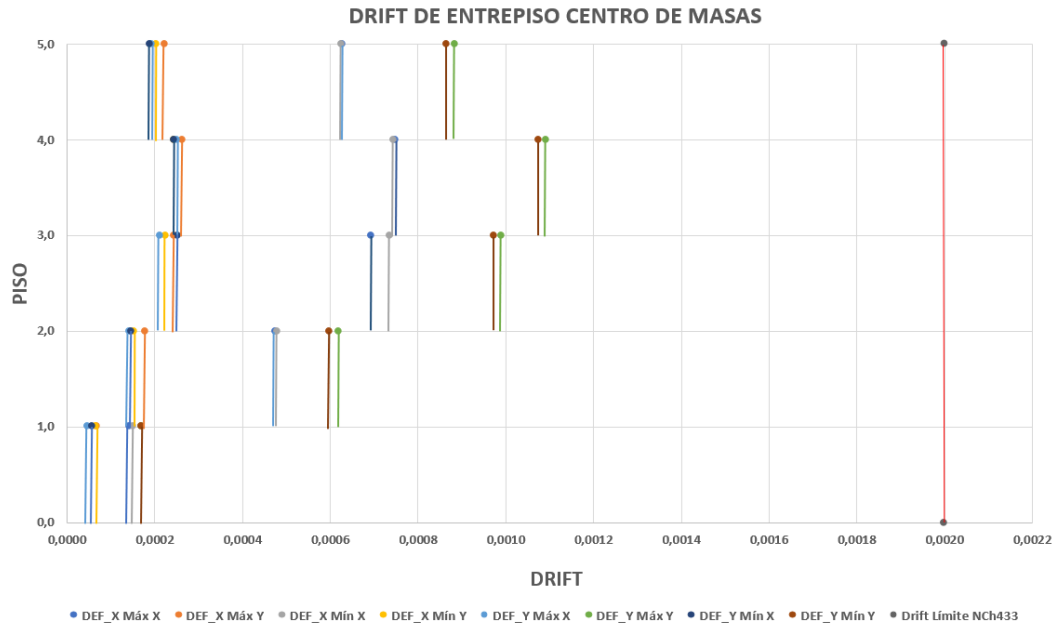


Figura 4.1 Drift de entrepiso con respecto al centro de masas.

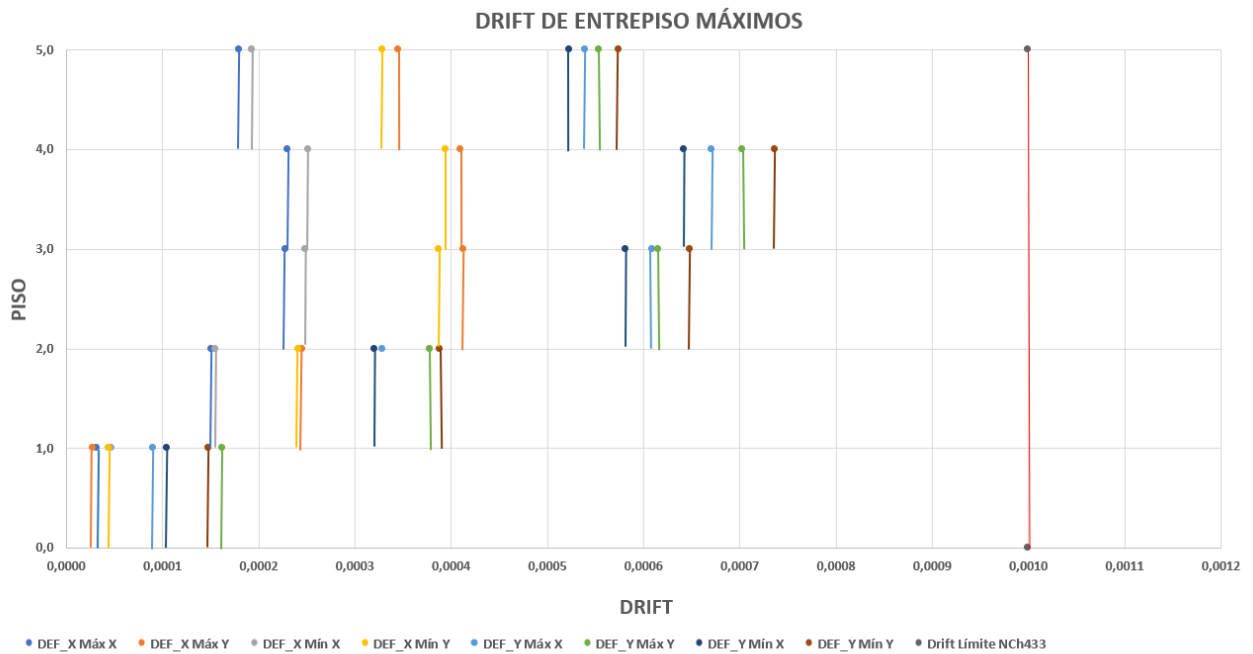


Figura 4.2 Drifts máximos de entrepisos con respecto al centro de masas.

En las figuras 4.1 y 4.2, se pueden observar las combinaciones “DEF_X” y “DEF_Y” tanto para su valor mínimo como para su valor máximo. Estas combinaciones se componen de un 100% de la carga permanente, 25% de la carga de uso y 100% de la carga por sismo, en la dirección correspondiente. Como se puede observar, tanto en el gráfico de drift con respecto al centro de masas como el de drifts máximos no superan el límite especificado en la norma NCh433.Of1996. En el caso de los drift relativos con respecto al CM, el máximo valor obtenido es de 0,11% (0,0011), lo cual es menor al límite mencionado (0,2% o 0,002), a su vez, el drift relativo máximo con respecto al centro de masas de la figura 4.2 es de 0,074% o 0,00074, siendo menor al especificado en la norma (0,1% o 0,001).

4.5 Conclusión

En este capítulo se presentó el análisis de las fuerzas que actúan sobre la estructura, ya sea de viento o sismo. El análisis modal espectral realizado consideró un análisis por torsión accidental como especifica la norma NCh433.Of1996, cumpliendo con los drift de entrepiso según especifica la norma.

CAPITULO 5 DISEÑO DE PANELES DE CLT

5.1 Introducción

En Chile no existe una normativa apropiada para el diseño de paneles de CLT, por lo que es necesario recurrir a normativas y manuales extranjeros. Para este estudio, se utilizó como guía el CLT handbook 2019 edition. Este manual aborda la ortotropía de los paneles empleando el método de analogía al corte para calcular sus propiedades efectivas, su objetivo es evaluar el diseño del panel en términos de deformación fuera del plano. En cuanto al diseño en el plano, solo se tiene en cuenta la contribución de las piezas de madera orientadas en el eje fuerte del panel. Las tensiones admisibles para pino radiata y sus factores de modificación se obtienen de la norma NCh1198.Of2014. El método de diseño utilizado es el método de tensiones admisibles (ASD), ya que tradicionalmente se utiliza este método para el diseño de elementos de madera.

5.2 Propiedades paneles CLT

Para el diseño de los paneles CLT se requieren las propiedades de estos. Como se mencionó en el capítulo 3, los paneles se consideran compuestos de madera aserrada de pino radiata al 12% de humedad, con tres capas de grado estructural C16 para muros y tres capas de grado estructural C24 para las losas, dispuestos de manera ortogonal.

5.3 Método de analogía al corte

Para el cálculo de las propiedades efectivas de los paneles de CLT, es necesario determinar el aporte de las capas orientadas tanto a 0° como a 90° . Para esto, se emplea el método por analogía al corte, que es el método más preciso según la literatura para el diseño de elementos de CLT. (Carrillo, 2020) El método consiste en considerar una sección real que está compuesta por dos vigas virtuales. En el ejemplo descrito en el CLT Handbook, se examina una viga formada por las vigas A y B, las cuales están unidas por elementos infinitamente rígidos (Figura 5.1). A la viga A se le asigna la suma de la rigidez flexural de cada capa del panel, mientras que para la viga B, se le asigna la suma de la rigidez flexural de cada capa del panel utilizando el teorema de los ejes paralelos. La rigidez efectiva de las vigas A y B se calcula de la siguiente manera:

$$B_A = \sum_{i=1}^n E_i * I_i = \sum_{i=1}^n E_i b_i \frac{h_i^3}{12} \quad (5.1)$$

$$B_b = \sum_{i=1}^n E_i * A_i z_i^2 \quad (5.2)$$

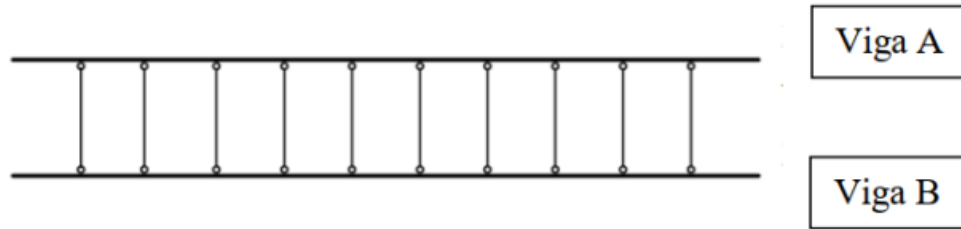


Figura 5.1 Vigas virtuales, método de analogía al corte.

Donde,

n : Número de capas del panel.

B_A : Rigidez efectiva de la viga A

E_i : Módulo de elasticidad asociado a la capa i.

I_i : Inercia de la sección asociada a la capa i.

b_i : Espesor efectiva de la capa i, por simplicidad se asume 1 metro.

h_i : Altura de cada capa i.

A_i : Área asociada a capa i.

z_i : Distancia eje neutro de cada capa al eje neutro de la sección transversal del panel.

Finalmente, la rigidez efectiva EI_{eff} se calcula sumando las contribuciones de la viga A y de la viga B. Es decir,

$$EI_{eff} = \sum_{i=1}^n E_i b_i \frac{h_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n E_i * A_i z_i^2 \quad (5.3)$$

Debido a que las propiedades de la madera varían según la dirección de análisis, tanto el módulo de elasticidad como el módulo de corte tendrán valores distintos según la orientación de las fibras. El

CLT handbook recomienda que el módulo de elasticidad y el módulo de corte sean reducidos según el grado de orientación que presenten. En la siguiente tabla se resumen estos valores.

Tabla 5.1 Módulos de elasticidad y corte para las capas de panel CLT.

Elemento	E	G
Capa 0°	E madera aserrada	E madera aserrada /16
Capa 90°	E madera aserrada/30	E madera aserrada /(16x10)

Adicionalmente, la viga B contiene la rigidez cortante, que puede ser calculada con la siguiente ecuación:

$$GA_{eff} = \frac{a^2}{\frac{h_1}{2G_1b} + \sum_{i=2}^{n-1} \frac{h_i}{2G_ib} + \frac{h_n}{2G_nb}} \quad (5.4)$$

Donde,

G_i : Modulo de corte asociado a la capa i.

A : Distancia entre los centroides de las capas externas del panel.

El método de analogía al corte se realiza considerando un ancho de 1 metro en los paneles de CLT.

5.4 Factores de modificación

Los factores de modificación son valores adimensionales que modifican la capacidad de los elementos de madera según las condiciones en las cuales trabajan. Estos factores se encuentran definidos en la NCh1198.Of.2014 y en la NDS 2018. Para el diseño de los paneles de CLT se emplean los factores de modificación por duración de carga (C_D), por contenido de humedad (C_D) y por temperatura (C_T). En el Anexo 5.2 se describen los factores de modificación.

5.5 Tensiones admisibles, módulo de elasticidad y rigidez efectiva de los paneles CLT

Las tensiones admisibles y módulo de elasticidad en flexión para pino radiata a 12% de humedad, con grado estructural C16 y C24 según clasificación mecánica, se obtienen de la norma NCh1198.Of2014, lo cual se muestra en la tabla 5.2.

Tabla 5.2 Tensiones admisibles y módulo de elasticidad a 12% de humedad.

Grado estructural	Flexión	Compresión paralela	Tracción paralela	Compresión normal	Cizalle	Módulo de elasticidad en flexión
	F_f (MPa)	F_{cp} (Mpa)	F_{tp} (Mpa)	F_{cn} (Mpa)	F_{cz} (Mpa)	E (Mpa)
C16	5,2	7,5	3,5	2,5	1,1	7900
C24	9,3	8,0	4,7	0,25	1,1	10200

Los módulos de rigidez efectivos asociados a los paneles son los mostrados en la tabla 6, cuyo cálculo se detalla en el Anexo 5.1.

Tabla 5.3 Módulo de rigidez flexural y corte efectivo para muro CLT.

Panel	$EI'_{eff} \left(\frac{Nmm^2}{m} \right)$	$GA'_{eff} \left(\frac{N}{m} \right)$
Muro	1,79E+12	1,78E+07
Losa	1,86E+12	1,30E+07

5.6 Diseño de muros

Para el diseño de muros de CLT, se verifica la compresión paralela en el plano, el corte en el plano y por último la interacción entre flexión y compresión para los muros exteriores, es decir, que estén expuestos a fuerzas de viento. Estos se verifican de la forma indicada en el CLT handbook. Las demandas de carga axial, corte y momento asociado a cada muro, fueron obtenidas del software ETABS, realizando las combinaciones de carga de la NCh3171.Of2010.

5.6.1 Diseño compresión paralela en el plano

La determinación de la compresión paralela en el plano de un panel de CLT implica el cálculo de la carga crítica que puede soportar el panel antes de que ocurra el colapso. Esta se calcula como el producto de la tensión admisible de las capas orientadas en la dirección de la carga, es decir, el eje mayor del muro, y el área de éstas mismas. Adicionalmente, se aplican los factores de modificación correspondientes.

$$P \leq F_c * A_p * C_D * C_M * C_T * C_p \quad (5.5)$$

Donde,

F_c : Tensión admisible de las capas orientadas paralelamente a la dirección de la fuerza.

A_p : Área de las capas que están en dirección paralela a la dirección de la fuerza.

Para realizar la verificación, se lleva consideró la carga del sismo, por lo que el factor por duración de carga (C_D) toma un valor de 1.6, y para el factor de modificación por inestabilidad lateral C_p se determina un valor distinto para cada sección de muro.

El muro más solicitado corresponde al muro DG, el cual queda solicitado en un 64,8%, la ubicación de este panel se puede observar en la figura 3.1. En el Anexo 5.4, se indica la demanda sobre cada muro.

5.6.2 Diseño a corte en el plano.

La verificación del esfuerzo de corte en el plano de un panel de CLT implica evaluar si el panel puede resistir las fuerzas de corte provenientes de cargas aplicadas o acciones sísmicas. La capacidad del muro para resistir el esfuerzo de corte en su plano se determina multiplicando el espesor de las capas del muro por la tensión admisible en cizallamiento para esas capas. Además, se aplican los factores de modificación presentados en el Anexo 5.2.

$$V \leq F_v * T_v * C_D * C_M * C_T \quad (5.6)$$

Donde,

V: Corte máximo inducido en el elemento.

F_v : Tensión admisible al corte, de las capas orientadas perpendicularmente a la dirección de corte.

T_v : Espesor de las capas del panel perpendiculares a la acción de la fuerza.

Para este caso, se utiliza un valor de C_D igual a 1,6 ya que se considera el efecto del sismo, debido a que las fuerzas de corte producidas por el sismo son mayores.

El muro más solicitado a corte en el plano corresponde al muro N orientado en la dirección Y, el cual queda solicitado en un 14,3%. En el Anexo 5.4, se indica la demanda a corte sobre cada muro.

5.6.3 Verificación flexo-compresión

La verificación de flexo-compresión en los muros de CLT evalúa la interacción entre la flexión en el plano y la compresión paralela del panel de CLT. En este proceso se consideran únicamente las capas del panel orientadas verticalmente, ya que son las que reciben las cargas. Se analiza como la flexión y la compresión trabajan conjuntamente, asegurando que el panel de CLT sea capaz de resistir eficientemente estas solicitaciones.

El diseño a flexo-compresión se verifica con la ecuación 5.7. Se considera un análisis dinámico, debido a que el momento se genera por las cargas sísmicas que recibe la estructura.

$$\left(\frac{P}{F'_c * A_p} \right)^2 + \frac{M}{F'_b * S_{eff} \left(1 - \frac{P}{P_{CE}} \right)} \leq 1 \quad (5.7)$$

Donde,

P : Carga Axial inducida.

P_{CE} : Carga crítica de Pandeo.

M : Momento flector inducido.

F'_c : Tensión admisible de las capas orientadas paralelamente a la dirección de la fuerza, multiplicada por los FM.

A_p : Área de las capas que están orientadas en dirección a la fuerza.

F'_b : Tensión admisible en flexión de las capas que trabajan en flexión, multiplicada por los FM.

S_{eff} : Módulo de sección efectivo del CLT.

$$S_{eff} = \frac{2EI_{eff}}{E_1 h} \tag{5.8}$$

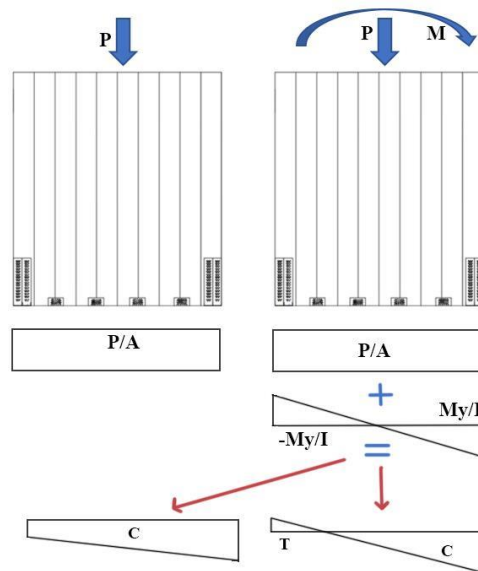


Figura 5.2 Distribución de tensiones en la base del muro, caso estático y dinámico.

(Carrillo, 2020)

El muro más solicitado corresponde al muro DG, el cual queda solicitado en un 30% de su capacidad.

Para más detalles sobre la verificación de los muros, consultar Anexo 5.5.

5.7 Diseño de losas CLT

Para el diseño de losas se deben verificar las solicitaciones que actúan perpendicularmente al plano de los paneles, es decir, diseño en flexión y corte fuera del plano, además, se verifica la compresión

normal a la fibra. Para esto, se considera un análisis estático, por lo que, las cargas que tributan a la losa serían carga muerta más carga viva. La losa se modeló como simplemente apoyada, considerando la carga distribuida en el plano como una carga lineal y considerando un ancho tributario de 1m. Luego, se utilizó largo de 5,18 m, correspondiente al paño de losa más desfavorable. La carga distribuida obtenida tiene un valor de 372,1 kg/m².

5.7.1 Diseño en flexión fuera del plano

En el cálculo de la capacidad a flexión de la losa, se enfoca en el eje mayor debido a su disposición más desfavorable. La capacidad se determina considerando el momento máximo solicitante, que se obtiene multiplicando el módulo de sección efectivo (S_{eff}) por la tensión admisible de la madera en flexión (F_f), además, se aplican los factores de modificación correspondientes y un factor de reducción de 0,85 como recomienda el CLT handbook. Luego, la capacidad a flexión fuera del plano se calcula con la siguiente ecuación:

$$M_b = 0,85 * F_f * S_{eff} * C_M * C_D * C_T \quad (5.9)$$

Finalmente, la losa se encuentra demandada en un 59% de su capacidad a flexión en el eje fuerte.

5.7.2 Diseño al corte fuera del plano

Cuando se diseñan losas de CLT, se deben tener en cuenta las fuerzas de corte fuera del plano que se generan debido a cargas verticales, momentos flectores y esfuerzos sísmicos. Estas fuerzas de corte pueden afectar la integridad de las conexiones y provocar fallas si no se diseñan y detallan correctamente. La capacidad a corte fuera del plano se calcula con la ecuación 5.10.

$$V_{planar} \leq F_s * \left(\frac{Ib}{Q}\right)_{eff} * C_M * C_T \quad (5.10)$$

$$\left(\frac{Ib}{Q}\right)_{eff} = \frac{EI_{eff}}{\sum_{i=1}^n E_i h_i z_i} \quad (5.11)$$

Donde,

V_{planar} : Corte máximo sobre la losa (fuera del plano).

F_s : Tensión admisible de las capas orientadas en el eje ortogonal al corte.

I : Momento de inercia de la sección del CLT.

b : Ancho de la sección del CLT.

Q : Momento de área sección CLT.

E_i : Módulo de elasticidad asociado a la capa i .

h_i : Altura de la capa i .

z_i : Distancia entre el eje neutro de la sección y el eje neutro de cada capa.

La losa queda solicitada en un 41% de su capacidad para soportar el corte.

5.7.3 Compresión normal a la fibra

Cuando una losa de CLT está sometida a cargas de compresión normal a la fibra, es necesario evaluar la capacidad de las capas de madera para resistir esas fuerzas. La capacidad a compresión normal a la fibra se calcula con la ecuación 5.12.

$$R \leq F_{cn} * A * C_M * C_T * C_b \quad (5.12)$$

$$C_b = \frac{(l_b + 9,525)}{l_b} \quad (5.13)$$

Donde,

R : Fuerza de aplastamiento en el elemento.

A : Área total de la sección aplastada.

F_{cn} : Tensión admisible en compresión normal de la capa de menor calidad.

C_b : Factor de modificación por área apoyada.

l_b : Longitud del área apoyada en dirección de la fibra.

La losa queda solicitada en un 10,1% de su capacidad a compresión normal a la fibra.

5.7.4 Deformación fuera del plano

La deflexión fuera del plano se calcula con la ecuación 5.14. Esta ecuación considera la contribución de la deformación por flexión y por corte.

$$\Delta_{total} = \frac{5wL^4}{384EI_{eff}} + \frac{wL^2k}{8GA_{eff}} \quad (5.14)$$

Donde,

Δ_{total} : Deformación máxima en el medio del panel simplemente apoyado.

w : Carga distribuida por ancho unitario.

K : Factor de modificación por corte = 1,2.

L : Luz entre apoyos del panel.

Ks : Constante basada en la influencia del corte. Se encuentra en la tabla 10.4.1.1 del NDS 2018.

La capacidad a la deformación fuera del plano es de 113%, por lo que, la losa no estaría cumpliendo el límite establecido en la NCh1198.Of 2014. Esto requiere ser analizado en mayor detalle, dado que es el único paño de la losa que no estaría cumpliendo la verificación a deflexión fuera del plano.

Una alternativa menos óptima sería, aumentar el espesor de la losa a 150 mm en toda la planta, quedando demandada en un 94% de su capacidad de deformación. Lo cual involucraría un aumento considerablemente en los costos de construcción.

Para más detalles sobre la verificación de la losa, consultar Anexo 5.5.

5.8 Conclusión

En este capítulo se presentó la metodología y diseño de los paneles de CLT empleados en losas y muros. Para los muros el esfuerzo crítico fue la compresión paralela en el plano, alcanzando valores de 64,8% de su capacidad. Para las losas, el esfuerzo crítico fue la flexión fuera del plano, alcanzando valores de 59% de su capacidad. Además, se verificaron los límites de deformación fuera del plano de la losa según lo indicado en la NCh1198, donde la sección analizada no cumple con el límite calculado, por lo que, se recomienda un análisis en mayor detalle o un aumento en el espesor de la losa.

CAPITULO 6 DISEÑO DE VIGAS DE MLE Y COLUMNAS DE ACERO

6.1 Introducción

El diseño de estos elementos se rige por lo estipulado en las normas NCh1198.Of 2014, que es aplicable a las vigas de MLE, y por la norma NCh427.Of 2016 para las columnas de acero. Las tensiones admisibles de los elementos de MLE se obtienen de acuerdo con la norma NCh2165.Of1991. El diseño de los elementos de madera contempla la implementación de factores de modificación, los cuales modifican las tensiones admisibles de la viga. La posterior verificación de los elementos se realiza empleando el método de tensiones admisibles.

6.2 Diseño de vigas de MLE

El diseño y la verificación de las vigas se basan en la geometría proporcionada por la propuesta arquitectónica. Las vigas tienen dimensiones de 20 cm de ancho por 28 cm de alto. Para su construcción, se opta por utilizar láminas de grado A de 33 mm de espesor, considerando laminación horizontal.

En el diseño de la viga de MLE, se asume que la carga tributaria considerada es la suma de la carga muerta y la sobrecarga (D+L). Estos factores son tenidos en cuenta para garantizar que la viga sea capaz de soportar las cargas aplicadas y cumpla con los requisitos de resistencia y seguridad necesarios. En la figura 6.1 se puede observar un ejemplo para el cálculo de las vigas.

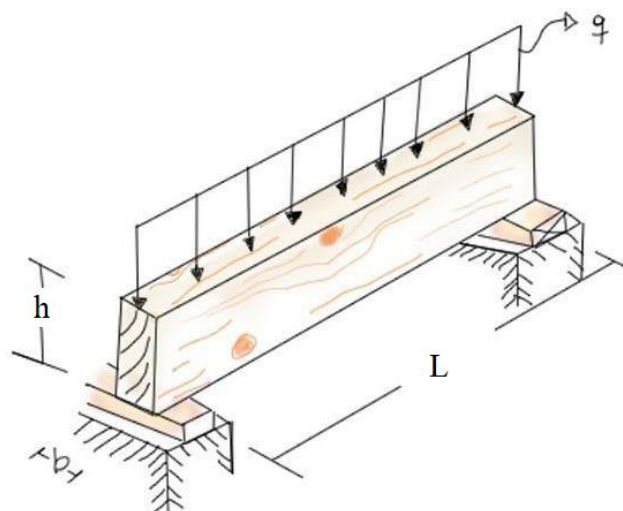


Figura 6.1 Ejemplo para cálculo viga MLE.

6.3 Tensiones admisibles viga MLE

Para determinar las tensiones admisibles de una viga de MLE, se debe consultar la norma NCh2165.Of 1991. Las tensiones básicas de las láminas grado A son ajustadas según las condiciones geométricas específicas de la viga. Las tensiones admisibles de las láminas se especifican en la tabla 6.1, lo que permite verificar que los elementos cumplan con los límites de tensión y asegurar la integridad estructural y seguridad de diseño.

Tabla 6.1. Tensiones admisibles vigas de MLE.

Grado	Flexión (MPa) $F_{b,f}$	Cizalle (MPa) $F_{b,cz}$	Tracción normal (MPa) $F_{b,tn}$	Compresión normal (MPa) $F_{b,cn}$	Módulo elasticidad (MPa) $E_{L,b}$
A	19	1,3	0,43	2,8	11000

6.3.1 Verificación a flexión

Dado que la madera tiene distintas capacidades según el tipo de carga que la afecte, el diseño en flexión queda controlado por la capacidad menor entre el extremo flexotractionado, el cual se debe multiplicar por el factor K_v , y el extremo flexocomprimido, el cual se debe modificar por el factor de

modificación por volcamiento $K\lambda$, lo que asegura que la viga sea adecuadamente diseñada y sea capaz de soportar las solicitaciones tanto en tracción como en compresión para garantizar la estabilidad y seguridad estructural. Ambos factores toman un valor de 1, ya que aplican solo cuando la altura es mayor a 180 mm.

Para obtener las solicitaciones en la viga, se utiliza un modelo estático simplificado que asume que toda la carga aplicada sobre el panel de CLT se transfiere exclusivamente a las vigas. Además, se considera que el panel no contribuye en su eje débil a las solicitaciones en la viga.

El esfuerzo mayor al que está sometida la viga es de 5,17 MPa, lo que representa aproximadamente el 73% de su capacidad. Este cálculo se detalla en el ANEXO 6.1

6.3.2 Verificación a cizalle

Utilizando el mismo modelo que para el cálculo de la capacidad a flexión, se determinó el corte máximo en la viga. Este corte resulta en un esfuerzo de corte equivalente a 0,41 MPa, mientras que la capacidad de la viga es de 1,14 MPa, lo que representa aproximadamente un 36% de su capacidad.

6.3.3 Verificación a compresión normal a la fibra

Se debe verificar la tensión máxima admisible para que la viga no falle en compresión normal por aplastamiento en los apoyos. El esfuerzo producido por la compresión normal es igual a 0,39 MPa, mientras que la viga tiene una capacidad de 1,5 MPa, lo que indica que la viga está solicitada en un 26% en relación a su capacidad de compresión normal.

6.3.4 Verificación de deformaciones

La deformación de una viga de MLE se calcula utilizando un modelo de una viga simplemente apoyada. En este cálculo, se deben distinguir entre las cargas totales que actúan sobre la viga y las cargas propias de la sobrecarga. Según la NCh1998.Of2014 el límite para la carga total es de $\frac{L}{300}$ y

para sobrecarga es de $\frac{L}{360}$. En ambos casos, la viga cumple con las solicitaciones de diseño. Las deformaciones calculadas y admisibles se muestran en la tabla 6.2.

Tabla 6.2 Verificación de deformaciones.

Carga	Deformación calculada (mm)	Deformación admisible (mm)	Verificación
Total	4,51	11,67	Cumple
Sobrecarga	3,01	9,72	Cumple

6.4 Diseño de columnas

El diseño y la verificación de las columnas se basan en la geometría proporcionada por la propuesta arquitectónica. Las columnas son perfiles tubulares con dimensiones de 193,7 x 5,9 mm, considerando una calidad de acero ASTM A36. Para el diseño de las columnas, se obtienen las demandas directamente del software ETABS. Se debe verificar la capacidad a compresión, flexión e interacción flexión – compresión de las columnas, las cuales se rigen según la norma NCh427.Of2016.

6.4.1 Tipo de acero

Los aceros estructurales que se utilizan en Chile, para los distintos elementos que conforman una edificación, se listan en el capítulo A.3 de la norma NCh427.Of 2016. Para la estructura se consideró un acero ASTM A36. Las tensiones de fluencia y rotura se presentan en la tabla 6.3, y las propiedades de la sección empleadas para el diseño de éstas, se muestran en el ANEXO 6.2.

Tabla 6.3 Tensión de fluencia y rotura de acero ASTM A36.

Designación ASTM	Tensión de fluencia Fy (MPa)	Tensión de rotura Fu (MPa)
A36	248	400

6.4.2 Compresión

La resistencia de compresión nominal P_n , es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites que aplican, en el caso de la columna tipo tubular, el estado límite que aplica es pandeo por flexión, ya que no presenta elementos esbeltos, esto se determina calculando la razón diámetro – espesor. Por ende, debe emplear la sección E.3 de la norma NCh427.

La sollicitación de compresión que actúa en la columna, se obtiene a partir de un diseño estático, empleando las cargas que tributan a la columna. Esta sollicitación se obtiene directamente del modelo de la estructura en el software ETABS.

Se obtiene un esfuerzo de compresión de 99,18 kN, mientras que la capacidad a compresión del perfil es de 700,7 kN, lo que indica que la columna está sollicitada en un 14% de su capacidad.

Cabe destacar, que las columnas se consideraron rotuladas en sus extremos por su forma de conectarse a la estructura, por lo que, el momento flector de las columnas se elimina. De esta manera, no existe demanda por momento flector en las columnas, y no es necesario verificar la capacidad a flexión, ni tampoco a flexo-compresión.

6.5 Conclusión

Se realizó el cálculo de las resistencias y demandas de vigas y columnas, el cual se rigió por lo estipulado en la NCh1198.Of2014 y la NCh427.Of2016. En el caso de las vigas controló la verificación a flexión con valores de 73% de su capacidad, en cambio, para las columnas el diseño a compresión demanda con valores de 14% de su capacidad.

CAPITULO 7 DISEÑO DE CONEXIONES

7.1 Introducción

Las conexiones en CLT, juegan un papel fundamental en el mantenimiento e integridad de la estructura. Estas son las encargadas de proporcionar resistencia, rigidez, estabilidad y ductilidad a la estructura, por lo que, requieren una cuidadosa atención y diseño.

En este capítulo se presenta el cálculo y diseño de las conexiones en elementos de madera para el caso de los paneles más solicitados. Se presentan las uniones losa-losa, losa-viga, losa-muro, muro-muro y además las conexiones de momento y de corte, en las que se emplean hold-down y ángulos de cortes respectivamente.

Para el diseño de las conexiones se tomaron como referencia las especificaciones de la NDS 2018 y los ejemplos proporcionados en el Canadian CLT handbook, ya que no existe una regulación nacional específica para este propósito.

7.2 Método de diseño

El diseño de las uniones se realiza con las ecuaciones de los modos de fluencia de estas, las cuales se basan en el método de análisis de extracción lateral. Estas pueden ser cizalle simple o doble, dependiendo de los planos de corte generados en la conexión. Para los tipos de conexiones considerados, solo se utiliza el cizalle simple, ya que presentan un plano de corte. La capacidad a extracción lateral en cizalle simple para cada conector queda determinada según el menor valor entre los modos de fluencia. Los modos de fluencia se presentan a continuación:

- I. Aplastamiento de una pieza y conector en el límite elástico.
- II. Aplastamiento de las dos piezas conectoras y conector en el límite elástico.
- III. Aplastamiento de una pieza y fluencia del conector.
- IV. Fluencia del conector.

Se sugiere que las conexiones se diseñen de manera que su capacidad esté dominada por el modo III_c, III_i o IV, para garantizar una falla dúctil de la unión. (Moya, 2021)

Por otro lado, se tiene en cuenta el espaciamiento mínimo requerido entre conector, la NDS 2018 especifica los siguientes espaciamientos mínimos:

Tabla 7.1 Espaciamientos mínimos requeridos por la NDS 2018 para CLT.

Elementos	S _{min}
Entre conectores en la misma fila	4D
Entre filas de conectores	5D
Del conector al borde del panel	4D
Del conector al borde del contrachapado	4D

7.3 Tornillos, Hold-down y ángulos de corte

Los conectores utilizados en el diseño de las conexiones fueron obtenidos de los catálogos de la empresa Rothoblaas, una empresa de origen italiana, líder en el desarrollo y el suministro de soluciones de alto contenido tecnológico para los sectores de los sistemas de construcción en madera. Es uno de los proveedores más importantes en Chile, por lo que, se escogieron sus conectores para realizar el diseño de la estructura en estudio. Sus catálogos ofrecen una gran variedad de tornillos, hold-down y ángulos de corte, necesarios para el diseño de edificios.

7.4 Tipos de conexiones

En el edificio de CLT, se utilizaron diferentes tipos de conexiones, estas se materializaron mediante elementos de sujeción cilíndricos que conectan dos elementos de madera, como en las uniones viga-losa, muro-losa, y entre muros. Además, para ciertas uniones, como la de losa-losa, se emplearon elementos adicionales como madera contrachapada, y para la unión resistente a momento y al corte en muros se utilizaron placas de metal, es decir, hold-down y ángulos de corte.

7.4.1 Conexión losa - losa

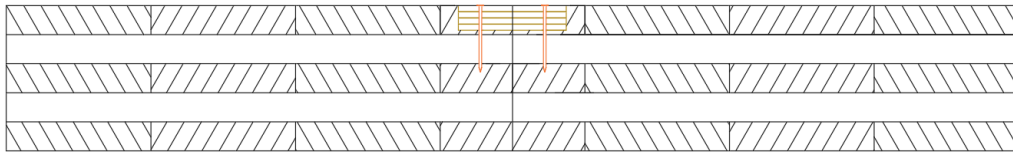


Figura 7.1 Detalle conexión losa-losa.

Para este ejemplo, la conexión entre losas se realiza entre los ejes D y E como se muestra en la figura 7.2. Esta unión se materializa mediante la utilización de contrachapado de 28 mm de espesor, conectándose a la losa mediante pares de tornillos de 8 mm de diámetro y 100 mm de largo. Para el diseño se consideró al panel de CLT como elemento del tirafondo primario y al contrachapado como elemento secundario.

Calculando los modos de fluencia, se obtuvo que el modo más desfavorable corresponde al modo III_m, controlando una fuerza de 102 kgf por tornillo. Los factores de modificación empleados corresponden en su mayoría a la unidad, a excepción del factor de modificación por duración de carga (C_D), el cual toma un valor de 1,6 debido a las fuerzas sísmicas. De esta manera, la resistencia total de la unión es de 163 kgf, los cuales para satisfacer la demanda y por aspectos constructivos relacionados con la integridad estructural, se recomienda espaciarlos cada 50 cm.

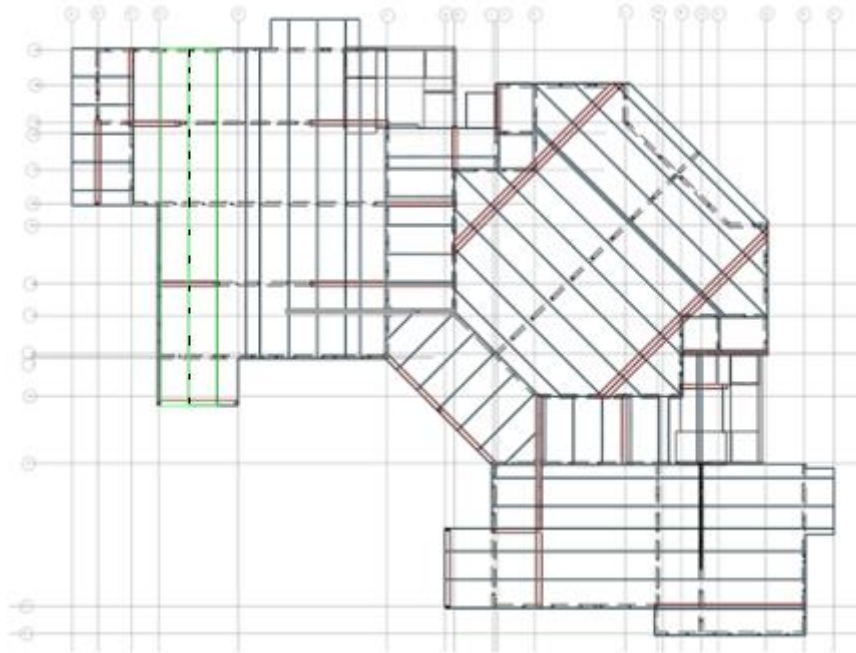


Figura 7.2 Conexión losa – losa.

7.4.2 Conexión losa – viga

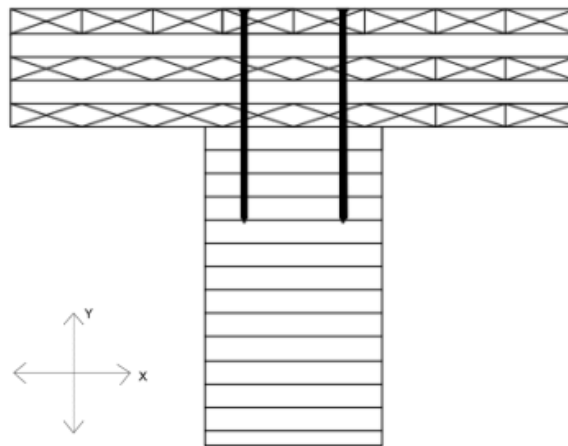


Figura 7.3 Detalle unión losa – viga.

La ubicación de las vigas se puede apreciar en la imagen 7.2, se muestran con líneas de color rojo, mientras que en la figura 7.3 se observa el detalle de esta unión. Se materializa con la utilización de pares de tornillos TBS de 10 mm de diámetro y 240 mm de largo. Calculando los modos de fluencia, se obtuvo que el modo más desfavorable corresponde al modo IV, controlando una fuerza de 166 kgf por tornillo. Los factores de modificación empleados corresponden en su mayoría a la unidad, a

excepto del factor de modificación por duración de carga (C_D), el cual toma un valor de 1,6 debido a las fuerzas sísmicas. De esta manera, la resistencia total de la unión, es decir, de los dos tornillos es de 531 kgf, los cuales para satisfacer la demanda se recomienda espaciarlos cada 30 cm.

7.4.3 Conexión losa – muro

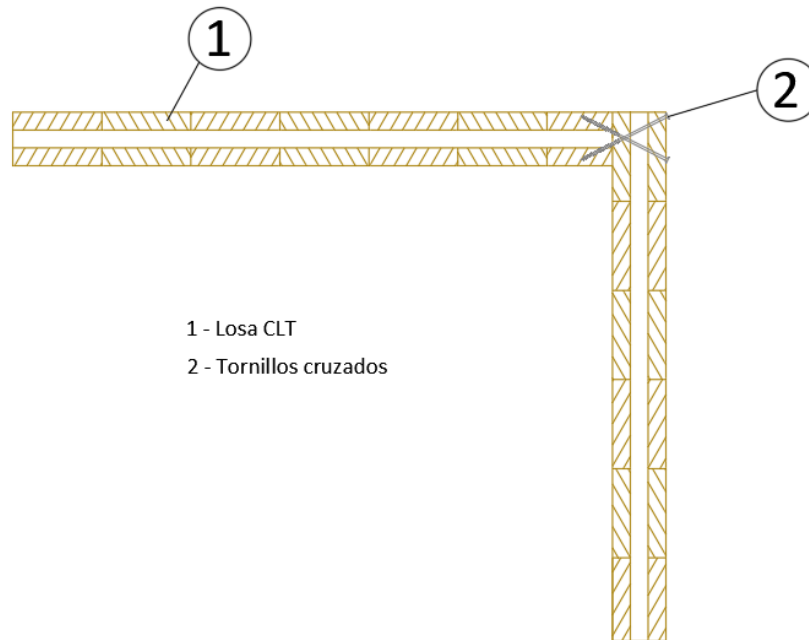


Figura 7.4 Detalle unión losa – muro.

El detalle de la conexión losa-muro se materializan utilizando un par de tornillos cruzados en 45° respecto al plano del muro, como se observa en la figura 7.4. Para esta unión se utilizaron tornillos TBS de 12 mm de diámetro y 320 mm de largo. Para el cálculo de la capacidad de esta unión, se utilizó el método de extracción directa, descrito en la NCh1198.Of2014, controlando una fuerza de 311 kgf por tornillo. De esta manera, la resistencia total de la unión, es decir, de los dos tornillos es de 623 kgf, los cuales para satisfacer la demanda se recomienda espaciarlos cada 30 cm. La demanda asociada a cada conexión y la capacidad de cada tornillo se detalle en el Anexo 7.1.

7.4.4 Conexión muro – muro perpendicular

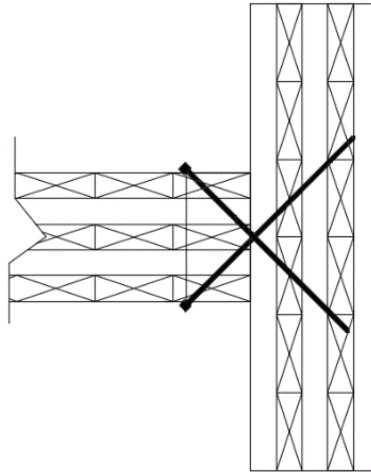


Figura 7.5 Detalle unión entre muros perpendiculares.

Las conexiones entre muros perpendiculares se materializan utilizando un par de tornillos cruzados en 45° respecto al plano del muro, como se observa en la figura 7.5. Para esta unión se utilizaron tornillos TBS de 10 mm de diámetro y 320 mm de largo. Para el cálculo de la capacidad de la unión, se utilizó el método de extracción directa, descrito en la NCh1198.Of2014, controlando una fuerza de 216 kgf por tornillo. De esta manera la resistencia total de la unión, es decir, de los dos tornillos es de 433 kgf, los cuales para satisfacer la demanda se recomienda espaciarlos cada 10 cm. Para más detalles referirse al anexo 7.1

7.4.5 Conexión corte y momento muros

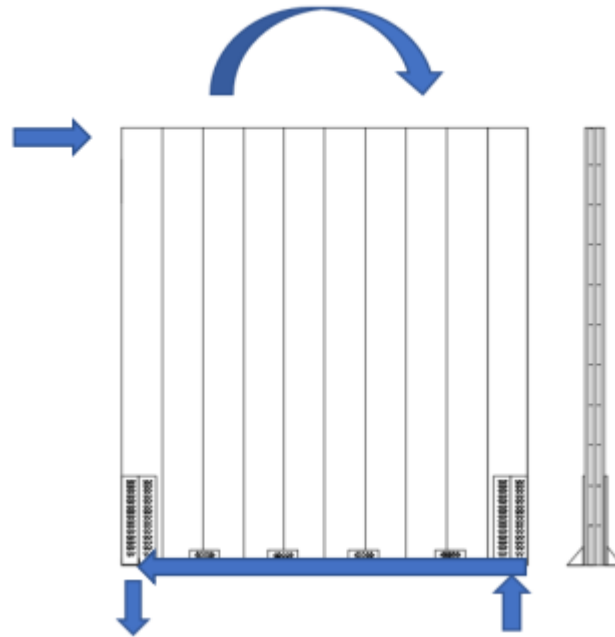


Figura 7.6 Caracterización unión de corte y momento en muros. (Carrillo, 2020)

Para las conexiones de momento se utilizaron hold-downs y para las conexiones de corte se utilizaron ángulos de corte. Para ambas uniones se utilizaron los mismos tipos de tornillos, estos son del tipo LBS con un diámetro de 5 mm y 60 mm de largo. Calculando los modos de fluencia, se obtuvo que el modo más desfavorable corresponde al modo IIIs, controlando una fuerza de 117 kgf por tornillo. Los factores de modificación empleados corresponden en su mayoría a la unidad, a excepción del factor de modificación por duración de carga (C_D), el cual toma un valor de 1,6 debido a las fuerzas sísmicas. De esta manera, la resistencia total de cada tornillo es de 188 kgf. Para el muro más desfavorable, es necesaria la utilización de cuatro ángulos de corte con 36 tornillos por conector por ambos lados del muro, y dos hold-downs de 45 orificios por extremo en ambos lados del muro.

7.5 Conclusiones

Se llevó a cabo el diseño de diversas tipologías de uniones tanto para el diafragma como para los muros. La metodología de diseño seguida en el NDS 2018, es similar a la presentada en la NCh1198.Of 2014. Se logró diseñar las conexiones según lo sugerido, es decir, los modos de falla que controlaban las conexiones fueron los modos III y IV. En todos los casos, la capacidad de las uniones supera la demanda solicitada.

CAPITULO 8 CONCLUSIONES

La madera contralaminada ha revolucionado la construcción de estructuras de madera, permitiendo construir edificios de mediana altura hasta gran altura en algunos países, siendo poco probable hace no mucho tiempo atrás. Gracias a su laminación cruzada, el CLT logra una gran estabilidad dimensional, lo que posibilita la creación de losas para pisos en dos direcciones y muros más altos y resistentes en comparación con los sistemas tradicionales de entramado de madera. Además, el CLT presenta ventajas significativas en comparación con materiales competidores como el hormigón armado y el acero, siendo más ligero y sostenible desde una perspectiva ecológica.

El propósito de este trabajo fue diseñar un edificio de CLT de mediana altura para comprobar si realmente es posible construir este tipo de estructuras con las limitaciones actuales que tienen las normativas chilenas para la construcción en madera, siendo totalmente satisfactorio y factible el diseño de la estructura sin tener que realizar cambios significativos en comparación al proyecto original. Si bien, no está regulado el CLT en la normativa chilena, se pudo recurrir a manuales y normas extranjeras como el Canadian CLT handbook y la NDS 2018 para poder efectuar las verificaciones necesarias para el diseño de los elementos de madera y conexiones metálicas empleadas.

Si bien los paneles de CLT están diseñados con cierto margen de holgura con respecto a su capacidad, es un buen comienzo para diseñar y construir este tipo de edificaciones, ya que se debe demostrar que este tipo de estructuras perdurarán en el tiempo y no tendrán problemas ante un eventual terremoto o sismo. Además, como se considera un factor de reducción de respuesta sísmica $R=2$, es posible efectuar un diseño que garantice que la superestructura permanezca elástica para el sismo de diseño, lo que permitiría construir edificios de mediana altura, estructuradas en base a paneles de CLT.

En cuanto a las propiedades de la madera, es esencial considerar el CLT como un material ortotrópico, ya que, de otra manera se estaría considerando de manera imprecisa el módulo de elasticidad y de corte en sus direcciones principales. Se observó que al modelar la estructura como isotrópica, los periodos fundamentales eran bastante más bajos, obteniendo deformaciones de entrepiso menores.

Por lo que, si se desea modelar una edificación de mediana altura en CLT, se debe recomendar modelar los paneles considerando la ortotropía de la madera.

El análisis de las conexiones demuestra que estas son factibles de materializar para los casos estudiados, siendo en todos los casos la capacidad de las uniones mayor a la solicitación requerida, lo que indica que las uniones son suficientemente resistentes para soportar las cargas previstas. Además, los espaciamientos calculados en todos los casos fueron mayores a los espaciamientos mínimos que establece la NDS 2018, lo que constituye un aporte para un comportamiento dúctil de la unión, ya que permiten el desarrollo de deformaciones plásticas del conector y los aplastamientos en las paredes de los agujeros de la madera en contacto con los sujetores reduciendo a un mínimo el riesgo de la falla frágil.

8.1 Futuras líneas de investigación

Las futuras líneas de investigación que podrían generarse a partir de esta memoria son diversas, debido a que el CLT es una tecnología relativamente nueva y con numerosas ventajas constructivas.

En primer lugar, realizar más diseños estructurales de otros edificios con una mayor altura o diferente arquitectura, para tener más información sobre el diseño estructural en edificios de CLT.

En segundo lugar, un estudio acerca de cómo cambiaría el diseño de este edificio en distintas zonas geográficas del país, así como también distintos tipos de suelo, comparando en que situaciones se comportaría mejor esta estructura.

En tercer lugar, se recomienda modelar el edificio, pero utilizando diafragmas semi – rígidos o flexibles para analizar el comportamiento de la estructura.

Por último, sería de gran interés investigar acerca de las propiedades aislantes y/o medioambientales más en profundidad, evaluando la eficiencia que tendría en comparación a otros materiales.

REFERENCIAS

- Binderholz. (2022). Introduction Solid Timber Manual 2.0. Binderholz GmbH and Saint-Gobain Rigips Austria GesmbH. Austria.
- Carrillo, D. (2020). *Evaluación del desempeño sísmico de una torre de CLT aislada sísmicamente*. Memoria de título Ingeniero Civil. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Concepción. Concepción.
- Dujic, B., Klobcar, S., & Zarnic, R. (2007). *Influence of openings on shear capacity of wooden walls*. NZ Timber design journal. Slovenia.
- FPInnovations. (2019). *Canadian CLT Handbook, 2019 Edition. I*. Québec, Canada.
- González-Retamal, M., Forcael, E., Saelzer-Fuica, G. & Vargas-Mosqueda, M. (2022). *From Trees to Skyscrapers: Holistic Review of the Advances and Limitations of Multi-Storey Timber Buildings*. Buildings, 12(8), 1263. <https://doi.org/10.3390/buildings12081263>
- Gustavsson, L., Pingoud, K., Sathre (2005) *Carbon dioxide balance of wood substitution: comparing concrete- and wood-framed buildings. Mitigation and Adaptation Strategies for Global Change*. (11) 667–691. USA.
- Instituto de normalización Nacional (1996). *Diseño sísmico de edificios. NCh433.Of1996 modificada en 2012*. Instituto de normalización Nacional. Santiago.
- Instituto de normalización Nacional (2014). *Madera – Construcciones en Madera – Cálculo. NCh1198:2014*. Instituto de normalización Nacional. Santiago.
- Instituto de normalización Nacional (2009). *Cargas permanentes y cargas de uso. NCh1537.Of2009*. Instituto de normalización Nacional. Santiago.
- Instituto de normalización Nacional (1991). *Tensiones admisibles para la madera laminada encolada estructural de pino radiata. NCh2165.Of1991*. Instituto de normalización Nacional. Santiago.
- Instituto de normalización Nacional (2010). *Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas. NCh3171.Of2010*. Instituto de normalización Nacional. Santiago.

- Instituto de normalización Nacional (2010). *Diseño estructural – Cargas de viento. NCh432.Of2010*. Instituto de normalización Nacional. Santiago.
- Instituto de normalización Nacional (2016). *Diseño estructural – Cargas de viento. NCh432.Of2010*. Instituto de normalización Nacional. Santiago.
- Instituto de normalización Nacional (2016). *Construcción – Estructuras de acero – Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios. NCh427.Of2016*. Instituto de normalización Nacional. Santiago.
- Izzi, M., Casagrande, D., Bezzi, S., Pasca, D., Follesa, M., & Tomasi, R. (2018). *Seismic behaviour of Cross-Laminated Timber structures: A state-of-the-art review*. Engineering Structures. Italia.
- Mellado, J. (2021). *Evaluación paramétrica de Muros postensados de CLT en estructuras aisladas sísmicamente*. Memoria de título Ingeniero Civil. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de concepción. Concepción.
- Moya, J. (2021). *Diafragmas de piso de CLT en estructuras híbridas de marcos de acero*. Memoria de título Ingeniero Civil. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de concepción. Concepción.
- Rinaldin, G., Amadio, C., & Fragiaco, M. (2013). *A component approach for the hysteretic behaviour of connections in cross-laminated wooden structures*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. Italia.
- Rothoblaas Srl (2020). *Catálogo Tornillos y conectores para madera*. Recuperado de <https://www.rothoblaas.es/catalogos-rothoblaas>
- Rothoblaas Srl (2020). *Catálogo Placas y Conectores Para Madera*. Recuperado de <https://www.rothoblaas.es/catalogos-rothoblaas>
- T., Follesa, M., Fragiaco, M., González, P., Isoda, H., Moroder, D., & Xiong, H. (2018). *Seismic design of cross-laminated timber buildings*. *Wood and Fiber Science*. (50) 3-26. USA.

WCTE. (2020). *Comportamiento Cíclico en muro Híbrido de Innovación con Madera Contralaminada para Edificios de Mediana Altura*. World Conference On Timber Engineering, WCTE. Santiago

ANEXO 1.1 Contribución a los Objetivos de Desarrollo Sostenible

Los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) constituyen un llamamiento universal a la acción para poner fin a la pobreza, proteger el planeta y mejorar las vidas y las perspectivas de las personas en todo el mundo. Seleccione a cuál o cuáles de los 17 ODS contribuye su trabajo de Memoria de Título:

- ODS-1 : Fin de la pobreza.
- ODS-2 : Hambre cero.
- ODS-3 : Salud y bienestar.
- ODS-4 : Educación de calidad.
- ODS-5 : Igualdad de género.
- ODS-6 : Agua limpia y saneamiento.
- ODS-7 : Energía asequible y no contaminante.
- ODS-8 : Trabajo decente y crecimiento económico.
- ODS-9 : Industria, innovación e infraestructura.
- ODS-10 : Reducción de las desigualdades.
- ODS-11 : Ciudades y comunidades sostenibles.
- ODS-12 : Producción y consumo responsables.
- ODS-13 : Acción por el clima.
- ODS-14 : Vida Submarina.
- ODS-15 : Vida de ecosistemas terrestres.
- ODS-16 : Paz, justicia e instituciones sólidas.
- ODS-17 : Alianzas para lograr los objetivos.

Vinculación

La presente memoria se vincula con el ODS-11, pues la construcción con materiales convencionales es uno de los responsables con más emisiones de carbono a nivel mundial, por ende, el uso de madera contralaminada aportará a un ahorro significativo en las emisiones de gases de efecto invernadero. También, se relaciona con el ODS-13, ya que el aumento notable de la población global ha aumentado la necesidad de viviendas. Esto hace que el uso de madera en la construcción de edificios altos sea fundamental para abordar el desafío del cambio climático de manera efectiva.

ANEXO 4.1 CARGA DE VIENTO

Para poder determinar la carga de viento que recibe el edificio, se debió aplicar lo especificado en la norma NCh432.Of2010. Esta entrega tres métodos para determinar las cargas de viento, en este caso se utilizó el método analítico, descrito en el punto 7 de la NCh432.

Velocidad básica y factor de direccionalidad del viento

En primer lugar, se debe determinar la velocidad del viento, esta puede ser estimada a partir de la información entregada por la tabla A.4.1. Se supone que la estructura está emplazada en la ciudad de Concepción, por lo que, la velocidad básica del viento toma un valor de 40 m/s.

$$V = 40 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Tabla A.4.1 Velocidad básica del viento para diferentes estaciones.

Nº	Latitud S	Longitud O	Estación	V m/s
1	18° 20'	70° 20'	Arica	23,0
2	20° 32'	70° 11'	Iquique	25,8
3	22° 27'	68° 55'	Calama	36,8
4	23° 26'	70° 26'	Antofagasta	24,3
5	29° 54'	71° 12'	La Serena	32,1
6	30° 14'	71° 38'	DGF-Lengua de Vaca	34,6
7	32° 08'	71° 31'	CENMA-Pichidangui	29,2
8	33° 23'	70° 47'	Pudahuel	30,3
9	33° 26'	70° 39'	Torre Entel	24,1
10	33° 27'	70° 31'	La Reina	22,4
11	33° 34'	70° 37'	La Platina	16,7
12	35° 13'	72° 17'	Putú	29,0
13	36° 46'	73° 03'	Concepción	40,0
14	36° 47'	73° 07'	ENAP-Bfo Bfo	43,5
15	38° 45'	72° 38'	Temuco	35,2
16	41° 26'	73° 07'	Puerto Montt	33,9
17	42° 55'	72° 43'	Chaitén	49,2
18	43° 10'	73° 43'	Quellón	49,7
19	43° 38'	71° 47'	Palena	38,2
20	45° 35'	71° 07'	Coyhaique	44,8
21	45° 54'	71° 72'	Balmaceda	47,6
22	46° 32'	71° 41'	Chile Chico	41,5
23	47° 14'	72° 55'	Cochrane	38,1
24	53° 00'	70° 51'	Punta Arenas	53,5

En cuanto al factor de direccionalidad del viento K_d , se obtiene de la tabla A.4.2, y se considera igual a 0,85, el cual corresponde para el Sistema principal resistente a las fuerzas de viento (SPRFV).

$$K_d = 0,85$$

Tabla A.4.2 Factor de direccionalidad del viento

Tipo de estructura	K_d ¹⁾
Edificios:	
SPRFV	0,85
Elementos secundarios	0,85
Techos abovedados en arco	0,85
Chimeneas, estanques y estructuras similares:	
Cuadrados	0,90
Hexagonales	0,95
Circulares	0,95
Señalética sólidas	0,85
Señalética sólidas y marcos de estructuras enrejadas	0,85
Torres enrejadas sujetas con cables:	
Triangulares, cuadradas y rectangulares	0,85
Todas las demás secciones transversales	0,95
1) El factor de direccionalidad K_d ha sido calibrado con la combinación de cargas especificadas en NCh3171. Este factor debe ser aplicado únicamente cuando se use en conjunto con la combinación de cargas en NCh3171.	

Factor de importancia

El factor de importancia (I) se determina en el punto 7.5 de la norma, el cual indica que para estructuras de categoría II, el valor debe ser igual a 1.

$$I = 1$$

Categoría y factor de exposición

Para determinar la categoría de exposición, se considera el caso más desfavorable, que es la categoría de exposición D. A partir de esta, se pueden obtener los factores K_z y k_h de la tabla A.4.3. El factor K_z corresponde al factor de exposición a una altura z para cada piso, y el factor K_h corresponde al factor de exposición a la altura total de la estructura. Para los valores intermedios de altura mencionados en la tabla A.4.3, la normativa permite realizar una interpolación lineal.

Tabla A.4.3 Coeficiente de exposición de la distribución de velocidades, K_h y k_z

Altura sobre el nivel del suelo, z m	Exposición			
	B		C	D
	Caso 1	Caso 2	Casos 1 y 2	Casos 1 y 2
0-4,6	0,70	0,57	0,85	1,03
6,1	0,70	0,62	0,90	1,08
7,6	0,70	0,66	0,94	1,12
9,1	0,70	0,70	0,98	1,16
12,2	0,76	0,76	1,04	1,22
15,2	0,81	0,81	1,09	1,27
18,0	0,85	0,85	1,13	1,31
21,3	0,89	0,89	1,17	1,34
24,4	0,93	0,93	1,21	1,38
27,4	0,96	0,96	1,24	1,4
30,5	0,99	0,99	1,26	1,43
36,6	1,04	1,04	1,31	1,48
42,7	1,09	1,09	1,36	1,52
48,8	1,13	1,13	1,39	1,55
54,9	1,17	1,17	1,43	1,58
61,0	1,20	1,20	1,46	1,61
76,2	1,28	1,28	1,53	1,68
91,4	1,35	1,35	1,59	1,73
106,7	1,41	1,41	1,64	1,78
121,9	1,47	1,47	1,69	1,82
137,2	1,52	1,52	1,73	1,86
152,4	1,56	1,56	1,77	1,89

Luego, interpolando se obtienen los siguientes resultados:

Tabla A.4.4 Factor de Exposición asociado a cada piso de la estructura.

Número de piso	Altura de piso (m)	K_h o K_z
1	2,94	1,03
2	5,94	1,03
3	8,94	1,156
4	11,94	1,215
5	16,02	1,282

Factor de amplificación topográfica

El factor de amplificación topográfica (K_{zt}) se considera igual a 1, ya que este factor solo se aplica a estructuras que se encuentran en la parte superior de las colinas, y se supone que la estructura está emplazada en la parte baja de una colina.

$$K_{zt} = 1$$

Factor de efecto ráfaga

Según la norma NCh432 en el punto 7.8, especifica que, para estructuras rígidas, el efecto de ráfaga se debe considerar como 0,85.

$$G = 0,85$$

Coefficiente de presión interna

Para determinar el coeficiente de presión interna (GC_{pi}) se debe clasificar el grado de cerramiento del edificio, el cual debido a su geometría se considera como cerrado. Luego, se determina el coeficiente de presión interna según la tabla A.4.5, el cual toma un valor de $\pm 0,18$.

Tabla A.4.5 Coeficiente de presión interna

Clasificación de encerramiento	GC_{pi}
Edificios abiertos	0,00
Edificios parcialmente abiertos	+0,55 ; -0,55
Edificios cerrados	+0,18 ; -0,18

$$GC_{pi} = \pm 0,18$$

Coefficiente de presión externa

El coeficiente de presión externa (C_p) se calcula según lo especificado en la siguiente tabla:

Tabla A.4.6 Coeficiente de presión externa C_p .

Superficie	L/B	C_p	Usar con
Muros a barlovento	Todos los valores	0,8	q_z
Muros a sotavento	0 - 1	-0,5	q_h
	2	-0,3	
	≥ 4	-0,2	
Muros laterales	Todos los valores	-0,7	q_h

Distribución de carga de viento

La distribución de velocidades (q_z), evaluada a una altura z se calcula con la ecuación siguiente:

$$q_z = 0,613 * K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * I \quad (\text{A.4.1.1})$$

Luego, la distribución de velocidades para para cada piso y para la altura total se define como:

Tabla A.4.7 Distribución de velocidades de cada piso.

Número de piso	Altura de piso (m)	Kh o Kz (N/m ²)
1	2,94	858,7
2	5,94	858,7
3	8,94	963,7
4	11,94	1012,9
5	16,02	1068,8

Carga de viento para el SPRFV

El diseño de las cargas de viento para el SPRFV de construcciones rígidas de cualquier altura se determina con la ecuación siguiente:

$$p = q * G * C_p - q_i * G C_{pi} \left(\frac{N}{m^2} \right) \quad (\text{A.4.1.2})$$

Por lo tanto, para muros a barlovento y sotavento la distribución de cargas por pisos queda como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla A.4.8. Presión en muros a barlovento y sotavento.

N° de Piso	Altura de piso (m)	Muros a barlovento (N/m2)	Muros a sotavento (N/m2)
1	2,94	391,5	-616,3
2	5,94	391,5	-616,3
3	8,94	463,0	-616,3
4	11,94	496,4	-616,3
5	16,02	534,4	-616,3

Finalmente, la carga de viento por cada piso en la estructura queda como se muestra a continuación:

Tabla A.4.9. Fuerzas inducidas por el viento en dirección X e Y.

N° de Piso	EO			NS		
	A (m2)	Fuerza (kgf)	Fuerza (Tonf)	A (m2)	Fuerza (kgf)	Fuerza (Tonf)
1	40,2	4131,5	4,1	79,3	8392,8	8,4
2	40,2	4131,5	4,1	79,3	8392,8	8,4
3	40,2	4424,3	4,4	79,3	8970,2	9,0
4	40,2	4561,4	4,6	79,3	9240,6	9,2
5	55,0	6453,5	6,5	108,4	13050,1	13,1
Total		23702,0	23,7		48046,6	48,0

ANEXO 4.2 ESPECTRO DE DISEÑO NCH433

Para poder integrar el espectro de diseño de pseudo – aceleraciones elástico que determina la resistencia sísmica de la estructura de la norma NCh433.Of1996 mod. 2012, se utilizaron los siguientes parámetros:

Tabla A.4.2.1 Parámetros para espectro de diseño.

Zona sísmica	III
Tipo de Suelo	D
Factor de importancia (I)	1
Factor de reducción de respuesta sísmica (R)	2

El espectro de diseño elástico esta dado por la siguiente ecuación:

$$S_{ae} = S * \alpha * A_0 \quad (\text{A.4.2.1})$$

Donde,

S: Parámetro que depende del tipo de suelo.

A_0 : Aceleración efectiva máxima del suelo

R^* : Factor de reducción de la aceleración espectral.

I: Coeficiente relative a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio.

T_n : Periodo de vibración del modo n.

α : Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima. El cual se calcula como sigue:

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 * \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)} \quad (\text{A.4.2.2})$$

Los factores dependientes del tipo del suelo se obtienen de las tablas 6.2 y 6.3 de la norma NCh433.Of1996 mod. 2012. Obteniendo:

$$S_{ae} = 1,2 * \alpha * 0,4 * 9,8067 \left(\frac{m}{s^2}\right)$$

Luego, evaluando para periodos T_n [0 , 1] segundos, se obtiene la siguiente función:

Tabla A.4.2.2 Espectro de diseño de pseudo - aceleraciones elástico.

T_n (s)	S_{ae} (m/s²)
0,00	4,71
0,05	6,12
0,10	7,52
0,15	8,88
0,20	10,17
0,25	11,35
0,30	12,39
0,35	13,25
0,40	13,90
0,45	14,33
0,50	14,53
0,55	14,52
0,60	14,33
0,65	13,98
0,70	13,51
0,75	12,95
0,80	12,34
0,85	11,70
0,90	11,05
0,95	10,40
1,00	9,78

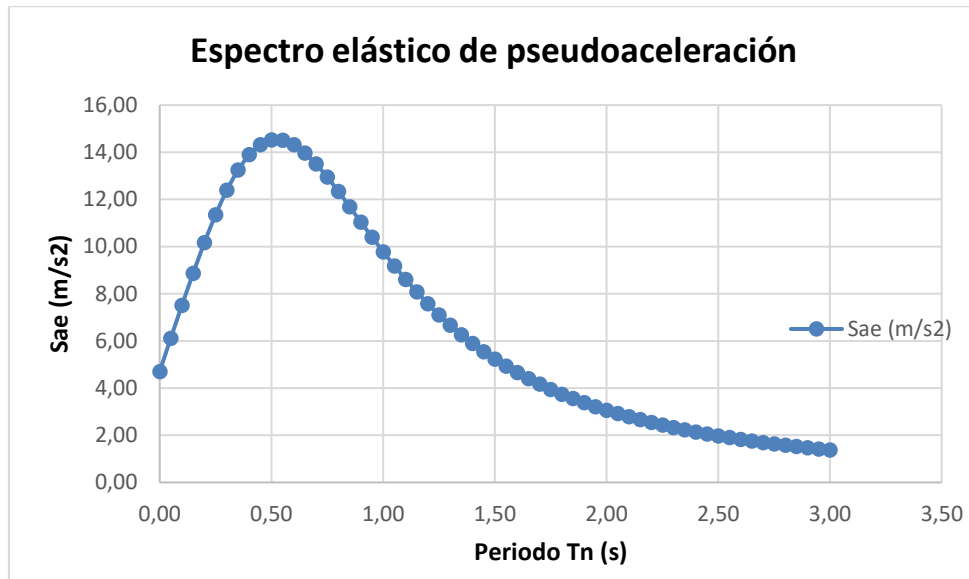


Figura A.4.2.1 Espectro elástico de pseudoaceleración.

Finalmente, se integra el espectro al software ETABS, mediante un archivo de texto, y se ingresa como una función del tipo “espectro de respuesta”. De esta manera, al crear las combinaciones de carga que tengan sismo (Ex o Ey) se aplicará el espectro de diseño de la norma NCh433.

ANEXO 5.1 CALCULO PROPIEDADES EFECTIVAS DE PANEL CLT

El cálculo de las propiedades efectivas de los paneles CLT para la flexión fuera del plano se realiza utilizando las ecuaciones del método de analogía al corte, que se presentan en el capítulo 5. En este cálculo, se considera que las capas de los paneles son de calidad C16, según el grado estructural. A continuación, se presentan los cálculos respectivos de la rigidez efectiva en flexión y corte fuera del plano y el cálculo de las rigideces aparentes de los paneles, tanto de muros como losas. Dado que no todos los muros tienen la misma longitud, se tomó como referencia el muro DG, por lo que los cálculos mostrados son considerando un largo de 11,17 m.

Muros

Rigidez efectiva de flexión fuera del plano:

$$EI_{\text{eff}} = \sum_{i=1}^n E_i b_i \frac{h_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n E_i * A_i z_i^2 \quad (\text{A.5.1.1})$$

Tabla A.5.1.1 Rigidez efectiva en flexión eje mayor del panel

Capa	E (MPa)	z (mm)	$Ebh^3/12$ [Nmm ²]	EAz^2 [Nmm ²]	Suma capa [Nmm ²]
1	7900	42	1,16E+11	7,80E+11	8,96E+11
2	263,3	0	4,82E+08	0	4,82E+08
3	7900	42	1,16E+11	7,80E+11	8,96E+11
total					1,79E+12

$$EI_{\text{eff}} = 1,79 * 10^{12} \left(\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right) \left(\frac{\text{m}}{\text{m}} \right)$$

Rigidez efectiva de corte fuera del plano:

$$GA_{\text{eff}} = \frac{a^2}{\frac{h_1}{2G_1b} + \sum_{i=2}^{n-1} \frac{h_i}{2G_ib} + \frac{h_n}{2G_nb}} \quad (\text{A.5.1.2})$$

Donde,

a = Distancia entre los centroides de las capas externas del panel.

a = 84 mm

Tabla A.5.1.2. Rigidez efectiva en corte eje mayor del panel

Capa	G (MPa)	$h(1on)/(2Gb) \left[\frac{mm^2}{N} \right]$	$h/(G*b) \left[\frac{mm^2}{N} \right]$	Suma capa $\left[\frac{mm^2}{N} \right]$
1	493,75	0,000057	-	5,67,E-05
2	49,375	-	0,000284	2,84,E-04
3	493,75	0,000057	-	5,67,E-05
total				0,000397

El valor calculado en la tabla corresponde al denominador de la ecuación A.5.1.2, por lo que, reemplazando se obtiene:

$$GA_{\text{eff}} = \frac{84^2}{0,000397} = 1,78 * 10^7 \left(\frac{N}{m} \right)$$

Cálculo de EI_{app} y $EI_{\text{app_min}}$

Utilizando las siguientes ecuaciones, se calcula la rigidez aparente:

$$EI_{\text{app}} = \frac{EI_{\text{eff}}}{1 + \frac{kSEI_{\text{eff}}}{GA_{\text{eff}}L^2}} = 1,78 * 10^{12} \frac{Nmm^2}{m}$$

Luego, se calcula la rigidez aparente mínima:

$$EI_{\text{app-min}} = 0,5184 * EI_{\text{app}} = 9,21 * 10^{11}$$

Losas

Para los paneles destinados a las losas se realiza el mismo procedimiento, pero la diferencia es que estos se componen de cinco capas ortogonales.

Rigidez efectiva de flexión fuera del plano:

Tabla A.5.1.3 Rigidez efectiva en flexión eje mayor del panel

Capa	E (MPa)	z (mm)	$Ebh^3/12$ [Nmm ²]	EAz^2 [Nmm ²]	Suma capa [Nmm ²]
1	10200	56	1,87E+10	8,96E+11	9,14E+11
2	340,0	28	6,22E+08	7,46E+09	8,09E+09
3	10200	0	1,87E+10	0,00E+00	1,87E+10
4	340,0	28	6,22E+08	7,46E+09	8,09E+09
5	10200	56	1,87E+10	8,96E+11	9,14E+11
Total					1,86E+12

$$EI_{\text{eff}} = 1,86 * 10^{12} \left(\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right) \text{m}$$

Rigidez efectiva de corte fuera del plano:

Tabla A.5.1.4. Rigidez efectiva en corte eje mayor del panel

Capa	G (MPa)	$h(1\alpha) / (2 * G * b) \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{N}} \right]$	$h / (G * b) \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{N}} \right]$	Suma capa $\left[\frac{\text{mm}^2}{\text{N}} \right]$
1	637,5	0,0000220	-	2,20,E-05
2	63,75	-	0,0004392	4,39,E-04
3	637,5	-	0,0000439	4,39,E-05
4	63,8	-	0,0004392	4,39,E-04
5	637,5	0,0000220	-	2,20,E-05
total				0,000966

El valor calculado en la tabla corresponde al denominador de la ecuación A.5.1.2, por lo que, reemplazando se obtiene:

Con,

$a = 112 \text{ mm}$

$$GA_{\text{eff}} = \frac{112^2}{0,000966} = 1,30 * 10^7 \left(\frac{\text{N}}{\text{m}} \right)$$

ANEXO 5.2 FACTORES DE MODIFICACIÓN

Los factores de modificación que se emplean en el CLT son básicamente los mismos que se emplean en el diseño de madera. A continuación, se detallan cada uno de los utilizados en los cálculos de los paneles.

Factor de modificación por contenido de humedad (C_M)

Si bien para el CLT no está establecido un factor de modificación por la humedad del ambiente, tanto el CLT handbook como el NDS 2018 indican que para valores de humedad de servicio superiores al 16% se debe consultar con los encargados de la producción de los paneles.

A continuación, se muestra una tabla la cual indica los valores respectivos a utilizar cuando la humedad de servicio es mayor al 16%, según el NDS 2015 y la NCh2165.Of.1991.

Tabla A.5.2.1 Factor de modificación por contenido de humedad.

Tipo de carga	NDS 2015	NCh2165
Flexión	0,8	0,8
Compresión paralela a la fibra	0,73	0,73
Tracción paralela a la fibra	0,8	0,8
Módulo de elasticidad	0,833	0,833
Cizalle	0,875	0,875
Compresión normal a la fibra	0,53	0,667
Tracción normal a la fibra	1	0,875

A modo de simplificación, se considera una humedad de servicio menor al 16%, por lo que, el valor de C_M es 1.

$$C_M = 1$$

Factor de modificación por duración de carga (C_D)

Este factor modifica la resistencia de la madera en función de la duración de la carga, la siguiente tabla indica el valor C_D para cada tipo de carga.

Tabla A.5.2.2. Factor de modificación por duración de carga.

Duración	Valor del factor	Tipo de carga
Permanente	0,9	Carga muerta (D)
10 años	1	Carga viva (L)
2 meses	1,15	Carga de nieve (S)
7 días	1,25	Carga de techo (Lr)
10 minutos	1,6	Viento (W) /Sismo (E)
Impacto	2	Carga impacto (I)

Factor de modificación por temperatura (C_T)

En condiciones excepcionales, cuando la temperatura a la que son sometidos los elementos de madera supera los 100°F o 38°C se debe emplear este factor de modificación. Se supone que la temperatura no supera dichos valores, por lo que, el valor del factor C_T es 1

$$C_T = 1$$

Factor de modificación por inestabilidad lateral (C_p)

Este factor se utiliza para el cálculo de la capacidad por carga axial de los muros o columnas. cuantifica la tendencia de estos a pandearse. Dado que el CLT, tiene forma de placa, tenderá a pandearse solo en una dirección, que es fuera del plano.

$$C_p = \frac{1 + \left(\frac{P_{cE}}{P^*}\right)}{2c} - \sqrt{\left(\frac{1 + \left(\frac{P_{cE}}{P^*}\right)}{2c}\right)^2 - \frac{P_{cE}}{P^*} \frac{1}{c}} \quad (\text{A.5.2.1})$$

Donde,

$$P_{cE} = \frac{\pi^2 EI_{app-min}}{I_e^2} \quad (\text{A.5.2.2})$$

$$EI_{app} = \frac{EI_{eff}}{1 + \frac{k_s EI_{eff}}{GA_{eff} L^2}} \quad (\text{A.5.2.3})$$

$$EI_{app-min} = 0,5184 * EI_{app} \quad (\text{A.5.2.4})$$

Donde,

P^* : Capacidad de panel en compresión, multiplicado por los factores de modificación, excepto

C_p

C : Adopta un valor de 0,9 para CLT.

P_{cE} : Carga crítica de pandeo.

I_e : Longitud efectiva de pandeo del muro.

K_s : Depende de los apoyos del elemento. Toma un valor de 11.5 según Tabla 10.4.1.1 NDS.

ANEXO 5.3 PESO SISMICO DE LA ESTRUCTURA

Para el cálculo del peso sísmico de la estructura se consideró una carga muerta (D) de 100 kg/m², la cual corresponde al peso de la tabiquería, revestimientos, instalaciones, entre otros elementos no estructurales. La carga viva (L) considerada es de 200 kg/m², según lo especificado en la tabla 4 de la NCh1537.Of 2009, correspondiente a cargas de uso destinadas a viviendas. Cabe destacar que, para el cálculo del peso sísmico de la estructura se consideró el 25% de la carga viva. Para el techo (Lr) se consideró una carga de 100 kg/m². La tabla A.5.3.1 muestra las cargas en kg/m² de cada elemento considerado en el cálculo, y la tabla A.5.3.2 muestra el cálculo detallado por piso del peso sísmico. Según el CLT handbook 2019, indica que la densidad para paneles de CLT es de 515 kg/m³.

Tabla A.5.3.1 Cargas permanentes y carga de uso.

Característica	Valor	Unidad
CLT	515	kg/m ³
Losa 14 cm	72,1	kg/m ²
Carga permanente (D)	100	kg/m ²
Carga de uso (L)	200	kg/m ²

Tabla A.5.3.2. Peso sísmico de la estructura, detallado por piso.

Piso	Área (m ²)	Peso Propio (kg/m ²)	D (kg/m ²)	L (kg/m ²)	Techo (kgf)	Total (Tonf)
Piso 5	435,9	72,1	0	0	100	31,4
Piso 4	450,0	72,1	100	100	0	88,7
Piso 3	553,5	72,1	100	200	0	122,9
Piso 2	551,1	72,1	100	200	0	122,4
Piso 1	553,5	72,1	100	200	0	122,9
Total						488,4

$$\text{Peso sísmico (PS)} = 488,4 \text{ Tonf}$$

ANEXO 5.4 DEMANDA SOBRE MUROS Y LOSAS

Demanda Muros

En la figura 3.1 se ilustra la vista en planta con la distribución de los muros en el primer piso del edificio. Se observan varios muros orientados tanto en el eje X como en el eje Y, además de algunos dispuestos de manera diagonal.

Para obtener las fuerzas y momentos, se utilizó la herramienta “piers”, del software ETABS, la cual integra los esfuerzos de los elementos finitos que componen cada muro en una barra equivalente que entrega sus respectivos resultados de momento, corte y axial.

Estos valores se obtuvieron aplicando las combinaciones de carga establecidas en la NCh1537.Of2010 mencionadas en el capítulo 3.

En las tablas A.5.4.1 y A.5.4.2 se indican las fuerzas de corte, axiales y momentos de los muros más demandados.

Tabla A.5.4.1 Demanda sobre los muros orientados en dirección X.

EJE	L (m)	Momento (Tonf*m)	Corte (Tonf)	Axial (Tonf)
F	13,5	78,4	18,5	29,2
K	3,7	33,9	10,5	25,2
N	3,5	31,8	10,1	32,0
DG	11,2	152,2	24,2	58,3

Tabla A.5.4.2 Demanda sobre los muros orientados en dirección Y.

EJE	L (m)	Momento (Tonf*m)	Corte (Tonf)	Axial (Tonf)
3	10,1	49,1	5,9	0,14
4	6,3	13,5	6,4	17,4
10	11,2	55,5	26,8	54,7
11	3,4	29,0	8,7	27,8

Como se puede observar, el muro DG es el más demandado, el cual corresponde al muro diagonal más largo del edificio, ubicado entre los ejes J-O.

Demanda Losas

Se analizó la losa más desfavorable para calcular los esfuerzos que actúan fuera de su plano, específicamente el esfuerzo a flexión fuera del plano y el esfuerzo de corte en el plano, la cual se resalta en la figura A.5.4.1. La carga distribuida consideró, el peso propio de la losa, la carga permanente (D) más la carga de uso (L), tomando un valor de $371,1 \text{ kg/m}^2$, actuando en un metro de ancho. De manera conservadora, se asumió que el panel trabaja únicamente en su eje mayor debido a la disposición de la losa. El largo de la losa considerado es de 5,18 m, ubicada entre los muros I y M, siendo este el más desfavorable.

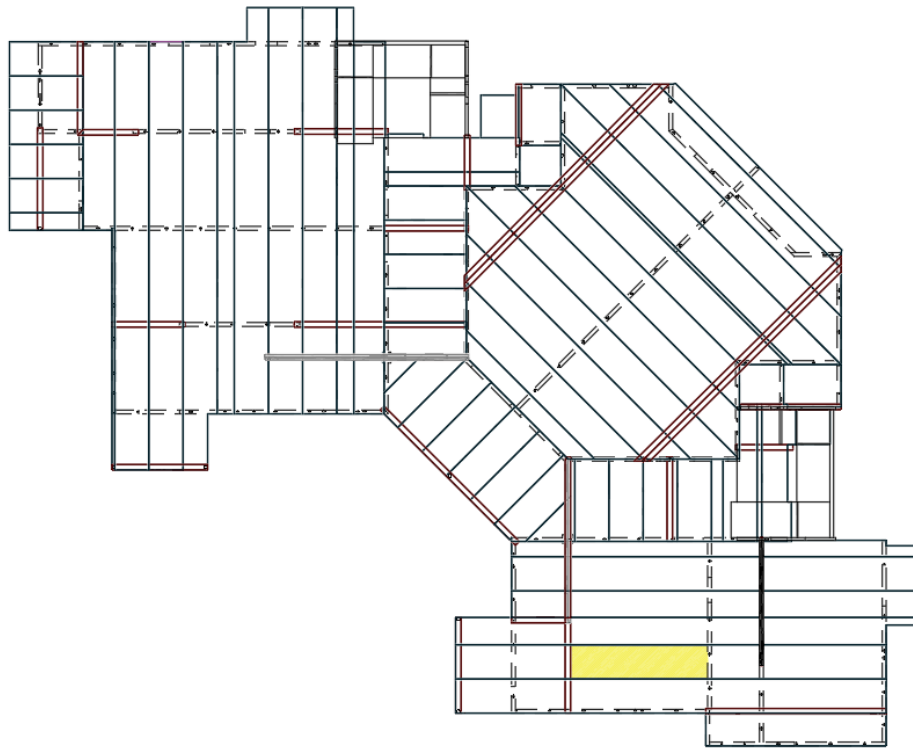


Figura A.5.4.1 Losa considerada en el análisis.

ANEXO 5.5 DISEÑO DE PANELES DE CLT

Diseño de muros

Compresión paralela en el plano

La determinación de la compresión paralela en el plano de un panel de CLT implica el cálculo de la carga crítica que puede soportar el panel antes de que ocurra el colapso. Esta se calcula como el producto de la tensión admisible de las capas orientadas en la dirección de la carga, es decir, el eje mayor del muro, y el área de éstas mismas. Adicionalmente, se aplican los factores de modificación correspondientes.

$$P \leq F_c * A_p * C_d * C_M * C_T * C_p \quad (\text{A.5.6.1})$$

Donde,

F_c : Tensión admisible de las capas orientadas paralelamente a la dirección de la fuerza. Este toma un valor de 7,5 MPa, para grado C16.

A_p : Área de las capas que están en dirección paralela a la dirección de la fuerza.

$$A_p = 56 * 1000 * 2 = 112000 \text{ mm}^2$$

Los valores de C_p calculados para cada muro analizado se muestran en la siguiente tabla:

Tabla A.5.6.1 Valores calculados de C_p .

EJE	C_p
F	0,658
K	0,625
N	0,621
DG	0,657
3	0,656
4	0,648
10	0,657
11	0,617

Para la verificación, se utilizaron factores de modificación, siendo todos iguales a 1, excepto el factor de modificación por carga C_D , el cual toma un valor de 1,6 debido a la consideración de la carga de sismo y el factor de modificación por inestabilidad lateral C_p que se determina un valor distinto para cada sección de muro. En la tabla A.5.6.2 y A.5.6.3, al final de este anexo se muestran las tablas con sus respectivas razones demandas/capacidad.

Esfuerzo de corte en el plano

La verificación del esfuerzo de corte en el plano de un panel de CLT implica evaluar si el panel puede resistir las fuerzas de corte provenientes de cargas aplicadas o acciones sísmicas. La capacidad del muro para resistir el esfuerzo de corte en su plano se determina multiplicando el espesor de las capas del muro por la tensión admisible en cizallamiento para esas capas. Además, se aplican los factores de modificación presentados en el Anexo 5.2.

$$V \leq F_v * T_v * C_d * C_M * C_T \quad (A.5.6.2)$$

Donde,

V: Corte máximo inducido en el elemento

F_v : Tensión admisible al corte, de las capas orientadas perpendicularmente a la dirección de corte.

Este toma un valor de 1,1 MPa, para grado C16.

T_v : Espesor de las capas del panel perpendiculares a la acción de la fuerza.

$$T_v = 2 * 56mm = 112 mm$$

Para este caso, se utiliza un valor de C_D igual a 1,6 ya que se considera un análisis dinámico, debido a que las fuerzas de corte producidas por el sismo son mayores.

$$V \leq F_v * T_v * C_d * C_M * C_T = 1,1 * 112 * 1,6 * 1 * 1 = 197 \frac{N}{mm} = 20,1 \frac{Tonf}{m}$$

En la tabla A.5.6.2 y A.5.6.3, al final de este anexo se muestran las tablas con sus respectivas razones demandas/capacidad.

Flexo-compresión

El diseño a flexo-compresión se verifica con la ecuación A.5.6.3. Se considera un análisis dinámico, debido a que el momento se genera por las cargas sísmicas que recibe la estructura.

$$\left(\frac{P}{F'_c * A_p} \right)^2 + \frac{M}{F'_b * S_{eff} \left(1 - \frac{P}{P_{CE}} \right)} \leq 1 \quad (A.5.6.3)$$

Donde,

P : Carga Axial inducida.

M : Momento flector inducido.

F'_c : Tensión admisible de las capas orientadas paralelamente a la dirección de la fuerza, multiplicada por los FM. Este toma un valor de 7,5 MPa, para grado C16.

A_p : área de las capas que están orientadas en dirección a la fuerza.

F'_b : Tensión admisible en flexión de las capas que trabajan en flexión, multiplicada por los FM. Este toma un valor de 5,2, para grado C16.

S_{eff} : Módulo de sección efectivo del CLT.

$$S_{eff} = \frac{2EI_{eff}}{E_1 h} = \frac{2 * 1,79 * 10^{12}}{7900 * 140} = 3241404 \frac{mm^3}{m}$$

$$P_{CE} = \frac{\pi^2 * 9,2310^{11}}{2940^2} = 1054303 \frac{N}{m}$$

Tabla A.5.6.2 Demanda/Capacidad de muros orientados en dirección X.

EJE	Momento (Tonf*m)	Corte (Tonf)	Axial (Tonf)	% utilización Axial	% utilización Corte	% utilización flexo-compresión
3	49,1	5,9	0,14	49,1	5,9	14,0
4	13,5	6,4	17,4	19,6	5,0	2,0
10	55,5	26,8	54,7	60,8	11,9	20,0
11	29,0	8,7	27,8	32,9	12,8	6,0

Tabla A.5.6.3 Demanda/Capacidad de muros orientados en dirección Y.

EJE	Momento (Tonf*m)	Corte (Tonf)	Axial (Tonf)	% utilización Axial	% utilización Corte	% utilización flexo-compresión
F	78,4	18,5	29,2	33,4	6,8	8,0
K	33,9	10,5	25,2	29,4	14,0	5,0
N	31,8	10,1	32,0	37,7	14,3	7,0
DG	152,2	24,2	58,3	64,8	10,8	30,0

Se detalla el análisis dinámico ya que, en este caso en particular, el edificio presentaba mayores demandas en sus esfuerzos en la mayoría de los paneles, a excepción del muro DG, donde sus factores de utilización o D/C eran los siguientes:

Tabla A.5.6.4 Demanda/Capacidad de muro DG.

EJE	Momento (Tonf*m)	Corte (Tonf)	Axial (Tonf)	% utilización Axial	% utilización Corte	% utilización flexo-compresión
DG	64,8	2,37	61,7	75,8	1,4	0,26

Para este caso, se consideró un análisis estático, es decir, el factor de duración de carga toma un valor de 1.25, ya que considera las cargas estáticas (D+L) y de techo (Lr).

Diseño de losas

Flexión fuera del plano

La capacidad de flexión fuera del plano se determina mediante el cálculo del módulo de sección del panel con un espesor unitario, conocido como S_{eff} . Este valor se multiplica por la tensión admisible a flexión (F_b) de las capas orientadas en la dirección de análisis, y debe ser mayor que el momento solicitante (M_b). Dado que la losa tiene una disposición específica, este análisis solo se considerarán los esfuerzos en el eje mayor para evaluar la capacidad flexural fuera del plano. Luego, para verificar la capacidad de la losa, se utiliza la siguiente ecuación:

$$M_b \leq 0,85 * F_b * S_{eff} * C_m * C_D * C_T \quad (A.5.6.4)$$

Considerando un grado estructural de la madera C24 para las losas, y analizando el tramo más desfavorable del edificio, se obtiene lo siguiente:

Tabla A.5.6.5 Verificación resistencia flexión losa.

Verificación resistencia flexión panel		
Sff	2,61E+06	mm ³ /m
Fb	9,3	MPa
Mb	1248	Kg*m
Mb	1,22E+07	N*mm/m
Capacidad Losa	2,06E+07	N*mm/m
D/C	0,59	

De esta manera, la losa queda verificada a flexión fuera del plano con un 59% de su capacidad.

Corte fuera del plano

La capacidad de corte fuera del plano se determina con la ecuación A.5.6.5, mediante el cálculo del momento de inercia y el momento de área de la sección.

$$V_{planar} \leq F_s \left(\frac{Ib}{Q} \right)_{eff} * C_M * C_T \quad (A.5.6.5)$$

Donde,

V_{planar} : Corte máximo sobre la losa (fuera del plano)

F_s : Tensión admisible de las capas orientadas en el eje ortogonal al corte. Toma el valor de 0,25 para grado C24.

I : Momento de inercia de la sección CLT.

b : Ancho de la sección del CLT.

Q : Momento de área sección CLT.

$$\left(\frac{Ib}{Q} \right)_{eff} = \frac{EI_{eff}}{\sum_{i=1}^n E_i h_i z_i} \quad (A.5.6.6)$$

Donde,

E_i : Módulo de elasticidad asociado a la capa i .

h_i : Altura de la capa i .

z_i : Distancia entre el eje neutro de la sección y el eje neutro de cada capa, excepto para la capa central, para la cual corresponde a la distancia del eje neutro a la fibra más externa de la capa.

Tabla A.5.6.6 Cálculo Ib/Q .

Capa	E (Mpa)	z (mm)	Ehz (N)
1	10200	56	15993600
2	340,00	28	266560
3	10200	14	3998400
Total			20258560

$$\left(\frac{Ib}{Q}\right)_{eff} = \frac{1,86 * 10^{12}}{20258560} = 9,20 * 10^4 \frac{mm^2}{m}$$

Luego, con $V_{planar} = 963,7 \text{ kg} = 9451 \text{ N}$ y reemplazando en (X):

$$9451 \frac{N}{m} \leq 0,25 * 9,20 * 10^4 * 1 * 1 = 22996 \frac{N}{m}$$

$$9451 \frac{N}{m} \leq 22996 \frac{N}{m}$$

Finalmente, la losa queda verificada a corte fuera del plano con un 41% de su capacidad.

Compresión normal a la fibra

La capacidad a compresión normal a la fibra se determina con la ecuación A.5.6.7. Donde la fuerza de aplastamiento se calculó con un análisis estático con las cargas que cargan a la losa analizada.

$$R \leq F_{c\perp} * A * C_M * C_T * C_b \quad (\text{A.5.6.7})$$

Donde,

R : Fuerza de aplastamiento en el elemento.

$F_{c\perp}$: Tensión admisible en compresión normal de la capa con menor calidad. Toma un valor de 2,5 MPa para grado C24.

A : Área total de la sección aplastada

$$R = \frac{wl}{2} + \text{Carga axial muro superior} = \frac{372,1 * 5,18}{2} + 2891,2 \text{ kgf} = 3855 \frac{kg}{m^2}$$

$$A_p = 140mm * 1000mm = 140000 \text{ mm}^2$$

$$3855 \frac{kg}{m} \leq 2,5 * 140000 * 1 * 1 * 1 * 1,1 \frac{N}{m}$$

$$37804 \frac{N}{m} \leq 373813 \frac{N}{m}$$

Finalmente, la losa queda verificada a compresión normal a la fibra con un 10,1% de su capacidad.

Deformación fuera del plano

La deflexión fuera del plano se calcula con la ecuación A.5.6.8. Esta ecuación considera la contribución de la deformación por flexión y por corte.

$$\Delta_{total} = \frac{5wL^4}{384EI_{eff}} + \frac{wL^2k}{8GA_{eff}} \quad (A.5.6.8)$$

Donde,

Δ_{total} : Deformación máxima en el medio del panel simplemente apoyado.

w : Carga distribuida por ancho unitario.

K : Factor de modificación por corte = 1,2.

L : Luz entre apoyos del panel.

Ks : Constante basada en la influencia del corte. Se encuentra en la tabla 10.4.1.1 del NDS 2018.

Esta toma un valor de 11,5 para cargas uniformemente distribuida.

$$w = P_{losa} + D + L = 72,1 + 100 + 200 = 372,1 \frac{kg}{m^2} = 3,6 \frac{N}{mm}$$

Luego, reemplazando los valores en la ecuación A.5.6.8, se tiene:

$$\Delta_{total} = \frac{5 * 3,6 * 5180^4}{384 * (1,86 * 10^{12})} + \frac{3,6 * 5180^2 * 1,2}{8 * (1,30 * 10^7)} = 19,49 \text{ mm}$$

Luego, la deformación máxima admisible que indica la NCh1198.Of 2014 es L/300.

$$\Delta_{limite} = \frac{L}{300} = \frac{5180 \text{ mm}}{300} = 17,27 \text{ mm}$$

Finalmente, la capacidad a la deformación fuera del plano es de 113%, por lo que, la losa no estaría cumpliendo el límite establecido en la NCh1198.Of 2014. Esto requiere ser analizado en mayor detalle, dado que es el único paño de la losa que no estaría cumpliendo la verificación a deflexión.

Una alternativa menos óptima sería, aumentar el espesor de la losa considerando un espesor de 150 mm, obteniendo una deformación fuera del plano de 16,2 mm, quedando la losa demandada en un 94% de su capacidad de deformación.

Cabe destacar que, como la carga permanente no es mayor que el 50% de la carga total, no es necesario incorporar la componente de deformación por creep como indica la NCh1198.Of 2014.

ANEXO 6.1 DISEÑO DE VIGAS DE MLE

Tensión admisible en flexión

Diseño propuesto de viga de MLE, con dimensiones 20 cm de ancho y 28 cm de alto, con laminación horizontal. La tensión admisible en flexión para piezas con un grado de láminas A está dada por:

$$F_{f,A} = k * RR_{f,A} * F_{b,f,A} \quad (\text{A.6.1.1})$$

Donde,

K : 0,85 (Pues $h < 375$ mm)

$F_{b,f,A}$: Tensión básica en flexión para el grado A.

$RR_{f,A}$: Razón de resistencia en flexión para el grado A.

Luego,

$F_{b,f,A} = 19$ MPa, según tabla 1, tensiones básicas admisibles NCh2165.

$$RR_{f,A} = \min (RR_{f,N} ; RR_{f,D})$$

El término $RR_{f,A,N}$ está dado por la siguiente ecuación:

$$RR_{f,A,N} = (1 + 3 * R_A) * (1 - R_A)^3 * (1 - \frac{R_A}{2}) \quad (\text{A.6.1.2})$$

Donde,

$$R_A = \bar{X}_A + d_A * \frac{(\sum_0^{ni} Z^2)}{\sum_0^{ni} Z} = 0,11 + 0,62 * \frac{(11002)^{\frac{1}{2}}}{250} = 0,37$$

Los valores de $\sum_0^{ni} Z^2$ y $\sum_0^{ni} Z$, dependen de la cantidad de láminas n_A asociadas a la altura h_A . Estos datos fueron obtenidos de la tabla 9 de la NCh2165.Of1991. Mientras que, los valores de \bar{X}_A y d_A son:

Tabla A.6.1.1 Valores de \bar{X}_A y d_A para láminas grado A.

Grado de láminas	Vigas	
	\bar{X}_A	d_A
A	0,110	0,620

La cantidad de láminas n_A calculada, considerando una altura h_A de 280 mm, fue:

$$n_A = \frac{280\text{mm}}{33\text{mm}} \approx 9 \text{ láminas}$$

Luego, redondeando al número par más cercano, se consideran 10 láminas para efectos de cálculo.

Finalmente, reemplazando R_A en la ecuación A.6.1.2, se tiene:

$$RR_{f,A,N} = (1 + 3 * 0,37) * (1 - 0,37)^3 * \left(1 - \frac{0,37}{2}\right) = 0,43$$

Los valores de $RR_{A,D}$, se obtienen de la siguiente tabla para láminas grado A:

Tabla A.6.1.2. Valores de $RR_{f,A,D}$ para láminas grado A.

Grado	$RR_{f,A,D}$ (Zona flexo – traccionada)	$RR_{f,A,D}$ (Zona flexo – comprimida)
A	0,61	0,74

El valor de $RR_{f,A,D}$ que condiciona la tensión admisible menor corresponde al asociado a la zona flexo–traccionada, por lo tanto:

$$RR_{f,A,D} = 0,61$$

$$RR_{f,A} = \min(RR_{f,N}; RR_{f,D}) = \min(0,43; 0,61) = 0,43$$

Si la altura h del elemento laminado es menor o igual a 375 mm, entonces:

$$RR_{f,A} \geq 0,55$$

Por lo que,

$$R_{f,A} = 0,55$$

Finalmente, la tensión admisible en flexión para la viga laminada horizontal con láminas grado A está dada por:

$$F_{f,A} = k * RR_{f,A} * F_{b,f,A} = 0,85 * 0,55 * 19\text{MPa} = 8,88 \text{ MPa}$$

Tensión admisible en cizalle

La tensión admisible en cizalle se extrae directamente de la tabla 1 de la NCh2165:

$$F_{cz} = 1,3 \text{ MPa}$$

Tensión admisible en compresión normal

La tensión admisible en compresión normal se extrae directamente de la tabla 1 de la NCh2165:

$$F_{cn} = 2,8 \text{ MPa}$$

Módulo de elasticidad en flexión

El módulo de elasticidad en flexión corresponde al valor proporcionado por la NCh2165.Of1991, multiplicado por un factor de 0,95.

$$E_A = 11000 * 0,95 \text{ MPa} = 10450 \text{ MPa}$$

Tensión de trabajo en flexión, cizalle y compresión normal

El diseño se efectuó considerando las siguientes cargas:

$$D = 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \text{ (Considera el peso propio, terminaciones, entre otros elementos).}$$

$$L = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \text{ (Sobrecarga de uso).}$$

Luego, la carga total crítica considerada es $D+L = 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$, lo cual es equivalente a:

$$Q = 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0,00294 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Considerando un ancho tributario (e) de 3000 mm para la viga, la carga por mm lineal corresponde a:

$$q_{total} = Q * e = 0,00294 \frac{N}{mm^2} * 3000mm = 8,83 \frac{N}{mm}$$

$$q_{sc} = 200 \frac{kg}{m^2} * 3m = 600 \frac{kg}{m} = 5,88 \frac{N}{mm}$$

La tensión de trabajo en flexión considerando una viga simplemente apoyada se calcula de la siguiente forma:

$$f_f = \frac{M_{m\acute{a}x}}{W_n} = \frac{\frac{q_{tot} * l^2}{8}}{\frac{bh^2}{6}} = \frac{8,83 * 3200^2}{\frac{200 * 280^2}{6}} = 5,17 MPa$$

La tensión de trabajo en cizalle será:

$$f_{cz} = \frac{3 V_{m\acute{a}x}}{2 bh} = \frac{3 q_{tot} * l}{2 bh} = \frac{8,83 * 3200}{200 * 280} = 0,41 MPa$$

La tensión de trabajo en compresión normal está dada por:

$$f_{cn} = \frac{R}{Aa * b} = \frac{\frac{q_{tot} * l}{2}}{Aa * b} = \frac{8,83 * 3200}{198 * 200} = 0,39 MPa$$

Siendo Aa el área aplastada del elemento.

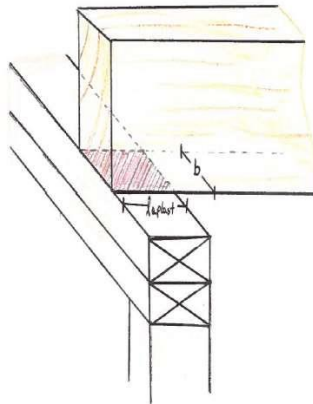


Figura A.6.1.1 Representación del área aplastada del elemento.

Factores de modificación

Los factores de modificación a utilizar son los siguientes:

$k_H = 0,8$ para flexión, $0,875$ para cizalle, $0,667$ para compresión normal y $0,833$ para E.

$k_D = 1,0$ Aplica para la tensión de diseño en flexión y cizalle.

$k_C = 1,0$ Ya que, $e > 610$ mm (aplica para la tensión de diseño en flexión).

$k_V = 1,0$ Aplica para tensión de diseño en flexión.

$k_{\lambda V} = 1,0$ Aplica para tensión de diseño en flexión. Ya que $\frac{h}{b} \leq 2$.

Tensión de diseño en flexión

La tensión de diseño está dada por:

$$F_{f,dis} = \min (F_{ft,dis} ; F_{fv,dis})$$

$$F_{ft,dis} = F_f * K_H * K_D * K_V = 8,88 * 0,8 * 1 * 1 = 7,1 \text{ MPa}$$

$$F_{fv,dis} = F_f * K_H * K_D * K_{\lambda} = 8,88 * 0,8 * 1 * 1 = 7,1 \text{ MPa}$$

$$F_{f,dis} = 7,1 \text{ MPa}$$

Tensión de diseño en cizalle

La tensión de diseño en cizalle está dada por:

$$F_{cz,dis} = F_{cz} * K_H * K_D * K_r = 1,3 * 0,875 * 1 * 1 = 1,14 \text{ MPa}$$

K_r : 1,0, pues no se considera rebaje.

Tensión de diseño en compresión normal

La tensión de diseño en compresión normal está dada por:

$$F_{cn,dis} = F_{cn} * K_H * K_{cn} = 2,8 * 0,667 * 0,8 = 1,5 \text{ MPa}$$

K_{cn} : 0,8 para el caso de diseño de vigas.

Verificación de la viga a esfuerzos

En la siguiente tabla se detalla un resumen de la verificación a la flexión, corte y compresión axial de las vigas.

Tabla A.6.1.3 Resumen verificación esfuerzos en viga MLE.

Esfuerzo	Tensión de trabajo (MPa)	Tensión de diseño (MPa)	% de utilización	Verificación
Flexión	5,17	7,1	73%	Cumple
Cizalle o corte	0,41	1,14	32%	Cumple
Compresión normal	0,39	1,5	26%	Cumple

Verificación de deformaciones

El cálculo de la deformación instantánea de vigas en madera está dado por la siguiente ecuación:

$$\delta_{tot} = \frac{5}{384} * \frac{ql^4}{E_{dis} * I} \quad (A.6.1.2)$$

Donde,

$$E_{dis} = E_k * K_H = 0,95 * 11000 * 1 = 10450 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{200 * 280^3}{12} = 3,66 * 10^8 \text{ mm}^4$$

Luego, las deformaciones totales y solo por sobrecarga son las siguientes:

$$\delta_{tot} = \frac{5}{384} * \frac{q_{tot}l^4}{E_{dis} * I} = \delta_{tot} = \frac{5}{384} * \frac{8,83 * 3500^4}{10450 * 3,66 * 10^8} = 4,51 \text{ mm}$$

$$\delta_{sc} = \frac{5}{384} * \frac{q_{sc}l^4}{E_{dis} * I} = \delta_{tot} = \frac{5}{384} * \frac{5,88 * 3500^4}{10450 * 3,66 * 10^8} = 3,01 \text{ mm}$$

Utilizando el criterio de deformaciones máximas de L/300 para carga total y L/360 para sobrecarga se tiene que:

Tabla A.6.1.4 Verificación de deformaciones.

Carga	Deformación calculada (mm)	Deformación admisible (mm)	Verificación
Total	4,51	11,67	Cumple
Sobrecarga	3,01	9,72	Cumple

Por lo tanto, el diseño de las vigas de MLE es satisfactorio.

ANEXO 6.2 DISEÑO DE COLUMNAS

Para el diseño de columnas, se recurrió a la norma NCh427.Of 2016, considerando la columna más crítica del edificio. Las columnas empleadas en la estructura son perfiles tubulares de dimensiones 193,7 x 5,9 mm. Se consideró un tipo de acero ASTM A36, cuyas tensiones de fluencia y rotura se presentan en la tabla A.6.2.1, y las propiedades de la sección en la tabla A.6.2.2.

Tabla 6.2.1 Tensión de fluencia y rotura de acero ASTM A36.

Designación ASTM	Tensión de fluencia F_y (MPa)	Tensión de rotura F_u (MPa)
A36	248	400

Tabla A.6.2.2 Propiedades de la sección.

Dato	Valor	Unidad
Lx	2940	mm
Ly	2940	mm
D	193,7	mm
t	5,9	mm
A	3480	mm ²
I _x	15361269	mm ⁴
I _y	15361269	mm ⁴
r _x	66,44	mm
r _y	66,44	mm
F _y	248	MPa
E	200000	N/mm ²
J	30722538	mm ⁴
G	77200	MPa

Razón diámetro – espesor

Para verificar si el perfil es esbelto y/o compacto, se debe calcular la razón diámetro - espesor (D/t) y compararlo con las razones especificadas en la norma NCh427, mostradas a continuación:

$$\text{Verificación esbeltez: } \frac{D}{t} \geq 0,11 \frac{E}{F_y} \rightarrow \frac{193,7}{5,9} \leq 0,11 * \frac{200000}{248} \rightarrow 32,8 \leq 88,71$$

$$\text{Verificación Compacto – No compacto: } \frac{D}{t} \geq 0,07 \frac{E}{F_y} \rightarrow 32,8 \geq 0,08 * \frac{200000}{248} \rightarrow 32,8 \leq 56,5$$

Se obtiene en ambos casos que la razón no sobrepasa el límite, por lo que, el perfil no es esbelto, ni tampoco es compacto. De esta manera, se pueden seleccionar de manera adecuadas las secciones que aplican para la verificación de compresión, flexión e interacción flexo-compresión de la norma NCh427.Of 2016.

Verificación a compresión

Para este caso, se debe aplicar la sección E.3 de la norma, es decir, controla el estado límite de pandeo por flexión. La resistencia de compresión nominal P_n , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión:

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad (\text{A.6.2.1})$$

Donde,

F_{cr} : Esfuerzo crítico de pandeo.

A_g : Área bruta del elemento.

En primer lugar, se debe calcular la razón de esbeltez efectiva:

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 * 2940}{66,4} = 44,25$$

Esta razón de esbeltez será utilizada para determinar que ecuación de la norma utilizar para el calculo de la resistencia de compresión nominal P_n .

$$\frac{KL}{r} \leq 4,71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 44,25 \leq 133,8$$

Dado lo anterior, se utiliza la ecuación E3-2 de la norma:

$$F_{cr} = 0,658 \frac{F_y}{F_e} * F_y \quad (\text{A.6.2.2})$$

Donde,

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (\text{A.6.2.3})$$

Finalmente, aplicando las ecuaciones mencionadas y considerando Φ igual a 0.9, se obtiene lo siguiente:

Tabla A.6.2.3 Cálculos para verificación compresión

Item	Valor	Unidad
Fe	1008,05	MPa
Fcr	223,73	MPa
ΦP_n	700,73	kN
Pu	99,18	kN
D/C	0,14	

Verificación a flexión

La resistencia nominal a flexión M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo local.

Fluencia

$$M_n = F_y * Z \quad (\text{A.6.2.4})$$

Donde,

F_y : Tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado.

Z_x : Módulo plástico de la sección.

$$M_n = 248 * 208376,3 = 51,7 \text{ kN} * m$$

Pandeo local

Para secciones no compactas, se utiliza la siguiente ecuación:

$$M_n = \left(\frac{0,021E}{\frac{D}{t}} + F_y \right) S \quad (\text{A.6.2.5})$$

Donde,

S: Módulo elástico de la sección.

$$M_n = \frac{\left(\frac{0,021 * 200000}{32,8} + 248 \right) * 158780}{10^6} = 59,7 \text{ kN} * \text{m}$$

Luego, aplicando el factor de resistencia $\Phi = 0.9$, se obtiene:

Tabla A.6.2.4 Resistencia nominal a flexión y por pandeo local.

Fluencia ϕM_n (kN*m)	Pandeo local ϕM_n (kN*m)
46,5	53,7

Luego, controla el estado límite por fluencia, por lo que $\phi M_n = 46,5 \text{ MPa}$.

Cabe destacar, que las columnas se consideraron rotuladas en sus extremos, por lo que, el momento flector de las columnas se elimina. De esta manera, no existe demanda por momento flector en las columnas.

Verificación flexo-compresión

La interacción de flexión y compresión en miembros con simetría doble y simetría simple, que están solicitados a flexión en torno a un eje geométrico (x y/o y), deben satisfacer las ecuaciones H1-1a o H1-1b de la norma NCh427, según sea el caso.

Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (\text{A.6.2.6})$$

Como se menciona anteriormente, no existe momento flector debido a que las columnas están rotuladas en sus extremos, por lo que, no es necesario calcular la flexo-compresión.

ANEXO 7.1 DISEÑO DE CONEXIONES

El diseño de las uniones se realiza con las ecuaciones de los modos de fluencia de estas, para el caso de diseño por extracción lateral. Estas pueden ser cizalle simple o doble, dependiendo de los planos de corte generados en la conexión. Para los tipos de conexiones considerados, solo se utiliza el cizalle simple, ya que presentan un plano de corte. La capacidad a extracción lateral en cizalle simple para cada conector queda determinada según el menor valor entre los modos de falla.

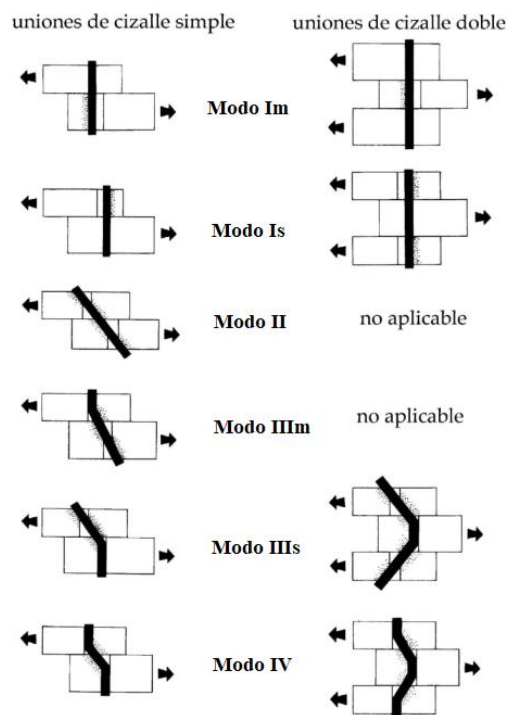


Figura A.7.1.1 Modos de fluencia uniones sometidas a extracción lateral (NDS 2015)

Las ecuaciones asociadas a los modos de fluencia indicados anteriormente se pueden encontrar en la tabla 12.3.1A del NDS 2018, las cuales se definen a continuación:

$$I_m = \frac{Dl_m F_{em}}{R_d} \quad (A.7.1.1)$$

$$I_s = \frac{Dl_s F_{es}}{R_d} \quad (\text{A.7.1.2})$$

$$II = \frac{k_1 D l_s F_{es}}{R_d} \quad (\text{A.7.1.3})$$

$$III_m = \frac{k_2 D l_m F_{em}}{(1 + 2R_e) R_d} \quad (\text{A.7.1.4})$$

$$III_s = \frac{k_3 D l_s F_{em}}{(1 + 2R_e) R_d} \quad (\text{A.7.1.5})$$

$$IV = \frac{D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}} \quad (\text{A.7.1.6})$$

Donde,

D : Diámetro nominal del medio de unión.

l_m : Longitud de penetración del conector en la pieza principal.

l_s : Longitud de penetración del conector en la pieza secundaria.

F_{em} : Resistencia de aplastamiento conector en el miembro principal.

F_{es} : Resistencia de aplastamiento conector en el miembro secundario o lateral.

F_{yb} : Tensión de fluencia en flexión del conector.

R_d : Factor de reducción.

R_e : F_{em} / F_{es}

R_d : l_m / l_s

El factor de reducción depende del diámetro del medio de unión,

Tabla A.7.1.1 Factor R_d , en función del diámetro del conector.

Diámetro conector	Modo de fluencia	R_d
$6,4 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$	l_m, l_s	$4 \times K_\theta$
	II	$3,6 \times K_\theta$
	III_m, III_s, IV	$3,2 \times K_\theta$
$d < 6,4 \text{ mm}$	$l_m, l_s, II, III_m, III_s, IV$	K_d

Donde,

$$K_\theta = 1 + 0,25 * \left(\frac{\theta}{90}\right)$$

θ : Máximo ángulo entre la dirección de la carga y la dirección de la fibra.

Por otro lado, el factor K_d es función del diámetro del conector. Se cumple lo siguiente:

$$K_d = 2,2 \quad \text{para } D \leq 0,17''$$

$$K_d = 10 * D + 0,5 \quad \text{para } 0,17'' \leq D \leq 0,25''$$

Los factores k_1, k_2 y k_3 relativos a los modos de fluencia adoptan un valor definido por las siguientes ecuaciones:

$$k_1 = \frac{\sqrt{R_e + 2R_e^2(1 + R_t + R_t^2) + R_t^2 R_e^3 - R_e(1 + R_t)}}{1 + R_e} \quad (\text{A.7.1.7})$$

$$k_2 = -1 + \sqrt{2(1 + R_e) + \frac{2F_{yb}(1 + 2R_e)D^2}{3F_{em}l_m^2}} \quad (\text{A.7.1.8})$$

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + R_e)}{R_e} + \frac{2F_{yb}(1 + 2R_e)D^2}{3F_{em}l_s^2}} \quad (\text{A.7.1.9})$$

Demanda sobre uniones en el diafragma de la losa

Para el cálculo de la demanda sobre las uniones, se modeló la losa con un modelo de barra simplemente apoyada, considerando cada muro en la dirección de análisis como un apoyo. Para calcular la carga distribuida de la losa, se obtuvieron del modelo del edificio los cortes por piso, y de manera conservadora se aplicó el mayor en cada dirección, dividiendo por el largo correspondiente, obteniendo las demandas presentadas en la tabla A.7.1.2. Los diagramas de corte se presentan en las

figuras A.7.1.1 y A.7.1.2. El valor encerrado en rojo corresponde al eje donde se materializa la unión entre losas.

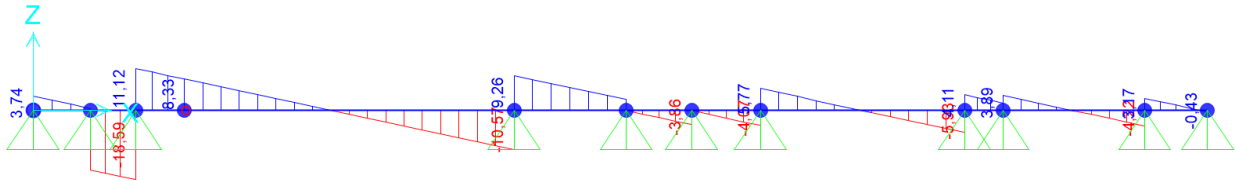


Figura A.7.1.2 Diagrama de corte asociado a diagrama en eje X.

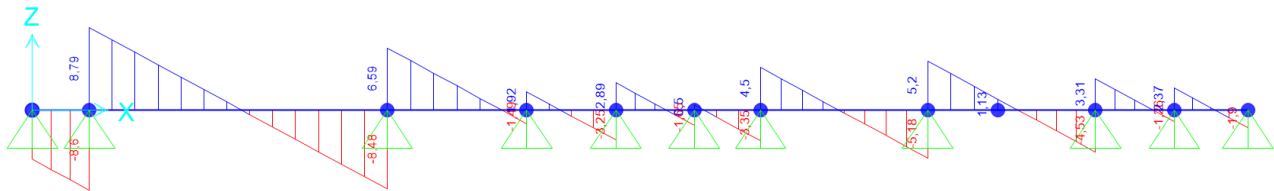


Figura A.7.1.3 Diagrama de corte asociado a diagrama en eje Y.

Tabla A.7.1.2 Demanda de corte en muros orientados en X e Y.

Eje Y	CORTE (Tonf)	Eje X	CORTE (Tonf)
B	3,7	1	5,4
C	15,9	2	8,8
D	18,6	3	8,5
F	10,6	4	1,5
H	2,8	5	2,8
I	3,9	7	1,6
K	5,8	8	3,4
M	5,9	10	3,3
N	3,9	11	1,1
Q	4,2	13	2,1
R	0,4	14	1,3
		15	1,9

Unión Losa-Losa

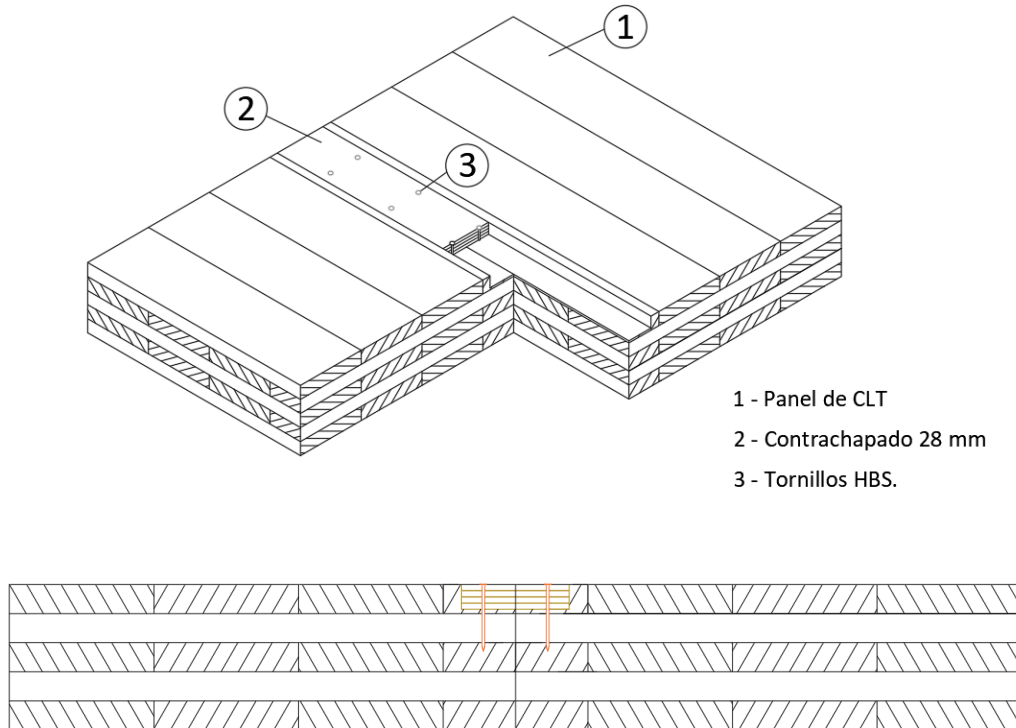


Figura A.7.1.4 Caracterización unión entre losas.

La demanda en la unión cuando trabaja paralelamente al plano de la losa se obtuvo del diagrama de corte mencionado anteriormente, asociado al caso sísmico. Se tomó el corte en el punto donde se materializa la unión como se muestra en la imagen A.7.1.4, entre los ejes D y E en color verde, en este caso con un valor de 8,3 Tonf. Para materializar las uniones, se emplearon tornillos de 8 mm de diámetro y 100 mm de largo, estos se conectan por medio de un contrachapado de 28 mm de espesor al panel de CLT, como se muestra en la figura A.7.1.3. Los tornillos seleccionados son del tipo TBS, obtenidos de los catálogos de Rothoblaas. En la tabla A.7.1.3 se muestran los modos de fluencia correspondientes a corte simple. Con la capacidad por unión es posible calcular el espaciamiento requerido, el cual es de 50 cm.

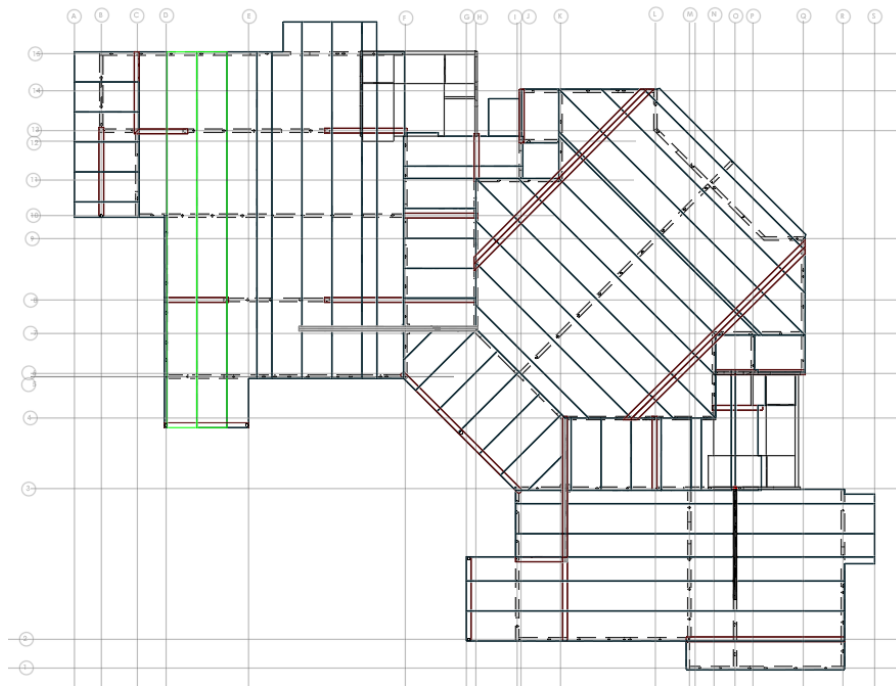


Figura A.7.1.5 Conexión Losa – Losa.

Los modos de fluencia se presentan a continuación:

Tabla A.7.1.3 Modos de fluencia relativos a unión entre losas.

Modo	Corte Simple (kgf)	
Modo Im	510	kgf
Modo Is	134	kgf
Modo II	176	kgf
Modo IIIm	156	kgf
Modo IIIs	102	kgf
Modo IV	126	kgf
Controla	102	kgf

Controla el modo de fluencia IIIm con un corte de 102 kgf, el cual al multiplicarlo por el factor de duración de carga (1,6), se obtiene una capacidad de 163 kgf por unión.

Tabla A.7.1.4 Espaciamiento requerido unión entre losas.

Solicitud				
Entre ejes	V (Tonf)	b (m)	v (kgf/m)	Espaciamiento (cm)
D-E	8,28	25,62	323,2	50,4

Se recomienda distribuir los pares de tornillos cada 50 cm para todas las uniones entre vigas y losas.

Unión Losa – Viga

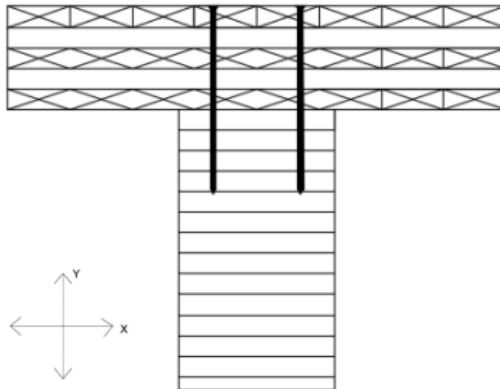


Figura A.7.1.6 Caracterización unión losa – viga.

La demanda en la unión cuando trabaja paralelamente al plano de la losa se obtuvo del diagrama presentado en las figuras A.7.1.1 y A.7.1.2, asociado al caso sísmico. Se consideró el corte en el punto donde se materializa la unión entre la viga y losa. Para las uniones, se emplearon tornillos de 10 mm de diámetro y 240 mm de largo. Los tornillos seleccionados son del tipo TBS, obtenidos de los catálogos de Rothoblaas. En la tabla A.7.1.5 se muestran los modos de fluencia correspondientes a corte simple.

Tabla A.7.1.5 Modos de fluencia relativos a unión entre losa y viga.

Modo	Corte Simple (kgf)	
Modo Im	1240	kgf
Modo Is	537	kgf
Modo II	425	kgf
Modo IIIIm	340	kgf
Modo IIIs	262	kgf
Modo IV	166	kgf
Controla	166	kgf

Controla el modo de fluencia IV con un corte de 166 kgf, el cual al multiplicarlo por el factor de duración de carga (1,6) y por 2, dado que para la conexión se utilizan dos tornillos, se obtiene una capacidad de 531 kgf por unión.

Tabla A.7.1.6 Espaciamiento solicitado unión entre losa y vigas.

Eje	V (Tonf)	L (m)	v (kgf/m)	Espaciamiento (cm)
2	8,58	6,5	1320,0	40
4	1,49	3,5	425,7	125
6	3,19	3,8	839,5	63
8	3,35	6,3	531,7	100
10	5,17	3,1	1667,7	32
13	4,53	3,4	1332,4	40
B	3,74	3,6	1038,9	51
C	0,46	3,4	135,3	392
H	2,82	2	1410,0	38
J	1,35	2,2	613,6	87
K	5,77	3,48	1658,0	32
L	1,18	3,08	383,1	139

Se recomienda distribuir los pares de tornillos cada 30 cm para todas las uniones entre vigas y losas.

Unión Losa - Muros

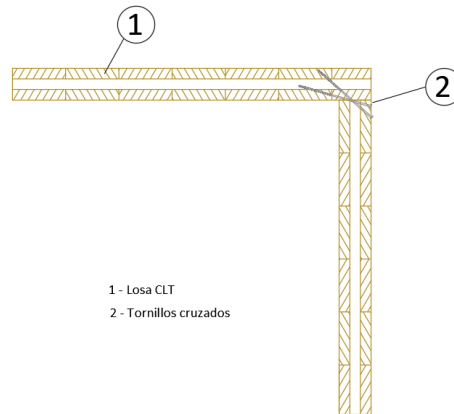


Figura A.7.1.7 Caracterización unión entre losa y muros.

Para calcular la demanda que le corresponde a cada muro, se obtuvo del software ETABS el corte máximo de los muros para cada dirección. Estos valores se presentan en la tabla A.7.1.8 para el eje X, y en la tabla A.7.1.9 para el eje Y. Se consideraron tornillos TBS, de 12 mm de diámetro y 320 mm de largo.

Para el caso de la conexión losa-muro, tanto para X, como para Y. Se utilizaron dos tornillos cruzados con una inclinación de 45° respecto a la vertical, y en sentido contrario, como se indica en la figura A.7.1.6, estos están separados entre sí en un máximo de 10 mm. Analizando el caso sísmico, esta conexión cumple la función de soportar el corte horizontal, siguiendo la misma metodología que en los casos anteriores.

Para el cálculo de la capacidad en extracción directa (W), se realiza lo indicaba en la ecuación A.7.1.10, obtenida de la NCh1198:

$$W = 3 * p_r * D * 10^{-3} \text{ (kN)} \quad (\text{A.7.1.10})$$

Donde,

p_r : penetración de atornillado de la zona roscada del tornillo en el madero que recibe la punta del tornillo.

D: Diámetro del tornillo.

En base a la ecuación anterior, cada tornillo desarrolla una resistencia a la extracción directa de 441 kgf. Por lo tanto, el trabajo conjunto de ambos tornillos orientados en 45° respecto a la horizontal es igual a 623 kgf (Ecuación A.7.1.11).

$$F_T = F_c = \frac{T}{\sqrt{2}} * 2 \quad (\text{A.7.1.11})$$

Donde, T es la fuerza de corte solicitante en la vertical.

Respecto a la capacidad a la extracción lateral, el modo de fluencia que controla es el modo IV, como se indica en la tabla A.7.1.7.

Tabla A.7.1.8 Modos de fluencia relativos a unión entre losa y muro.

Modo	Corte Simple (kgf)	
Modo Im	1190	kgf
Modo ls	847	kgf
Modo II	457	kgf
Modo III _m	323	kgf
Modo III _s	400	kgf
Modo IV	186	kgf
Controla	186	kgf

Tabla A.7.1.8 Espaciamiento requerido relativo unión entre losa y muro X.

Eje	Largo (m)	Corte (kgf/m)	Espaciamiento (cm)
1	6,46	1022	61
2	7,1	1437	43
3	10,1	1178	53
4	6,32	1009	62
5	9,96	321	194
6	2,88	1233	51
7	3,58	2327	27
8	4,4	1364	46
9	2,94	1327	47
10	11,15	2399	26
11	3,39	2566	24
12	2,94	1361	46
13	6,11	1784	35
14	5,6	829	75
15	12,66	395	158

Tabla A.7.1.8 Espaciamiento requerido relativo unión entre losa y muro Y.

Eje	Largo (m)	Corte (kg/m)	Espaciamiento (cm)
C	3,54	1751	36
D	6,72	2902	21
F	13,48	1371	45
H	6,4	1797	35
I	6,28	373	167
J	1,55	3032	21
K	3,72	2823	22
L	2,94	1429	44
M	6,14	1645	38
N	3,53	2873	22
O	3,07	1401	44
Q	5,6	821	76
R	7,34	668	93
DS	5,18	483	129
DN	6,43	871	72
DG	11,17	2165	29

Se recomienda distribuir los pares de tornillos cada 20 cm para todas las uniones entre muros y losas tanto en dirección X como en Y.

Unión muro – muro perpendicular

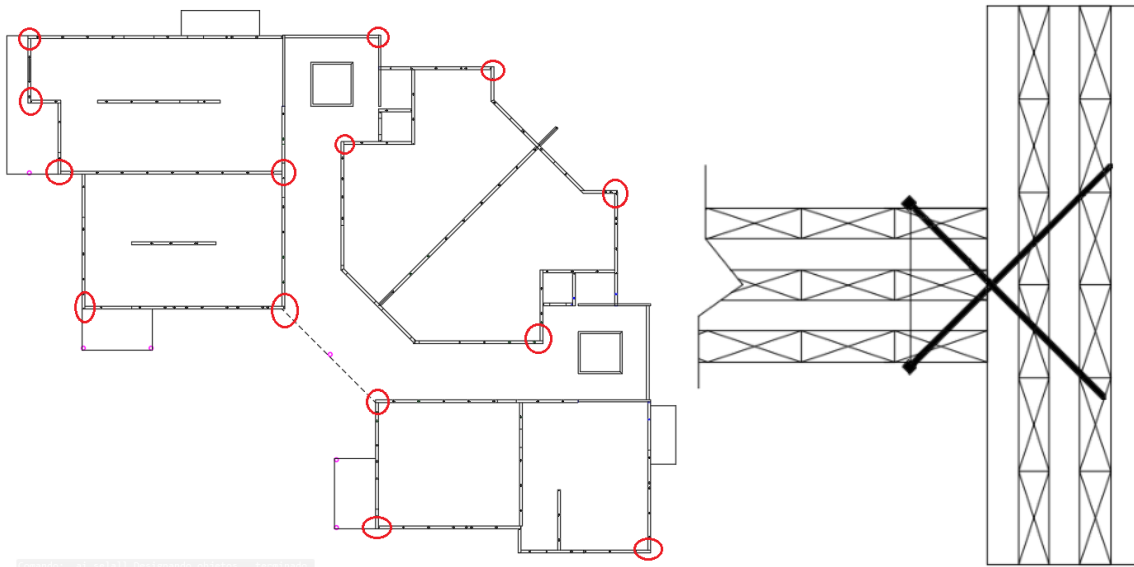


Figura A.7.1.8 Caracterización unión muro – muro perpendicular.

Para el cálculo de la demanda que recibe cada muro, se consideró de manera conservadora el mayor corte basal unitario de los muros a conectar, y se empleó el corte distribuido horizontal, el cual se consideró igual al corte distribuido en la vertical. Se utilizaron tornillos TBS de 10 mm de diámetro y 320 mm de largo.

Repitiendo el método de cálculo de extracción directa mencionado en la conexión losa-muro, se obtiene una resistencia de 306 kgf. Por lo tanto, Por lo tanto, el trabajo conjunto de ambos tornillos orientados en 45° respecto a la horizontal es igual a 433 kgf.

$$F_T = F_c = \frac{306}{\sqrt{2}} * 2 = 433 \text{ kgf}$$

Respecto a la capacidad a la extracción lateral, el modo de fluencia que controla es el modo IV, como se indica en la tabla A.7.1.10.

Tabla A.7.1.10 Modos de fluencia relativos a unión entre muros perpendiculares.

Modo	Corte Simple (kgf)	
Modo Im	992	kgf
Modo Is	430	kgf
Modo II	340	kgf
Modo IIIm	272	kgf
Modo IIIs	209	kgf
Modo IV	133	kgf
Controla	133	kgf

Tabla A.7.1.11 Espaciamiento requerido relativo unión entre muros perpendiculares.

Muros	Corte (Tonf)	Corte (Tonf/m)	Espaciamiento (cm)
13-C	6,2	1,8	25
10-D	19,5	2,9	15
5-D	19,5	2,9	15
5-F	18,5	1,9	23
10-F	26,8	2,4	18
15-F	18,5	1,5	30
3-I	11,9	1,9	23
2-I	10,2	1,6	27
3-M	11,9	1,9	22
2-M	10,2	1,7	26
1-M	10,1	1,6	26
3-R	11,9	1,6	27
4-N	10,1	2,9	15
7-N	10,1	2,9	15
7-Q	4,6	1,3	34
DS-DG	24,2	3,8	11
DN-DG	24,2	3,8	11
11-H	11,5	3,4	13
11-K	10,5	3,1	14
14-J	4,7	3,0	14
14-K	10,5	2,8	15
14-L	4,6	1,6	27
9-Q	4,6	1,6	28

Se recomienda distribuir los pares de tornillos cada 10 cm para todas las uniones entre muros perpendicular.

Unión momento y corte muro

Las uniones diseñadas para resistir los momentos volcantes del muro se calcularon considerando el momento máximo solicitado en cada muro, considerando las combinaciones de carga para el método de diseño por tensiones admisibles de la norma NCh3171.Of 2010. Estos momentos fueron obtenidos del modelo del edificio en el software ETABS, donde en la mayoría de los casos el caso más crítico fue la combinación D + Ey. Para realizar este análisis, se desestimó la contribución de la carga vertical para oponerse al momento volcante. Esto se debe a que las cargas máximas, como el momento y la fuerza axial, no siempre ocurren simultáneamente en el tiempo, lo que lleva a una aproximación más conservadora en el diseño.

Se consideró que el muro pivota en uno de sus extremos, lo que implica que las fuerzas de tensión y compresión en los extremos del muro se obtuvieron de la siguiente manera:

$$T = C = \frac{M}{L} \quad (\text{A.7.1.12})$$

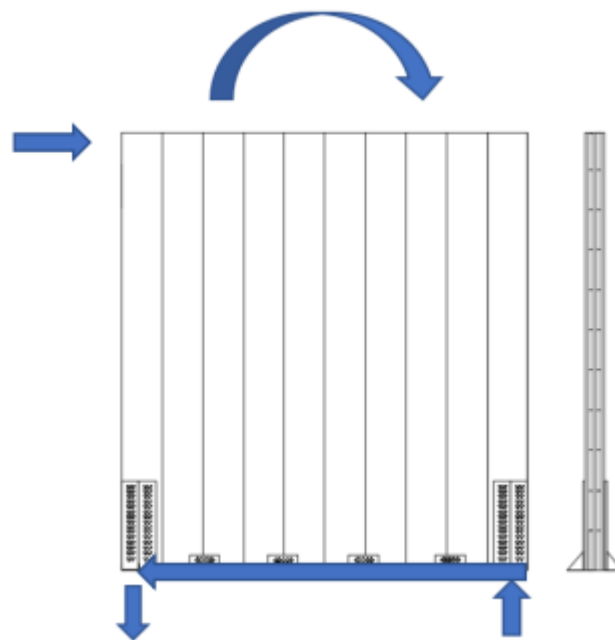


Figura A.7.1.9 Caracterización unión de corte y momento en muros.

Se consideraron tornillos de 5 mm de diámetro y 60 mm de largo, presentes tanto en los hold-down, como en los conectores de corte. En la siguiente tabla, se obtienen los resultados de las ecuaciones de fluencia para cada tornillo:

Tabla A.7.1.12 Modos de fluencia relativos a unión de corte y momento en muros.

Modo	Corte Simple (kgf)	
Modo Im	409	kgf
Modo Is	1166	kgf
Modo II	184	kgf
Modo III _m	179	kgf
Modo III _s	117	kgf
Modo IV	121	kgf
Controla	117	kgf

Controla el modo de fluencia III_s con un corte de 117 kgf, el cual al multiplicarlo por el factor de duración de carga (1,6), se obtiene una capacidad de 188 kgf por tornillo. Con esta capacidad se puede calcular la cantidad de elementos hold-down requeridos por cada extremo del muro.

Tabla A.7.1.13 Resumen demanda asociada al momento volcante en muros orientados en X.

Eje	Largo (m)	Momento (Tonf*m)	T-C (Tonf)	Tornillos necesarios	Tornillos por hold-down	Cantidad de Hold-downs	Código Hold-down
1	6,5	12,7	2,0	11	20	1	WHT340
2	7,1	19,4	2,7	15	20	1	WHT340
3	10,1	60,0	5,9	32	20	2	WHT340
4	6,3	13,5	2,1	12	20	1	WHT340
5	9,9	6,7	0,7	4	20	1	WHT340
6	2,9	7,1	2,5	14	20	1	WHT340
7	3,6	23,0	6,4	35	20	2	WHT340
8	4,4	4,3	1,0	6	20	1	WHT340
9	2,9	3,6	1,2	7	20	1	WHT340
10	11,2	55,5	5,0	27	20	2	WHT340
11	3,4	29,0	8,6	46	30	2	WHT440
12	2,9	2,1	0,7	4	20	1	WHT340
13	6,1	12,3	2,0	11	20	1	WHT340
14	5,6	7,4	1,3	8	20	1	WHT340
15	12,7	10,5	0,8	5	20	1	WHT340
DS	5,2	4,5	0,9	5	20	1	WHT340
DN	6,4	17,1	2,7	15	20	1	WHT340
DG	11,2	152,2	13,6	73	45	2	WHT540

Tabla A.7.1.14 Resumen demanda asociada al momento volcante en muros orientados en Y.

Eje	Largo (m)	Momento (Tonf*m)	T-C (Tonf)	Tornillos necesarios	Tornillos por hold-down	Cantidad de Hold-downs	Código Hold-down
C	3,5	11,5	3,2	18	20	1	WHT340
D	6,7	66,9	10,0	54	30	2	WHT440
F	13,5	78,4	5,8	31	20	2	WHT340
H	6,4	11,3	1,8	10	20	1	WHT340
I	6,3	2,4	0,4	3	20	1	WHT340
J	1,5	5,8	3,7	20	20	1	WHT340
K	3,7	33,9	9,1	49	30	2	WHT440
L	2,9	6,1	2,1	12	20	1	WHT340
M	6,1	24,6	4,0	22	20	1	WHT340
N	3,5	31,8	9,0	49	30	2	WHT440
O	3,1	10,1	3,3	18	20	1	WHT340
Q	5,6	7,2	1,3	7	20	1	WHT340
R	7,3	10,5	1,4	8	20	1	WHT340

Como se observa en las tablas, la mayoría de los muros requiere entre 1 y 2 hold-down en sus extremos, en la última columna de las tablas, se puede observar el código asociado al elemento hold-down obtenido de los catálogos de Rothoblaas.

Si bien, en la mayoría de los casos por calculo solo se requiere 1 hold-down, se recomienda para estos muros utilizar 2 hold-down, uno en cada extremo del panel.

Unión corte muros

La demanda de corte que solicita cada muro fue obtenida en base a la demanda máxima obtenida a partir de las combinaciones de carga analizadas en el software ETABS, las tablas A.7.1.15 y A.7.1.16 resumen la sollicitación y el diseño. La fuerza de cada tornillo es idéntica a la que desarrollan en las uniones que soportan el momento, debido a que el tipo de tornillo es idéntico, de esta manera cada tornillo alcanza una capacidad de 188 kgf.

Tabla A.7.1.15 Resumen demanda asociada al corte en muros orientados en X.

Eje	Largo (m)	Corte (Tonf)	Tornillos necesarios	Tornillos por conector	Cantidad ángulos de corte	Código ángulo corte
1	6,5	6,6	36	36	1	TTN240
2	7,1	10,2	55	36	2	TTN240
3	10,1	11,9	64	36	2	TTN240
4	6,3	6,4	35	36	1	TTN240
5	9,9	3,2	18	36	1	TTN240
6	2,9	3,6	19	36	1	TTN240
7	3,6	8,3	45	36	2	TTN240
8	4,4	6,0	32	36	1	TTN240
9	2,9	3,9	21	36	1	TTN240
10	11,2	26,8	143	36	4	TTN240
11	3,4	8,7	47	36	2	TTN240
12	2,9	4,0	22	36	1	TTN240
13	6,1	10,9	59	36	2	TTN240
14	5,6	4,6	25	36	1	TTN240
15	12,7	5,0	27	36	1	TTN240
DS	5,2	2,5	14	36	1	TTN240
DN	6,4	5,6	30	36	1	TTN240
DG	11,2	24,2	129	36	4	TTN240

Tabla A.7.1.16 Resumen demanda asociada al corte en muros orientados en Y.

Eje	Largo (m)	Corte (Tonf)	Tornillos necesarios	Tornillos por conector	Cantidad ángulos de corte	Código ángulo corte
C	3,5	6,2	34	36	1	TTN240
D	6,7	19,5	104	36	3	TTN240
F	13,5	18,5	99	36	3	TTN240
H	6,4	11,5	62	36	2	TTN240
I	6,3	2,3	13	36	1	TTN240
J	1,6	4,7	26	36	1	TTN240
K	3,7	10,5	56	36	2	TTN240
L	2,9	4,2	23	36	1	TTN240
M	6,1	10,1	54	36	2	TTN240
N	3,5	10,1	55	36	2	TTN240
O	3,1	4,3	23	36	1	TTN240
Q	5,6	4,6	25	36	1	TTN240
R	7,3	4,9	27	36	1	TTN240

Si bien, en la mayoría de los casos por calculo solo se requiere 1 ángulo de corte, se recomienda para estos muros utilizar 2 conectores, distribuyéndolos de manera simétrica en las zonas medias de los muros.

UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN – FACULTAD DE INGENIERÍA
RESUMEN DE MEMORIA DE TÍTULO

Departamento : Departamento de Ingeniería Civil
Carrera : Ingeniería Civil
Nombre del memorista : Bastián Ignacio Gómez Silva
Título de la memoria : Diseño estructural de un edificio de CLT de mediana altura
Fecha de la presentación oral :

Profesor(es) Guía : Rodrigo Silva
Profesor(es) Revisor(es) : Peter Dechent
Concepto :
Calificación :

Resumen

La madera se ha convertido en un material de construcción cada vez más utilizado en edificaciones en altura, debido a su sustentabilidad con el medio ambiente. Investigaciones han demostrado que los productos de madera son competitivos con los materiales tradicionales, como el acero y el hormigón.

El CLT o cross laminated timber, es un elemento prefabricado de madera maciza, que se presenta como una alternativa para construcciones de mediana altura, ofreciendo seguridad, aislamiento, resistencia al fuego y alta estabilidad para soportar cargas sobre sus dos ejes. Sin embargo, la normativa chilena no regula el diseño estructural de paneles CLT, lo que requiere acudir a manuales extranjeros. Dado lo anterior, para el diseño sísmico de edificios de CLT, actualmente se utiliza el valor del factor de reducción de respuesta sísmica R igual a 2, que es el valor predeterminado para cualquier sistema estructural en la normativa. Esto implica que, desde el punto de vista sísmico, los edificios se comportan como estructuras elásticas con una ductilidad mínima, lo que tiene como consecuencia estructuras sobredimensionadas.

El objetivo de esta investigación es determinar si es posible la construcción de edificios de mediana altura estructurados en base a paneles de madera contralaminada. Para esto, se realiza el diseño estructural de un edificio construido en Italia, el cual posee 5 pisos y una altura de 16,02 m. Se realiza el diseño de los paneles de CLT, actuando como muros y como losas, también el diseño de vigas de madera laminada encolada (MLE), el diseño de columnas de acero y conexiones metálicas.

Las conexiones empleadas en edificios de CLT son elementos críticos para garantizar la estabilidad y resistencia estructural de la construcción. Dado que el CLT es un material de madera maciza, necesita ser unido a otros paneles de madera u otros elementos estructurales, como columnas y vigas, mediante conexiones metálicas que proporcionan la rigidez y capacidad de carga necesarias para resistir las fuerzas y cargas aplicadas.