

FACTIBILIDAD DEL USO DE MADERA PARA SOLUCIONES VIP EN ALTURA

**MARIANA FRANCO ZAPATA
MAURICIO BETANCUR ÁNGEL**

Trabajo de grado para optar al título de Ingenieros civiles

María del Pilar Duque Uribe

Ingeniera Civil



**UNIVERSIDAD EIA
INGENIERÍA CIVIL
ENVIGADO
2019**

CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN.....	11
1 PRELIMINARES.....	12
1.1 Planteamiento del problema	12
1.2 Objetivos del proyecto	13
1.2.1 Objetivo General.....	13
1.2.2 Objetivos Específicos	13
1.3 Marco de referencia.....	13
1.3.1 Marco de referencia introductorio	13
1.3.2 Marco Teórico	15
2 METODOLOGÍA.....	26
1.1 Parámetros de diseño.....	26
1.2 Diseño estructural en madera.....	26
1.3 Comparación técnica y económica	27
3 PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	28
3.1 PARÁMETROS DE DISEÑO	28
3.1.1 Selección de la zona	28
3.1.2 Definición de diseño arquitectónico	28
3.1.3 Condiciones sísmicas y de viento de la zona.....	33
3.1.4 Selección del tipo de madera a utilizar	34
3.1.5 Tipo de Uniones	40
3.2 DISEÑO ESTRUCTURAL EN MADERA.....	46
3.2.1 Pre dimensionamiento y coordinación con otros profesionales.....	47

3.2.2	Análisis sísmico	50
3.2.3	Evaluación de las solicitaciones definitivas.....	54
3.2.4	Características de la estructuración y del material estructural empleado. ...	57
3.2.5	Modelaciones	64
3.2.6	Diseño de elementos estructurales en CLT	72
3.2.7	Diseño de uniones.....	82
3.2.8	Diseño de la cimentación.....	112
3.3	COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA.....	121
3.3.1	Comparación técnica.....	121
3.3.2	Comparación en tiempos.....	123
3.3.3	Comparación en costos.....	126
3.3.4	Comparación ambiental.....	129
4	CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES	131
5	REFERENCIAS	134

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1.	La Serrezuela en Cartagena.....	14
Figura 1.2	Sistemas masivos en madera.....	19
Figura 1.3	Sistema de entramado liviano.....	20
Figura 1.4	Sistema de entramado pesado	20
Figura 3.1	Diseño arquitectónico - planta típica (edificio izquierdo)	32
Figura 3.2.	Estructura del panel CLT	35
Figura 3.3.	Estructura del panel CLT	38
Figura 3.4.	Tipos de uniones según su ubicación en la edificación	41
Figura 3.5.	Detalles de unión tipo panel-panel.....	42
Figura 3.6.	Detalles de unión tipo muro-muro en diferente plano	42
Figura 3.7.	Detalle de unión tipo muro – fundación.....	43
Figura 3.8.	Sistema constructivo tipo plataforma	43
Figura 3.9.	Tipos de uniones para tablero de CLT en el sistema estructural de muros de corte.....	44
Figura 3.10.	Sistema de conexiones de CLT tradicional.....	44
Figura 3.11.	Sistema de conexiones de CLT innovador X- RAD	45

Figura 3.12. Comparación de eficiencia constructiva entre sistemas de uniones tradicionales y X- RAD	45
Figura 3.13. Sentido de trabajo del entrepiso	49
Figura 3.14. Uniones que se deben diseñar con sobrerresistencia	53
Figura 3.15. Uso del coeficiente de sobrerresistencia	53
Figura 3.16. Sentido de las capas en las direcciones de un elemento de CLT	59
Figura 3.17. Factor de estabilidad de la columna	62
Figura 3.18 Rigidez a flexión aparente mínima.....	62
Figura 3.19 Particiones propuestas de los elementos	65
Figura 3.20 Propiedades del material ingresadas a ETABS	67
Figura 3.21 Modelos SAP 2000 (izquierda) y ETABS (derecha).....	68
Figura 3.22 Resultados de modelos en ETABS con y sin discretizar	70
Figura 3.23 Modelo estructural - muros	71
Figura 3.25. Deformación rolling shear en un panel de CLT de 5 capas	74
Figura 3.26. Deflexiones en un entrepiso simplemente apoyado con carga distribuida	74
Figura 3.27. Entrepisos en CLT	76
Figura 3.28 Propiedades de los entrepisos seleccionados.....	77
Figura 3.29. Cargas en los muros CLT	77
Figura 3.30. Configuración del panel CLT muros.....	78
Figura 3.31. Momentos solicitados en un elemento tipo	79
Figura 3.24 Momentos en el plano del muro.....	80
Figura 3.32. Fuerzas solicitadas en un elemento tipo área.....	81
Figura 3.33. Uniones de los muros y entrepisos en CLT	82
Figura 3.34 Nombre de los muros por piso – Vista en planta	83
Figura 3.35 Nombre de los entrepisos por piso - Vista en planta.....	84
Figura 3.36 Ejemplo Unión Muro-Muro en el mismo plano	85
Figura 3.37. Mecanizado de la unión Muro- Muro en el mismo plano.....	85
Figura 3.38 Solicitaciones para unión muro-muro paralelo.....	86
Figura 3.39 Metodología de diseño tornillos VGZ Rothoblaas.....	87
Figura 3.40. Uniones a cortante.....	89
Figura 3.41 Angular cortante Muro-Cimentación	89
Figura 3.42 Metodología de diseño angulares a cortante TITAN y TITAN S	90
Figura 3.43 Angular cortante Muro-Piso	92
Figura 3.44 Tipo de unión cortante Muro-Piso para cada muro	92
Figura 3.45. Uniones a tracción	94
Figura 3.46 Angular para empalme a tracción WHT	94
Figura 3.47 Metodología de diseño de angulares a tracción WHT	95
Figura 3.48 Angular para tracción madera-madera externo LBV.....	97
Figura 3.49 Metodología de diseño placa LBV	98
Figura 3.50 Angular para tracción madera-madera interno	99
Figura 3.51 Uniones tipo piso-piso en el mismo plano.....	102
Figura 3.52 Unión escalonada piso-piso en el mismo plano.....	102
Figura 3.53 Tornillo VGZ para uniones piso-piso.....	103
Figura 3.54 Fuerzas de diseño para uniones piso-piso en el mismo plano	103

Figura 3.55 Unión muro-muro esquina	107
Figura 3.56 Tornillo VGZ para unión Muro-Muro Esquinas e Interior Exterior	107
Figura 3.57 Unión muro - muro perpendicular – Vista planta.....	110
Figura 3.58 Recomendación unión muro-muro.....	110
Figura 3.59 Unión Entrepiso-Muro	111
Figura 3.60 Unión Viga-Muro VGZ.....	111
Figura 3.61 Unión Viga-Muro tipo Alumini	112
Figura 3.62. Perfil de suelos sobre el edificio 4 A	112
Figura 3.63. Parámetros de resistencia al corte del suelo de diseño.....	114
Figura 3.64. Excentricidad en la losa de fundación.....	116
Figura 3.65. Dimensiones de planta de la losa	117
Figura 3.66 Deformaciones en la losa de fundación	120

LISTA DE GRÁFICAS

Gráfica 3.1 Comparación en tiempo de las edificaciones	125
Gráfica 3.2 Comparación de costos de las edificaciones.....	128
Gráfica 3.3 Comparación ambiental de las edificaciones	130

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Edificaciones propuestas en el Barrio Trece de Noviembre.....	29
Tabla 2. Tabla comparativa: Edificación 4A y la IBC	31
Tabla 3. Diagrama de flujo del análisis sísmico	33
Tabla 4. Comparación de las propiedades mecánicas del abeto S-10 europeo y Pino Radiata Chileno	36
Tabla 5. Propiedades mecánicas de los grupos estructurales de madera obtenidos de la NSR-10 Título G.....	37
Tabla 6. Tipos de madera tipo SPRUCE-PINE-FIR	37
Tabla 7. Propiedades del SPRUCE-PINE-FIR.....	38
Tabla 8. Comparación de propiedades de diseño de madera colombiana ES6 y madera usada para fabricación de CLT	39
Tabla 9. Pasos a seguir en el diseño de edificaciones en madera	46
Tabla 10. Propiedades de los paneles CLT Nordic Structures.....	48
Tabla 11. Masa de la estructura CLT	50
Tabla 12. Periodo de una estructura en madera, según la altura del edificio	51
Tabla 13. Método fuerza horizontal equivalente	53
Tabla 14. Fuerzas sísmicas	54
Tabla 15. Carga muerta en entrepiso	54
Tabla 16 Peso específico de muros en CLT	54
Tabla 17 Cargas muertas en cubierta.....	55
Tabla 18 Cargas vivas por piso.....	55
Tabla 19 Cargas vivas según NSR-10.....	55
Tabla 20 Velocidad de diseño y carga de viento.....	56
Tabla 21 Resumen de cargas – piso típico.....	56
Tabla 22 Combinaciones de carga - método ASD	56
Tabla 23 Propiedades mecánicas admisibles de la madera para paneles tipo E1	57

Tabla 24 Capacidad admisible de los paneles de CLT tipo E1	58
Tabla 25 Factores de ajuste de capacidad de elementos CLT	60
Tabla 26 Valores de los factores de reducción para los paneles del edificio	60
Tabla 27 Factor de duración de carga	61
Tabla 28 Combinaciones de carga - método ASD	61
Tabla 29 Valores Ks.....	63
Tabla 30 Factores de reducción por estabilidad de los muros	63
Tabla 31 Rigideces del elemento de madera contralaminada, según dimensiones	67
Tabla 32 Derivas del edificio CLT	72
Tabla 33 Derivas límites en los edificios	72
Tabla 34 Límites de deformaciones	75
Tabla 35 Propiedades de los muros seleccionados en CLT	81
Tabla 36 Longitudes de los muros del edificio CLT	83
Tabla 37 Dimensiones de los entresijos	84
Tabla 38 Grupos para tipo de Unión Muro-Muro Paralelo	87
Tabla 39 Solicitaciones de diseño para Uniones Muro-Muro Paralelo.....	88
Tabla 40 Configuración de uniones VGZ para cada grupo de unión muro-muro en el plano.....	88
Tabla 41 Grupos para tipo Cortante Muro-Cimentación	90
Tabla 42 Tipo de unión cortante Muro-Cimentación para cada muro	91
Tabla 43 Configuración Muro-Cimentación Cortante	91
Tabla 44 Configuración Muro-Piso Cortante.....	93
Tabla 45 Grupos para tipo Tracción Muro-Cimentación	96
Tabla 46 Tipo de unión Tracción Muro-Cimentación para cada extremo de los muros en el piso 1	96
Tabla 47 Configuración Muro Cimentación Tracción	96
Tabla 48 Grupos para tipo Tracción Muro-Muro Externos	99
Tabla 49 Tipo de unión Tracción Muro-Muro para cada extremo de los muros...	100
Tabla 50. Configuración Muro- Muro externo tracción	100
Tabla 51. Configuración muro interno tracción	101
Tabla 52 Solicitaciones unión piso-piso en el largo 9,04 m	104
Tabla 53 Solicitaciones unión piso-piso en el largo 4,76 m	104
Tabla 54 Grupos unión piso-piso en la longitud 9,4 m.....	105
Tabla 55 Configuración Grupos unión piso-piso en la longitud 9,4 m	105
Tabla 56 Grupos unión piso-piso en la longitud 4,76 m	106
Tabla 57. Configuración Grupos unión piso-piso en la longitud 9,4 m	106
Tabla 58 Grupos de diseño Muro-Muro Esquina según tipo de carga	108
Tabla 59 Configuración unión muro- muro perpendicular	109
Tabla 60 Centro de masa de edificación y dimensionamiento de losa de fundación	118
Tabla 61 Asentamientos y distorsión angular	120
Tabla 62 Distribución del área de acero - losa de fundación	121
Tabla 63 Diferencias porcentuales tiempos edificios en análisis	125
Tabla 64 Cantidades Paneles CLT	126

Tabla 65 Resumen de costos edificio Mampostería Estructural	127
Tabla 66 Resumen costos edificio CLT	127
Tabla 67 Diferencias porcentuales edificios en análisis	129

LISTA DE ANEXOS

Anexo 1 Planos arquitectónicos de la edificación

Anexo 2 Diseño de elementos en CLT y cimentación

Anexo 3 Modelos de la estructura SAP 2000 y ETABS

Anexo 4 Ficha técnica CLT Nordic Structurs

Anexo 5 Diseño Uniones

Anexo 6 Comparación edificaciones

RESUMEN

El déficit de vivienda que posee el municipio de Medellín y el poco desarrollo que ha tenido la construcción de edificaciones en madera en altura en Colombia, configura una oportunidad de industrializar procesos, establecer economías circulares y sostenibles que aumenten las utilidades del constructor e impacten directamente a los estratos bajos con nuevas alternativas de viviendas dignas, económicas y seguras. Con tal fin, se determinó la viabilidad técnica y económica de una edificación tipo VIP en altura, construida con madera contralaminada (CLT) en el barrio Trece de Noviembre, ubicado en una ladera en la ciudad de Medellín.

La verificación de esta viabilidad se determinó mediante el diseño estructural y de cimentación de la edificación en CLT, a partir de los diseños arquitectónicos y estudio de suelos realizados para la edificación VIP de cinco pisos en mampostería estructural, por la Empresa de Desarrollo Urbano de Medellín (EDU) en su proyecto "Barrios Sostenibles". Posteriormente, se compararon los costos y tiempos de construcción estimados para cada edificación.

Los resultados obtenidos permiten concluir que la edificación en CLT es viable técnicamente, ya que se garantiza la resistencia de sus elementos (paneles y uniones) ante las solicitaciones a las que estará sometida. Por otro lado, se obtuvo que los costos totales de la edificación en CLT, incluyendo directos e indirectos, tienen un incremento del 2% con respecto a los costos del edificio en mampostería estructural; sin embargo se logra una disminución en tiempo del proceso constructivo del 47 % con respecto a la estructura convencional. Finalmente, la implementación del CLT garantizará una vida útil de la edificación cercana a los 100 años, además de una disminución de 400 toneladas en emisiones de CO₂ al medio ambiente.

ABSTRACT

The Medellín housing shortage and the slight development that has had the construction of high wood buildings, constitutes an opportunity to industrialize processes, establishes circular and sustainable economies that increase the builder's profits and directly impacts the lower social class with new alternatives of decent, economic and safe housing. As a result, the technical and economic viability of a low-cost building, built with cross laminated timber (CLT) in the neighborhood Trece de Noviembre, and located on a hillside in the city of Medellín, was determined.

The corroboration of this viability was developed through the structural design and foundation of the building in CLT, from the architectural designs and the study of the floors made for the five-story low-cost building in structural masonry, by the Empresa de Desarrollo Urbano de Medellín (EDU) in its project "Barrios Sostenibles". Subsequently, the estimated costs and construction times were compared for each building.

The results obtained allow us to conclude that a construction in CLT is technically viable, since the resistance of its elements (panels and joints) is guaranteed before the requests to which it will be subjected. On the other hand, it was obtained that the total direct and indirect costs of the construction in CLT, have an increase of 2% with respect to the costs of the construction in structural masonry; however, a 47% reduction in construction time is achieved with respect to the conventional structure. Finally, the implementation of cross-laminated timber will guarantee a lifespan of the building close to 100 years, as well as a 400-tonne reduction in CO₂ emissions to the environment.

INTRODUCCIÓN

La construcción en el mundo es un negocio que tiene ingresos de \$10 trillones de dólares, constituyendo cerca de 6 % del GDP mundial (World Economic Forum, 2016), estos hechos no son aislados al caso de Colombia, país en donde este sector ha aportado desempeños en 2016 (Camacol, 2017) y donde se “compromete el 14 % de los empleos formales del PIB” (MinVivienda, 2018), permitiendo el crecimiento del país e impactando directamente la calidad de vida de los ciudadanos. La implementación de la madera como elemento principal en estructuras en altura, ha demostrado disminución de costos de ejecución (Segura Plaza, 2017), y un resto de ventajas inherentes a este material renovable como la densidad, aislamiento térmico y acústico, configurando su empleo como una oportunidad para construir viviendas de interés social o prioritario a raíz de las perspectivas de crecimiento del sector (Polanco Betancourt, 2011), el déficit actual del 5,6 % de viviendas urbanas en el país (MinVivienda, 2018) y el hecho de que el 44,74 % de la población de Colombia se encuentra entre los estratos 1 y 2.

Por lo anterior, nace el presente proyecto, en el que se determinará la viabilidad técnica y económica de una edificación de vivienda de interés prioritario (VIP) de cinco pisos construida con madera en una zona de ladera de Medellín mediante la realización de un estudio de factibilidad basado en una comparación técnica con una edificación en mampostería estructural.

En búsqueda de este fin, se configuró un informe en el que se muestra la formulación del proyecto, de manera inicial, en la que se incluye el planteamiento del problema, los objetivos, el marco de referencia introductorio y teórico y la metodología que se seguirá para alcanzar los objetivos. Posteriormente, se encontrarán tres secciones principales en el capítulo de Presentación y Discusión de Resultados. En la primera sección, se establecen los parámetros requeridos para el diseño de la estructura en madera, según los diseños iniciales entregados por la EDU, estándares y normas nacionales e internacionales. Seguido de ello, se desglosa el proceso de diseño estructural de la edificación en CLT, dividida en dos partes: modelación y análisis de las solicitaciones de la estructura y posterior diseño de paneles de muro y piso, uniones mecánicas y cimentación en concreto reforzado. En la última sección, se realiza una comparación de cuatro aspectos entre la estructura en madera y la edificación de mampostería estructural (tiempo, costos, ambiental y generalidades de mantenimiento). Finalmente, se enuncian las principales conclusiones del trabajo.

Es importante resaltar la importancia de que el lector observe los anexos que se referencian en cada sección, debido a que allí se encuentran todos los cálculos y procedimientos realizados de manera clara y detallada.

1 PRELIMINARES

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Las ventajas técnicas y sociales de la madera usada como material estructural en el panorama colombiano llevan a la conclusión de que existe una oportunidad de plantear una alternativa viable y competitiva para satisfacer la necesidad de vivienda digna y a bajo precio en el país, diseñando una edificación en altura hecha con madera, basada en experiencia internacional y aprovechando los recursos madereros que posee el país. Por lo que en el presente trabajo de grado se *va a verificar la factibilidad de construir un edificio en madera en altura para viviendas de interés prioritario (VIP) en laderas a partir de una solución tradicional concebida en el proyecto Barrios Sostenible por la Empresa de Desarrollo Urbano de Medellín (EDU), con la que finalmente se hará una comparación técnica y económica.*

En Colombia la construcción en madera en altura no ha sido ampliamente explorada. Sin embargo, es la oportunidad para que los estratos medios-bajos ubicados comúnmente en zonas de ladera, tengan una nueva alternativa de vivienda de interés social atractiva en términos técnicos y sociales. En primer lugar, al ser la madera un material más liviano que el concreto, demanda menores cargas muertas y laterales (producto de un sismo), puesto que estas son proporcionales a su propio peso. Para el desarrollo del proyecto se pueden implementar diseños estructurales basados en normas internacionales de construcción en madera, adaptando las mismas a las condiciones y normativas nacionales, ya que se ceñirá a los diseños arquitectónicos de una edificación diseñada por la EDU, por lo que se puede garantizar que la respuesta mecánica y el cumplimiento legal serán satisfactorios. Los diseños podrían llegar a ser un anticipo para la actualización de la NSR-10 (título G) y un avance en el estado del arte de la construcción colombiana en altura en madera.

Se debe tener en cuenta que el país posee alto potencial forestal y que el uso de este material como principal objeto de construcción trae consigo beneficios tributarios a las empresas que lo implementen, ya que éste es considerado sostenible y contribuye a las metas del Acuerdo de París ratificado en 2018; a su vez, lo cual constituye una oportunidad para verificar que su utilización en la construcción no representa un aumento significativo en los costos en comparación con el concreto reforzado y puede proporcionar una reducción en los tiempos de ejecución de obra, ya que se pueden prefabricar piezas y estandarizar procesos.

Por todo lo anterior, la oportunidad identificada, constituye una alternativa que puede romper con los paradigmas culturales en cuanto a la seguridad que este material representa y que puede beneficiar a la población colombiana en cuanto a los costos y tiempos de construcción, en contraste con una estructura de materiales tradicionales.

1.2 OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.2.1 Objetivo General

Determinar la viabilidad técnica y económica de una edificación tipo VIP en altura construida con madera en una zona de ladera del Valle de Aburrá mediante la realización de un estudio de factibilidad basado en una comparación técnica con una edificación en materiales convencionales diseñada por EDU en su proyecto “Barrios Sostenibles”.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Establecer los parámetros requeridos para el diseño de la estructura en madera, según estándares, normas nacionales e internacionales y con base en una edificación VIP en altura ya concebida por EDU en su proyecto “Barrios Sostenibles”.
- Diseñar estructuralmente el edificio en madera según los criterios establecidos.
- Comparar técnica y económicamente la construcción del edificio diseñado en madera con una edificación seleccionada en materiales convencionales.

1.3 MARCO DE REFERENCIA

1.3.1 Marco de referencia introductorio

1.3.1.1 Actualidad

Gracias al avance en desarrollo de materiales novedosos y formas de diseño, construcción y operación en diferentes partes del mundo se evidencia que el uso de la madera en edificaciones en altura y todo tipo de infraestructura es una opción segura y eficiente. En Colombia, por temas culturales, la sociedad tiene desprestigiada la madera y desconoce la misma, además existe poca cantidad de profesionales capacitados en el tema y las normas actuales inhiben su utilización en construcciones en altura; causando que no se tengan gran cantidad de proyectos de construcción hechos en madera, sin embargo, actualmente se está construyendo el más grande hasta el momento en madera laminada encolada: La Serrezuela en Cartagena (ver Figura 1.1) el cual utilizará más de 500 m³ de este material. La estructura se encontraba en muy mal estado y se decidió actualizarla para construir un centro comercial turístico, el cual tendrá dos modificaciones principales, el material principal y el tipo de uniones. Respecto al material principal se cambiará madera tropical por madera laminada encolada proveniente de bosques de reforestación de coníferas. Para las uniones se cambiarán los ensambles en madera acuñadas o clavadas por uniones en acero diseñadas específicamente para madera estructural (Cañón, 2016).

La madera que se está usando en el proyecto es importada. Los ingenieros consideran que es la mejor opción porque la materia prima francesa es 30% más barata que la nacional teniendo en cuenta el envío y demás impuestos, añadido a que la calidad es mejor y ya viene inmunizada. Las uniones usadas son de la marca italiana Rothoblaas, las cuales son diseñadas específicamente para estructuras en madera. Los ingenieros indican que este tipo de uniones tienen un diámetro menor a las convencionales y su instalación es más rápida, fácil y soportan mayores cargas (Cañón, 2016).



Figura 1.1. La Serrezuela en Cartagena

Fuente: (La Serrezuela, s.f.)

A nivel internacional los países que están orientados a un desarrollo más sostenible en la manera de construir se han interesado en usar la madera en las construcciones y avanzar en investigación para mejorar su comportamiento. Como evidencia del interés, en septiembre de 2017 se realizó el primer congreso mundial de madera en altura llamado Woodrise, en donde los actores principales de la industria de la madera debatieron el papel de este material en la construcción sostenible, principalmente sobre las políticas públicas para el desarrollo de la madera en edificaciones en altura, los factores de innovación y ciencia para las soluciones técnicas constructivas con madera y el desarrollo económico de los mercados (WOODRISE, 2017).

En los países desarrollados el uso de la madera en las estructuras equivale hasta el 90% de la construcción de viviendas de 1 a 4 pisos en la actualidad (CORMA, 2016), específicamente países como Escocia, Estados Unidos, Inglaterra y Chile son los que más construyen en madera con una proporción de 65, 45, 19 y 25% respectivamente, mientras que en Colombia es menos del 1% (BIOCASA , 2010). La normativa europea no ha mostrado precedentes para el desarrollo de la construcción en madera, mientras que en lugares como Finlandia sólo se permite edificios de madera de tres pisos y en Austria tienen que ser menores a cinco pisos; sin embargo los nuevos métodos de ingeniería de la construcción de madera iniciada por el arquitecto Waugh Thistleton y el ingeniero estructural Techniker, se están agregando a las regulaciones británicas de la construcción en forma del anexo, lo que contribuye al avance (Green, 2012).

1.3.1.2 Desarrollos inmobiliarios

Los anteriores avances han sido un impulso para el crecimiento del sector, evidenciado que los últimos cinco años se han construido más de 17 edificaciones de siete o más pisos en todo el mundo. Por ejemplo, con la madera contralaminada (CTL) se han construido edificios tales como Stadthaus en Londres, de nueve pisos con paneles prefabricados, en el que se calcula un ahorro de tiempo del 30% en comparación con lo que habría demorado una obra de similares características en hormigón; Forté Apartments, en Australia, de diez pisos; y Framework, en Estados Unidos, de doce pisos. Incluso, se proyecta realizar en

París un edificio de 35 pisos de altura: el denominado “ Baobab”, a cargo del reconocido arquitecto Michael Green (Green, 2012).

1.3.1.3 Industria en Colombia

En Colombia existen ocho (8) empresas que se dedican a la fabricación de madera laminada encolada o MLE (Polanco Tapia & Nivaldo Garcia, 2017). En adición, la empresa Plimare actualmente ubicada en Sabaneta (Antioquia) comercializa madera laminada tipo CLT (madera contralaminada). No obstante, no se tienen registros de comercialización de maderas laminadas tipo LVL (madera laminada enchapada) o LSL (madera laminada con viruta o hebras).

1.3.2 Marco Teórico

1.3.2.1 Generalidades de la madera

Un árbol está compuesto por tronco, copa y raíces. Del tronco se obtiene materia prima para la producción de madera para la construcción. A continuación, se muestran las características más importantes de este material:

1.3.2.1.1 Propiedades físicas

- ✓ Contenido de humedad
- ✓ Densidad
- ✓ Contracción y expansión
- ✓ Propiedades térmicas
- ✓ Propiedades acústicas y eléctricas.

1.3.2.1.2 Propiedades mecánicas

Las propiedades mecánicas permiten determinar la capacidad o aptitud del material para resistir cargas externas. El conocimiento de estas propiedades se obtiene mediante ensayos. Los ensayos más representativos permiten módulo de rotura o ensayo a flexión, el módulo de elasticidad paralelo a la fibra y la densidad básica de la madera. El procedimiento de los ensayos está estandarizado en normas como la ASTM; de igual manera en múltiples normas como la NSR-10 título G, la DIN, la norma técnica colombiana (NTC) se presentan valores de resistencia comunes de ciertas especies de madera.

No obstante, existen factores que afectan las propiedades mecánicas tales como los defectos que posee el material, la norma NCh 933 Of. 72 establece diez niveles (desde la A hasta la J) de defectos en la madera. En esta clasificación cada nivel está vinculado a una razón de resistencia y se clasifica según el grado estructural (CORMA, 2016). Los defectos más comunes y propios del material son: nudos sueltos, rajaduras, grietas, fibra inclinada, pudrición, perforación, colapso, acebolladuras, médula, alabeos, canto muerto. En cuanto a los defectos por elaboración se encuentra la escuadría irregular, marca de sierra, cepillo desgarrado y ondulado, marca de astillamiento, mancha de procesamiento, entre otras.

Existen consideraciones y cuidados que se deben considerar para preservar las propiedades mecánicas de las piezas de madera:

- ✓ Evitar almacenar la madera en espacios húmedos.
- ✓ Almacenar la madera en forma encastillada y protegida de la exposición directa al sol.
- ✓ Evitar contacto directo de la madera con el suelo.
- ✓ Mantener encastillado en orden, evitando piezas arrumadas.

Una propiedad que se debe considerar del material es la anisotropía, ésta ocurre en la madera por la presencia de células alargadas, las cuales presentan una longitud muy superior a ancho y grueso (frecuentemente entre 50 y 100 veces mayor), y dispuestas principalmente en una dirección lo que hace que la madera presente resistencias diferentes de acuerdo con la dirección de la carga (Peña, 2017).

1.3.2.1.3 Tipos de madera

La madera para su uso comercial se puede clasificar en cuatro grupos:

I. Madera Aserrada y Cepillada

La madera aserrada corresponde a piezas de madera obtenidas por el aserrado de un árbol, por lo general las caras son paralelas entre sí y los cantos perpendiculares a las mismas (AITIM, 2012); mientras que la madera cepillada es aquella que ha recibido un tratamiento en el cual es alisada en una o más caras. Las dimensiones de la madera laminada y cepillada obedecen a los estándares de cada país.

Los usos más usuales para este tipo de madera comprenden las siguientes posibilidades según el AITIM:

- ✓ Estructura horizontal: Vigas, viguetas de forjado y entrevigado de suelo.
- ✓ Estructura vertical: Pilares y muros entramados
- ✓ Estructura en cubierta: Armaduras de cubierta, es decir, cerchas, barras compuestas, correas (AITIM, 2010).

II. Maderas Laminadas

La madera laminada ha adquirido un alto valor industrial y social durante las últimas cuatro décadas debido a su alto uso en edificaciones. Esta madera se crea por medio de la unión finger-joint en sentido longitudinal y una pieza sobre otra, pegadas con adhesivo en las caras, lo que permite obtener diversas formas y dimensiones, como es el caso de grandes vigas (tanto rectas, como curvas) además de poder abarcar grandes luces.

En la literatura se presentan principalmente cuatro tipos de madera laminada:

- ✓ Madera Laminada encolada (MLE): Es una madera prefabricada provista por láminas, normalmente de una sola especie de madera. El procedimiento

para obtener la MLE consiste en la superposición y encolación entre las láminas por sus caras y en sentido paralelo a las fibras.

- ✓ CLT (Madera contralaminada -Cross Laminated Timber-): La madera contralaminada consiste en láminas apiladas transversalmente y pegados en sus caras anchas y estrechas. Este elemento está compuesto por mínimo tres láminas, pero pueden llegar hasta siete, las cuales están orientadas ortogonalmente entre ellas, aunque a veces se pueden colocar en la misma dirección si lo que se requieren son propiedades mecánicas específicas (Green, 2012).

Debido a la estratificación ortogonal en CLT, las capas cruzadas refuerzan las capas longitudinales, es decir, CLT sometido a esfuerzos de compresión perpendicular a las fibras presentan un módulo elástico más alto que la madera laminada encolada-Glulam (Halili, 2008). Y además investigaciones recientes de Ehrhart describen un módulo de cizalladura notablemente más alto que el regulado actualmente (Brander, Flatscher, Ringhofer, Schickhofer, & Thiel, 2016).

1.3.2.2 Proceso de diseño estructural

Para el diseño de cualquier tipo de edificación se deben definir parámetros básicos, los cuales condicionan la manera de realizarlo, como lo son:

- ✓ La caracterización de las propiedades mecánicas de los materiales que van a ser usados en la estructura
- ✓ Método de diseño por estados límite de servicio, considerando las cargas a las que se verá sometida la estructura.
- ✓ Códigos de diseño para el material y para las edificaciones.
- ✓ Estados límites a considerar: resistencia, funcionalidad, sismo y viento.
- ✓ La definición de las cargas y la combinación de ellas como lo son en términos generales peso propio y demás cargas muertas, cargas vivas o sobrecargas de servicio, sismo, viento, nieve y temperatura, los cuales dependen de la normativa aplicable al proyecto.

Anteriormente, se presentaron las propiedades del material y a continuación se hará énfasis en los demás ítems que se deben tener en cuenta para el diseño.

1.3.2.2.1 Métodos de diseño

Los códigos para diseño de estructuras de madera se complementan con las normas de clasificación visual, de fabricación, control y procedimientos para obtener los parámetros deseados (O'Neil, y otros, 2013).

El método de las tensiones admisibles, en el caso de la madera se centra en los valores de esfuerzos básicos o esfuerzos característicos, corresponden al valor del 5 percentil de una serie de ensayos sobre una propiedad mecánica específica. Estos valores son posteriormente modificados por una serie de factores (asociados a incertidumbres) de tal forma que contemplen las características reales de las piezas de madera de tamaño comercial.

En el método de esfuerzos admisibles, se verifica que las solicitaciones sean menores que que las resistencias afectadas por factores de seguridad; el valor de la tensión admisible, generalmente se obtiene dividiendo el valor de la capacidad por un factor de seguridad mayor que 1. En este método la probabilidad de falla está asociada al valor característico, generalmente el quinto percentil de las resistencias del material (Baño, y otros, 2013). En el diseño de elementos estructurales se debe verificar que:

$$\text{Efecto por combinación de cargas} \leq \frac{\text{Resistencia nominal}}{\text{Factor de seguridad}} = \text{Esfuerzo admisible}$$

Por otro lado, en el método de resistencia última estados límites (LRFD) es un método en donde se **mayorán** las cargas aplicadas y se reducen las resistencias de servicio (ELS). El objetivo de este método es aplicar factores por separado uno a la carga y otro a los materiales, para asegurar que las probabilidades de alcanzar la falla sean bajas (O'Neil, y otros, 2013).

1.3.2.2 Cargas

Las cargas a las que se someterá una estructura son las estipuladas por la NSR-10, es decir:

- ✓ Cargas muertas: se deben al peso propio de la estructura y a los elementos que la componen (miembros estructurales y no estructurales).
- ✓ Cargas vivas: son cargas se derivan del uso y la ocupación de la estructura.
- ✓ Cargas de viento: son cargas asociadas a la velocidad y turbulencia del aire.
- ✓ Cargas sísmicas: son cargas que se generan producto del movimiento entre las placas que conforma la corteza terrestre, la cual al desplazarse generan ondas que chocan con las edificaciones, generando desplazamientos laterales.
- ✓ Cargas debidas al empuje de tierra y presión hidrostática: son cargas que se originan en el diseño de cuando se construyen muros de contención en los sótanos y otras estructuras localizadas bajo la superficie terrestre
- ✓ Cargas por granizo y empozamiento de agua: son cargas que se deben considerar en el diseño de cubiertas; las cargas de empozamiento se generan cuando se obstruyen los sistemas de drenajes (AIS, 2010).

1.3.2.2.3 Sistemas estructurales

Los sistemas estructurales para viviendas de madera se dividen en dos grandes grupos según la longitud o luz de los elementos (CORMA, 2016).

Estructurales de luces menores: Se subdividen en estructuras macizas, estructuras de placa y en estructura de entramados.

Las estructuras macizas: sistemas compuestos de muros y entrepisos de paneles de madera contralaminada, ya usados para edificios en altura; anteriormente descritos en el marco de referencia. Se usará este sistema constructivo, por la similitud que tiene con el sistema estructural y arquitectónico planteado para la edificación. Adicionalmente, porque es un sistema industrializado que ha tenido óptimos resultados en las construcciones en altura.



Figura 1.2 Sistemas masivos en madera

Fuente: (100x100 Madera, 2018)

- ✓ Estructura de placas: Los elementos que conforman la estructura son fabricados y armados en industrias. Este sistema básicamente consiste en la fabricación de paneles que están conformados por bastidores de perfil de madera, provistos de revestimiento que le imprimen la rigidez y arriostramiento al conjunto. La gran fortaleza que ofrece este sistema constructivo es el fácil desarme de los elementos estructurales que conforman la vivienda, por lo que las soluciones de las uniones como pernos, piezas de madera, clavos y perfiles de acero deben ser de fácil acceso y simple mecanismo (CORMA, 2016).
- ✓ Estructurales de entramados: Son aquellos cuyos elementos estructurales básicos se conforman por vigas, columnas, postes y pie derecho. Este sistema se subdivide según la manera de transmitir las cargas al suelo, de la siguiente manera:

Sistemas de entramado ligero: los muros de un sistema de entramado ligero están compuestos por una retícula de madera interior conformada con tableros estructurales, que trabajan como un solo elemento. La retícula interior de

madera está unida a los tableros por medio de clavos, que son los que le dan la ductilidad al muro. En la siguiente figura se muestra un ejemplo.



Figura 1.3 Sistema de entramado liviano

Fuente: (100x100 Madera, 2018)

Sistemas de entramado pesado: se compone de una estructura principal con vigas y columnas de madera laminada encolada de mayor dimensión a las del entramado ligero, sobre la que se apoyan elementos de menores dimensiones que forman la estructura secundaria, la cual se encarga de transmitir las cargas. (100x100 Madera, 2018)



Figura 1.4 Sistema de entramado pesado

Fuente: (100x100 Madera, 2018)

- ✓ Sistema poste-viga: Utiliza pilares o postes, los cuales están empotrados en su base y se encargan de recibir los esfuerzos de la estructura de la vivienda a través de las vigas maestras ancladas a estos, sobre las cuales descansan las viguetas que conformarán la plataforma del primer piso o del entrepiso. Las diferentes piezas de madera van entrelazadas entre sí, lo que hace necesario un ensamble en los más diversos ángulos. En muchos casos la resolución adecuada de las uniones es la que caracteriza la calidad de la construcción, que en general se resuelve empleando herrajes metálicos o conectores especiales, los cuales proporcionan solidez y seguridad a la unión (CORMA, 2016).

- ✓ Sistema de paneles soportantes: Pueden ser continuos o de plataforma. Los continuos poseen el pie derecho que conforman los tabiques estructurales perimetrales e interiores son continuos, es decir, tienen la altura de los dos pisos (comienzan sobre la fundación y terminan en la solera de amarre superior que servirá de apoyo para la estructura de techumbre). Este sistema constructivo considera fijar la estructura de plataforma del primer piso y de entrepiso directamente a los pies derechos de los tabiques estructurales. En la práctica este sistema no permite ser prefabricado, además, los largos que requiere n los pies derechos no están estandarizados, por lo que es un sistema que ha sido desechado en los últimos años (CORMA, 2016).
- ✓ Sistemas de plataforma: Es el método más utilizado en la construcción de viviendas con estructura en madera. Permite la construcción independiente de los tabiques soportantes y autosoportantes, a la vez de proveer de una plataforma o superficie de trabajo sobre la cual se pueden armar y levantar. La plataforma de madera se caracteriza por estar conformada por elementos horizontales independientes de los tabiques, apoyados sobre la solera de amarre de ellos, la que además servirá como una barrera cortafuego a nivel de piso y cielo para la plataforma (CORMA, 2016).

Estructurales de luces mayores: Entre estos se encuentran los sistemas planares, espaciales laminares y especiales (Ramírez Molina, 2011).

- ✓ Los sistemas estructurales planares son concebidos para cubrir mayores luces con base en uno o varios elementos lineales rectos o curvos, dentro de estos se incluyen vigas, cerchas, arcos y pórticos. Generalmente se usan de forma ortogonal, sumando elementos que rigidizan la estructura. Las cargas a las que están sometidos son 2 direcciones: paralelas y perpendiculares a su plano. Además, este sistema requiere arriostramientos (estructuras reticulares, trianguladas de madera o metal, paneles o entablado diagonal). Los arcos y pórticos pueden ser biarticulados o tri-articulados según los puntos de conexión
- ✓ Los sistemas estructurales laminares: Entre estos se encuentran los arcos, en estos los esfuerzos van de forma continua a las fundaciones, sin cambiar de dirección.
- ✓ Los sistemas estructurales espaciales: Estos se desarrollaron con la aparición de placas de madera, entre estos sistemas se encuentran las estructuras plegadas, las cuales están formadas por láminas y ordenadas por pliegues. También se encuentran las estructuras cáscaras, las cuales están formadas por parábolas o elipses; y por último se encuentran las estructuras colgadas o tensadas, éstas por lo general trabajan a tracción.

1.3.2.2.4 Generalidades elementos de unión

Las fijaciones estructurales de los elementos se usan para unir los elementos prefabricados de la estructura. Estos sistemas de uniones se dividen en dos tipos:

1. **Uniones de carpintero:** se usan para unir madera con madera, son conocidos en Europa como Cola de Milano, entre otros. La mayor ventaja que tiene es que hace más práctico y rápido el sistema de montaje de la estructura. Sin embargo, su resistencia al fuego es baja, tiene baja

resistencia a fuerzas de corte, generan juntas frágiles y solo transfiere cargas verticales. Por lo tanto, lo ideal es complementar este tipo de uniones madera-madera con uniones mecánicas y aprovechar la facilidad de montaje.

2. Con elementos mecánicos: a su vez se dividen en uniones cilíndricas y tipo superficie.

- **Uniones tipo superficie:** son uniones tipo anillo, placa, placa dentada, entre otras; que solo tienen capacidad de cara lateral; sin embargo, son uniones que constructivamente son más difíciles de instalar y requieren herramientas especiales para su instalación.
- **Uniones cilíndricas:** clavos, grapas, tornillos, pasadores, pernos. Tienen capacidad de carga lateral y axial.

3. Uniones modernas para sistemas constructivos en madera laminada y contralaminada que ofrecen los proveedores actuales.

Lo que se debe hacer para el diseño de las uniones en las estructuras de madera es:

1. Elegir el elemento de unión, según la posición de los elementos.
2. Calcular la resistencia del elemento de unión escogido.
3. Determinar la cantidad de elementos de unión que se deben de usar según las solicitaciones.

1.3.2.2.5 Normas de diseño

El reglamento colombiano, a través del título G y J, madera y guadua, y protección contra el fuego, respectivamente, abordan las siguientes temáticas:

- **Pre dimensionamiento de elementos:** en la sección G.2.2.3.1 del título G, se establece que el dimensionamiento de los elementos debe realizarse según la condición más desfavorable, sin embargo, en ninguna sección se especifica para una condición de carga o una luz entre apoyos determinada, que dimensiones mínimas se requieren.
- **Sistema estructural:** el título G, en el capítulo G.9 se definen 3 sistemas estructurales básicos con madera (poste y viga, sistemas espaciales, y entramados livianos), los cuales según el reglamento pueden emplearse con ventajas en la construcción de viviendas de 1 y 2 pisos (AIS, 2010).
- **Uniones:** las uniones entre elementos estructurales de madera se abordan en la sección G.6, del título G, en esta se describen las diferentes tipologías de uniones y los factores de mayoración que afectan la capacidad herraje, según la condición de carga o esfuerzos a la que se verá sometido.

A pesar de que Colombia cuenta con normas (NSR-10 y NTC 2500) y diversos manuales para el diseño de estructuras en madera, se considera importante investigar en otros países donde el estado del arte del tema está más avanzado y pueden existir criterios y formas de diseñar proyectos de mayor magnitud que brinde el respaldo técnico para en el momento de usar los productos de madera y su tecnología en la construcción. Por lo cual se va a estudiar las normas de: Europa y EE. UU. De manera un poco detallada y a grandes rasgos las características de las normas de Chile, Argentina y Brasil; países que están buscando el crecimiento de este sector. La información que se mostrará a continuación es producto de la recopilación de lecturas de las normas respectivas y en su mayoría obtenida de (O'Neil, y otros, 2013).

Eurocódigo 5: es uno de los documentos de los estándares de todos los países de la unión europea para el diseño de las estructuras. La filosofía de diseño de esta norma es estados límites y los principales parámetros que se tienen en cuenta son las cargas, las propiedades del material y la geometría de los elementos; estos son considerados variables estocásticas que cambian con el tiempo.

Normativa de Estados Unidos: utiliza como filosofía los dos enfoques de diseño: esfuerzos admisibles y resistencias últimas.

En cuanto a las cargas, cuando se usa el método de esfuerzos admisibles, las cargas demenadas se encuentran con las combinaciones que producen el efecto más desfavorable en la estructura. Para las pruebas del material, se usan las normas ASTM D 2555 y ASTM D 245, en donde se utilizan muestras a escala y sin imperfecciones, mientras que por estados límites, para las cargas, se consideran unos factores *lamda* dados en la norma y asociados a cada combinación y para el material se prueban elementos de tamaño estructural según la norma ASTM D 1990.

En la norma se encuentran tablas que caracterizan los materiales de madera aserrada visualmente y mecánicamente en EE. UU. y Canadá. En tablas diferentes se encuentran consignados valores de diseño de las propiedades de la madera laminada encolada según el tipo de esfuerzos a los que está sometido el elemento (flexión o axial).

Existen otras normas que se pueden destacar a nivel mundial, que se han basado en gran medida en las anteriormente mostradas. Por ejemplo, la norma argentina CIRSOC 601 (INTI, 2013) utiliza el método de los esfuerzos admisibles; este código inicialmente tomó como base la NDS 2005 y se quiere implantar en un futuro el método de estados límites, los cambios que se le realizaron a la base usada tienen que ver con el orden, las reglas de origen y se hicieron algunas incorporaciones de interés para adoptarla al país.

Normativa chilena: en Chile la norma se denomina NCh 1198 (INN, 2006) y utiliza el método de los esfuerzos admisibles. Por último, en Brasil es llamada "Projeto de estruturas de madeira" NBR 7190 (ABTN, 1997 y 2010), realiza el diseño utilizando estados límites y tiene como objetivo fijar los parámetros y condiciones que, para el diseño, construcción, y control de las estructuras de madera, incluyendo puentes, edificios, techos y entrepisos.

Según la anterior colección de información sobre las normas nacionales e internacionales se evidencia la importancia de la caracterización de la madera que se puede utilizar en un proyecto.

1.3.2.2.6 Estudio de caso

El presente trabajo tomará como caso de estudio y comparación el proyecto formulado por la Empresa de Desarrollo Urbano (EDU) llamado “Barrios Sostenibles” o “Mejoramiento Integral de Barrios”, el cual tenía como objetivo mejorar la calidad de vida de habitantes asentados en zonas de alto riesgo. En este se realizó una radiografía de los barrios en situación de vulnerabilidad, evaluando además las condiciones socioeconómicas y el estado de las viviendas. Posterior a esta etapa se construyó con la comunidad propuestas de mejora, las cuales incluían la construcción de viviendas de interés prioritario (VIP) en mampostería estructural en zonas periféricas del municipio de Medellín.

La primera fase del proyecto se compuso de 9 polígonos en el Barrio 13 de Noviembre en Medellín, realizándose en primera instancia los diseños pertinentes, para luego pasar a la construcción, en donde se integró a la misma comunidad en los procesos constructivos, luego de recibir capacitaciones en el SENA, de tal manera que se generará mayor apropiación de las personas en el proyecto (Empresa de Desarrollo Urbano, 2016).

1.3.2.3 Comparación técnica y económica

Una comparación económica se realiza con base en los presupuestos de ambos proyectos, es decir el concebido por la EDU y el propuesto en el presente trabajo. Un presupuesto detallado descompone cada concepto y actividad del proyecto, además de los precios de cada uno de los elementos que constituye el precio unitario, éstos pueden ser estudiados y analizados tanto desde el punto de vista de rendimiento, desperdicio y costo, entre otros (Beltrán Razura, 2012)

En la industria de la construcción, por lo general se dividen los costos en dos grupos:

- ✓ **Costos Directos:** Los costos directos se define como la sumatoria de los costos por materiales, mano de obra, transporte y equipo. La secuencia elaboración del costo directo consta de planos y presupuestos, determinación de los conceptos de obra, lista de materiales, cuantificación de conceptos, maquinaria y equipo, y transporte (Beltrán Razura, 2012).
- ✓ **Costos Indirectos:** Estos costos obedecen a los honorarios, sueldos, prestaciones de los siguientes conceptos: personal directivo, técnico, administrativo. También se incluyen los costos por depreciación, mantenimiento de equipos, rentas, estudios, consultores, fletes, gastos de oficina, capacitación, adiestramiento, seguridad, seguros, impuestos, entre otros (Beltrán Razura, 2012).

Otro elemento para considerar en el comparativo económico es el cronograma (tiempo). Para realizar un cronograma se deben establecer las actividades a realizar durante la ejecución de la obra estableciendo fechas de inicio y finalización (estas se pueden determinar mediante el análisis de precios unitarios) además de las holguras de cada una de las mencionadas. El cronograma se realiza con el objetivo de lograr un debido proceso de la obra además de proporcionar el tiempo establecido para lo presupuestado (Diaz & Porras Moya, 2015).

La evaluación de la viabilidad técnica de una edificación (mismo diseño arquitectónico) concebida en dos (2) tipos de materiales se resume garantizan que ambas resistan las fuerzas producto de la naturaleza y su uso, además de preservar la vida de los que la habitan. Adicionalmente, se deben definir las variables de comparación luego de garantizar la integridad estructural, como impactos ambientales, generación de residuos, mantenimiento, las cuales permitan identificar las ventajas y desventajas derivadas de ambas concepciones (edificio en madera y en mampostería).

2 METODOLOGÍA

1.1 PARÁMETROS DE DISEÑO

1. Seleccionar la zona del proyecto. Para ello se va a estudiar la información compartida por la EDU, donde se encuentran los estudios de proyectos realizados en las periferias del Valle de Aburrá, el Plan de Ordenamiento Territorial, los mapas de riesgo de la ciudad, los documentos de microzonificación sísmica y otra información relevante, la decisión también dependerá de la percepción que tengan las comunidades de la construcción en madera.
2. Definir el diseño arquitectónico de la estructura en madera con base a los planos de las edificaciones en el material tradicional compartidas por la EDU, para la realización de la comparación de las estructuras.
3. Establecer las condiciones sísmicas y de viento a las que va a estar sometida la estructura utilizando la microzonificación sísmica del Valle de Aburrá en la zona previamente escogida.
4. Seleccionar y caracterizar mecánicamente el tipo de madera que se va a usar en el edificio VIP en altura, de manera que sea legal y asequible según las condiciones del proyecto; se deben visitar proveedores, aserríos, plantas de inmunización, catálogos, consultar los tipos de madera en el mercado, disponibilidad y los determinados costos.
5. Averiguar los tipos de conexiones que se puedan conseguir en el mercado nacional e internacional, los precios y sus características mecánicas, visitando proveedores y realizando entrevistas a expertos en el tema y a partir de esta información tener opciones para escoger posteriormente el tipo de unión teniendo en cuenta las cargas de la estructura.

1.2 DISEÑO ESTRUCTURAL EN MADERA

1. Definir una secuencia para el diseño de la edificación en CLT.
2. Definir sistema estructural a usar en la estructura de madera; esto se realizará respetando el diseño arquitectónico, teniendo en cuenta los parámetros estudiados previamente, los requisitos de sistemas estructurales de la NSR-10 encontrados en el título A.
3. Realizar análisis sísmico de la edificación.
4. A partir de la NSR-10 (título A y B) se realizará la definición de cargas (verticales y horizontales) que presenta la estructura y la combinación de estas cargas, las cuales son definidas según el método de estados límites o el método de tensiones admisibles, el cual lo dictamina el título G.
5. Realizar el pre-diseño de las secciones de los elementos estructurales, es decir, su geometría y sus dimensiones, según el criterio del diseñador.
6. Analizar la estructura con la utilización de un software de diseño.
7. A partir de los resultados de la actividad anterior, se reevaluarán las dimensiones de cada uno de los elementos para que estas condiciones no constituyan riesgos en el material y la edificación y se realice un diseño óptimo. Esto se chequeará mediante el diseño a flexión, cortante y carga axial y los que se indique la normativa utilizada, para diseño de los elementos estructurales en madera y verificando el

cumplimiento deformaciones laterales (derivadas) máximas de la norma y demás exigencias de los elementos.

8. Se establecerá que tipo de unión se debe utilizar según las cargas que demande la estructura y se diseñaran, usando la normativa aplicable y las fichas técnicas de fabricantes.
9. Se realizará el diseño de la cimentación de la estructura a partir de la suposición o estimación de algunas características mecánicas del suelo, en caso tal que no consiga un estudio de suelos detallado de la zona en los documentos compartidos por EDU. Este diseño se hará siguiendo las teorías clásicas de fundaciones en las que se establece la profundidad de desplante, el tipo de cimentación y las dimensiones de esta, el material y su resistencia mecánica.

1.3 COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA

1. Establecer los objetos de construcción que conforman la estructura en madera y sus respectivas unidades de medida.
2. A partir en los diseños estructurales y de la cimentación se estimarán las cantidades de obra de cada una de las actividades para el edificio en madera y el edificio en material tradicional según las unidades establecidas y los documentos compartidos por EDU.
3. Realizar el presupuesto de la obra según las cantidades calculadas previamente. En cuanto al método de análisis de costos se empleará la metodología de análisis de precios unitarios (APU) y análisis de precios auxiliares (APA). Este presupuesto se hará para el edificio en madera, y para el edificio en material tradicional, empleándose la información de la EDU.
4. Se establecerán los tiempos de duración de cada actividad y la relación de entre cada una de ellas. A su vez, se utilizará la información del EDU para estimar la duración de la obra en material tradicional.
5. Comparar el presupuesto del EDU de la edificación construida y el presupuesto de la edificación en madera. Además, se compararán el tiempo de duración del proyecto (construcción de la edificación).
6. Proponer el mantenimiento que se debe realizar a la estructura de madera y en material tradicional y verificar la durabilidad.

3 PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

3.1 PARÁMETROS DE DISEÑO

El proceso de diseño parte de los requerimientos o arquitectura establecidos los contratantes. Definido lo anterior, se determina la normativa de diseño aplicable, para luego pasar al proceso de identificación de las condiciones adyacentes a la zona de fundación del proyecto. El paso siguiente es consensar el sistema estructural, el cual es función del tipo de material que se emplee, finalmente se definen las cargas, los esfuerzos a los que están sometidos los elementos estructurales y el dimensionamiento de estos.

3.1.1 Selección de la zona

La Alcaldía de Medellín a través del proyecto Barrios Sostenibles, enmarcado en el programa Cinturón Verde – Jardín Circunvalar, “*configura una estrategia de transformación integral del hábitat para mejorar condiciones de vida de la comunidad en temas relacionados con vivienda digna, segura, accesible y sostenible, espacio público, mitigación del riesgo y equipamientos comunitarios*” (Empresa de Desarrollo Urbano, 2016).

Este proyecto, beneficiará barrios ubicados en la comuna 3 (Manrique), comuna 6 (Doce de Octubre) y comunas 8 (Villa Hermosa), entre estos se destaca el barrio Trece de Noviembre, el cual según el documento “La Comuna 8, Memoria y Territorio” posee poblaciones étnicamente caracterizadas por ser mestiza, con la presencia de núcleo de comunidades negras, mulatas y afrodescendientes provenientes principalmente de Chocó y el Urabá antioqueño (Quiceno Toro, Muñoz, & Montoya, 2008).

Las poblaciones afrodescendientes por su pasado cultural podrían adaptarse a una vivienda en madera. Por tal motivo, el presente proyecto se desarrollará en el barrio Trece de Noviembre ubicado en la Comuna 8, zona periférica del Municipio de Medellín.

Cabe destacar que la zona seleccionada, se encuentra categorizada según el Acuerdo 48 del 2014 (POT de Medellín) como *suelo urbano* cuya subcategoría corresponde a *áreas de baja mixtura, áreas predominantemente residenciales*.

3.1.2 Definición de diseño arquitectónico

Definida la ubicación del proyecto, el paso a seguir es la selección de la edificación, enmarcada en el proyecto Barrios Sostenibles, sobre la cual se realizará la comparación técnica y económica, tomando como base el diseño arquitectónico planteado por la EDU en material convencional y replicándolo en madera.

En esta línea y considerando que en el barrio Trece de Noviembre se proyectan construir 6 edificios (ver Tabla 1. Edificaciones propuestas en el Barrio Trece de Noviembre), los criterios de selección fueron la viabilidad técnica según la norma International Building Code (IBC) y las recomendaciones de expertos.

En la Tabla 1. Edificaciones propuestas en el Barrio Trece de Noviembre se presentan las intervenciones propuestas por la EDU para el proyecto Barrios Sostenibles.

Tabla 1. Edificaciones propuestas en el Barrio Trece de Noviembre

Edificación	Zonas de Intervención	
	Antes	Después
1		
2		
3		

Edificación	Zonas de Intervención	
	Antes	Después
4A (Derecha) y 4B (Izquierda)		
5		
6		

Fuente: (Empresa de Desarrollo Urbano, 2016)

Considerando el criterio número dos (2), el cual requiere cumplir con la norma IBC, es necesario tener en cuenta el uso de la edificación a diseñar y los posibles tratamientos contra el fuego y la altura de la edificación. De esta manera:

- Edificación con una ocupación R-2, la cual corresponde a residencial, incluyendo apartamentos, dormitorios, unidades de vivienda, entre otros.

- Los tipos de protección contra el fuego incluyen la protección de fachadas y elementos internos con materiales aislantes, rociadores, entre otros.
- La clase de construcción definida para la edificación a diseñar se decide de tipo III, ya que esta tipología considera los valores conservadores en cuanto protección contra el fuego de fachadas y muros internos en edificaciones, además de resistencia a carbonización de hasta dos (2) horas.

La IBC presenta un resumen con los valores máximos y mínimos definidos para construcciones en madera. Analizando estos valores, se concluye que la **edificación 4A** de la Tabla 1, cumple con los criterios definidos, toda vez que se cumplen con los lineamientos descritos en la IBC (ver Tabla 2. Tabla comparativa: Edificación 4A y la IBC) y cuenta con cinco (5) plantas, es decir, 12 m de alto.

Tabla 2. Tabla comparativa: Edificación 4A y la IBC

Criterios	Valores - Edificio 4A	Valores según la IBC
Altura (m)	12,00	25,90
Área total construida (m ²)	225,8	2229,67
Número de Pisos	5	5

Fuente: Realización propia a partir de (IBC, 2015)

En la Figura se presenta la distribución en planta de la edificación 4A, la cual posee un área por piso de 45,16 m², cada nivel cuenta con un solo apartamento. Adicionalmente, se adjuntan los planos arquitectónicos.

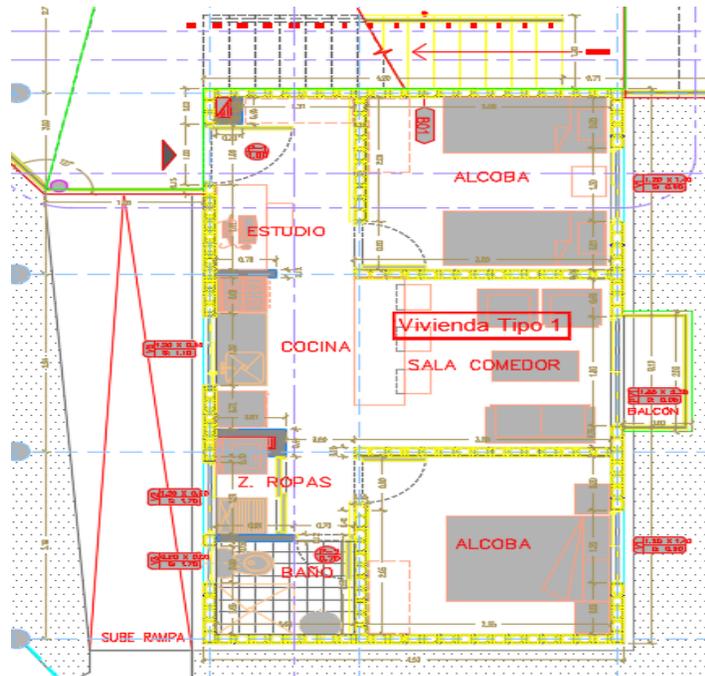


Figura 3.1 Diseño arquitectónico - planta típica (edificio izquierdo)

Fuente: (Empresa de Desarrollo Urbano, 2016)

La edificación seleccionada está conformada por un sistema estructural basado en muros de carga en mampostería estructural.

3.1.3 Condiciones sísmicas y de viento de la zona

El establecimiento de las condiciones sísmicas y de viento se abordan en la NSR-10 título A y título B, respectivamente. Adicionalmente, la AWC (American Wood Council) y la ANSI () crearon la norma SDPWS (Special Design Provisions for Wind & Seismic), la cual establece las disposiciones para determinar la carga sísmica y de viento en estructuras de madera.

Por tanto, para la definición de la carga de viento y sísmica, se empleará la NSR-10, aunque de ser necesario se revisarán las disposiciones de la norma SDPWS para retroalimentar la fase de diseño.

3.1.3.1 Análisis Sísmico

En la siguiente tabla se presenta una lista ordenada del análisis sísmico presentado en el título A de la NSR-10. Esta metodología se proyecta emplear en el proyecto.

Tabla 3. Diagrama de flujo del análisis sísmico

Paso	Actividad	Descripción
1	Ubicación geográfica del proyecto	Esta edificación está ubicada el municipio de Medellín , Antioquia, en el barrio Trece de Noviembre.
2	Determinación de Amenaza sísmica - Capacidad de disipación de energía	Amenaza sísmica intermedia – capacidad de disipación de energía media (DMO).
3	Clasificación del suelo	Velocidad de propagación de la onda 242 m/s, por lo tanto, clasifica como un perfil tipo D.
4	Determinación de movimiento sísmico de diseño	<ul style="list-style-type: none"> • $A_a=0.15$ • $A_v=0.20$ • $F_a=1.5$ • $F_v=2.0$ • $T_c=0,8533$ • $T_L=4,8$ • $T_0=0,1777$ • $I=1$
5	Caracterización de la estructuración del edificio y el material estructural empleado	La NSR-10 no considera edificios de paneles de madera de más de 9 m en zona de amenaza intermedia, ni considera el sistema estructural de paneles CLT en la tabla. Por lo tanto, se usará un factor de modificación de respuesta R en el diseño sísmico del edificio definido internacionalmente.

Paso	Actividad	Descripción
		Según ensayos sísmicos, en un edificio de CLT que tenga uniones dúctiles, el factor R, que se puede usar, es 2. (FPInnovations, Forest Products Laboratory, AWC, APA, WPC, 2013) Estos estudios han confirmado que para bajos niveles de fuerzas laterales, el comportamiento estructural de muros es influenciado principalmente por las conexiones y no por el panel CLT. (González, y otros, 2018)
7	Periodo de diseño de la estructura	Este periodo se encontró realizando el modelo del edificio, con la rigidez del material, la geometría de las secciones y la configuración de muros y entrepisos. En la sección 0 Modelación, se describe el procedimiento.
8	Fuerza horizontal equivalente	Se determina el espectro de diseño (Sa), según la tabla A.2.6.1 y los parámetros sísmicos dados anteriormente, los cuales permiten determinar el coeficiente de aceleración sísmica del sitio, Sa=0,563.
8	Determinación de las fuerzas sísmicas	En la sección 3.2.2 se detalla este procedimiento.
9	Diseño estructural de la edificación	Se dimensionan los elementos estructurales de la edificación (Ver sección 3.2.6)

3.1.4 Selección del tipo de madera a utilizar

Para seleccionar el tipo de madera a utilizar, en primer lugar, se analizaron las ventajas y desventajas de los dos sistemas constructivos en madera más utilizados en el momento: entramado liviano y masivo.

El entramado ligero se caracteriza por las siguientes ventajas:

- Es un sistema industrializado e innovador, usado y aprobado en Europa, Japón y Norteamérica.
- En el interior de los muros se incorpora material aislante, de forma que un muro de 19 cm de espesor en este sistema es 10 veces más aislante que el mismo espesor en construcción de mampostería.
- El sistema constructivo en madera es muy ligero.
- Por su configuración, tiene un buen comportamiento estructural antisísmico, porque los clavos que unen el entramado interior a los tableros garantizan un comportamiento dúctil de los muros.

Sin embargo, según las investigaciones realizadas en edificaciones en altura, este sistema no cumple los requisitos mínimos de seguridad estructural. Se ha probado que, en edificios de más de tres pisos, el sistema no tiene la rigidez suficiente y empieza a tener limitaciones en temas de seguridad estructural (BioArk Arquitectura Biopasiva, 2014).

Por lo anterior, se ha desarrollado un sistema constructivo masivo de madera, el cual aporta buen desempeño para construcciones en altura y tiene las ventajas del entramado ligero. A pesar de esto, es importante mencionar que el sistema masivo tiene mayor peso, por lo que se puede requerir una cimentación más costosa, además, para usar un aislamiento equivalente al entramado ligero se requiere un espeso mayor en los muros.

Teniendo en cuenta que el sistema constructivo masivo ha presentado mejores respuestas estructurales en edificios medianos y altos con respecto al entramado ligero y, se ha constituido en los últimos años como una solución innovadora en el mundo; se escoge el sistema masivo como sistema estructural del presente edificio.

Partiendo del sistema constructivo seleccionado y la investigación que se realizó consultando referencias, proveedores y experiencia de expertos, se llegó a la conclusión que el panel CLT tiene mayores ventajas técnicas frente a los demás paneles usados tradicionalmente como la madera laminada y aserrada; debido a que por su estructura, tiene mayor resistencia en las caras perpendiculares a la fibra, es decir actúa similar a materiales como el concreto reforzado, en el que el concreto aporta resistencia a cargas de compresión y el acero a cargas de tracción. Adicionalmente, como ocurre con la madera laminada, para su fabricación, se puede usar madera reforestada y es posible producir paneles de hasta 5.0 x 16.0 m sin las imperfecciones y defectos que afectan la madera, entre otras ventajas. En la siguiente ilustración se muestra la estructura del panel:

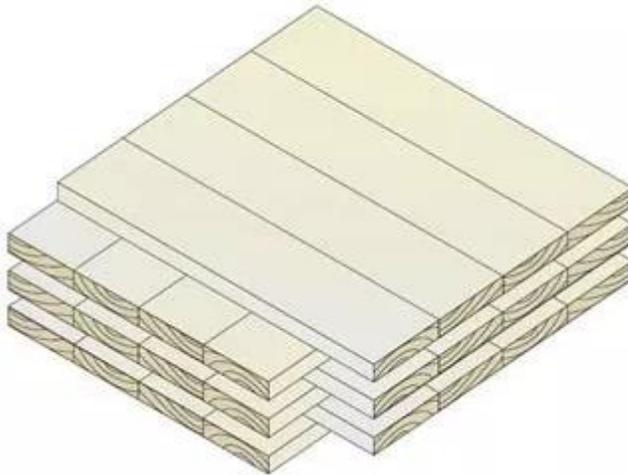


Figura 3.2. Estructura del panel CLT

Fuente: (INMATERIA, 2016)

Actualmente en Colombia no existe un proveedor de este tipo de panel que haya realizado ensayos para la caracterización mecánica de tableros de CLT, ni existe algún apartado en la norma donde estandaricen los procesos de certificación de los paneles. Por lo tanto, en

el presente trabajo, se va a recurrir a proveedores reconocidos a nivel internacional para usar información real de catálogos en los diseños de la edificación.

La información de los proveedores a utilizar para el diseño se escogerá de tal forma que exista similitud entre las propiedades mecánicas y estructurales de la madera usada para fabricar el CLT y la madera que se puede obtener en Colombia de manera legal y se encuentre entre los grupos estructurales de la NSR-10. De esta manera, se garantiza que se está diseñando un edificio que se podría construir con materia prima colombiana. Por ejemplo, en Chile se realizó una comparación similar entre madera chilena Pino radiata C24 y madera europea Abeto S-10, y se concluyó que era posible usar catálogos de CLT de Abeto S-10 (ver la Tabla 4. Comparación de las propiedades mecánicas del abeto S-10 europeo y Pino Radiata Chileno) para el pre-diseño de paneles con madera chilena Pino radiata C24 (González, y otros, 2018).

Tabla 4. Comparación de las propiedades mecánicas del abeto S-10 europeo y Pino Radiata Chileno

(NCh 1198 of. 2006, DIN 4074 y EN 338)

	Abeto S-10 (MPa)	Pino radiata G1 (MPa)	Pino radiata C24 (MPa)
Flexión	10	7,5	9,3
Tracción paralela	6	5.0	4.7
Compresión	8.2	7.5	8
Cizalle	1.1	1.1	1.1
Compresión normal	2.0	2.5	2.5
Módulo de elasticidad	12300	10000	10200

Fuente: (González, y otros, 2018)

Dentro de la normativa nacional e internacional, la madera se clasifica según sus propiedades estructurales. En la norma NSR-10, por ejemplo, la madera se divide en seis grupos estructurales, de acuerdo con los módulos de elasticidad y su capacidad de resistencia medida en sus esfuerzos admisible, de flexión, compresión paralela, compresión perpendicular, cortante y tensión. Según lo anterior se puede denominar maderas tipo ES1, ES2, ES3, ES4, ES5, ES6. Los grupos de madera estructural que cumplan las normas de clasificación visual para madera aserrada dentro de los parámetros de Estructural Selecta pueden usar, para efectos de cálculo, los esfuerzos admisibles y los módulos de elasticidad (VerTabla 5. Propiedades mecánicas de los grupos estructurales de madera obtenidos de la NSR-10 Título G). (ICONTEC MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL, 2010)

Tabla 5. Propiedades mecánicas de los grupos estructurales de madera obtenidos de la NSR-10 Título G

Tabla G.2.2-1
Esfuerzos Admisibles, F_i , (MPa) C.H = 12%

GRUPO	F_b Flexión	F_t Tensión	F_c Compresión	F_p Compresión \perp	F_v Cortante
ES1	29.5	21.0	23.0	6.0	2.0
ES2	28.5	20.0	22.0	4.3	2.0
ES3	23.0	17.0	19.0	3.8	1.6
ES4	17.0	12.0	15.0	2.8	1.5
ES5	15.0	11.0	13.0	2.0	1.1
ES6	12.5	9.0	10.0	1.5	1.3

Tabla G.2.2-2
Módulos de Elasticidad Longitudinal, E_i , (MPa) CH = 12%

GRUPO	Módulo Promedio $E_{0.5}$	Módulo 5° Percentil $E_{0.05}$	Módulo Mínimo E_{min}
ES1	18 000	13 250	7 130
ES2	18 000	13 250	7 130
ES3	14 000	11 000	5 500
ES4	12 500	10 000	5 000
ES5	11 200	8 250	4 435
ES6	9 000	6 500	3 564

Fuente: (AIS, 2010)

Según lo anterior, se hizo una búsqueda de los diferentes proveedores de CLT Europeos y Norteamericanos. En Europa existe un mayor desarrollo en el tema y diferentes proveedores que diseñan, fabrican y construyen con los paneles CLT, especialmente Austria es el país más avanzado en el tema, debido a que fue donde nació el CLT, los fabricantes más reconocidos como Nordic Structures, KLH y STORA ENSO.

Sin embargo, se encontró en Canadá un proveedor que fabrica paneles CLT con una madera que tiene propiedades similares a la clase ES5 y ES6 de la norma NSR-10. Esta madera se ubica en un grupo del estándar americano PRG 320, 2012 llamado SPRUCE-PINE-FIR (S-P-F) y existen diferentes especies que clasifican dentro de este grupo, como se muestra a continuación (ANSI, 2012).

Tabla 6. Tipos de madera tipo SPRUCE-PINE-FIR

Spruce-Pine-Fir	Alpine Fir
	Balsam Fir
	Black Spruce
	Engelmann Spruce
	Jack Pine
	Lodgepole Pine
	Red Spruce
	White Spruce

Fuente: (ANSI, 2012)

La madera S-P-F se divide a su vez, en grados estructurales según las imperfecciones y el estado de la madera en: selecta estructural, No. 1/No.2, No.3, Stud, entre otros, como se muestra en la siguiente tabla obtenida del estándar americano PRG 320.

Tabla 7. Propiedades del SPRUCE-PINE-FIR

Species and commercial grade	Size classification	Design values in pounds per square inch (psi)							Specific Gravity ^a	Grading Rules Agency
		Bending	Tension parallel to grain	Shear parallel to grain	Compression perpendicular to grain	Compression parallel to grain	Modulus of Elasticity			
		F _b	F _t	F _v	F _{c⊥}	F _c	E	E _{min}		
SPRUCE-PINE-FIR										
Select Structural		1,250	700	135	425	1,400	1,500,000	550,000		
No. 1/ No. 2	2" & wider	875	450	135	425	1,150	1,400,000	510,000		
No. 3		500	250	135	425	650	1,200,000	440,000		
Stud	2" & wider	675	350	135	425	725	1,200,000	440,000	0.42	NLGA
Construction		1,000	500	135	425	1,400	1,300,000	470,000		
Standard	2" - 4" wide	550	275	135	425	1,150	1,200,000	440,000		
Utility		275	125	135	425	750	1,100,000	400,000		

Fuente: (ANSI, 2012)

El proveedor que fabrica los paneles CLT en Cánada es llamado Nordic Structurs. Ellos usan la siguiente estructura de panel, que se clasifica dentro del grado de CLT E1. (Ver Figura 3.3

- Capas paralelas a la fibra: S-P-F 1950f-1.7E MSR, estas siglas se refiere al módulo de rotura y al ensayo Machine Stress Rated Lumber (clasificacion m cnica).
- Capas perpendiculares a la fibra: S-P-F No. 3



Figura 3.3. Estructura del panel CLT

Fuente: (INMATERIA, 2016)

A continuación se muestran las propiedades de ambos materiales y al mismo tiempo se comparan con las propiedades de la madera colombiana y la madera norteamericana usada para la conformación de tablero de CLT.

Tabla 8. Comparación de propiedades de diseño de madera colombiana ES6 y madera usada para fabricación de CLT

Propiedad (Mpa)	Madera colombiana ES5 a C.H=12%	Madera colombiana ES6 a C.H=12%	Madera norteamericana S-P-F 1950f-1.7E MSR	Madera norteamericana S-P-F No. 3
Flexión	15	12,5	13,4	3,45
Tracción	11	9	9,4	1,7
Compresión II	13	10	12,4	4,48
Compresión perp	2	1,5	2,9	2,9
Corte	1,1	1,3	0,9	0,9
Modulo de elasticidad $E_{0,5}$	11200	9000	11721	8273,7
Modulo de elasticidad E_{min}	8250	3564		3033,7

Fuente: (AIS, 2010) y (ANSI, 2012)

Según lo anterior, en Colombia se podría usar algún tipo de madera de grupo estructural ES5 para las capas paralelas, es decir la dirección principal de trabajo del panel y ES6 para las capas de dirección perpendicular.

Los criterios para escoger el tipo de madera a usar:

- Madera estructural selecta.
- Ser madera de reforestación y rápido crecimiento en Colombia, ya sea nativa o introducida.
- Hacer parte de las reforestaciones que accedieron al Certificado de Incentivo Forestal otorgado por el Ministerio de Agricultura y Desarrollo Rural, que indican que la especie usada tiene altos beneficios para el país y se puede comercializar.
- Tener una relación beneficio/costo óptimo.

Para concluir, se debe tener en cuenta que la madera que usualmente se utiliza para este tipo de fines en Colombia es:

- *Eucalipto -EUCALYPTUS GRANDIS-* La madera nerviosa, es fácil de trabajar con herramientas manuales y con máquinas. Ofrece un buen acabado y un alto pulimento después de sellada la superficie. Fácil de laquear y pegar; acepta y retiene

bien los clavos y tornillos. Se encuentra entre las especies de reforestación con las que se puede acceder al Certificado de Incentivo Forestal.

- *Pino pátula -PINUS PATULA-: La madera es fácil de aserrar, cepillar y pulir, tanto con herramientas manuales como mecánicas. Con excelente absorción de pegamento y pintura, Se deja maquinar con relativa facilidad si se aplican las velocidades y ángulos de corte adecuados. Seca relativamente bien, tanto en el secado al aire libre como en el artificial. Se encuentra entre las especies de reforestación con las que se puede acceder al Certificado de Incentivo Forestal.*
- *Roble -TABEBUIA ROSEA- QUERCUS (FAMILIA): madera nativa, de alta oferta en Colombia, buena calidad y rápido crecimiento. Clima caliente. La madera es fácil de trabajar con herramientas manuales y con máquinas. Ofrece un buen acabado y un alto pulimento después de sellada la superficie. Fácil de laquear y pegar; acepta y retiene bien los clavos y tornillos.*
- *Acacia Magnium: madera introducida, de rápido crecimiento y al ser una leguminosa sirve para restauración de suelos. La calidad de la madera es comparada con la Teca. Se encuentra entre las especies de reforestación con las que se puede acceder al Certificado de Incentivo Forestal (Plimare, 2018).*

La información anterior fue obtenida de las fichas técnicas de la empresa Plimare PuraMadera, sobre maderas provenientes del Suroeste Antioqueño, en el año 2019. (Hispania, Antioquia)

3.1.5 Tipo de Uniones

La consulta de uniones de elementos en CLT se hará con el proveedor Rothoblaas, una multinacional italiana, porque tiene una sede en Bogotá, es posible acceder a los catálogos y manuales de diseño de las uniones y tiene una línea de productos para usar en edificios de CLT.

Existen diferentes grupos de uniones, según el tipo de elementos que se van a conectar. En la Figura 3.4 se muestran y más adelante se detalla cada una de ellas:

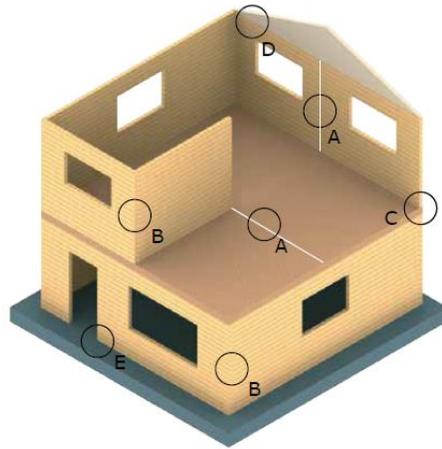


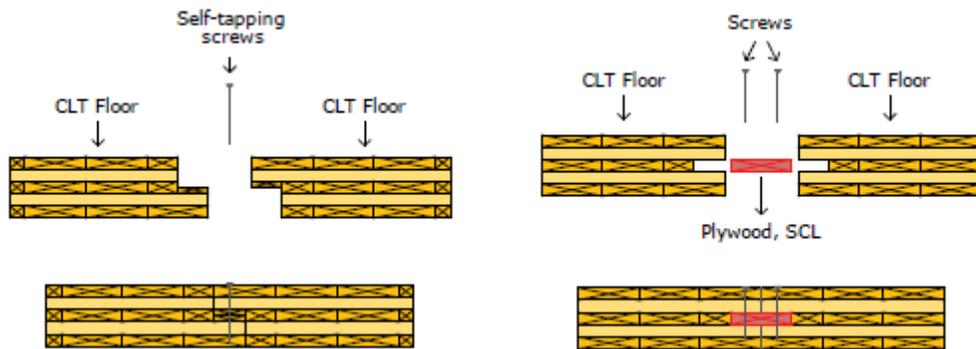
Figura 3.4. Tipos de uniones según su ubicación en la edificación

Fuente: (FPInnovations, Forest Products Laboratory, AWC, APA, WPC, 2013)

- **Unión tipo panel-panel (TIPO A)**

Este tipo de unión se utiliza para conectar paneles en el mismo plano. Estas uniones se realizan en sitio, normalmente. Cuando la unión corresponde a un muro-muro, la conexión se diseña para resistir los esfuerzos de corte en el mismo plano y los esfuerzos a flexión, fuera del plano. Cuando se ensambla entrepiso-entrepiso, la conexión se debe diseñar para ser capaz de transmitir las fuerzas del diafragma y mantener la integridad del sistema.

En las siguientes ilustraciones se muestran ejemplos de estos tipos de unión de forma tradicional:



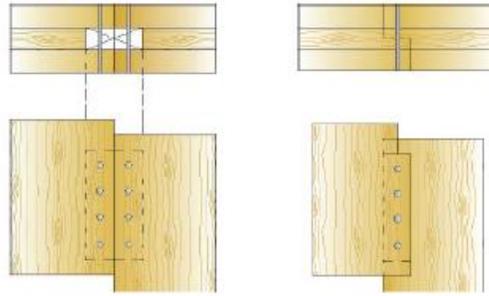


Figura 3.5. Detalles de unión tipo panel-panel

Fuente: (FPInnovations, Forest Products Laboratory, AWC, APA, WPC, 2013)

- **Unión tipo muro-muro (TIPO B)**

Esta unión permite la transferencia de esfuerzos de corte, flexión y momentos entre elementos muro-muro ubicados en diferente plano. En la siguiente ilustración se muestra un ejemplo.

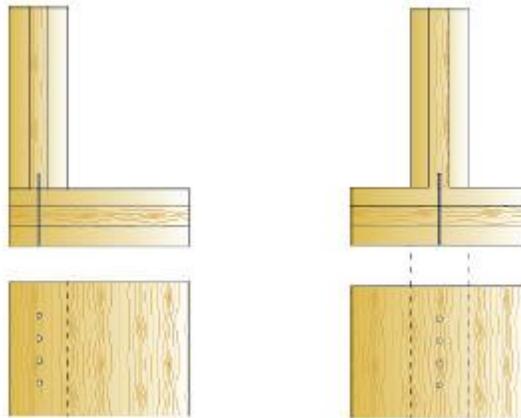


Figura 3.6. Detalles de unión tipo muro-muro en diferente plano

Fuente: (González, y otros, 2018)

- **Unión muro-fundación (TIPO E)**

En la siguiente ilustración se muestra un ejemplo de conexión entre muro y fundación, donde se transfieren las cargas del edificio a la cimentación y posteriormente al suelo. Es importante impermeabilizar la zona de unión.

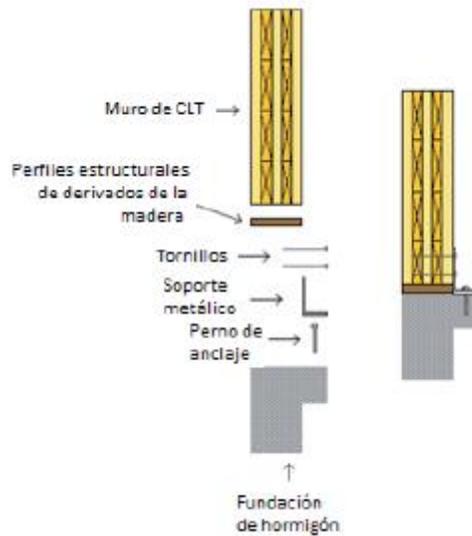


Figura 3.7. Detalle de unión tipo muro – fundación

Fuente: (González, y otros, 2018)

- **Unión muro-piso o techo (TIPO C)**

Este tipo de unión tiene como objetivo transmitir los esfuerzos del entrepiso o del techo hacia los muros inferiores, por lo que influye de manera importante en las cargas laterales.

En el caso del presente edificio en CLT se usará la configuración del sistema constructivo tipo Plataforma, en el que se pone Muro-Entrepiso-Muro, como se muestra en la siguiente figura y no muros continuos.

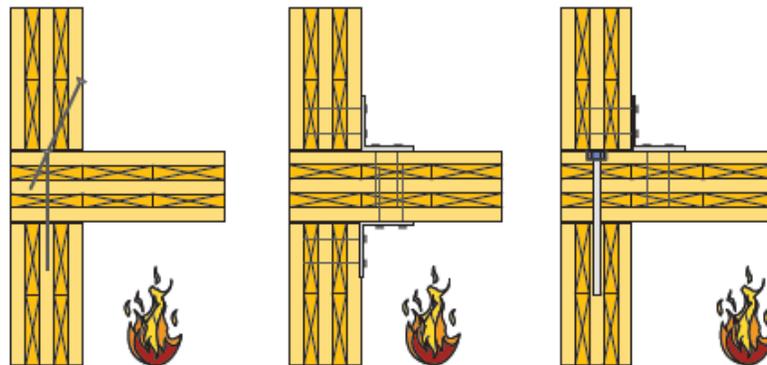


Figura 3.8. Sistema constructivo tipo plataforma

Fuente: (FPInnovations, Forest Products Laboratory, AWC, APA, WPC, 2013)

Para cada una de las anteriores necesidades de conexión en el edificio de CLT, la empresa fabricante, Rothoblaas ofrece dos tipos de soluciones:

1. Tradicionales (Hold down, Tornillos y Clavos)

Este sistema se compone por los componentes que se muestran en la siguiente figura:

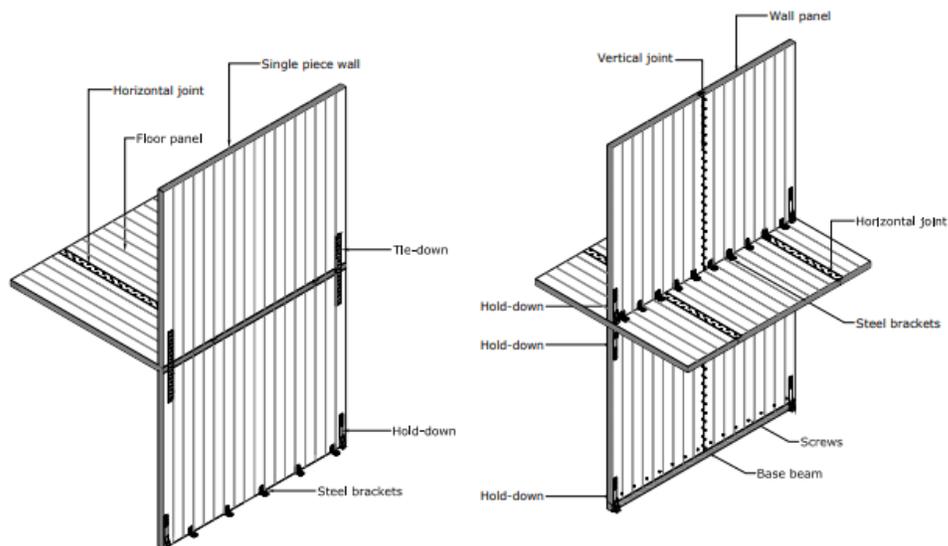


Figura 3.9. Tipos de uniones para tablero de CLT en el sistema estructural de muros de corte

Fuente: (Follesa, Fragiaco, & Lauriola, 2011)

En Rothoblaas Colombia se fabrica este tipo de uniones y son las que normalmente se usan en el sector de la construcción en madera. A continuación, se muestra:



Figura 3.10. Sistema de conexiones de CLT tradicional

Fuente: (Rothoblaas, 2019)

2. Sistema X- RAD-

X-RAD se compone de 3 elementos: X-ONE, X-PLATE y X-SEAL. Diseñado para simplificar las operaciones en obra, asegurando un montaje rápido y preciso (ver Figura 3.11). Sistema

optimizado desde el punto de vista del comportamiento mecánico, térmico y acústico, para garantizar las máximas prestaciones (Rothoblaas, 2019).

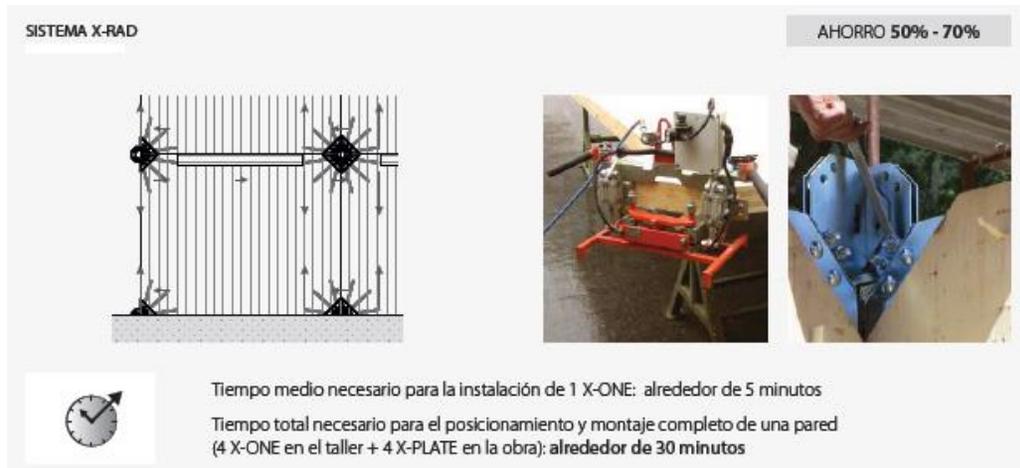


Figura 3.11. Sistema de conexiones de CLT innovador X- RAD

Fuente: (Rothoblaas, 2019)

Rothoblaas hace una importante comparación entre el sistema tradicional y el sistema X-RAD en términos de tiempo de ejecución, mostrada en la siguiente Figura 3.12.

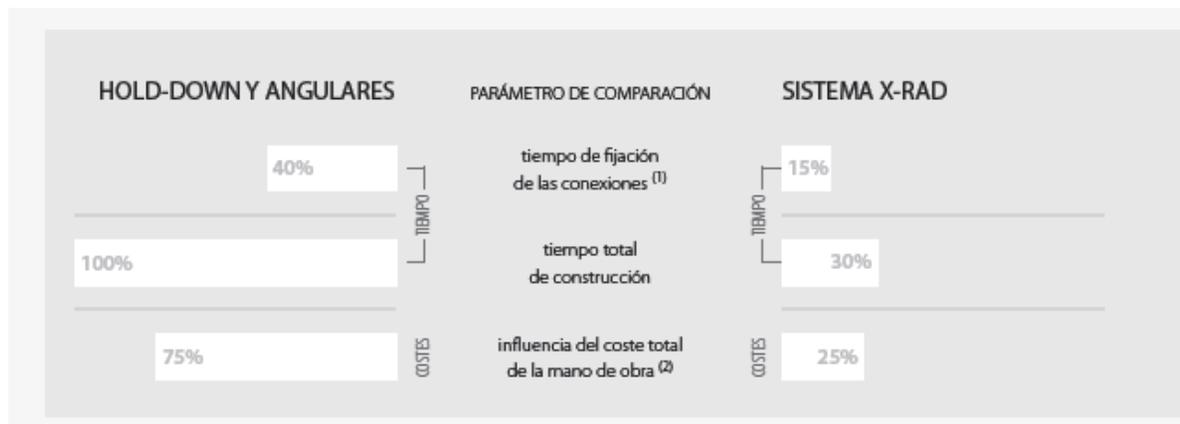


Figura 3.12. Comparación de eficiencia constructiva entre sistemas de uniones tradicionales y X- RAD

Fuente: (Rothoblaas, 2019)

Finalmente, para el presente edificio VIS, se usará el sistema tradicional, ya que a pesar de las ventajas de agilidad en obra de las uniones XRAD, aún no se fabrica en Colombia y puede costar entre 50% a 70% más que el sistema tradicional y encarecer la vivienda.

3.2 DISEÑO ESTRUCTURAL EN MADERA

A partir de lo anteriormente definido en los parámetros de diseño, se procede a plantear el diseño de la edificación en madera, el cual se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 9. Pasos a seguir en el diseño de edificaciones en madera

Pasos	Actividad	Descripción
1	Diseño Arquitectónico	- Planos arquitectónicos de edificación - Adecuación de diseños para cumplir con requerimientos contra el fuego según el tipo de edificación, su ocupación y protección contra el fuego (IBC Capítulo 6 y 3)
2	Definición de Sistema Estructural	- Definido de acuerdo al material, tipo de madera
3	Redimensionamiento de Elementos	- Parte de las dimensiones mínimas de protección contra fuego según la IBC y la NDS, se complementa con las especificaciones del proveedor del material, además de las normas NDS - -Span Tables for Joists and Rafters- y -Wood Structural Design Data-.
4	Análisis de Cargas	- Título B de la NSR-10 en conjunto con la ANSI/AWC -Special Design Provisions for Wind & Seismic-
5	Análisis Estructural	- Revisión de diseño contra fuego (Metodología NDS) - Diseño estructural de elementos usando método ASD (esfuerzos admisibles), de acuerdo a las disposiciones de los códigos NDS- Manual y el NDS Supplement

Pasos	Actividad	Descripción
6	Diseño Estructural y Geotécnico de las Cimentaciones	Diseño Estructural: Establecimiento de la condición de esfuerzos y dimensionamiento de elementos Diseño Geotécnico: Según estudio de suelos y las cargas que llegan a las fundaciones se define el tipo de cimentación y sus dimensiones.
7	Selección de Uniones	- Según el tipo de material que se emplee y las recomendaciones de fabricantes como Rothoblaas, Simpson Strong Tie y KHL
8	Diseño de Uniones	- Revisión de estados límites (cortante, aplastamiento, fluencia, rotura, entre otros) utilizando las especificaciones del fabricante y apoyando el proceso con las AISC 360-10 y ANSI / TPI 1 -National Design Standard for Metal Plate Connected Wood Truss Construction-

3.2.1 Pre dimensionamiento y coordinación con otros profesionales

Se realizará el pre-diseño de las secciones de los elementos estructurales, es decir, su geometría y sus dimensiones, según el criterio del diseñador.

Como lo muestra la Tabla A.1.3-1 del Título A de la Norma NSR-10, se debe hacer lo siguiente:

3.2.1.1 Coordinación con otros profesionales.

Los planos arquitectónicos compartidos por la Empresa de Desarrollo Urbano, para el edificio 4 A del Trece de noviembre son los explicados en la sección 3.1.2 Definición de diseño arquitectónico y en los planos que se adjuntan en el ANEXO 1.

A partir de estos requerimientos arquitectónicos se diseñará una estructura en madera contralaminada (CLT) de tal manera que sea segura, funcional y estética.

3.2.1.2 Pre dimensionamiento estructural

3.2.1.2.1 Definición del sistema estructural

La estructura debido a su disposición arquitectónica se decide dotar contra fuerzas sísmicas con un sistema estructural de muros de corte y entrepisos en madera contralaminada. Debido a que dentro de la NSR-10 no se encuentran las condiciones de diseño para este

tipo de edificaciones, esto se hará de acuerdo a normas y manuales internacionales, anteriormente explicados (NDS, Eurocódigo, entre otros).

3.2.1.2.2 Pre dimensionamiento estructural.

- **Sistema de fundación**

El estudio de suelos para el edificio en mampostería estructural recomendó la incorporación de pilas. Sin embargo, considerando la densidad de los paneles en CLT y el sistema estructural a emplear, se considera óptimo utilizar una losa de fundación de un espesor inicial de 40 cm, debido a que los muros requiere un anclaje al concreto (Angeli, 2018); que posteriormente se diseñará según la NSR-10.

- **Paneles en CLT**

De manera inicial se usarán paneles de CLT 143 mm de espesor de cinco capas, basados en la siguiente tabla que comparte el proveedor canadiense de CLT Nordic Structures, por lo que tendrán un peso de 0,736 kN/m² (Nordic Structures, 2018).

Tabla 10. Propiedades de los paneles CLT Nordic Structures

Panel Layups		Number of layers	Thickness		Weight		
Product ^(a)	Layup combination ^(b)		(mm)	(in.)	(kg/m ²)	(kN/m ²)	(psf)
89-3s	35L - 19T - 35L	3	89	3 1/2	45.8	0.45	9.38
105-3s	35L - 35T - 35L	3	105	4 1/8	54.0	0.53	11.1
143-5s	35L - 19T - 35L - 19T - 35L	5	143	5 5/8	73.6	0.72	15.1
175-5s	35L - 35T - 35L - 35T - 35L	5	175	6 7/8	89.9	0.88	18.4
197-7s	35L - 19T - 35L - 19T - 35L - 19T - 35L	7	197	7 3/4	101	0.99	20.8
213-7l	35L - 35L - 19T - 35L - 19T - 35L - 35L	7	213	8 3/8	110	1.07	22.4
244-7s	35L - 35T - 35L - 35T - 35L - 35T - 35L	7	244	9 5/8	126	1.24	25.8
244-7l	35L - 35L - 35T - 35L - 35T - 35L - 35L	7	244	9 5/8	126	1.24	25.8
267-9l	35L - 35L - 19T - 35L - 19T - 35L - 19T - 35L - 35L	9	267	10 1/2	137	1.35	28.1

a) The product designation refers to the panel thickness (in mm), the number of layers, and the layup combination ("s" for standard perpendicular layers, and "l" for doubled outermost parallel layers).

b) L = longitudinal, T = transversal, 35 = 1.375" = 34.925 mm, 19 = 0.75" = 19.05 mm

Fuente: (Nordic Structures, 2018)

La configuración de los paneles será la siguiente:

Entrepiso en CLT que transfiere cargas a los muros de carga inferiores a lo largo del eje 1 al 4 (interiores y exteriores) en un sentido, como se muestra en la siguiente ilustración:

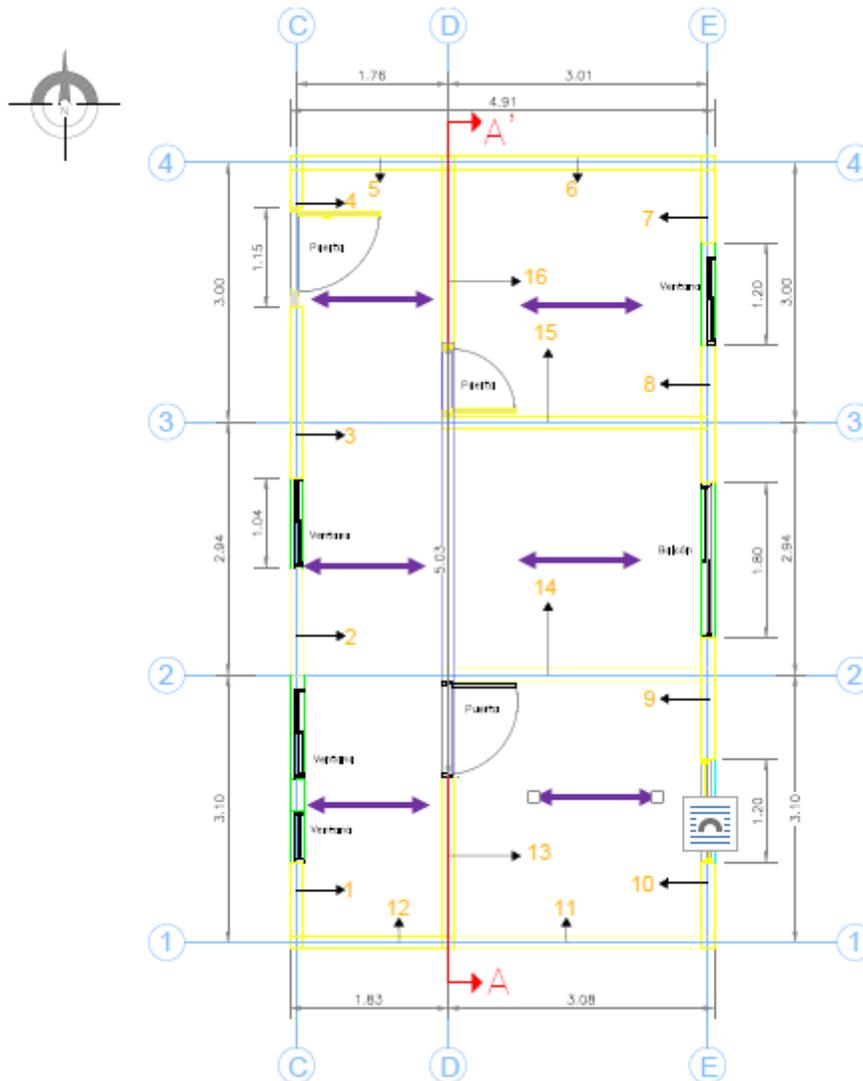


Figura 3.13. Sentido de trabajo del entrepiso

En el centro de la planta de los pisos (1, 2, 3 y 4) se tiene una viga en CLT de apoyo del entrepiso para transferir las cargas a los muros interiores, debido a que en este lugar no hay muros inferiores y adicionalmente se eviten tramos libres de más de 5 m en el entrepiso que puedan generar deflexiones superiores a las permitidas.

Los muros también serán en CLT, con el espesor inicial de 143 mm. Estos muros resistirán las cargas laterales del edificio y transferirán las cargas a la cimentación.

Se usará un sistema de unión mecánico de los elementos, del proveedor Rothoblaas, que garantizará la integridad de la edificación y la disipación de la energía.

La cubierta está compuesta por alfardas y vigas principales de apoyo, más una cubierta. Se usará misma cubierta del edificio diseñado en mampostería estructural, por lo tanto, no será un aspecto a tener en cuenta para la comparación de las edificaciones.

3.2.2 Análisis sísmico

3.2.2.1 Masa de la estructura

La masa de la estructura se halló manualmente, con las dimensiones pre-dimensionadas, las densidades del material y se incluyeron las cargas muertas no estructurales. Este peso se comparó con el obtenido en el modelo del edificio, generándose una diferencia del 3,3%, con lo que se verificó inicialmente que el modelo era adecuado.

En la siguiente tabla se muestran los valores:

Tabla 11. Masa de la estructura CLT

Masa total manual (t)	67,6
Masa total modelo (t)	65,5
Diferencia porcentual	3,3%

3.2.2.2 Periodo

Para definir el sistema de resistencia sísmica, el primer paso consiste en estimar el periodo de estructura, según sus condiciones. Para este fin, la referencia tomada es el A.4.2.1 de la NSR-10, la cual establece:

$$T \leq C_u T_a$$

Donde,

$$C_u = 1,75 - 1,25A_v F_v$$

$$T_a = C_t h^\alpha$$

Se puede observar que T_a , el periodo fundamental aproximado, depende del sistema de resistencia sísmica empleado y la altura del edificio. Según las condiciones del edificio se obtiene un T_a de 0,32; con la información de la norma NSR 10, lo cual concuerda con lo indicado en la siguiente tabla de la AWC.

Tabla 12. Periodo de una estructura en madera, según la altura del edificio

Table 2	
Relationship between Approximate Fundamental Period, T_s , and Structural Height, h_n	
h_n (feet)	T_s (seconds)
15	0.15
25	0.22
35	0.29
45	0.35
55	0.40
65	0.46

Fuente: (AWC, 2015)

Por otra parte, el parámetro C_u , el cual depende de la ubicación del edificio, es igual a 1,27.

Considerando esta información, el periodo de la estructura se estima que es cercano a 0,4s. Sin embargo, en la modelación de la estructura determinará este parámetro.

3.2.2.3 Fuerza horizontal equivalente

La NSR-10 define las disposiciones para emplear dicho método en la determinación de la carga sísmica, numeral A.3.4.2.1 en esta línea, se verificó el cumplimiento de los cinco (5) de los lineamientos descritos en ésta.

Se usó el método Fuerza Horizontal Equivalente (FHE) para hallar las cargas de sismo a aplicar a la estructura de CLT, con base en las condiciones sísmicas de la edificación descritas en el numeral 3.1.3. Ver el procedimiento numérico en la hoja Carga Sismo FHE del ANEXO 2 Fuerza horizontal equivalente.

Para desarrollar el método se siguieron los siguientes pasos:

1. Peso de la edificación: se halló de manera manual, con las dimensiones pre-dimensionadas, las densidades del material y se incluyeron las cargas muertas no estructurales.
2. S_a : fue hallada con los parámetros sísmicos descritos en el numeral 3.1.3.
3. Cortante basal: se halló con la siguiente fórmula: $S_a * 9,8 * Masa\ del\ edificio$
4. Fuerza de sismo por piso (para encontrar desplazamientos): se halló el peso de cada piso y se multiplicó el factor C_{vx} , que se encuentra con la altura desde el nivel de terreno elevado al factor k , que en este caso fue 1.
5. Fuerza sísmica por piso (para encontrar esfuerzos).

Según el Consejo Internacional de Investigación e Innovación en Edificio y Construcción en Italia (Follesa, Fragiacomó, & Lauriola, 2011), los edificios de madera contralaminada deben tener un comportamiento tipo caja.

Según este documento las conexiones que se encargan de disipar la energía en un sismo, es decir, las que alcanzan el rango plástico son las siguientes:

- Uniones verticales entre paneles de muros en los muros compuestos de más de un elemento.
- Uniones de corte entre muros superior e inferior y entre los muros y la cimentación
- Uniones de anclaje contra levantamiento colocadas en los extremos de los muros y en las aberturas de las paredes.

Por lo tanto, estas uniones se diseñan con una carga sísmica dividida por el factor de modificación R ; que para este caso se usa un valor igual a 2; según lo citado a continuación:

“El factor de modificación de respuesta R en el diseño sísmico de edificios toma en cuenta la capacidad de la estructura para incursionar en el rango no-lineal dúctil, a través de la disipación de energía y el consiguiente aumento del periodo de la estructura. Este factor permite diseñar estructuras con niveles de fuerzas sísmicas inferiores a aquellas que se requerirían si la estructurase comportara elásticamente. De este modo, diferentes valores del factor R son asignados a distintos tipos de sistemas estructurales. Debido a la necesidad de contar con un factor de modificación de la respuesta R para sistemas constructivos en base a paneles de CLT en Chile, el Departamento de Ingeniería en Obras Civiles de la Universidad de Santiago ha desarrollado estudios preliminares (Orellana Parada y Torelli Conde, 2014) que permiten determinar un valor conservador de R igual a 2 para estructuras de CLT provistas de medios dúctiles de conexión” (González, y otros, 2018).

Por otra parte, todos los demás miembros estructurales y conexiones deben diseñarse con una resistencia suficiente para evitar una falla frágil anticipada (Follesa, Fragiacomó, & Lauriola, 2011). Este requisito de resistencia excesiva se aplica especialmente a:

1. Uniones entre paneles de piso adyacentes para evitar el deslizamiento relativo y asegurar un comportamiento rígido en el plano.
2. Unión entre los pisos y los muros debajo asegura que en cada piso hay un piso rígido al que los muros están rígidamente conectados.
3. Unión entre muros perpendiculares, particularmente en las esquinas del edificio que asegura la estabilidad de los muros y de la caja “CLT”.
4. Paneles de muro y piso

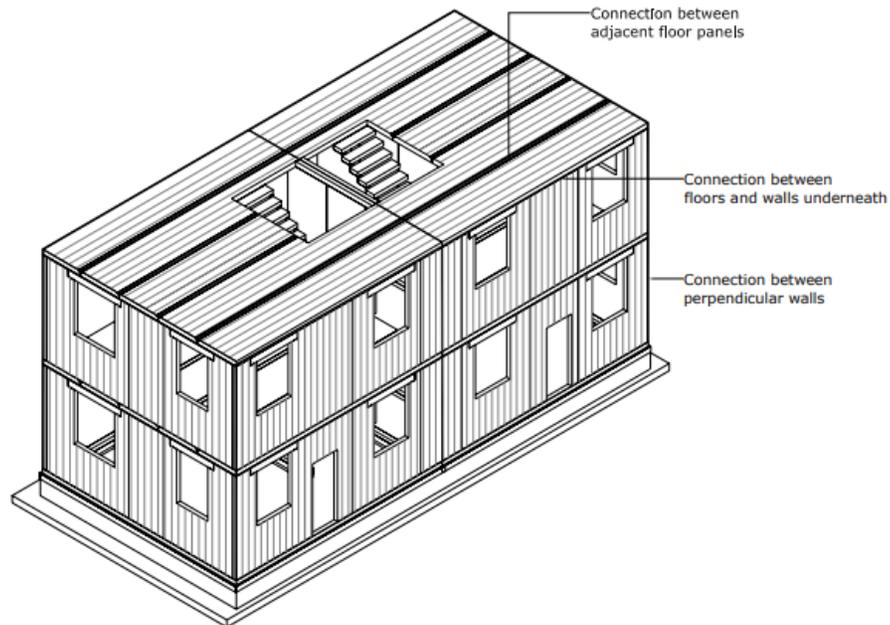


Figura 3.14. Uniones que se deben diseñar con sobrerresistencia

Fuente: (Follesa, Fragiacomio , & Lauriola, 2011)

Para diseñar estos elementos mencionados, la fuerza de sismo debe ser multiplicada por un factor de sobre resistencia, el cual corresponde a 1,3 para edificios de CLT. (Follesa M. , y otros, 2018); de acuerdo con la siguiente fórmula de la norma NSR 10:

A.3.3.9 — USO DEL COEFICIENTE DE SOBRRRESISTENCIA Ω_0 — Cuando los requisitos para el material estructural y el grado de disipación de energía requieren que los elementos frágiles o las conexiones entre elementos se diseñen para fuerzas sísmicas, E , amplificadas por el coeficiente de sobrerresistencia, Ω_0 , éste debe emplearse de la siguiente manera para obtener las fuerzas de diseño que incluyen los efectos sísmicos:

$$E = \frac{\Omega_0 F_s}{R} \pm 0.5 A_a F_a D \quad (\text{A.3.3-2})$$

Figura 3.15. Uso del coeficiente de sobrerresistencia

Fuente: (AIS, 2010)

Adicionalmente, se tuvo en cuenta la *regla de desplazamiento iguales*, la cual establece que “el desplazamiento del sistema inelástico de rigidez K y resistencia F_y , sujeto a una aceleración particular en la base, es aproximadamente igual a un desplazamiento del mismo sistema respondiendo elásticamente” (FEMA, 2006).

A continuación, se muestra las tablas resumen de los resultados:

Tabla 13. Método fuerza horizontal equivalente

Número de pisos	5
T inicial (s)	0,38
Sa (espectro Norma)	0,563

k	1
Cortante Basal (kN)	373,1
R	2

Tabla 14. Fuerzas sísmicas

Piso	Cvx	Fx (kN)	E (kN)
1	0,081	30,1	15,0
2	0,162	60,2	30,1
3	0,242	90,4	45,2
4	0,323	120,5	60,2
Cubierta	0,192	71,6	35,8

3.2.3 Evaluación de las solicitaciones definitivas.

A partir de la NSR-10 (título A y B) se realiza la definición de cargas (verticales y horizontales) a las que se verá expuesta siguiendo las disposiciones recomendadas en el título G de la normativa anterior.

En el presente numeral, se exponen las cargas horizontales y verticales a las que estará expuesta la edificación, además de las combinaciones de carga.

En las primeras hojas del ANEXO 2 Cargas y diseño entrepiso D+L, se detalla el cálculo de estas cargas.

3.2.3.1 Cálculo de cargas en la estructura

3.2.3.1.1 Cargas muertas

- **Cargas muertas en entrepiso:** corresponde al peso propio del elemento estructural.

Tabla 15. Carga muerta en entrepiso

Carga muerta en entrepiso	
Carga muerta de entrepiso [kN/m ²]	0,72
Acabado de piso [kN/m ²]	1,40

Considerando el diseño arquitectónico y el sistema estructural definido, es decir, muros y entrepisos, todos los muros de la edificación son estructurales. A continuación, se presenta el peso específico de los elementos anteriormente dichos.

Tabla 16 Peso específico de muros en CLT

Carga muerta en entrepiso	
Peso específico muros CLT [kN/m ³]	5,00

- **Carga muerta en cubierta:** las cargas asociadas al peso propio de la cubierta fueron tomadas de acuerdo con los lineamientos descritos por la EDU, en la presente edificación, los cuales se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 17 Cargas muertas en cubierta

Carga muerta en cubierta	
Carga debido a tejas y estructura metálica [kN/m ²]	0,40
Carga de instalaciones [kN/m ²]	0,10

El modelo de la edificación se realizará en el software SAP 2000, por tanto, las cargas muertas asociadas a elementos tales como vigas, muros y entrepiso son tenidos en cuenta automáticamente en el modelo.

3.2.3.1.2 Cargas vivas

A partir del título B de la NSR-10, se determinaron las cargas vivas aplicables a la edificación 4A. De esta manera, se presentan a continuación las diferentes tipologías de cargas vivas:

- **Cargas vivas por piso:** de acuerdo con la Tabla B.4.2.1-1 (AIS, 2010) se establecen las cargas vivas aplicables por piso (ver la siguiente tabla)

Tabla 18 Cargas vivas por piso

Cargas vivas por piso	
Cargas en balcones [kN/m ²]	5,0
Cargas en corredores y cuatros privados [kN/m ²]	1,8

Fuente: (AIS, 2010)

- **Carga viva en cubierta:** considerando las disposiciones de la cubierta definidas en el diseño arquitectónico y tomando como base las cargas descritas en la Tabla B.4.2.1-2, se define:

Tabla 19 Cargas vivas según NSR-10

Carga viva en cubierta	
Cubierta inclinada con pendiente menor al 15° en estructura metálica [kN/m ²]	0,5

Fuente: (AIS, 2010)

3.2.3.1.3 Cargas de viento

Considerando que la edificación 4A ya fue diseñada en mampostería estructural y que las cargas debidas al viento solo dependen de la zona geográfica y la altura de la estructura, se emplearán las definidas por la EDU, en la edificación ya concebida (ver la siguiente tabla)

Tabla 20 Velocidad de diseño y carga de viento

Velocidad de diseño [km/h]	120,00
Carga de viento [kN/m ²]	0,40

Fuente: (Empresa de Desarrollo Urbano, 2016)

3.2.3.1.4 Cargas sísmicas

En el numeral 3.1.3 se definieron los parámetros sísmicos aplicables a la estructura y en el 3.2.2 se explicó la metodología usada para encontrar las cargas, según sea el tipo de elemento a diseñar y su ubicación en la edificación.

La deriva de cada piso se calcula como la suma de los desplazamientos debido a los efectos ortogonales, torsión accidental y de segundo orden (P-Delta). Por tal motivo, en las combinaciones se consideraron los efectos ortogonales (Fs en la dirección X aplicada a un 100%, Fs en la dirección E igual a un 30%, y viceversa).

3.2.3.2 Resumen de cargas y combinaciones

En la Tabla 21 se presenta un resumen de las cargas laterales y gravitaciones a las que se sometió el modelo de la estructura.

Tabla 21 Resumen de cargas – piso típico

Carga	Valor
Muerta en Cubierta [kN/m ²]	0,40
Muerta estructural y no estructural [kN/m ²]	3,25
Viva en balcones [kN/m ²]	5,00
Viva en corredores y habitaciones [kN/m ²]	1,80
Viento [kN/m ²] (horizontal, por área de fachada expuesta)	0,40
Cortante Basal [kN]	373,1

En la siguiente tabla se presentan las combinaciones de carga aplicables, según el método de esfuerzos admisibles (Allowable Stress Design -ASD-).

Tabla 22 Combinaciones de carga - método ASD

Combinación de carga
D+F
D+H+F+L+T
D+H+F+(Lr o G o Le)
D+H+F+0,75(L+T)+0,75(Lr o G o Le)

$D+H+F+W$
$D+H+F+0,7E$
$D+H+F+0,75W+0,75L+0,75(Lr \text{ o } G \text{ o } Le)$
$0,6D+W+H$
$0,6D+0,7*E+H$

A continuación, se argumentan las cargas que no fueron considerados dentro del diseño estructural.

- Empuje de tierras y presión hidrostática (H): considerando los resultados del estudio de suelos, se plantea la remoción del primer estrato de suelo (lleno heterogéneo – profundidad de 0 a 3 m-) y fundar la cimentación sobre la capa de flujo de escombros -profundidad entre 3 y 6 m- (TECNISUELOS S.A.S, 2018). Por tales motivos, se desprecia el empuje de suelo debido a que la profundidad de desplante no será mayor a 50 cm.
- Cargas debidas a cambios térmicos (T): considerando que la temperatura promedio del municipio de Medellín es de 24 °C, no constituyen afectaciones estructurales (AWC, 2018) en el edificio se decide omitirlas.

En aras de cumplir con los objetivos de diseño estructural se diseñará la estructura para que soporte cada combinación de carga, teniendo en cuenta que, en función de la carga de menor duración se aplican coeficientes de modificación de la resistencia de los elementos.

La fundación será diseñada para la condición más crítica.

3.2.4 Características de la estructuración y del material estructural empleado.

Como se ha mencionado, el sistema estructural de resistencia sísmica se clasifica como muros de carga conformado por paneles de madera contralaminada.

En la sección 3.1.2 Selección del tipo de madera, se mostraron las propiedades de la madera usada fabricar los paneles CLT, las cuales se encuentran normalizadas en la norma estadounidense y colombiana. Así mismo, en el estándar de diseño de madera contralaminada del American National Standard Institute y en la NDS 2018, se encuentra normalizado las propiedades del CLT según el tipo de madera usada como materia prima; según esto se pueden encontrar siete grupos de CLT.

El CLT que se va a usar para el edificio VIP y que es fabricado por la empresa Nordic Structurs se clasifica como tipo E1. Las propiedades se muestran en las siguientes tablas:

Tabla 23 Propiedades mecánicas admisibles de la madera para paneles tipo E1

- E1: *1950f-1.7E Spruce-pine-fir MSR lumber in all parallel layers and No. 3 Spruce-pine-fir lumber in all perpendicular layers*

TABLE A1.
ALLOWABLE DESIGN PROPERTIES^(a,b,c) FOR PRG 320 CLT (for use in the U.S.)

CLT Grades	Major Strength Direction						Minor Strength Direction					
	$F_{b,0}$ (psi)	E_0 (10^6 psi)	$F_{t,0}$ (psi)	$F_{c,0}$ (psi)	$F_{v,0}$ (psi)	$F_{s,0}$ (psi)	$F_{b,90}$ (psi)	E_{90} (10^6 psi)	$F_{t,90}$ (psi)	$F_{c,90}$ (psi)	$F_{v,90}$ (psi)	$F_{s,90}$ (psi)
E1	1,950	1.7	1,375	1,800	135	45	500	1.2	250	650	135	45

Fuente: (ANSI, 2012)

En la siguiente tabla se muestra las propiedades mecánicas admisibles de los paneles TIPO E1, según su espesor:

NOTA: El ANSI/APA PRG 320 adoptó el método llamado Shear Analogy para obtener las propiedades del CLT.

Tabla 24 Capacidad admisible de los paneles de CLT tipo E1

TABLE A2.
THE ALLOWABLE BENDING CAPACITIES^(a,b,c) FOR CLT LISTED IN TABLE A1 (FOR USE IN THE U.S.)

CLT Grade	CLT t (in.)	Lamination Thickness (in.) in CLT Layup								Major Strength Direction			Minor Strength Direction		
		=	⊥	=	⊥	=	⊥	=	⊥	$F_b S_{eff,0}$ (lb-ft/ft)	$EI_{eff,0}$ (10^6 lb-ft ² /ft)	$GA_{eff,0}$ (10^6 lb-ft/ft)	$F_b S_{eff,90}$ (lb-ft/ft)	$EI_{eff,90}$ (10^6 lb-ft ² /ft)	$GA_{eff,90}$ (10^6 lb-ft/ft)
E1	4 1/8	1 3/8	1 3/8	1 3/8	1 3/8					4,525	115	0.46	160	3.1	0.61
	6 7/8	1 3/8	1 3/8	1 3/8	1 3/8	1 3/8	1 3/8			10,400	440	0.92	1,370	81	1.2
	9 5/8	1 3/8	1 3/8	1 3/8	1 3/8	1 3/8	1 3/8	1 3/8	1 3/8	18,375	1,089	1.4	3,125	309	1.8

Fuente: (ANSI, 2012)

Como se puede ver en la tabla anterior, los paneles tienen propiedades diferentes según la dirección del elemento, debido a la disposición de las capas de madera en el panel. Las direcciones son:

1. La dirección de mayor capacidad: son las capas que soportan las cargas que se transmiten dentro del elemento de manera paralela a la fibra de estas mismas (también llamadas capas paralelas).
2. La dirección de menor capacidad: son las capas que se encuentran de manera perpendicular a las capas que componen la dirección de mayor capacidad (también llamadas capas perpendiculares)

En la siguiente figura se muestra un ejemplo de cómo trabaja cada configuración de capas según la carga aplicada.

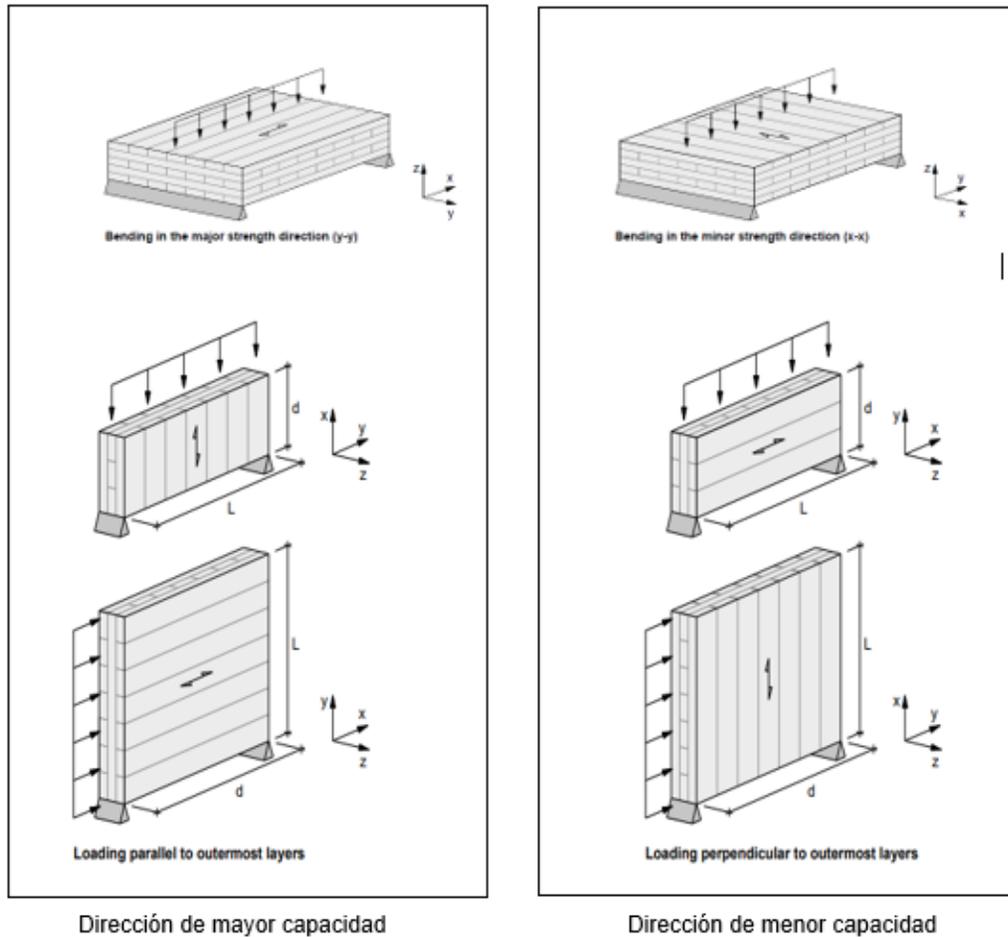


Figura 3.16. Sentido de las capas en las direcciones de un elemento de CLT

Fuente: (Nordic Structurs, 2018)

El proveedor Nordic Structurs, proporciona una ficha técnica donde indica todas las propiedades y consideraciones de sus paneles CLT para cada dirección del elemento, según las cargas a las que va a estar expuesto; las cuales son indicadas en la Figura 3.16. Esta ficha técnica se adjunta en el ANEXO 4. A partir de estas, se va a determinar qué dimensión de panel CLT se requiere para soportar los esfuerzos solicitados por la estructura en términos de flexión, cortante, axial y deformaciones; haciendo una comparación entre las solicitaciones y la capacidad del material. Es importante resaltar que estas propiedades están disminuidas por los factores de reducción del método de los esfuerzos admisibles (ASD).

Las capacidades de los elementos de CLT dadas por el proveedor, se deben modificar por los factores de ajuste de la resistencia producto a la duración de la carga, humedad, entre otros. A continuación, se muestran:

Tabla 25 Factores de ajuste de capacidad de elementos CLT

		ASD and LRFD					
		ASD only	Load Duration Factor	Wet Service Factor	Temperature Factor	Beam Stability Factor	Column Stability Factor
$F_b(S_{eff})' = F_b(S_{eff})$	X	C_D	C_M	C_t	C_L	-	-
$F_t(A_{parallel})' = F_t(A_{parallel})$	X	C_D	C_M	C_t	-	-	-
$F_v(t_v)' = F_v(t_v)$	X	C_D	C_M	C_t	-	-	-
$F_s(Ib/Q)_{eff}' = F_s(Ib/Q)_{eff}$	X	-	C_M	C_t	-	-	-
$F_c(A_{parallel})' = F_c(A_{parallel})$	X	C_D	C_M	C_t	-	C_p	-
$F_{c\perp}(A)' = F_{c\perp}(A)$	X	-	C_M	C_t	-	-	C_b
$(EI)_{app}' = (EI)_{app}$	X	-	C_M	C_t	-	-	-
$(EI)_{app-min}' = (EI)_{app-min}$	X	-	C_M	C_t	-	-	-

Fuente: (AWC, 2018)

Según esto, en la siguiente tabla se muestra el análisis y valores para cada factor:

Tabla 26 Valores de los factores de reducción para los paneles del edificio

Factor	Representación	Fuente Bibliográfica	Valor	Observación
Factor de duración por carga	CD	NDS – AWC Manual, sección 2.3.2		Varía según el tipo de carga y combinación usada para el análisis. Cuando se evalúan cargas individuales, se usa un factor CD (ver Tabla 27 Factor de duración de carga). Cuando se evalúan combinaciones de carga, se usa el factor CD de la carga perteneciente a la combinación que tenga menor duración.
Factor de humedad de servicio	CM	NDS – AWC Manual	1	En Medellín la humedad promedio es del 12% (menor a 16%), por tanto, no se aplica el factor.
Factor de temperatura	Ct	NDS – AWC Manual, Apéndice C	1	El material no va a estar expuesto a temperaturas mayores a 65,5°C, por tanto, no se aplica el factor.
Factor de estabilidad de columnas	Cp	NDS – AWC Manual		Ver a continuación.

Tabla 27 Factor de duración de carga

Table 2.3.2 Frequently Used Load Duration Factors, C_D ¹

Load Duration	C_D	Typical Design Loads
Permanent	0.9	Dead Load
Ten years	1.0	Occupancy Live Load
Two months	1.15	Snow Load
Seven days	1.25	Construction Load
Ten minutes	1.6	Wind/Earthquake Load
Impact ²	2.0	Impact Load

1. Load duration factors shall not apply to reference modulus of elasticity, E , reference modulus of elasticity for beam and column stability, E_{min} , nor to reference compression perpendicular to grain design values, F_{cL} , based on a deformation limit.
2. Load duration factors greater than 1.6 shall not be used in the design of structural members pressure-treated with water-borne preservatives (see Reference 30), or fire retardant chemicals. Load duration factors greater than 1.6 shall not be used in the design of connections or wood structural panels.

Fuente: (AWC, 2018)

Por lo tanto, se debe evaluar cada combinación y aplicar el factor de reducción de resistencia según sea el caso. A continuación se muestra:

Tabla 28 Combinaciones de carga - método ASD

Combinación de carga	Factor de duración de carga
D	0,9
D+L	1
D+(Lr o G o Le)	1
D+0,75(L)+0,75(Lr o G o Le)	1
D+W	1,6
D+ 0,7E	1,6
D+H+F+0,75W+0,75L+0,75(Lr o G o Le)	1,6
0,6D+W+H	1,6
0,6D+0,7*E+H	1,6

Por lo tanto, para diseñar los paneles CLT se va evaluar cada combinación con los valores de la carga y se le aplicará un coeficiente de modificación de la resistencia por duración de carga, según las cargas que se tengan en cuenta.

En la siguiente ecuación se muestra la forma de hallar el factor de estabilidad de los muros:

Figura 3.17. Factor de estabilidad de la columna

$$C_p = \frac{1 + (F_{cE}/F_c^*)}{2c} - \sqrt{\left[\frac{1 + (F_{cE}/F_c^*)}{2c} \right]^2 - \frac{F_{cE}/F_c^*}{c}} \quad (3.7-1)$$

where:

F_c^* = reference compression design value parallel to grain multiplied by all applicable adjustment factors except C_p (see 2.3), psi

$$F_{cE} = \frac{0.822 E_{min}'}{(\ell_e/d)^2}$$

$c = 0.9$ for structural glued laminated timber, structural composite lumber, and cross-laminated timber

Fuente: (AWC, 2018)

Los datos necesarios se obtienen de la siguiente manera:

- F_c' : depende del espesor y el número de capas del muro. El fabricante da este dato y se modifica por el factor de duración de carga
- $E_{min}' = E_{app-min}$: se halla con las siguientes ecuaciones:

Figura 3.18 Rigidez a flexión aparente mínima

$$EI_{app} = \frac{EI_{eff}}{1 + \frac{K_s EI_{eff}}{GA_{eff} L^2}}$$

$$EI_{app-min} = 0.5184 EI_{app}$$

Fuente: (FPInnovations, Forest Products Laboratory, AWC, APA, WPC, 2013)

Donde,

- E_{eff} y GA_{eff} son datos dados por el fabricante que dependen del espesor del muro y la cantidad de capas que tiene.

- L es la longitud del muro, que para este caso es 2,4 m = 945 in
- K_s depende de la carga aplicada. Para este caso se usará 11,5. Se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 29 Valores K_s

Table 2
 K_s values for various loading conditions

Loading	End Fixity	K_s
Uniformly distributed	Pinned	11.5
	Fixed	57.6
Concentrated at midspan	Pinned	14.4
	Fixed	57.6
Concentrated at quarter points	Pinned	10.5
Constant moment	Pinned	11.8
Uniformly distributed	Cantilevered	4.8
Concentrated at free-end	Cantilevered	3.6

Fuente: (FPInnovations, Forest Products Laboratory, AWC, APA, WPC, 2013)

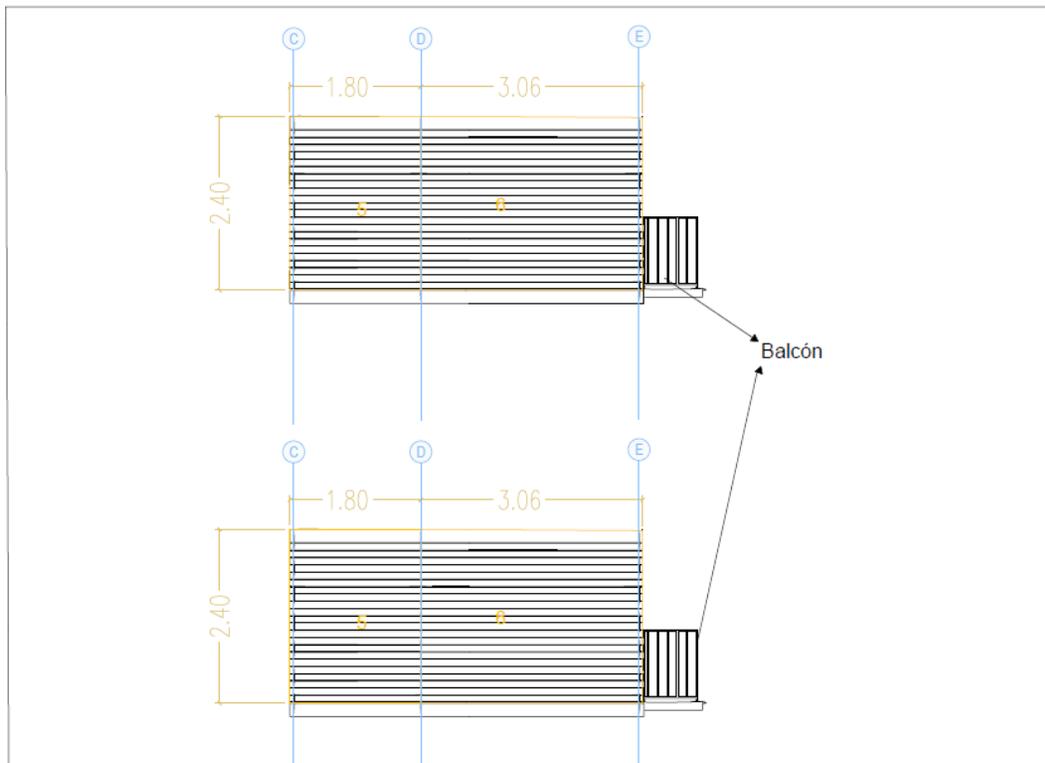
Según las anteriores fórmulas, se halló el coeficiente de estabilidad para 3 diferentes espesores y según el factor de seguridad de carga usado, se obtuvo lo siguiente:

Tabla 30 Factores de reducción por estabilidad de los muros

Espesor (mm) – número de capas	Factores	
	C_D	C_P
89 – 3 capas	1,6	0,35
105 – 3 capas	1,6	0,48
143 – 3 capas	1,6	0,66
89 – 3 capas	0,9	0,57
105 – 3 capas	0,9	0,73
143 – 3 capas	0,9	0,86

Por tanto, este factor (C_p) se multiplica por la capacidad a compresión de los muros para reducirla, y de esta manera tener en cuenta su inestabilidad axial.

La anterior información se detalla en el ANEXO 2 Verificación muros SISMO y ANEXO 2 Cargas y diseño entrepiso D+L, en la hoja propiedades muros.



Vista de Perfil - Fachada Norte (Inferior) y Sur (Superior)
Escala 20:1

Figura 3.19 Particiones propuestas de los elementos

Estas particiones se definieron producto de de:

- Ventajas constructivas del material, es decir, es posible fabricar casi cualquier panel (dimensiones) según la necesidad del cliente.
- Presencia de ventanas y puertas, se asumió que los muros que se encuentran en la zona donde están ubicados los elementos referenciados no soportarán cargas estructurales.

En el anexo 1 se adjuntan los planos anteriormente expuestos. Los muros ubicados en las zonas de los dinteles no aportarán resistencia en el sistema estructural resistente a cargas laterales y gravitacionales.

3.2.5.1.2 Estructurales

Los elementos de madera controlaminada tienen un comportamiento ortotrópico, por lo que rigidez a flexión "EI" y a cortante "GA", varía en función de cómo esté aplicada la carga y la disposición de las capas.

Para ingresar este comportamiento al modelo, se puede ingresar un factor de modificación de la inercia y el área en cada sentido o modificar directamente el módulo de elasticidad según lo siguiente:

El fabricante del material proporciona una rigidez a flexión y a cortante, según la dirección del elemento en estudio, llamada *rigidez efectiva*, la cual está dada por la siguiente ecuación:

$$EI_{eff} = E * I_{eff}$$

Donde,

- E= módulo de elasticidad del material
- I_{eff} = Inercia que depende de las capas que estén trabajando en ese sentido (paralela o perpendicular)

Sin embargo, el programa de modelación calcula la siguiente rigidez:

$$EI = E_{modelo} * I_{neta}$$

Donde,

- E= módulo de elasticidad del material
- I_{neta} = Inercia neta que depende de las dimensiones totales de la sección. ($h^3*b/12$)

Por tanto, para obtener la rigidez a flexión real, se modificó el módulo de elasticidad de la siguiente manera:

$$EI_{eff} = E_{modelo} * I_{neta}$$

Entonces, al modelo ETABS se le ingresó el siguiente módulo de elasticidad según el elemento a diseñar “entrepiso o muro” y según el eje local.

$$E_{modelo} = \frac{EI_{eff}}{I_{neta}}$$

Se utilizó la misma relación para la rigidez a cortante “G*A”.

Por ejemplo, para los muros de CLT de dimensión 10,5 cm, los cuales tenían la dirección de trabajo mostrada en la Figura 3.16. Sentido de las capas en las direcciones de un elemento de CLT; se ingresaron las siguientes propiedades al material:

Material Name and Type

Material Name:

Material Type:

Modulus of Elasticity

E1: MPa

E2: MPa

E3: MPa

Shear Modulus

G12: MPa

G13: MPa

G23: MPa

Figura 3.20 Propiedades del material ingresadas a ETABS

Por otra parte, se asignó la densidad del CLT, la cual es de 524 kg/m³.

Tabla 31 Rigideces del elemento de madera contralaminada, según dimensiones

Muro de CLT de 3 capas de 89 mm		
Parámetro	Dirección mayor	Dirección menor
El _{eff} (N*m ² /m)	677875,20	4801,62
GA _{eff} (N/m)	7004724,41	5691338,58
Muro de CLT de 3 capas de 105 mm		
	Dirección mayor	Dirección menor
El _{eff} (N*m ² /m)	1082717,33	29186,29
GA _{eff} (N/m)	6712860,89	8901837,27
Muro de CLT de 5 capas de 143 mm		
	Dirección mayor	Dirección menor
El _{eff} *10 ⁶ (N*m ² /m)	2513787,20	244788,27
GA _{eff} *10 ⁶ (N/m)	14009448,82	11382677,17

Fuente: creación propia a partir de (Nordic Structurs, 2018)

En las modelaciones se consideraron los efectos ortogonales del sismo, la torsión accidental, no obstante, los efectos P-Delta fueron despreciados ya que se cumplen las disposiciones de la NSR-10 sección A.6.2.3 (ver ANEXO 3).

3.2.5.2 Definición software de modelación estructural

La edificación fue modelada en los softwares SAP 2000 y ETABS, con el fin de definir cuál de ambos permitía:

- Representar de manera más acertada la edificación según el sistema estructural (muros macizos).
- Obtener los resultados necesarios para realizar el diseño estructural.

En este sentido, luego de modelar ambas edificaciones se concluye que:

- Ambos modelos tienen un comportamiento semejante en cuanto a periodos, fuerzas internas, reacciones.
- El modelo de SAP2000 no permite obtener los momentos o esfuerzos a flexión generados por las cargas laterales en la dirección paralela al eje del muro. Sin embargo, en ETABS a través de la opción *Piers* es posible obtener los momentos del muro como si fuera un elemento tipo frame.

En la Figura se presentan los modelos en ambos softwares.

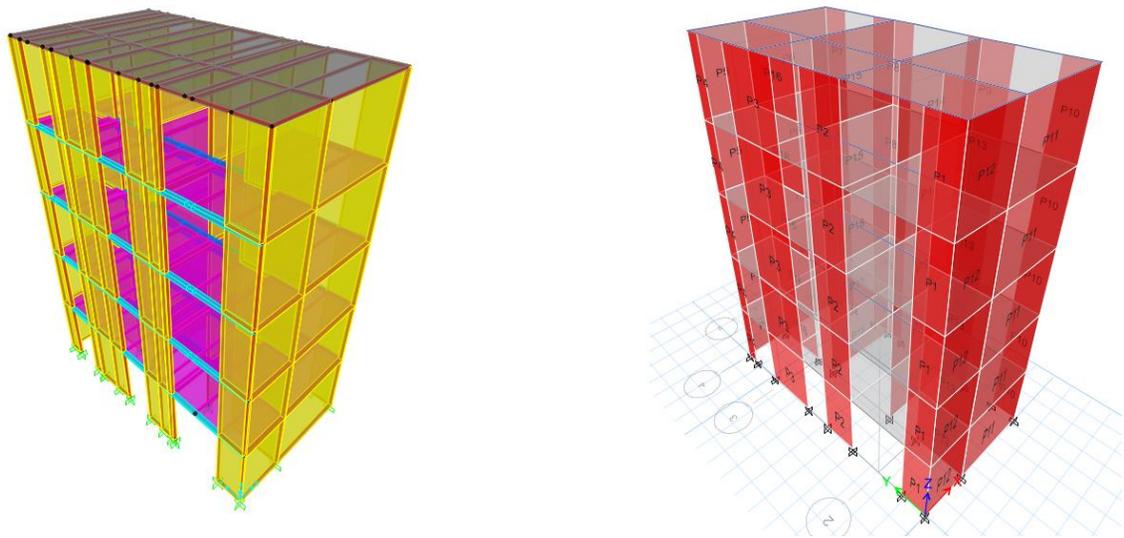


Figura 3.21 Modelos SAP 2000 (izquierda) y ETABS (derecha)

Considerando las conclusiones obtenidas con la modelación de la misma estructura en ambos softwares se define emplear ETABS, toda vez que permite extraer los resultados necesarios para realizar el diseño estructural de la edificación.

Sin embargo, es importante en próximos estudios perfeccionar ambos modelos que garanticen un comportamiento cada vez más similar al real.

Se adjuntas en el ANEXO 3 Modelos Edificación los modelos final en ETABS y el realizado en SAP 2000.

3.2.5.3 Modelo – ETABS

La empresa Computers & Structures Inc. (CSI) provee un programa especializado para edificaciones, ETABS, el cual posibilita modelar muros sometidos a cortante, además de tener la posibilidad de presentar resultados considerando el elemento tipo pórtico a través de la opción *Piers*, contando con complementos puntuales para el análisis de este tipo de estructuras, como derivas, efectos torsionales, P-delta, entre otros

A partir de las disposiciones arquitectónicas de los elementos que conforman la edificación (se incluyendo todos los elementos estructurales) se modeló en ETABS la estructura y las consideraciones de comportamiento, las cuales son:

- El entrepiso se comporta como un diafragma semi-rígido. Adicionalmente se consideró con unión articulada del entrepiso a los muros, para evitar el trabajo a flexión fuera del plano en estos simplemente apoyado sobre los muros. Por otra parte, estos elementos funcionan de manera independiente, no como un solo elemento que abarca todo el piso, además de distribuir la carga en una dirección y aportar rigidez a la estructura frente a cargas laterales. Se sugiere modelar el entrepiso como Shell Thin, para que se transfieran las fuerzas verticales a los muros de manera adecuada.
- Las vigas son elementos de transmisión de carga, que permitirán desde el primer hasta el penúltimo piso, transmitir la carga de la losa hacia los muros. En el último piso, se incorporaron vigas de amarre con el fin de evitar el efecto de péndulo invertido en los muros en este nivel. Por otro lado, se consideró que la cubierta como un elemento de transmisión de cargas, sin aportar rigidez a la estructura ya que los elementos que la conforman no son de madera contralaminada.
- Los muros se configuran como los principales elementos que resistirán en conjunto con las uniones las cargas sísmicas, definiéndose como elementos tipo área (Se recomienda modelarlos como Shell Thick). Los muros de los extremos de fachadas se conectan entre si considerando una unión rígida, por tanto, en el diseño de uniones se garantizara dicha particularidad. Estos elementos se consideran frágiles, por tanto, se emplean las consideraciones requeridas en el título A, en donde la carga símica se ve afecta por un factor de sobre resistencia. Se recomienda que los muros se consideren articulados en la base.
- Las uniones serán los elementos disipadores de energía producto de las cargas sísmicas, por tanto, en el diseño de gran parte de estos se empleará el factor R.
- Las cargas generadas (fuerzas y momentos) por el balcón fueron asignados sobre el entrepiso, por tal motivo, esta no fue considerada como un elemento físico en el modelo estructural.
- En la modelación no se discretizaron los elementos debido a que se realizó una evaluación de los resultados obtenidos con los elementos manteniendo su

tamaño real y otro realizando una división. En la figura siguiente se presenta el análisis realizado.

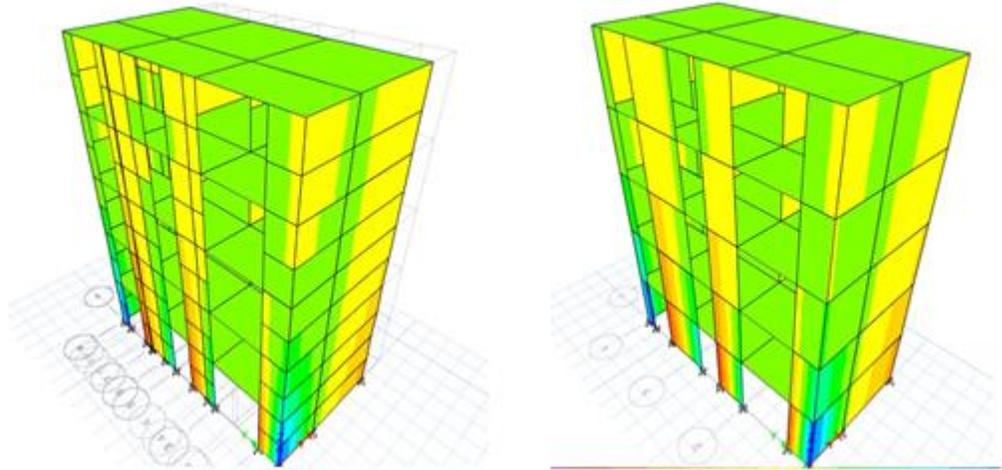


Figura 3.22 Resultados de modelos en ETABS con y sin discretizar

Producto del análisis se concluye que las variaciones entre ambos modelos no son significativas en términos de fuerzas internas, reacciones; por lo tanto, se modelará la edificación con las dimensiones reales de los muros.

- Las uniones entre muros de piso se consideraron rígidas, debido a que la configuración de la edificación (muros macizos en ambas direcciones) permiten garantizar que la diferencia entre los resultados considerando lo anterior e incorporando articulaciones de línea no representan cambios significativos en las fuerzas y momentos internos obtenidos.

En la Figura 3.23 se presenta la estructura modelada.

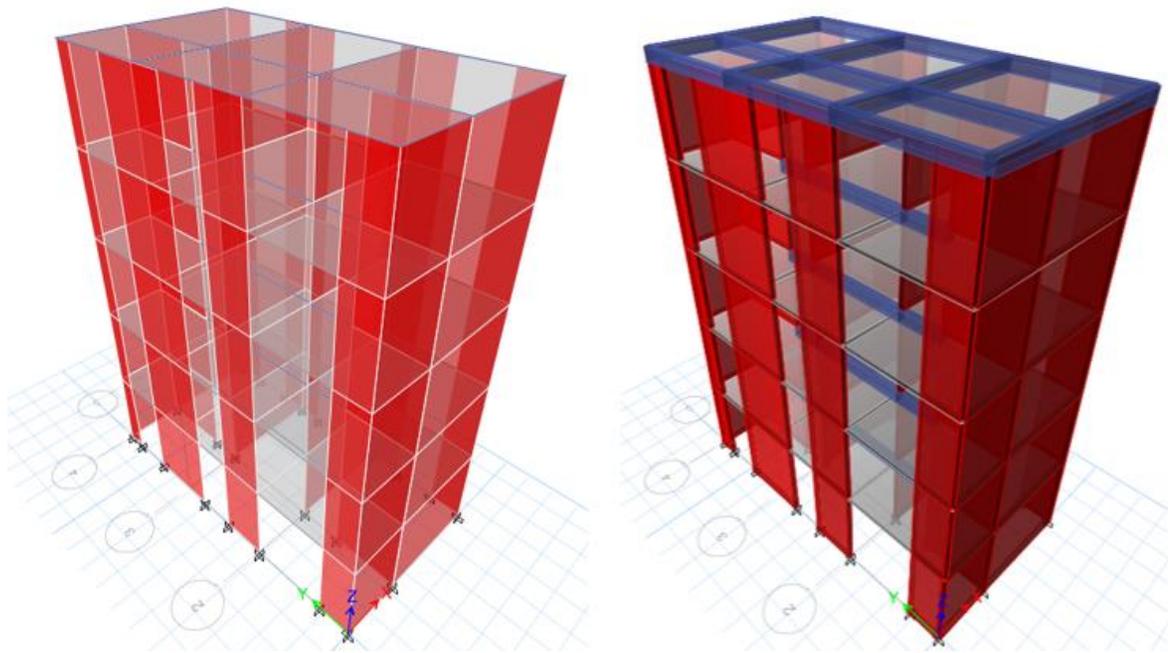


Figura 3.23 Modelo estructural - muros

Definidos los elementos estructurales y sus comportamientos se procedieron a asignar las cargas gravitacionales y laterales en la estructura.

La modelación fue un proceso iterativo, en el que se asignaron inicialmente paneles de muro de dimensión 14,3 cm y se verificaron lo siguiente parámetros:

- Periodo de la estructura y movimiento de los modos de la estructura.
- Derivas máximas
- Resistencia mayor que solicitaciones en cada uno de los elementos en CLT.

Posteriormente se realizó un proceso de optimización, que se mostrará en la siguiente sección.

En la modelación final, con las dimensiones y configuraciones definitivas de los elementos se obtuvo un periodo de la estructura (0,387 s) cumple con las disposiciones anteriormente descritas, es decir, T menor a 0,4 segundos.

Adicionalmente, para el último modelo, se verificaron las derivas de cada piso. Se hallaron con la siguiente ecuación:

$$Deriva = \sqrt{deriva X^2 + deriva Y^2}$$

Estos valores se encuentran con el modelo en ETABS utilizando la combinación de carga envolvente desplazamientos, en la que no se afecta la carga sísmica por R, ni sobre-resistencia.

En la siguiente tabla se muestran las derivas obtenidas en el edificio CLT:

Tabla 32 Derivas del edificio CLT

Piso	Deriva total (m)	Deriva total (mm)	% de la altura
Story5	3,E-03	2,66	0,0221%
Story5	3,E-03	2,70	0,0225%
Story4	4,E-03	3,78	0,0315%
Story4	4,E-03	3,83	0,0319%
Story3	5,E-03	4,52	0,0377%
Story3	5,E-03	4,57	0,0381%
Story2	4,E-03	4,40	0,0367%
Story2	4,E-03	4,43	0,0370%
Story1	2,E-03	1,76	0,0146%
Story1	2,E-03	1,76	0,0147%

Las derivas admisibles en cada piso según el IBC se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 33 Derivas límites en los edificios

Table 1		
Summary of Risk Category for Buildings and Other Structures		
Descriptions of IBC and ASCE 7 Risk Categories	Importance Factor for Seismic I_w	Allowable Story Drift ^{a,b} (% story height)
RISK CATEGORY I buildings represent a low hazard to human life in the event of failure, such as agricultural facilities and storage buildings.	1.0	2.0% – 2.5%
RISK CATEGORY II buildings are those not defined as Risk Category I, III or IV, which would include houses, apartment buildings, offices and stores.	1.0	2.0% – 2.5%
RISK CATEGORY III buildings represent a substantial hazard to human life, such as schools and assembly buildings with an occupant load greater than 300.	1.25	1.5% – 2.0%

Fuente: (AWC, 2015)

Se puede concluir que las derivas de cada piso cumplen con las mínimas admisibles, para una categoría de Riesgo II. Adicionalmente, cumplen con la NSR-10, ya que son menores del 1% de la altura.

En el ANEXO2_Resultados_ModeloTesis_Estructura se presentan los resultados de la modelación final.

3.2.6 Diseño de elementos estructurales en CLT

A partir de los resultados de la actividad anterior, se reevaluará la dimensión inicial (143 mm) de cada uno de los elementos, para que esta condición no constituya riesgos en la edificación y se realice un diseño óptimo.

Esto se chequeará mediante el diseño a flexión, cortante y carga axial y los que se indique la normativa utilizada, para diseño de los elementos estructurales en madera y verificando el cumplimiento de deformaciones laterales (derivadas) máximas de la norma y demás exigencias de los elementos. Para ello se obtendrán los resultados del modelo en sap2000, en el que, como se explicó, se pusieron todas las condiciones geométricas y de rigidez a flexión y cortante del material ortotrópico.

Se establecerá qué tipo de unión se debe utilizar según las cargas que demande la estructura y se diseñan cada una de estas conexiones, usando las fichas técnicas del proveedor Rothoblaas.

Se realiza el diseño de la cimentación de la estructura, según las teorías clásicas de fundaciones en las que se establece la profundidad de desplante, el tipo de cimentación y las dimensiones de la misma, el material y su resistencia mecánica. Se siguen las mismas metodologías usadas por la empresa que realizó el estudio de suelos y diseño de la cimentación TECNISUELOS.

3.2.6.1 Diseño de sistema de entrepiso

- **Flexión**

Los esfuerzos de momento solicitados en cada uno de los elementos (M_b) deben ser menores que la capacidad de momento del material ($F_b * S_{eff}$), siguiendo la siguiente ecuación:

$$M_b \leq F_b' * S_{eff}$$

La capacidad de momento fuera del plano es dada por el fabricante, y por tanto, solo se chequeará que el valor de momento en los entrepisos sea menor o igual que este valor. Más adelante se describe este procedimiento.

- **Cortante**

La fuerza cortante solicitada por cada uno de los entrepisos debe ser menor o igual a la capacidad a cortante del panel, la cual es dada por el fabricante y ya ha sido multiplicada por los factores de ajuste, según la siguiente ecuación:

$$V_{planar} \leq F'_v * \left(\frac{I_b}{Q}\right) eff$$

- **Rolling shear**

Corresponde al módulo de cortante que tienen las capas paralelas del elemento. Normalmente, se establece en la literatura americana que el esfuerzo cortante está entre 1/12 y 1/20 del módulo de elasticidad del elemento. En la siguiente figura (Figura 3.24) se ilustra la deformación por Rolling shear.

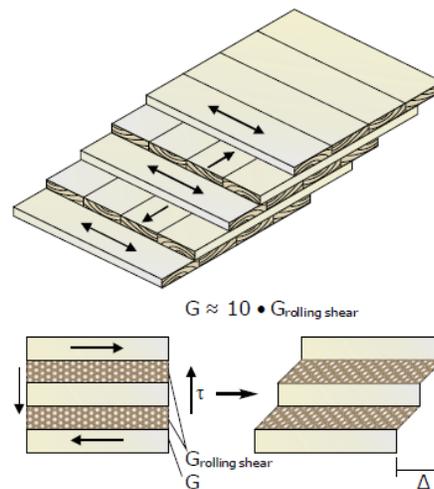


Figura 3.24. Deformación rolling shear en un panel de CLT de 5 capas

Fuente: (FPInnovations, Forest Products Laboratory, AWC, APA, WPC, 2013)

Es determinante verificar los límites de deformación Rolling Shear de los elementos.

- **Deflexiones en entrepiso**

Para una viga simplemente apoyada con carga distribuida, la deformación máxima se calcula como se muestra a continuación (AWC, 2018) :

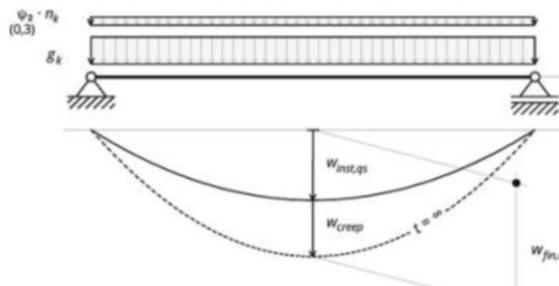


Figura 3.25. Deflexiones en un entrepiso simplemente apoyado con carga distribuida

Fuente: (IBC, 2015)

$$\Delta_{m\acute{a}xima} = Kcr * \Delta_{LT} + \Delta_{ST}$$

Donde,

- Δ_{LT} =deflexión inmediata debida a las cargas de diseño de larga duración (Peso propio y muerta no estructural)
- Δ_{ST} = deflexión debida a las cargas de corta o duración normal (menos de 10 años: viva y viva en techo)

- Kcr= factor que depende del tiempo de deformación permanente. Para CLT es 2.0 en condiciones de servicio secas, es decir, con contenido de humedad menores a 16%, lo cual aplica para la presente edificación, ya que la humedad de equilibrio es 12% (AIS, 2010).

La deflexión se halla con la contribución de los esfuerzos a flexión y a cortante así:

$$\Delta = \left(\frac{5}{384} * \frac{w * L^4}{EI_{eff}} \right) + \left(\frac{1}{8} * \frac{w * L^2 * k}{GA_{eff}} \right)$$

Donde,

- w= carga uniformemente distribuida sobre el entrepiso, según el caso
- L= longitud de la viga o losa de análisis
- K= Coeficiente de forma, que para una sección rectangular es 1,2
- Eeff=rigidez efectiva en flexión (dada por el fabricante Nordic Structurs)
- GAeff=rigidez efectiva de corte (dada por el fabricante Nordic Structurs)

- **Límites de deflexión en entrepiso:**

Según se muestra en la literatura, los límites de deflexiones dependen de la clase de deflexión (inmediata o permanente) y las condiciones en que se encuentre el entrepiso. Estos límites van a garantizar la integridad del material y la estética de la edificación.

Tabla 34 Límites de deformaciones

Límites Deformaciones - Universidad Valladolid (CTE)	
Deformaciones - Entrepiso doblemente apoyado	
Entrepiso: Integridad Elementos [L/300] (factor = 1/300)	0,003
Entrepiso: Confort Elementos [L/360] (factor = 1/300)	0,0027
Deformaciones - Entrepiso Voladizo	
Entrepiso: Integridad Elementos [L/150] (factor = 1/150)	0,0066
Entrepiso: Confort Elementos [L/360] (factor = 1/300)	0,0027

Fuente: (Universidad de Valladolid, 2013)

3.2.6.1.1 Dimensiones de los entrepisos

Según la metodología descrita para el diseño del entrepiso y en la sección de Modelación, se creó un archivo en Excel donde se modelaron cada uno de los entrepisos de la edificación, en total 4, los cuales se muestran en la siguiente figura:

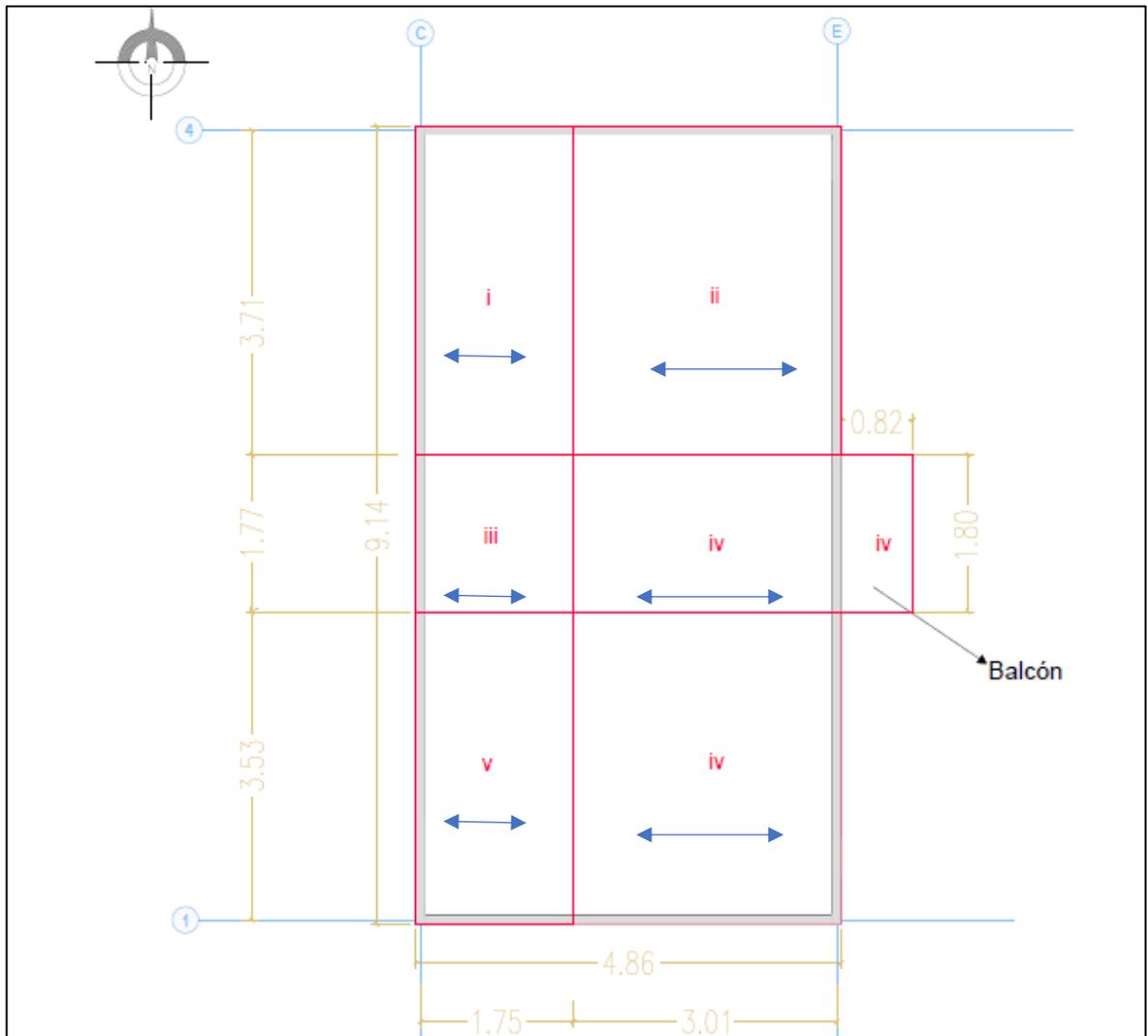


Figura 3.26. Entrepisos en CLT

Los entresijos 1, 3 y 4 se encuentran simplemente apoyados en ambos extremos y el entresijo 2 se encuentra simplemente apoyado y tiene un voladizo al lado derecho que corresponde al balcón (5), el cual fue modelado en SAP 2000.

Para determinar las dimensiones que debía tener el entresijo, se evaluaron las solicitaciones, tal que fueran menores que la resistencia y la deformación máxima fuera menor que los límites indicados; como fue explicado anteriormente. La resistencia se disminuyó con el coeficiente de duración de carga según el caso de carga (Muerta o D+L).

En el ANEXO 2 Diseño entresijo D y ANEXO 2 Cargas y diseño entresijo D+L se presenta este desarrollo.

Según esto, se obtuvo que todos los entrepisos debían tener un espesor en CLT de 10,5 cm, incluso el voladizo, con las propiedades y características de los paneles del proveedor Nordic Structurs. Debido a que con un espesor menor (89 mm), la deformación máxima no cumplía los límites permitidos.

Las propiedades definitivas de los entrepisos de 10,5 cm son las siguientes:

Figura 3.27 Propiedades de los entrepisos seleccionados

Piso de CLT de 5 capas de 105 mm		
	Dirección mayor	Dirección menor
Momento (N*m/m)	20127,2	711,68
Cortante (N/m)	21743,83202	7223,622047
EI_{eff}^* (N*m ² /m)	1,E+06	3,E+04
GA_{eff} (N/m)	7,E+06	9,E+06

Fuente: (Nordic Structurs, 2018)

3.2.6.2 Diseño de muros

Los muros CLT pueden tener tres tipos de solicitaciones, como se muestra en la Figura 3.25.

- Carga vertical (gravitacional) en su plano
- Carga lateral en el plano, proveniente de cargas dinámicas
- Carga lateral fuera del plano, proveniente de cargas dinámicas.

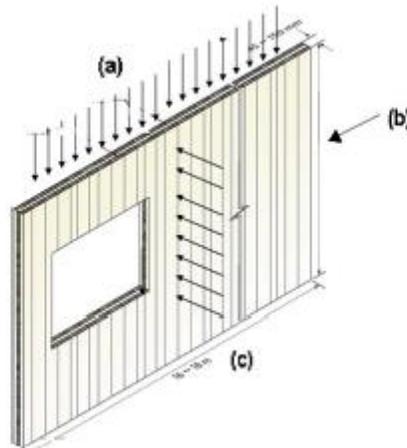
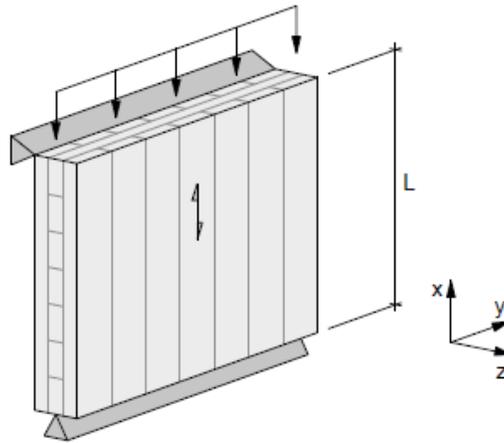


Figura 3.28. Cargas en los muros CLT

Fuente: (González, y otros, 2018)

Para soportar estas cargas solicitadas, la configuración más eficiente del panel es la siguiente (ver Figura 3.30):



Loading parallel to outermost layers

Figura 3.29. Configuración del panel CLT muros

Fuente: (Nordic Structurs, 2018)

Según lo anterior el diseño de los elementos se realizó de la siguiente manera:

- **Compresión o Tensión**

Para este caso se verificará que los esfuerzos a compresión o tensión en los muros sean menores que la resistencia a la compresión según la disposición de las capas, dada por el fabricante y con los factores de ajuste aplicados.

$$P \text{ o } T_{paralela} \leq F'_c * A_{paralela}$$

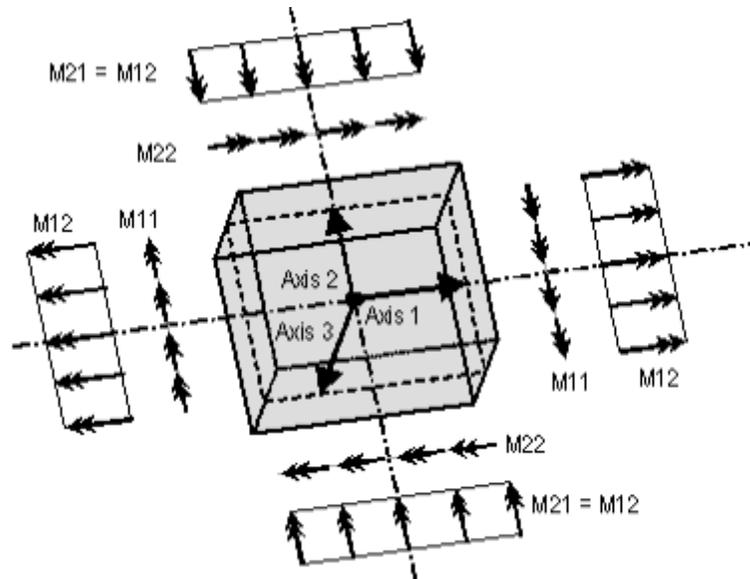
Las solicitaciones a compresión, paralelas al eje del plano del muro, siempre se compararán con la capacidad a compresión del elemento en su dirección principal.

- **Flexión**

Los momentos dentro y fuera del plano por metro de longitud de muro, deben ser menores a la resistencia a momento de los elementos CLT que se vayan a instalar. Los momentos solicitados son:

- El momento 11 (momento fuera del plano solicitado) debe ser menor que la capacidad a resistir momento del CLT en su dirección perpendicular (de menor capacidad).
- El momento 22 (momento que genera flexo-compresión en el plano) debe ser menor que la capacidad a resistir momento del CLT en su dirección paralela (de mayor capacidad).
- El momento 12 (momento torsor); no se evalúa, porque en el modelo ETABS, el muro no está aportando rigidez a torsión.

En la siguiente figura se ilustra la dirección de estos momentos y las caras donde actúan en el elemento:



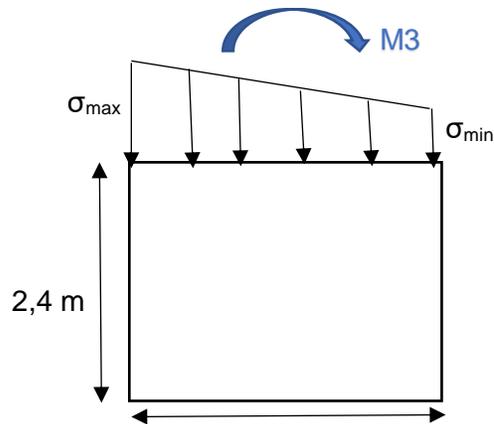
Note: All moments are moments per unit length acting on the mid-surface of the shell element. ETABS only reports the value of these moments at the shell element corner points.

Figura 3.30. Momentos solicitados en un elemento tipo

Fuente: (CSI America, 2019)

Para chequear que los muros resistan el momento en el plano que genera tracciones y compresiones, es necesario verificar que se cumpla la siguiente relación:

$$\text{Fuerza compresión máxima} \leq \text{Capacidad a compresión}$$



Como se puede ver en la figura anterior, el muro va a tener unas sollicitaciones a compresión generadas por el momento M_3 , por lo cual se deben verificar con la capacidad a compresión dada por el proveedor Nordic Stucturs.

$$\sigma_{max} = \frac{M * c}{I} = \frac{M * L/2}{b * L^3/12} = \frac{M * 6}{b * L^2} \left| \frac{kN}{m^2} \right|$$

Sin embargo, el proveedor da la capacidad a compresión en unidades de kN/m, por lo tanto la anterior ecuación se debe multiplicar por el ancho del elemento para obtener la fuerza a compresión solicitada del muro, por metro de longitud de este.

Por lo tanto,

$$Fuerza \text{ compresión máxima} = \frac{M * 6}{L^2} \left| \frac{kN}{m} \right|$$

Donde,

M= el momento 3 que se halla con ayuda del modelo de ETABS. A continuación se muestra:

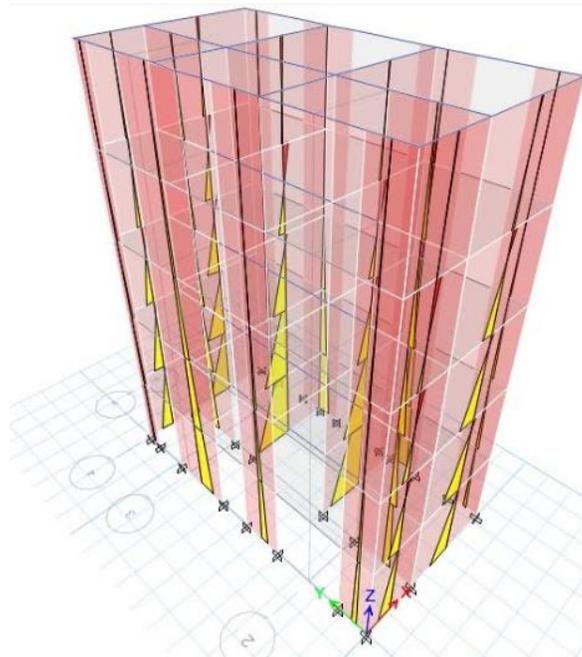


Figura 3.31 Momentos en el plano del muro

Estos momentos se hallan con la combinación de carga afectando el sismo con el factor de sobre resistencia.

Ver ANEXO 2 Diseño de elementos – Archivo verificación de muros SISMO – Hoja Momentos en el plano

- **Diseño a cortante**

Los cortantes solicitados dentro y fuera del plano del muro deben ser resistidos, así:

- El cortante F_{12} (corte en el plano del muro) se compara con la resistencia a cortante del muro en su dirección principal.
- El cortante V_{13} y V_{23} (corte fuera del plano del muro) se compara con la resistencia a cortante del muro en su dirección perpendicular (de menor capacidad).

A continuación, se ilustra la forma en que actúan estos cortantes en el muro:

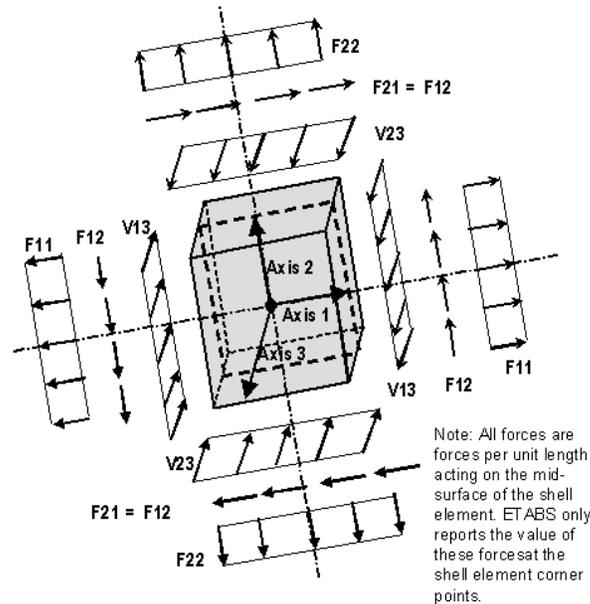


Figura 3.32. Fuerzas solicitadas en un elemento tipo área

Fuente: (CSI America, 2019)

- **Diseño a fuerzas laterales del edificio.**

3.2.6.2.1 Dimensiones de los muros

Según los aspectos explicados anteriormente, la especificación de los muros que cumplen con la capacidad y la rigidez del edificio; según las solicitaciones estructurales es:

Muros de 3 capas de 10,5 cm de espesor con las siguientes capacidades dadas por el proveedor Nordic Structures y con la madera explicada en la sección 3.1.2.

En el ANEXO 2 Cargas y diseño entrepiso D+L y ANEXO 2 Verificación muros SISMO se encuentra la verificación de muros frentes a los diferentes combos.

Tabla 35 Propiedades de los muros seleccionados en CLT

Muro de CLT de 3 capas de 105 mm		
	Dirección mayor	Dirección menor
Momento (kN*m/m)	20,1272	0,71168

Muro de CLT de 3 capas de 105 mm		
	Dirección mayor	Dirección menor
Cortante (kN/m)	21,74383202	7,223622047
Capacidad a compresión P0 (kN/m)	860,9973753	160,5249344
El_{eff} (N*m²/m)	1082717,333	29186,29333
GA_{eff} (N/m)	6712860,892	8901837,27
E (Pa)	4,443,E+09	1,198,E+08
G (Pa)	4,694,E+07	6,225,E+07

Fuente: (Nordic Structurs, 2018)

3.2.7 Diseño de uniones

Los tipos de uniones que se utilizan en CLT se resumen en la siguiente figura:

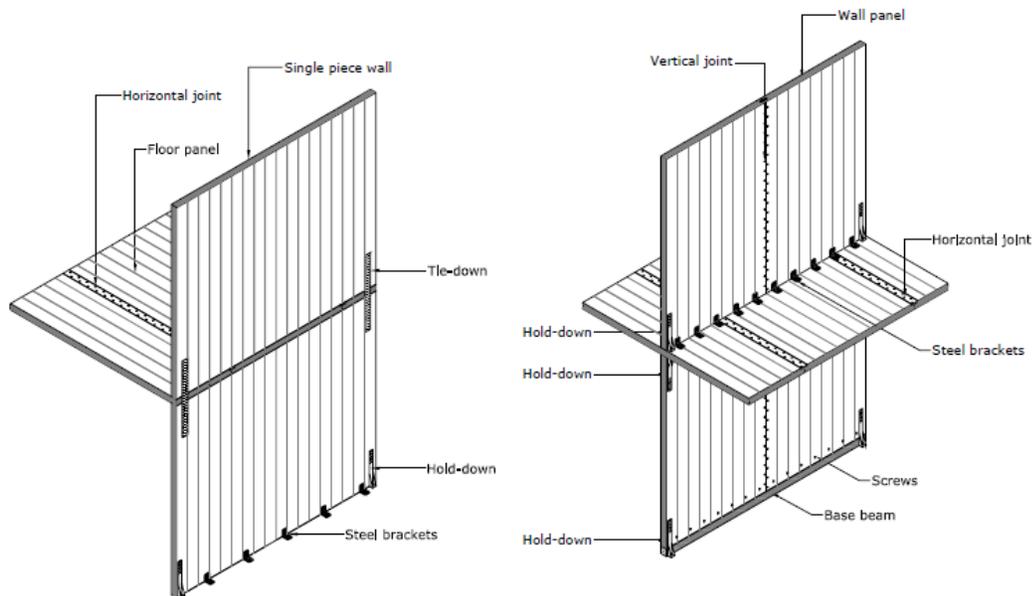


Figura 3.33. Uniones de los muros y entrepisos en CLT

Fuente: (Follesa M. , y otros, 2018)

Inicialmente, es importante conocer el nombre que se le asignó a cada muro y a cada entrepiso, ya que posteriormente se va a mencionar el tipo de unión asignado a cada muro y entrepiso, mencionando su nombre.

Los nombres de los 16 muros por piso se presentan en la siguiente figura:

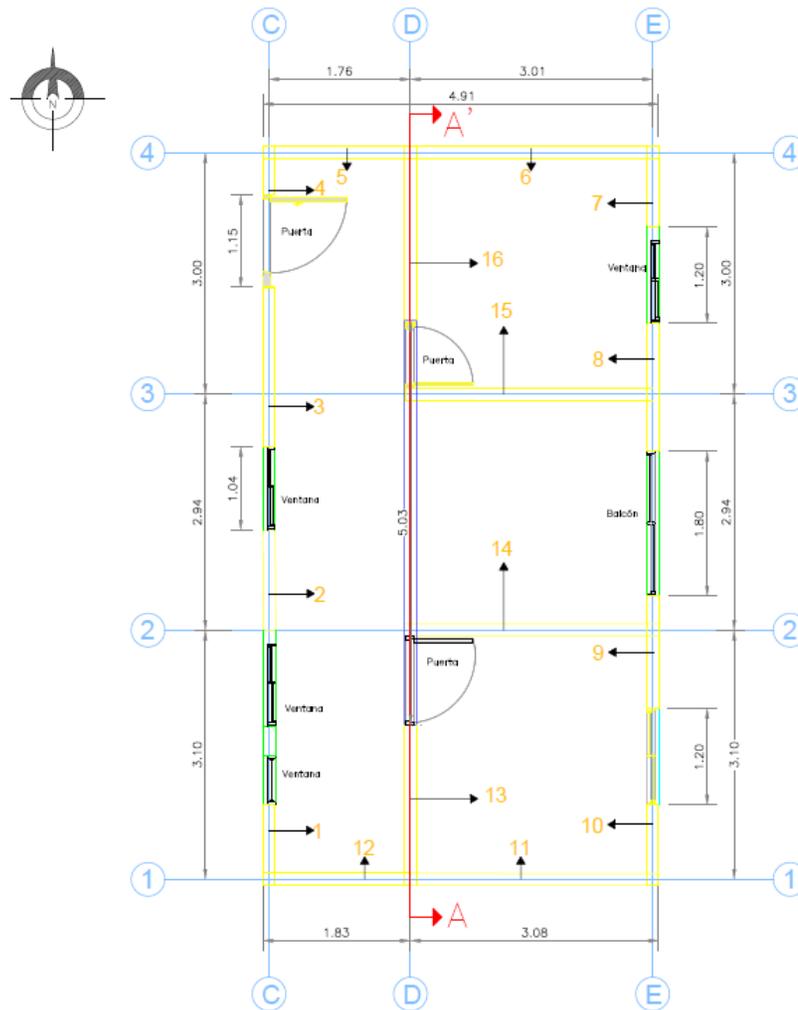


Figura 3.34 Nombre de los muros por piso – Vista en planta

Se nombrarán con una P delante del número correspondiente, es decir P1, P2, P3, P16 y los nombres permanecen igual al cambiar de piso. Las longitudes de los muros se muestran a continuación (cada uno tiene 2,4 m de altura):

Tabla 36 Longitudes de los muros del edificio CLT

Muro	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16
Longitud (m)	0,93	1,26	1,98	0,52	1,76	3,01	0,92	1,59	1,4	0,93	3,01	1,76	1,91	3,01	3,01	2,1

Los nombres de los entrepisos se muestran en la siguiente figura:

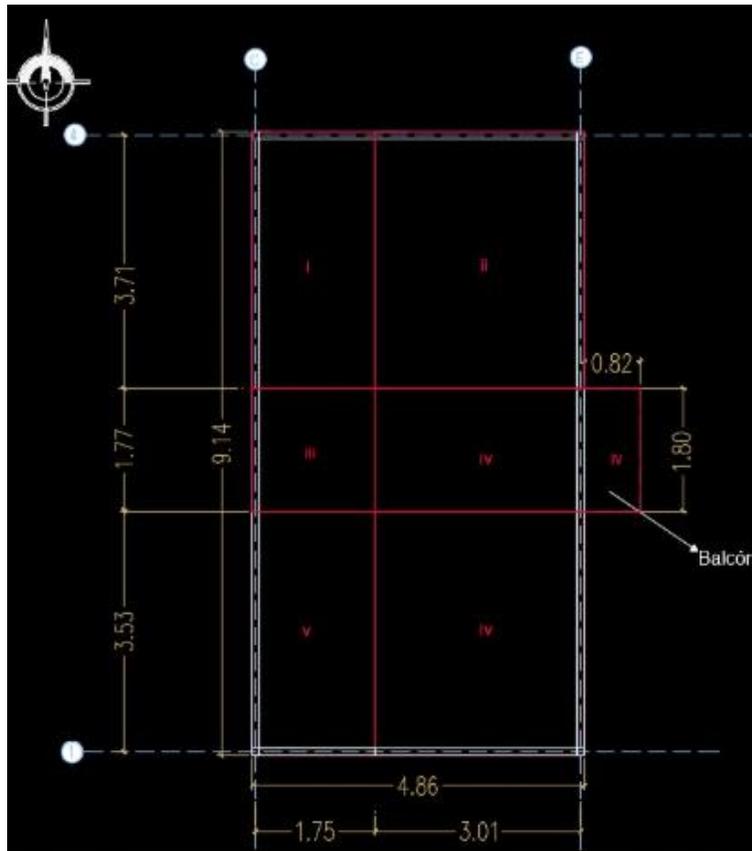


Figura 3.35 Nombre de los entrepisos por piso - Vista en planta

Como lo muestra la anterior figura, en total son 6 entrepisos (i, ii, iii, iv, v, vi), que se unen entre sí. Las dimensiones de estos entrepisos son:

Tabla 37 Dimensiones de los entrepisos

Entrepiso	Longitud (m)	Ancho (m)
1	3,71	1,75
2	3,71	3,01
3	1,8	1,75
4	1,8	3,01
5	3,53	1,75
6	3,53	3,01

Se van a diseñar dos grupos de uniones tradicionales, según se explicó en la sección 3.2.2 Análisis sísmico:

- **Primer grupo:** Las uniones encargadas de disipar la energía en un sismo, es decir, que alcanzan el rango plástico.
- **Segundo grupo:** El resto de las uniones que se encargan de garantizar la integridad del edificio y el comportamiento tipo caja.

3.2.7.1 Diseño primer grupo de uniones:

3.2.7.1.1 Screws/ Vertical joint:

Son las uniones verticales entre paneles de muros en los muros compuestos de más de un elemento. En el presente edificio se tienen dos uniones de este tipo en cada piso. Como se puede ver en la Figura 3.34 Nombre de los muros por piso – Vista en planta, corresponden a las uniones entre P12-P11 y P6-P5.

El ejemplo se muestra en la siguiente figura:

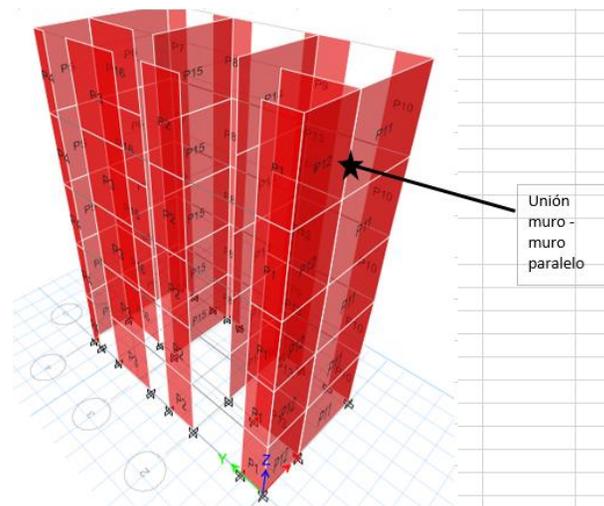


Figura 3.36 Ejemplo Unión Muro-Muro en el mismo plano

El tipo de unión propuesto para estos paneles es de la siguiente manera:

1. Mecanizar la madera en los extremos de los paneles para lograr una unión madera-madera, que transmita mejor las cargas de corte a la otra (tipo escalonado) y ensamblar los paneles más ágilmente en obra, como lo muestra la siguiente figura:

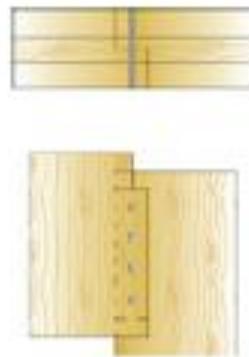


Figura 3.37. Mecanizado de la unión Muro- Muro en el mismo plano

Fuente: (FPInnovations, Forest Productos Laboratory, AWC, APA, WPC, 2013)

2. Instalar tornillos Rothoblaas tipo VGZ de rosca parcial, que resistan el cortante que les llega. Este cortante corresponde al máximo de las fuerzas a tracción o compresión de los paneles que se unen, producto de las fuerzas gravitacionales y laterales, así:

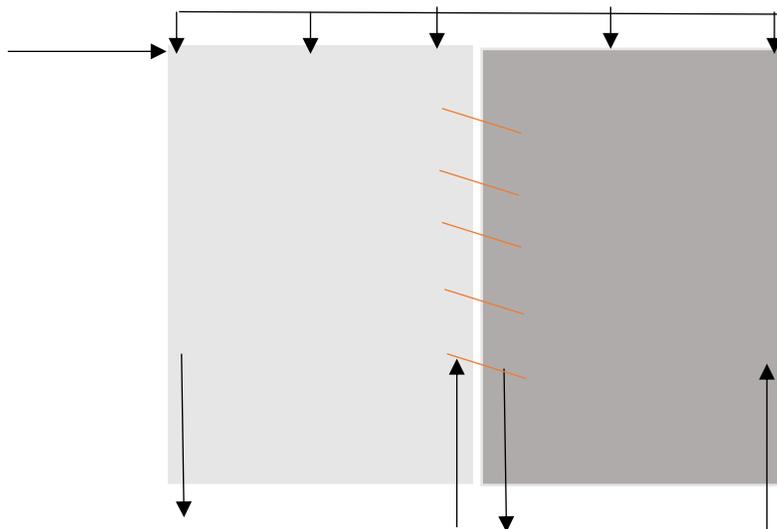


Figura 3.38 Solicitaciones para unión muro-muro paralelo

Para diseñar este tipo de unión, es decir, encontrar las dimensiones de los tornillos VGZ y cantidad óptima necesaria, con base en los catálogos de Rothoblaas, se deben seguir los siguientes pasos:

En el Anexo 5_ Solicitaciones Uniones, en la hoja Solicitación Muro-Muro II 2, se adjuntan las cargas de diseño que se van a tener en cuenta para este tipo de uniones. Para ello, se clasificaron las cargas en diferentes grupos, según rangos de magnitud. Posteriormente, se estableció un sistema de unión para cada uno de estos grupos y se les asignó cada sistema a las uniones correspondientes en cada piso, según su carga.

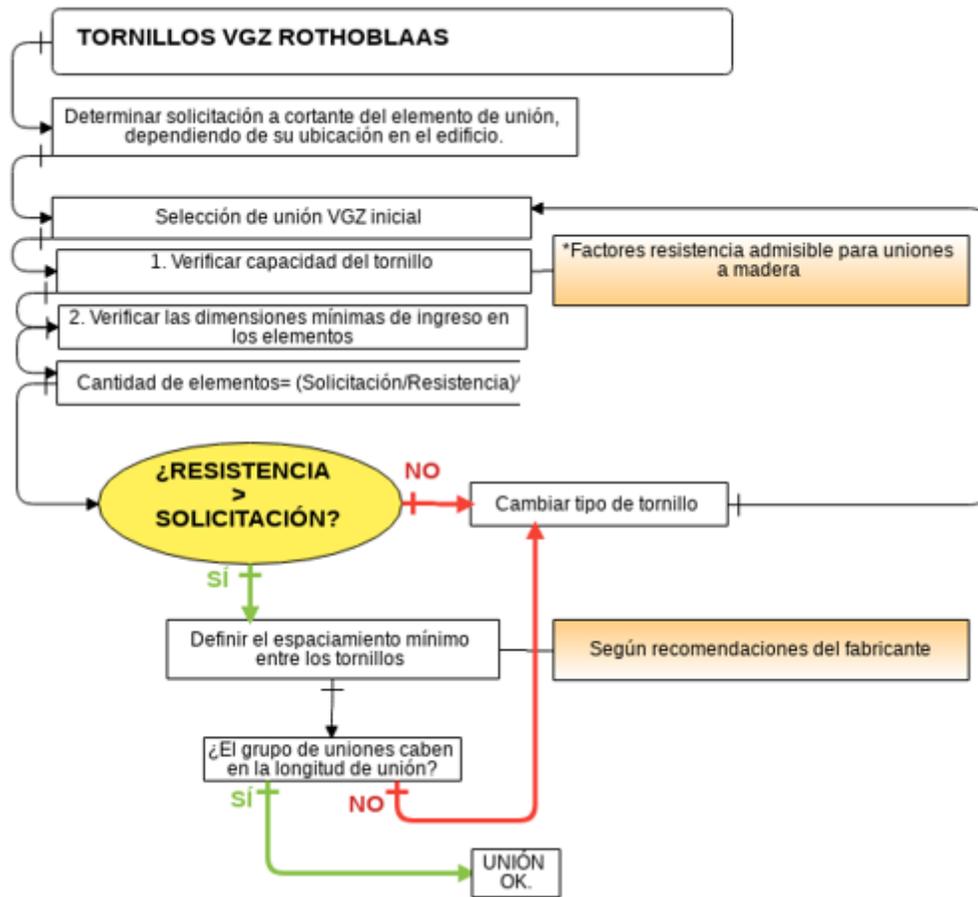


Figura 3.39 Metodología de diseño tornillos VGZ Rothoblaas

Fuente: elaboración propia

Los grupos de uniones se muestran a continuación.

Tabla 38 Grupos para tipo de Unión Muro-Muro Paralelo

Tipo Unión Muro/Muro //	Límite inferior Solicitación (kN)	Límite superior Solicitación (kN)
1	0	5
2	5	10
3	10	15
4	15	20
5	20	30

Según esta clasificación, las uniones Muro-Muro en el mismo plano, se van a diseñar para los siguientes tipos de unión:

Tabla 39 Solicitaciones de diseño para Uniones Muro-Muro Paralelo

Piso	Unión	Solicitud de diseño (kN)	Tipo Unión Muro/Muro //
5	P5-P6	2,36	1
4		7,00	2
3		12,04	3
2		17,08	4
1		21,44	5
5	P11-12	3,59	1
4		9,12	2
3		14,23	3
2		18,17	4
1		20,04	5

Las configuraciones de unión VGZ para cada uno de los grupos se pueden visualizar en la siguiente tabla:

Tabla 40 Configuración de uniones VGZ para cada grupo de unión muro-muro en el plano

Tipo	No. de grupos de tornillos, compuestos por 2 parejas de VGZ cruzados (4 tornillos cruzados, 2 en un sentido y otros 2 en el opuesto)	Tornillos totales a lo largo de los muros	Espaciamiento entre grupos de uniones -dos pares de VGZ.- (mm)	Descripción Unión (nombre de la unión; elemento de fijación; dimensiones elemento de fijación; cantidad de fijaciones)
1	1	4,00	2344,00	VGZ7220; ϕ 7,0mm, L=220mm, b=210mm;
2	2	8,00	1144,00	VGZ7220; ϕ 7,0mm, L=220mm, b=210mm;
3	2	8,00	1144,00	VGZ7220; ϕ 7,0mm, L=220mm, b=210mm;
4	3	12,00	744,00	VGZ7220; ϕ 7,0mm, L=220mm, b=210mm;
5	4	16,00	544,00	VGZ7220; ϕ 7,0mm, L=220mm, b=210mm;

Ver en el Anexo 5 Diseño_Uniones Hoja Uniones_Muro-Muro en zona de la edificación Muros Externos-Muros Externos el detalle de cómo se diseñaron estas configuraciones a partir de catálogo de Rothoblaas.

Ver en el Anexo 5 Detallado_Uniones, las diapositivas VGZ7220 Características y VGZ7220 Espaciamiento.

3.2.7.1.2 Steel brackets:

Son las uniones de corte entre muros superior e inferior y entre los muros y la cimentación.

En términos generales, la cortante que recibe un muro en su base debe ser resistida completamente por las uniones dispuestos a cortante, en este caso los angulares TITAN de Rothoblaas. La cantidad de angulares dependerá de la carga. La suma de la resistencia de los angulares (factorizada) deberá resistir la combinación de esfuerzos solicitantes a cortante en el plano. En la siguiente figura se ilustra:

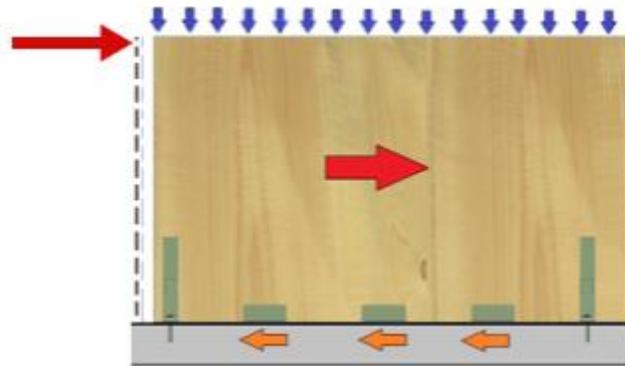


Figura 3.40. Uniones a cortante

Fuente: (Rothoblaas, 2019)

- **Unión Muro- Cimentación (madera-concreto) para resistir cortante:**

El tipo de unión propuesto para este caso es un angular de Rothoblaas:



Figura 3.41 Angular cortante Muro-Cimentación

Fuente: (Rothoblaas, 2019)

Para diseñar este tipo de unión, es decir, encontrar el tipo de angular TITAN + el anclaje + la arandela, cantidad óptima necesaria de angulares y su espaciamiento, con base en los catálogos de Rothoblaas, se siguieron los siguientes pasos:

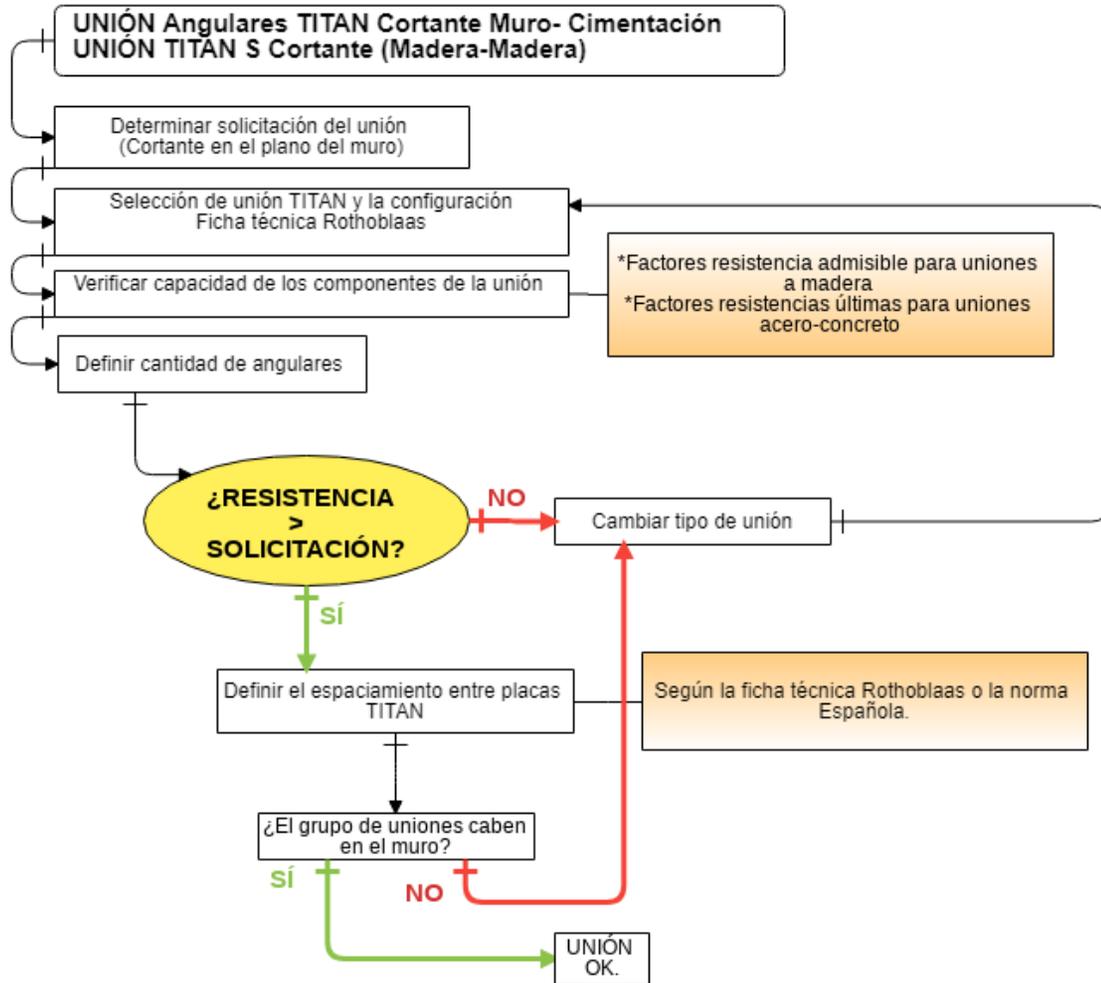


Figura 3.42 Metodología de diseño angulares a cortante TITAN y TITAN S

Fuente: elaboración propia

En el Anexo 5_ Solicitaciones Uniones, en la hoja Solicitaciones_Cortante, se adjuntan las cargas de diseño que se van a tener en cuenta para este tipo de uniones. Para diseñar esta unión se obtuvo el cortante total en el plano de cada uno de los muros del primer piso y se dividieron según su magnitud en los siguientes tipos:

Tabla 41 Grupos para tipo Cortante Muro-Cimentación

Tipo	Límite inferior Sollicitación (k.N)	Límite superior Sollicitación (k.N)
1	0	5

Tipo	Límite inferior Solicitud (k.N)	Límite superior Solicitud (k.N)
2	5	10
3	10	15
4	15	30

Según esta clasificación, los muros del primer piso se van a diseñar para los siguientes tipos de unión:

Tabla 42 Tipo de unión cortante Muro-Cimentación para cada muro

Muro	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16
Tipo	2	2	4	1	3	4	2	3	2	2	4	4	4	4	4	4

Las configuraciones de unión para cada uno de los grupos se pueden visualizar la siguiente tabla. La del elemento usado para la unión cortante muro-fundación es llamada TPC200.

Tabla 43 Configuración Muro-Cimentación Cortante

Tipo	No. de Uniones	Distancias entre Uniones (mm)	Distancia desde el borde (mm)	Profundidad anclaje en el hormigón (mm)	Descripción Unión (nombre de la unión; elemento de fijación; dimensiones elemento de fijación; cantidad de fijaciones; tipo de fijación; tipo de anclaje, dimensiones agujeros en hormigón; clase de acero)
1	1	120	120	240	TCP 200; Tornillos LBS; $\phi 5,0 \times 50$; 30 unidades en la madera; Anclaje químico VINYLPRO; M12 x 130 con 3 agujeros en hormigón; acero clase 5.8)
2	2	120	120	240	TCP 200; Tornillos LBS; $\phi 5,0 \times 50$; 30 unidades en la madera; Anclaje químico VINYLPRO; M12 x 130 con 3 agujeros en hormigón; acero clase 5.8)
3	4	120	120	240	TCP 200; Tornillos LBS; $\phi 5,0 \times 50$; 30 unidades en la madera; Anclaje químico VINYLPRO; M12 x 130 con 3 agujeros en hormigón; acero clase 5.8)
4	5	120	120	240	TCP 200; Tornillos LBS; $\phi 5,0 \times 50$; 30 unidades en la madera; Anclaje químico VINYLPRO; M12 x 130 con 3 agujeros en hormigón; acero clase 5.8)

Ver en el Anexo 5 Diseño_Uniones Hoja UnionCortante_Piso1-LosaFundac el detalle de cómo se diseñaron estas configuraciones a partir de catálogo de Rothoblaas.

Ver en el Anexo 5 Detallado_Uniones, las diapositivas TPC200 (Titan plate) – Características y TPC200 (Titan plate) – Espaciamientos.

- **Unión Muro – Piso (madera-madera) para resistir cortante:**

Para este tipo de unión se definió un angular similar, que se utiliza para madera-madera:



Figura 3.43 Angular cortante Muro-Piso

Fuente: (Rothoblaas, 2019)

La metodología para diseñar este tipo de unión, es decir, encontrar el tipo de angular TITAN S, el anclaje, la arandela, cantidad óptima necesaria de angulares y su espaciamiento, con base en los catálogos de Rothoblaas, fue similar a la de muro-cimentación mostrada en la Figura 3.42 Metodología de diseño angulares a cortante TITAN y TITAN S, pero en este caso se halló un elemento de anclaje para madera, tal que resistiera la sollicitación de diseño y se usaron los mismos tipos de sollicitación mostrados en la .

Los tipos de unión que se le va a asignar a cada muro en todo el edificio serán los siguientes:

Figura 3.44 Tipo de unión cortante Muro-Piso para cada muro

Muro	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16
Piso 2	2	2	4	1	3	4	2	3	2	2	4	4	4	4	4	4
Piso 3	1	1	3	1	3	4	1	2	2	2	4	3	4	4	4	4
Piso 4	1	1	2	1	2	4	1	1	1	1	4	2	4	3	3	4
Piso 5	1	1	1	1	1	2	1	1	1	1	2	1	3	1	1	3

Las configuraciones de unión para cada uno de los grupos se pueden visualizar la siguiente tabla. La del elemento usado para la unión cortante muro-piso es llamada TTS240.

Tabla 44 Configuración Muro-Piso Cortante

Tipo	No. de Uniones	Distancias entre Uniones (mm), definida por norma española	Descripción Unión (nombre de la unión; elemento de fijación; dimensiones elemento de fijación; cantidad de fijaciones)
1	1	56	TITAN TTS240; Tornillos HBS+; $\phi 8,0 \times 80$; 14 unidades en la cara que da contra el muro y otros 14 sobre la cara que da con el entrepiso.
2	1	56	TITAN TTS240; Tornillos HBS+; $\phi 8,0 \times 80$; 14 unidades en la cara que da contra el muro y otros 14 sobre la cara que da con el entrepiso.
3	2	56	TITAN TTS240; Tornillos HBS+; $\phi 8,0 \times 80$; 14 unidades en la cara que da contra el muro y otros 14 sobre la cara que da con el entrepiso.
4	3	56	TITAN TTS240; Tornillos HBS+; $\phi 8,0 \times 80$; 14 unidades en la cara que da contra el muro y otros 14 sobre la cara que da con el entrepiso.

Ver en el Anexo 5 Diseño_Uniones Hoja UnionCortante_MurosPisos el detalle de cómo se diseñaron estas configuraciones a partir de catálogo de Rothoblaas.

Ver en el Anexo 5 Detallado_Uniones, la diapositiva TITAN TTS240 - Características y Separación.

3.2.7.1.3 Hold-down/ Tie- down – WHT:

Son las uniones de tracción contra levantamiento colocadas en los extremos de los muros y en las aberturas de éstos.

El esfuerzo horizontal que actúa en la parte superior del muro genera una rotación de la misma, que depende de la propia altura (momento). Esta rotación se traduce en un esfuerzo de tracción y uno de compresión en los extremos del muro.

Para estimar la resistencia necesaria a tracción, se utiliza el momento solicitante que se obtiene a partir de la altura del muro (2,4 m) y el valor del esfuerzo en cada muro, colocando el centro de rotación en un extremo del muro.

Una vez determinado el momento, se determina la fuerza de tracción necesaria para contener la rotación (par de fuerzas). En la siguiente figura se muestra:

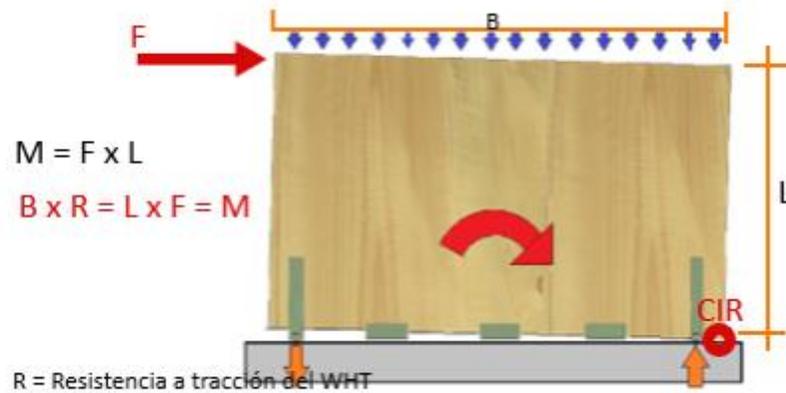


Figura 3.45. Uniones a tracción

Fuente: (Rothoblaas, 2019)

- **Tipo de unión tipo muro-cimentación (madera- concreto) para resistir tracción:**

El tipo de unión propuesto para este caso es un angular de Rothoblaas:



Figura 3.46 Angular para empalme a tracción WHT

Fuente: (Rothoblaas, 2019)

La metodología para diseñar este tipo de unión, es decir, encontrar el tipo de angular WHT + el anclaje + la arandela, cantidad óptima necesaria de angulares y su espaciamiento, con base en los catálogos de Rothoblaas, se describe a continuación:

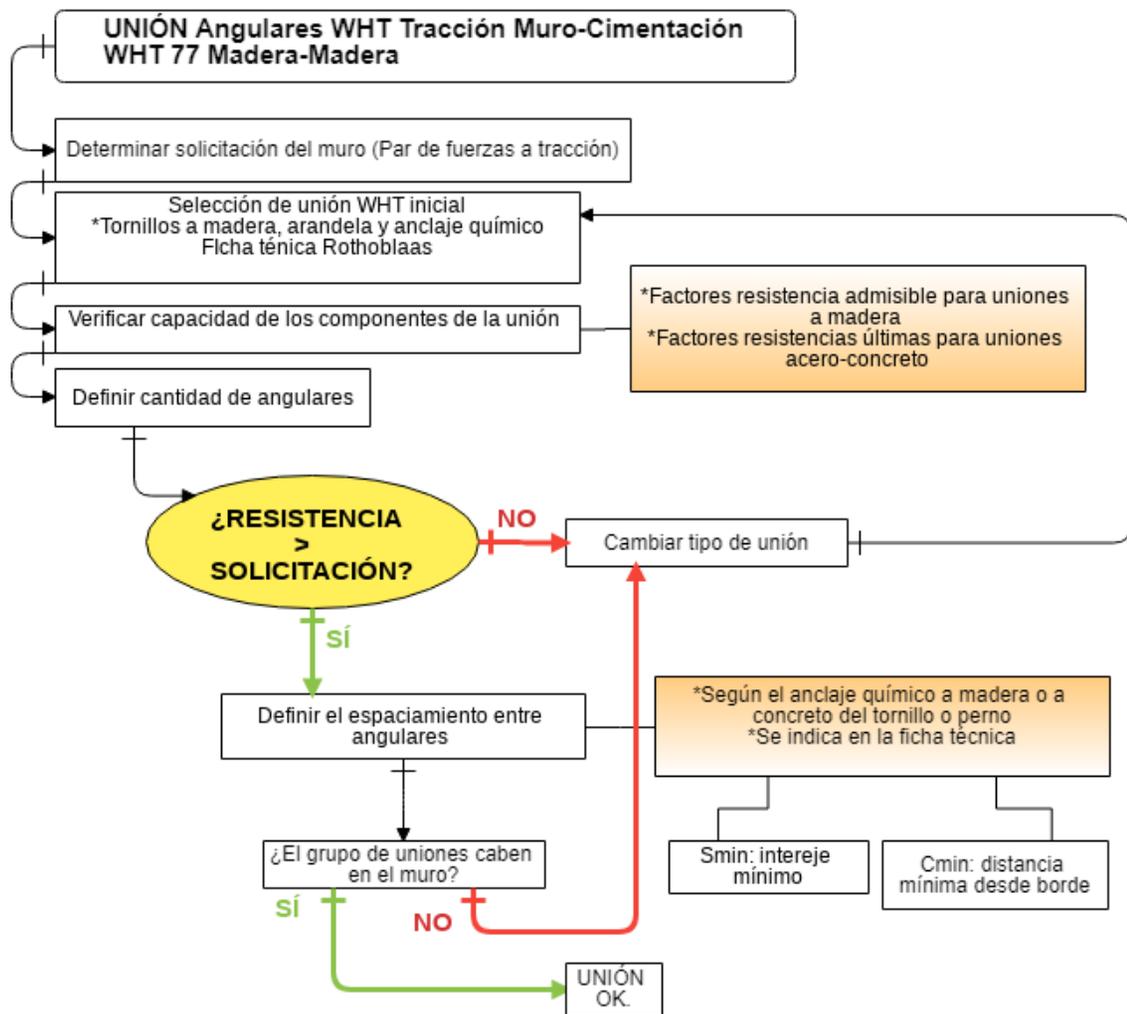


Figura 3.47 Metodología de diseño de angulares a tracción WHT

Fuente: elaboración propia

En el Anexo 5_ Solicitaciones Uniones, en la hoja Solicitaciones_Traccion, se adjuntan las cargas de diseño que se van a tener en cuenta para este tipo de uniones.

Para diseñar esta unión, se halló el par de fuerzas generado por el momento M2, que es el que se encuentra en el plano de cada uno de los muros del primer piso. Este momento es positivo y negativo en algún momento, por tanto, ambos extremos del muro van a estar sometidos a tracción con una magnitud similar, según la combinación de carga y la dirección del sismo, por lo que deben tener el mismo sistema de unión a tracción a ambos extremos del muro.

Las fuerzas a tracción se dividieron según su magnitud en los siguientes tipos:

Tabla 45 Grupos para tipo Tracción Muro-Cimentación

Tipo	Límite inferior Solicitud (kN)	Límite superior Solicitud (kN)
1	0	15
2	15	24
3	24	50
4	50	70

Fuente: (Rothoblaas, 2019)

Según esta clasificación, los muros del primer piso se van a diseñar para los siguientes tipos de unión a tracción:

Tabla 46 Tipo de unión Tracción Muro-Cimentación para cada extremo de los muros en el piso 1

Muro	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16
Tipo																
Piso 1	3	3	4	1	2	2	3	4	4	3	2	2	3	3	3	3

Las configuraciones de unión para cada uno de los grupos se pueden visualizar la siguiente tabla. La el elemento usado para la unión tracción muro-cimentación es llamada Angulares WHT.

Tabla 47 Configuración Muro Cimentación Tracción

Tipo	No. de Uniones en la cara a tracción	Espaciamiento entre uniones y del borde del muro (mm)	Profundidad anclaje en el hormigon (mm)	Descripción Unión (nombre de la unión; elemento de fijación; dimensiones elemento de fijación; cantidad de fijaciones; tipo de fijacion; clase de arandela; tipo de anclaje)
1	1	120	240	WHT620; Tornillos LBS; $\phi 5,0 \times 50$; 55 unidades; fijación total; arandela WHTBS70; Anclaje Vinylpro M20 x 240; M20);
2	1	200	400	WHT740, Tornillos LBS, $\phi 5,0 \times 50$; 75 unidades; fijación total; arandela WHBTBS130; VINYLPRO M27 X 400
3	2	200	400	WHT740, Tornillos LBS, $\phi 5,0 \times 50$; 75 unidades; fijación total; arandela WHBTBS130; VINYLPRO M27 X 401
4	3	200	400	WHT740, Tornillos LBS, $\phi 5,0 \times 50$; 75 unidades; fijación total; arandela WHBTBS130; VINYLPRO M27 X 402

Ver en el Anexo 5 Diseño_Uniones Hoja UnionTraccion_Piso1-Fundacion el detalle de cómo se diseñaron estas configuraciones a partir de catálogo de Rothoblaas.

Ver en el Anexo 5 Detallado_Uniones, la diapositiva WHT620 – Características y WHT620 – Separación.

- **Tipo de unión tipo muro-losa-muro externos para resistir tracción:**

El tipo de unión propuesto para este caso es un angular de Rothoblaas:



Figura 3.48 Angular para tracción madera-madera externo LBV

Fuente: (Rothoblaas, 2019)

Este tipo de unión a tracción será usado para los muros externos de la edificación, es decir, los llamados: P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9, P10, P11 y P12.

La metodología para diseñar este tipo de unión, es decir, encontrar el tipo de placa LBV+ clavos o tornillos, cantidad óptima necesaria de placas y su espaciamiento, con base en los catálogos de Rothoblaas, se describe a continuación:

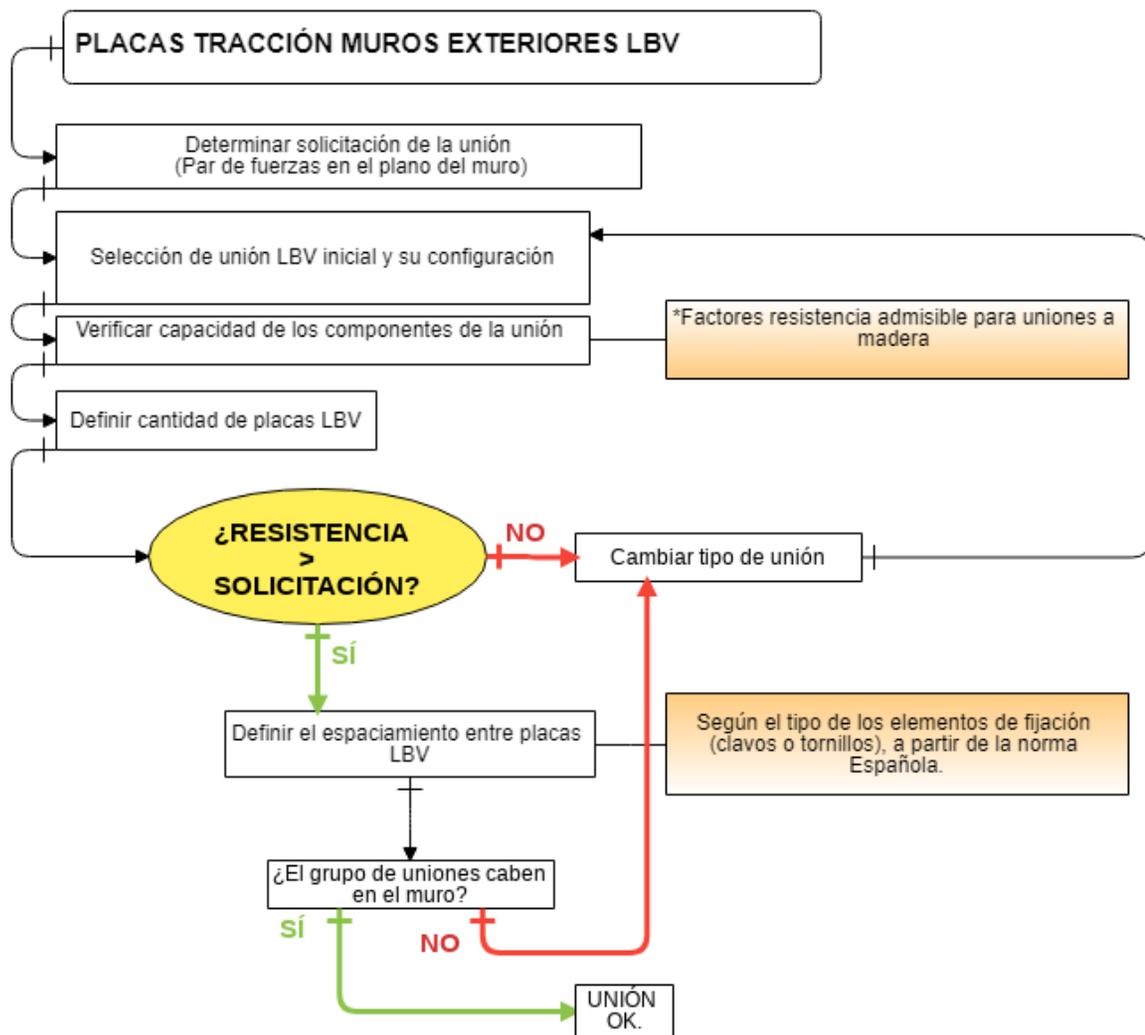


Figura 3.49 Metodología de diseño placa LBV

Fuente: elaboración propia

- **Tipo de unión tipo muro-loza-muro internos para resistir tracción:**

El tipo de unión propuesto para este caso es un angular de Rothoblaas:



Figura 3.50 Angular para tracción madera-madera interno

Fuente: (Rothoblaas, 2019)

Este tipo de unión a tracción será usado para los muros internos de la edificación, es decir, los llamados: P13, P14, P15 y P16.

La metodología para diseñar este tipo de unión, es decir, encontrar el tipo de angular WHT+ el anclaje + la arandela, cantidad óptima necesaria de angulares y su espaciamiento, con base en los catálogos de Rothoblaas, es similar al descrito en la Figura 3.47 Metodología de diseño de angulares a tracción WHT, pero el anclaje y la arandela será para madera.

En el Anexo 5_ Solicitaciones Uniones, en la hoja Solicitaciones_Traccion, se adjuntan las cargas de diseño que se van a tener en cuenta para este tipo de uniones, incluyendo muros internos y externos.

Para diseñar esta unión, se halló el par de fuerzas generado por el momento M_2 , que es el que se encuentra en el plano de cada uno de los muros externos de los pisos 2 a 5. Este momento es positivo y negativo en algún momento, por tanto, ambos extremos del muro van a estar sometidos a tracción con una magnitud similar, según la combinación de carga y la dirección del sismo, por lo que deben tener el mismo sistema de unión a tracción a ambos extremos del muro.

Las fuerzas a tracción se dividieron según su magnitud en los siguientes tipos:

Tabla 48 Grupos para tipo Tracción Muro-Muro Externos

Tipo	Límite inferior Solicitación (kN)	Límite superior Solicitación (kN)
1	0	15
2	15	24
3	24	50
4	50	70

Según esta clasificación, los muros se van a diseñar para los siguientes tipos de unión a tracción, desde el piso 2 hasta el piso 5, según aplique (muro externo o interno):

Tabla 49 Tipo de unión Tracción Muro-Muro para cada extremo de los muros

Muro	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16
Piso 2	2	3	3	1	2	2	2	3	3	2	2	2	3	3	3	3
Piso 3	2	1	2	1	1	1	1	2	1	1	1	1	2	2	2	2
Piso 4	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Piso 5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Las configuraciones de unión tracción muro-cimentación para cada uno de los grupos son las siguientes:

- **Para LBV:**

Las configuraciones de unión para cada uno de los grupos se pueden visualizar la siguiente tabla.

Tabla 50. Configuración Muro- Muro externo tracción

Elemento Unión	Tipo	No. de Uniones en la cara a tracción	Distancias entre placas (mm)	Descripción
LBV100500; LBV140400; LBV24012000; LBV2801200	1	1	28	LBV 2,0 mm; B=100 mm; s=2,0 mm; 5 agujeros área neta; H=500mm; 125 unidades tornillos o clavos
	2	1	28	LBV 2,0 mm; B=140 mm; s=2,0 mm; 7 agujeros área neta; H=400mm; 140 unidades de tornillos o clavos
	3	1	28	LBV 2,0 mm; B=240 mm; s=2,0 mm; 12 agujeros área neta; H=1200 mm; 720 unidades de tornillos o clavos
	4	1	28	LBV 2,0 mm; B=280 mm; s=2,0 mm; 14 agujeros área neta; H=1200 mm; 840 unidades de clavos o tornillos

Ver en el Anexo 5 Diseño_Uniones Hoja UnionTraccion_MurosExteriores el detalle de cómo se diseñaron estas configuraciones a partir de catálogo de Rothoblaas.

Ver en el Anexo 5 Detallado_Uniones, las diapositivas LBV 2,0 mm Características y LBV Espaciamento.

- **Para WHT madera-madera:**

Las configuraciones de unión para cada uno de los grupos se pueden visualizar la siguiente tabla. La el elemento usado para la unión tracción muro-cimentación es llamada Angulares WHT.

Tabla 51. Configuración muro interno tracción

Tipo	No. de Uniones en la cara a tracción	Distancias entre Uniones (mm), definida norma española	Descripción Unión (nombre de la unión; elemento de fijación; dimensiones elemento de fijación; cantidad de uniones; tipo de fijación; clase de arandela; tipo de anclaje)
1	1	100	WHT620; Tornillos LBS; $\phi 5,0 \times 50$; 55 unidades; fijación total; arandela WHTBS70; Anclaje Vinylpro M20 x 240; M20);
2	1	100	WHT740, Tornillos LBS, $\phi 5,0 \times 50$; 75 unidades; fijación total; arandela WHBTBS130; VINYLPRO M27 X 400
3	2	100	WHT740, Tornillos LBS, $\phi 5,0 \times 50$; 75 unidades; fijación total; arandela WHBTBS130; VINYLPRO M27 X 401
4	3	100	WHT740, Tornillos LBS, $\phi 5,0 \times 50$; 75 unidades; fijación total; arandela WHBTBS130; VINYLPRO M27 X 402

Ver en el Anexo 5 Diseño_Uniones Hoja UnionTraccion_MurosInteriores el detalle de cómo se diseñaron estas configuraciones a partir de catálogo de Rothoblaas.

Ver en el Anexo 5 Detallado_Uniones, las diapositivas WHT/WHT XLL - Características unión madera-madera y WHT/WHT XLL - Separación entre uniones.

3.2.7.2 Diseño segundo grupo de uniones:

3.2.7.2.1 Horizontal joint

Son las uniones entre paneles de piso adyacentes para evitar el deslizamiento relativo y asegurar un comportamiento rígido en el plano.

En el edificio en análisis se encuentran siete (7) tipos de estas uniones por piso. Se ilustran en la siguiente figura:

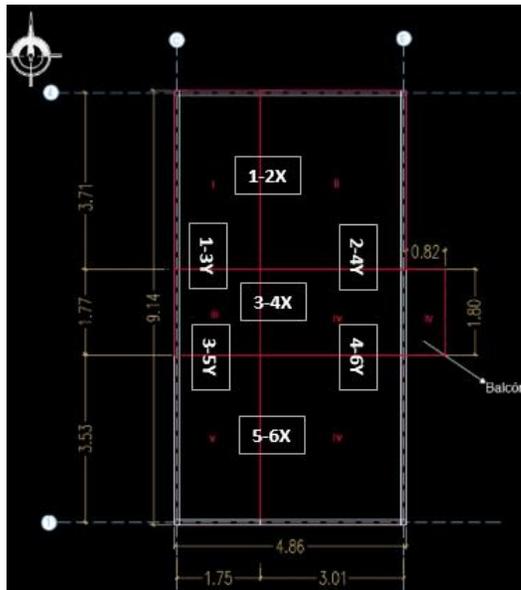


Figura 3.51 Uniones tipo piso-piso en el mismo plano

El tipo de unión propuesto para este caso es:

1. Mecanizar la madera de tal manera que los paneles de piso en el mismo plano se unan de manera escalonada y no paralela, similar a la unión de muros paralelo y así transmitir mejor el cortante y ensamblar los paneles más ágilmente en obra, como se muestra en la siguiente figura:



Figura 3.52 Unión escalonada piso-piso en el mismo plano

Fuente: (FPInnovations, Forest Products Laboratory, AWC, APA, WPC, 2013)

2. Unión mecánica entre los paneles con tornillo de Rothoblaas VGZ:



DESCRIPCIÓN DEL PRODUCTO

Conector oculto todo rosca autoperforante para madera con galvanización, sin cromo hexavalente.
 Utilización en clase de servicio 1 y 2 (EN 1995: 2008).
 Empleo para madera maciza, madera laminar, X-Lam, paneles a base de madera (ej. OSB).

Figura 3.53 Tornillo VGZ para uniones piso-piso

Fuente: (Rothoblaas, 2019)

Para el diseño de esta unión, se consideraron las cargas cortantes que actuaban lateralmente en la dirección X y en la dirección Y, que son las que generan desplazamiento relativo entre los paneles y por tanto, cortante en los tornillos, como se ilustra en la siguiente figura:

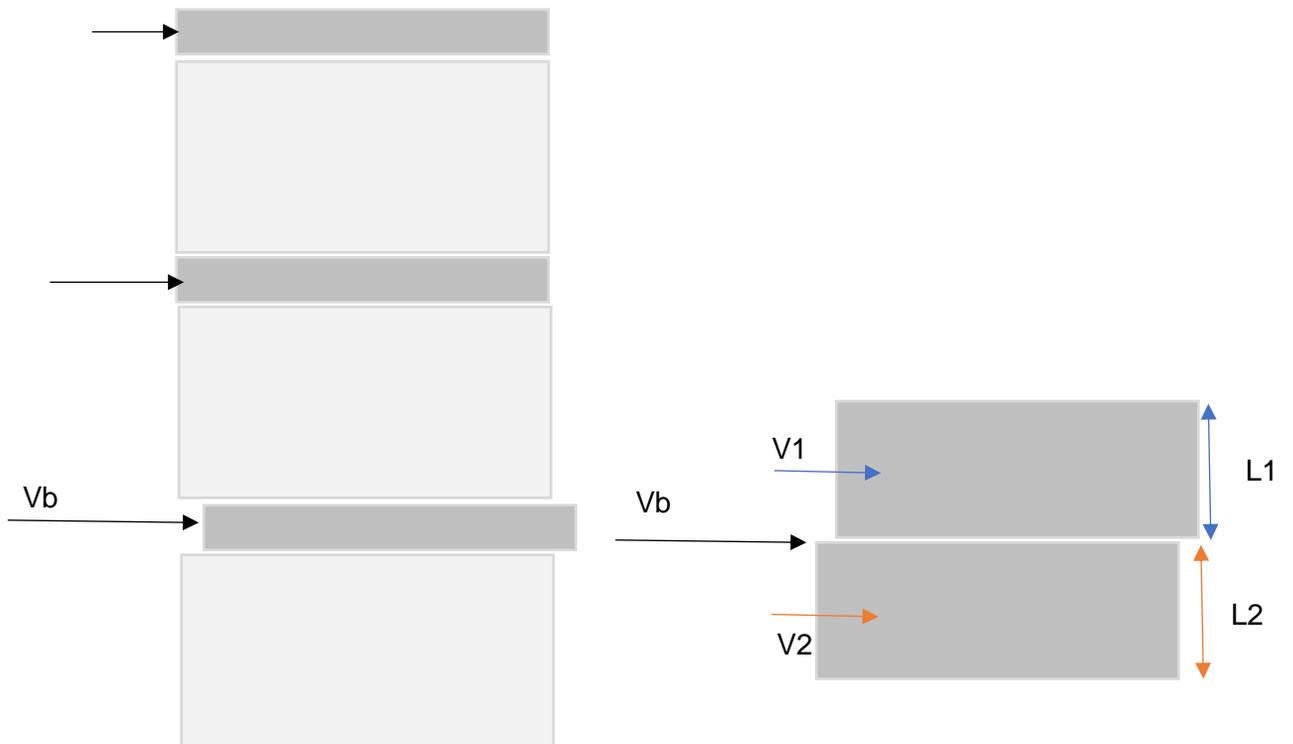


Figura 3.54 Fuerzas de diseño para uniones piso-piso en el mismo plano

Por lo tanto, el conjunto de tornillos VGZ debe estar en la capacidad de resistir ese cortante a lo largo de la unión, para evitar el desplazamiento relativo entre los paneles de piso.

En el Anexo 5_ Solicitaciones Uniones, en la hoja Solicitación Piso-Piso X y Y, se adjuntan las cargas de diseño que se van a tener en cuenta para este tipo de uniones.

Según esto, las solicitaciones que se van a tener en el eje de las uniones 1-2X, 3-4X y 4-5X, mostradas en la Figura 3.51 Uniones tipo piso-piso en el mismo plano son las siguientes:

Tabla 52 Solicitaciones unión piso-piso en el largo 9,04 m

Piso	En una longitud de 9,04 m la carga es (kN)
5	13,45
4	50,80
3	78,81
2	97,48
1	107,33

Por otro lado, las solicitaciones que se van a tener en las uniones en las juntas 1-3Y y 2-4Y y en las juntas 3-5Y y 4-6Y son las siguientes:

Tabla 53 Solicitaciones unión piso-piso en el largo 4,76 m

Piso	1-3Y y 2-4Y	4-6Y y 3-5Y
	En una longitud de 4,76 m	En una longitud de 4,76 m
5	8,73	8,31
4	32,97	31,37
3	51,15	48,67
2	63,27	60,20
1	69,66	66,28

Para definir las configuraciones de unión PISO-PISO, también se dividieron por grupos, según la solicitación a cortante del tornillo VGZ y según la longitud disponible para colocar los tornillos, como se muestra a continuación:

Para las uniones que se encuentran en una longitud de 9,04, los grupos y la configuración de uniones es la siguiente:

Tabla 54 Grupos unión piso-piso en la longitud 9,4 m

Tipo	Solicitud - Límite inferior (kN)	Solicitud - Límite Superior (kN)	Distancia para colocar las uniones, altura muros (mm)
1.1	0	10	9040
1.2	10	35	9040
1.3	35	50	9040
1.4	50	60	9040
1.5	60	70	9040
1.6	70	108	9040

Tabla 55 Configuración Grupos unión piso-piso en la longitud 9,4 m

Tipo	No. de grupos de tornillos, compuestos por 2 parejas de VGZ cruzados (4 tornillos cruzados, 2 en un sentido y otros 2 en el opuesto)	Tornillos totales a lo largo de los muros	Espaciamiento entre grupos de uniones - dos pares de VGZ.- (mm)	Descripción Unión (nombre de la unión; elemento de fijación; dimensiones elemento de fijación; cantidad de fijaciones)
1.1	2	8	4464	VGZ7220; ϕ 7,0mm, L=220mm, b=210mm;
1.2	4	16	2204	VGZ7220; ϕ 7,0mm, L=220mm, b=210mm;
1.3	6	24	1450,666667	VGZ7220; ϕ 7,0mm, L=220mm, b=210mm;
1.4	7	28	1235,428571	VGZ7220; ϕ 7,0mm, L=220mm, b=210mm;
1.5	8	32	1074	VGZ7220; ϕ 7,0mm, L=220mm, b=210mm;
1.6	12	48	697,3333333	VGZ7220; ϕ 7,0mm, L=220mm, b=210mm;

Para las uniones que se encuentran en una longitud de 4,76m, los grupos y la configuración de uniones es la siguiente:

Tabla 56 Grupos unión piso-piso en la longitud 4,76 m

Tipo	Solicitud - Límite inferior (kN)	Solicitud - Límite Superior (kN)	Distancia para colocar las uniones, altura muros (mm)
2.1	0	10	4760
2.2	10	35	4760
2.3	35	50	4760
2.4	50	60	4760
2.5	60	70	4760
2.6	70	108	4760

Tabla 57. Configuración Grupos unión piso-piso en la longitud 9,4 m

Tipo	No. de grupos de tornillos, compuestos por 2 parejas de VGZ cruzados (4 tornillos cruzados, 2 en un sentido y otros 2 en el opuesto)	Tornillos totales a lo largo de los muros	Espaciamiento entre grupos de uniones - dos pares de VGZ.- (mm)	Descripción Unión (nombre de la unión; elemento de fijación; dimensiones elemento de fijación; cantidad de fijaciones)
2.1	2	8	2324	VGZ7220; ϕ 7,0mm, L=220mm, b=210mm;
2.2	4	16	1134	VGZ7220; ϕ 7,0mm, L=220mm, b=210mm;
2.3	6	24	737,3333333	VGZ7220; ϕ 7,0mm, L=220mm, b=210mm;
2.4	7	28	624,0	VGZ7220; ϕ 7,0mm, L=220mm, b=210mm;
2.5	8	32	539	VGZ7220; ϕ 7,0mm, L=220mm, b=210mm;
2.6	12	48	340,6666667	VGZ7220; ϕ 7,0mm, L=220mm, b=210mm;

Ver en el Anexo 5 Diseño_Uniones Hoja UnionesPiso_Piso el detalle de cómo se diseñaron estas configuraciones a partir de catálogo de Rothoblaas.

Ver en el Anexo 5 Detallado_Uniones, las diapositivas VGZ7220 – Características y VGZ7220 – Espaciamiento.

3.2.7.2.2 Uniones perpendiculares en las esquinas de los muros

Son las uniones entre muros perpendiculares, particularmente en las esquinas del edificio que asegura la estabilidad de los muros y de la caja “CLT”.

En el edificio se tienen cuatro por piso:

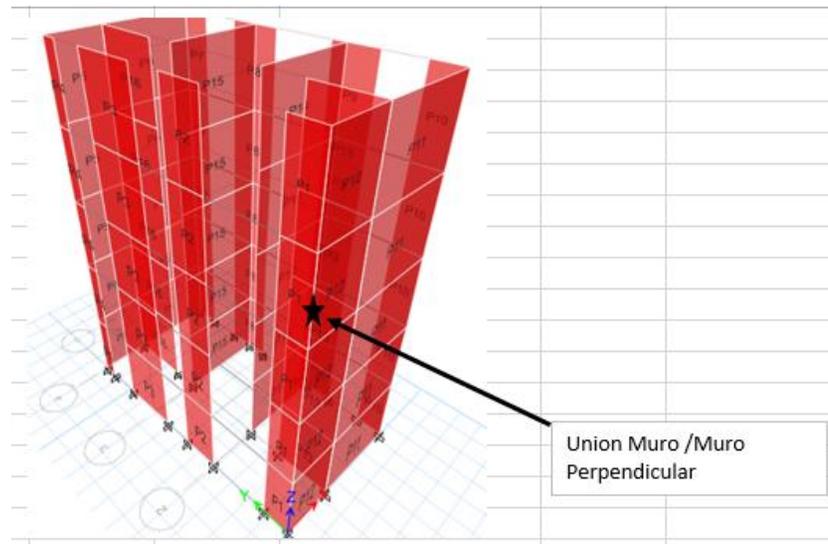


Figura 3.55 Unión muro-muro esquina

Se recomienda usar tornillo VGZ para este tipo de unión.

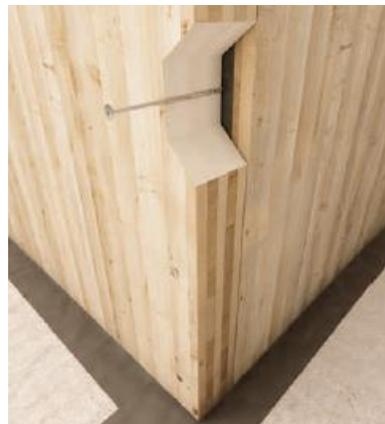


Figura 3.56 Tornillo VGZ para unión Muro-Muro Esquinas e Interior Exterior

Fuente: (Rothoblaas, 2019)

La metodología de diseño es la misma explicada en la Figura 3.39 Metodología de diseño tornillos VGZ Rothoblaas.

Las sollicitaciones de diseño usadas para este tipo de unión son las fuerzas de tracción que se transmiten de un muro a otro y generan un cortante en los tornillos VGZ. Estas tuerzas de tracción son las generadas por el momento en el plano de cada muro.

Según esto, se dividieron las cargas por grupos para diseñar la cantidad de tornillos y el tipo de tornillo VGZ requerido. En la siguiente tabla se muestra:

Tabla 58 Grupos de diseño Muro-Muro Esquina según tipo de carga

Tipo Unión Muro/Muro Esquina	Límite inferior Solicitud (kN)	Límite superior Solicitud (kN)
1	0	5
2	5	10
3	10	15
4	15	20
5	20	30
6	30	40
7	40	50
8	50	60

En el Anexo 5_ Solicitaciones Uniones, en la hoja Solicitud Muro-Muro Esquina, se adjuntan las cargas de diseño, es decir, el tipo de conexión que se va a asignar a cada una de las uniones del edificio de este tipo.

Tabla 59 Configuración unión muro- muro perpendicular

Tipo	No. de grupos de tornillos, compuestos por 2 parejas de VGZ cruzados (4 tornillos cruzados, 2 en un sentido y otros 2 en el opuesto)	Tornillos totales a lo largo de los muros	Espaciamiento entre grupos de uniones -dos pares de VGZ.- (mm)	Descripción Unión (nombre de la unión; elemento de fijación; dimensiones elemento de fijación; cantidad de fijaciones)
1	1	4,00	2344,00	VGZ7220; ϕ 7,0mm, L=220mm, b=210mm;
2	2	8,00	1144,00	VGZ7220; ϕ 7,0mm, L=220mm, b=210mm;
3	2	8,00	1144,00	VGZ7220; ϕ 7,0mm, L=220mm, b=210mm;
4	3	12,00	744,00	VGZ7220; ϕ 7,0mm, L=220mm, b=210mm;
5	4	16,00	544,00	VGZ7220; ϕ 7,0mm, L=220mm, b=210mm;
6	5	20,00	424,00	VGZ7220; ϕ 7,0mm, L=220mm, b=210mm;
7	6	24,00	344,00	VGZ7220; ϕ 7,0mm, L=220mm, b=210mm;
8	7	28,00	286,86	VGZ7220; ϕ 7,0mm, L=220mm, b=210mm;

Las configuraciones de unión para cada uno de los grupos se pueden visualizar en el Anexo 5 Diseño_Uniones Hoja Uniones_Muro-Muro, en la zona de la edificación Muros Fachadas (esquinas), donde se referencia el Anexo 5 Detallado_Uniones.

3.2.7.2.3 Uniones muros internos con muros externos

En la edificación en análisis se tienen 4 tipos de uniones así:

Entre los elementos P12-P13, P9-P14, P8-P15 y P5-P16. Ver ejemplo en la siguiente ilustración:

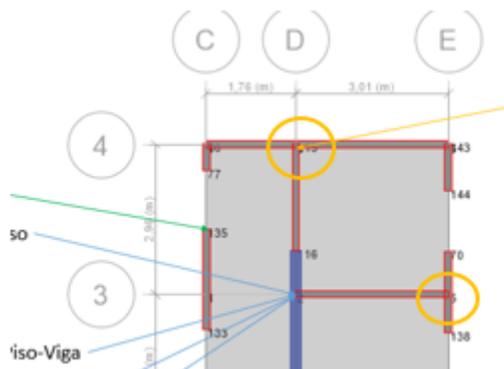


Figura 3.57 Unión muro - muro perpendicular – Vista planta

Se recomiendan tornillos VGZ en ángulo para este tipo de muros:

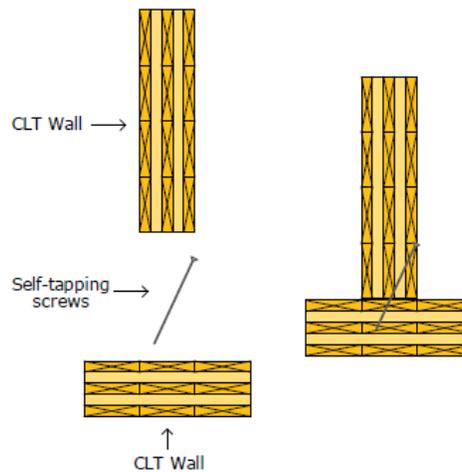


Figura 3.58 Recomendación unión muro-muro

Fuente: (FPInnovations, Forest Products Laboratory, AWC, APA, WPC, 2013)

La metodología de diseño es la misma explicada en la Figura 3.39 Metodología de diseño tornillos VGZ Rothoblaas.

Las solicitaciones de diseño usadas para este tipo de unión son las fuerzas de tracción que se transmiten de un muro a otro y generan un cortante en los tornillos VGZ. Estas tuerzas de tracción son las generadas por el momento en el plano de cada muro.

En el Anexo 5_ Solicitaciones Uniones, en la hoja Solicitación Muro Interno-Exter, se adjuntan las cargas de diseño que se van a tener en cuenta para cada una de las uniones del edificio de este tipo.

Los grupos de diseño son los mostrados en la Tabla 58 y las configuraciones de unión para cada uno de los grupos se pueden visualizar la Tabla 59 Configuración unión muro- muro perpendicular y en el Anexo 5 Diseño_Uniones Hoja Uniones_Muro-Muro, en la zona de la

edificación Muros Internos-Muros Externos, donde se referencia el Anexo 5 Detallado_Uniones.

3.2.7.2.4 Unión piso-muro debajo y muro-viga debajo

Son las uniones entre los pisos y los muros debajo que asegura que en cada piso hay un piso rígido al que las paredes están rígidamente conectadas.



Figura 3.59 Unión Entrepiso-Muro

Fuente: (Rothoblaas, 2019)

Para este tipo de unión se recomienda un tornillo tipo HBS rosca parcial cada 30 cm.

3.2.7.2.5 Unión Viga-Muro:

- Opción 1:

Mecanizado de la madera para que la viga ingrese al muro y sea más fácil la instalación + Tornillo VGZ inclinado a 45°:



Figura 3.60 Unión Viga-Muro VGZ

Fuente: (Rothoblaas, 2019)

- Opción 2: Alumini



Figura 3.61 Unión Viga-Muro tipo Alumini

Fuente: (Rothoblaas, 2019)

Se recomienda la opción 1 porque es menos costosa y tiene un mejor comportamiento al fuego.

3.2.8 Diseño de la cimentación

3.2.8.1 Estudio de suelos

El estudio de suelos del edificio 4-A lo realizó la empresa TECNISUELOS S.A.S. A continuación, se muestran los parámetros más importantes que se utilizarán para el diseño de la cimentación del edificio en CLT.

El perfil de suelos está conformado por las capas que se muestran en la siguiente figura:

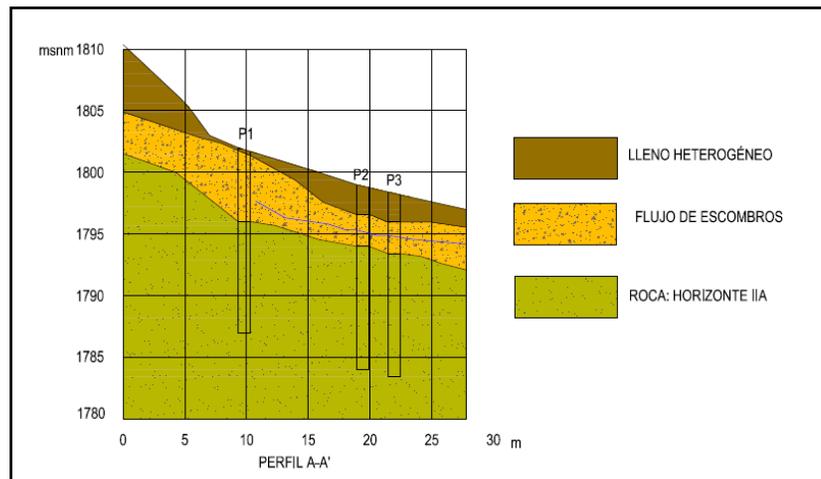


Figura 3.62. Perfil de suelos sobre el edificio 4 A

Fuente: (TECNISUELOS S.A.S, 2018)

Las características de este perfil de suelos son:

- **0,00 m – 3,00 m Lleno Heterogéneo**

Material limoso, no consolidado, de color café oscuro con zonas naranja, de humedad media y plasticidad alta. Material con presencia de clastos subangulosos, a subredondeados de hasta 2,5 cm con una relación %Matriz=80 y %Roca=20, además de micas y materia orgánica. Presenta variaciones en los porcentajes del pasante No. 200, los cuales van desde el 38% hasta el 90%, mostrando una tendencia a comportarse como suelos finos. (TECNISUELOS S.A.S, 2018)

- **3,00 m – 6,00 m Flujo de Escombros:**

Bolas de roca ígnea de color gris oscuro compuesta por máficos y micas, en sedimento limoso de color naranja. Se observan bolas de roca fracturadas, con fracturas diagonales y verticales rugosas. Porcentaje de Recuperación: 25 – 49. En general, el estrato Flujos de Escombros la matriz se compone de material fino granular, esto debido a que más del 50% de las partículas quedan retenidas en el tamiz No. 200. (TECNISUELOS S.A.S, 2018)

- Límite Líquido: 59%
- Índice de plasticidad: 30%

Teniendo en cuenta los ensayos de clasificación realizados en las muestras obtenidas de la exploración se evidencia una presencia de suelos clasificados según la U.S.C.S como arcillas, entre otros, con plasticidades variables. (TECNISUELOS S.A.S, 2018)

Se concluye adicionalmente que el suelo es una arcilla cohesiva, ya que tiene LL mayor a 10% y un IP mayor a 20%. (AIS, 2010)

- **4,00 m – 20,00 m Roca: Horizonte IIA**

Núcleos de roca ígnea de textura masiva, de color gris oscuro con algunas zonas cafés, compuesta por piroxeno, olivino y micas, con meteorización de leve a moderada sobre los planos de fractura, con tamaños entre 3-90 cm de longitud, con serpentización. Presenta

fracturas diagonales, lisas y rugosas, en las fracturas se observa una pátina. Roca=Dunita. Porcentaje de Recuperación: 25 – 92. %RQD: 3 - 57. (TECNISUELOS S.A.S, 2018)

En la Figura 3.63 se muestran los parámetros geotécnicos del suelo que serán utilizados para el cálculo de la capacidad portante del suelo, dependiendo de la cimentación que se escoja.

Figura 3.63. Parámetros de resistencia al corte del suelo de diseño

Nombre de estrato	Color	Peso unitario (kN/m ³)	Modelo de análisis	Cohesión (kN/m ²)	Angulo de fricción ϕ
Lleno Heterogéneo		16.50	Mohr-Coulomb	10	22
Flujo de Lodos		18.79	Mohr-Coulomb	16	28
Roca Dunita horizonte IIA		26.95	Mohr-Coulomb	125.5	18.22

Fuente: (TECNISUELOS S.A.S, 2018)

3.2.8.2 Definición de la cimentación

En el estudio de suelos de la edificación en mampostería se recomendó lo siguiente:

*“Las edificaciones que se proyectan construir son de cinco o más niveles, por lo tanto las cargas que transmitirán las edificaciones al terreno son de 100 ton por columna más cargada. Se considera factible cimentar las columnas o muros del edificio mediante **pilas pre-excavadas y vaciadas en el sitio**. Se recomienda que las pilas se conformen con diámetros no menores a 1.20 metros. Las pilas se pueden proveer de campanas (ensanchamiento en la base) para aumentar las capacidades de carga. Se evaluaron pilas para diámetros de 1.2, 1.5 y 1.8 m, desplantadas a una profundidad entre 6.0 y 7.0 metros medidos con respecto al nivel actual del terreno (cota sobre las que se realizaron las perforaciones). Las pilas se desplantarán sobre el material correspondiente al **depósito gravitacional del tipo flujo de escombros** o directamente sobre la capa de roca alterada, definida como horizonte IIA. Tendrán una capacidad de carga de 264 t/m² a 299 t/m². Se estiman asentamientos de 25 mm aproximadamente para cargas de servicio de 114 ton en*

una pila de 1.2 metros de diámetro y 6.0 metros de longitud.” (TECNISUELOS S.A.S, 2018)

Sin embargo, para el caso del edificio de muros en CLT, en el que la carga total puntual del edificio es menos de 200 t (teniendo en cuenta carga muerta, viva, sismo y viento); se propone una cimentación superficial.

Entre las cimentaciones superficiales se encuentran las zapatas y las losas. En este caso, como el edificio es de muros portantes internos y externos es más factible, en términos económicos, emplear una losa de cimentación en vez de zapatas corridas.

Para apoyar esta losa se propone excavar los primeros 3 m del estrato de flujo de lodos y realizar un mejoramiento del suelo con un relleno CBR de 20 cm.

Se buscará que el centro de gravedad de la losa coincida con el centro de gravedad del edificio; para que las presiones sean uniformes en toda la cimentación. Para lograr este objetivo, se hallarán las dimensiones B y L de la losa que cumplan esta condición.

Para determinar el espesor de la losa, se realizará un modelo en Etabs, en el que se simule el comportamiento del suelo. En el modelo, la losa tendrá apoyos que no permitan traslación en X y unos resortes en Y, que tienen un coeficiente de rigidez igual al coeficiente de balasto del suelo. De esta manera, se hará un proceso iterativo de cambio de espesor de la losa hasta que se cumpla lo siguiente:

- Asentamientos diferenciales menores a los límites indicados en la norma NSR 10
- Los esfuerzos solicitados sean menores que la capacidad portante del suelo

3.2.8.2.1 Dimensiones de la losa de cimentación

Para hallar las dimensiones de la losa, el procedimiento que se siguió fue:

- Calcular el centro de masa del edificio con ayuda del modelo del edificio en Etabs.
- A partir de este centro de masa, se hallaron las dimensiones y la ubicación de la losa respecto al edificio de tal manera que coincidan los centros de gravedad y no se generen excentricidades ni presiones desiguales sobre la cimentación, como se muestra en la siguiente figura:

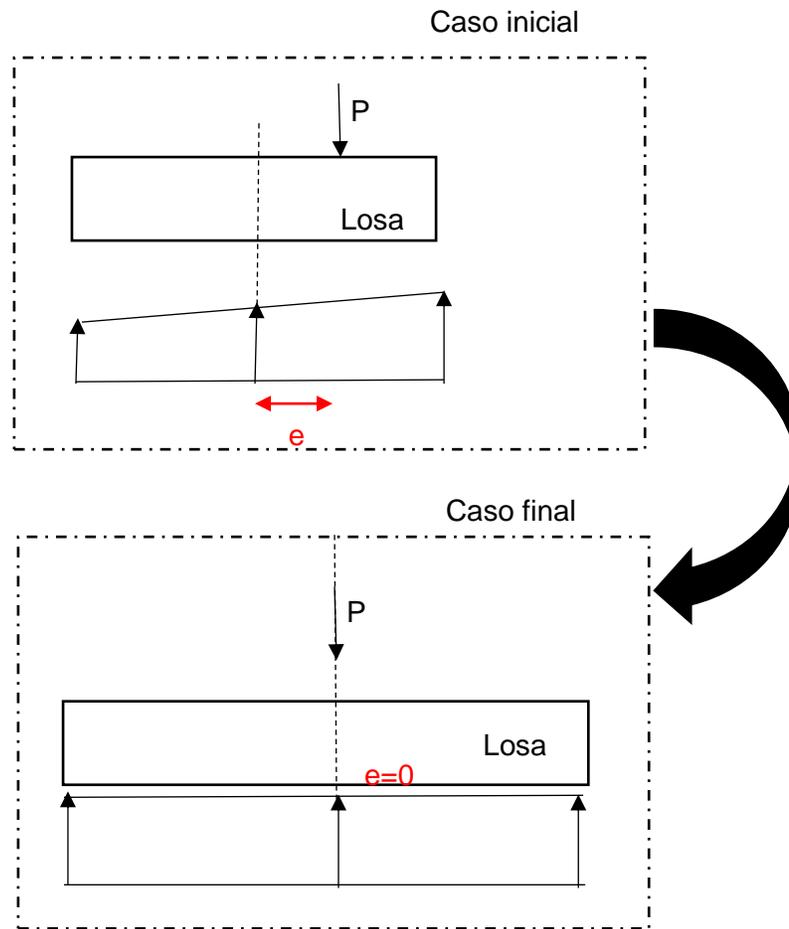


Figura 3.64. Excentricidad en la losa de fundación

Finalmente, las dimensiones de la planta de la losa se muestran en la

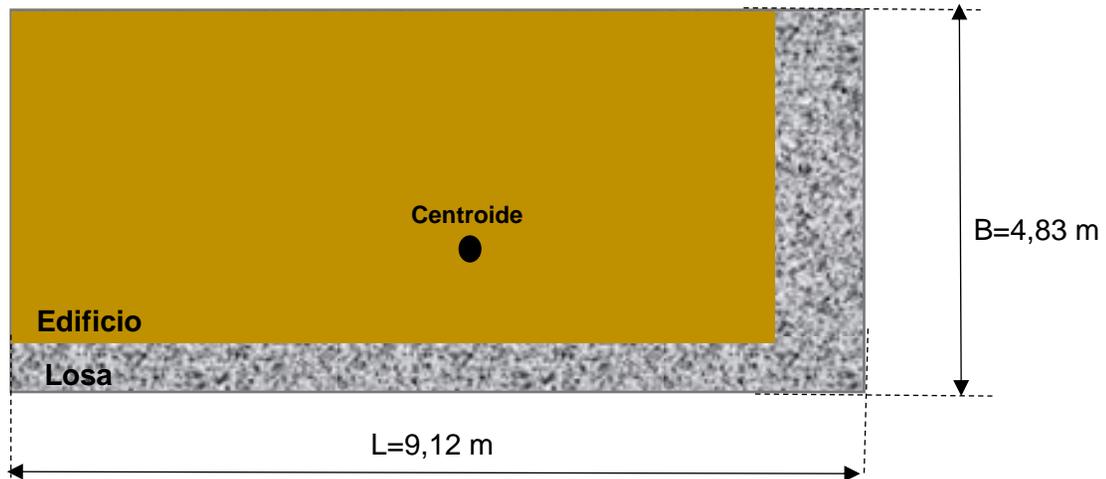


Figura 3.65. Dimensiones de planta de la losa

3.2.8.2.2 Coeficiente de balasto

Para suelos cohesivos, el K balasto se halla de la siguiente manera (Estructurando, 2015):

$$K_{\text{cuadrado}} = \frac{k_{30} * 0,3}{B}$$

Para ajustarlo, por ser una losa rectangular, se usa la siguiente ecuación:

$$K_{\text{rectangular}} = \frac{2}{3} * K_{\text{cuadrado}} * \left(1 + \frac{B}{2 * L}\right)$$

Donde,

B, L: dimensiones de planta de la losa

k₃₀: coeficiente de balasto de la placa cuadrada de 30 cm de lado, dada por laboratorios, según el tipo de suelo

El estrato de suelo donde se apoyará la losa de cimentación del edificio en CLT es un flujo de escombros que se considera una arcilla, y tiene una capacidad última de más de 6 kg/cm²; por tanto el coeficiente k₃₀ es: 80000 kN/m³ (Estructurando, 2015).

Según las anteriores fórmulas el coeficiente de balasto que se utilizará en el modelo estructural será de **4189,8 kN/m³ = 419 t/m³**.

3.2.8.3 Diseño de la cimentación

Considerando los objetivos de diseño de la cimentación expuestos en la sección anterior, el primer paso para realizar el diseño de la losa de fundación es determinar la capacidad

portante, posteriormente se determinan los parámetros para construir el modelo estructural de la mismas.

3.2.8.3.1 Capacidad portante del suelo

Según la NSR-10 título H, la capacidad admisible de la fundación se debe determinar considerando los estados límites de falla (ASD), cumpliendo con el numeral H.4.2.3 el cual define que la resistencia del elemento debe ser mayor que las solicitaciones amplificadas por un factor de seguridad, el cual lo define el reglamento en la sección H.4.7.1, para este caso se empleará 1,5.

En esta línea se emplearon dos metodologías para calcular la capacidad de cimentación, la primera definida por Meyerhof, 1963 para zapatas y la segunda establecida por Braja DAS (aplicable para losas de fundación), siendo la última una combinación de diferentes desarrollos literarios (DAS, 2011). En el ANEXO 2, archivo *ANEXO2_Resultados_ModeloTesis_Cimentación*, hoja *CapacidadPortante_Meyerhof_DAS* se presentan el desarrollo de ambos modelos, producto de los resultados obtenidos se escogió el segundo modelo, puesto que genera las condiciones más desfavorables en cuanto a resistencia. A partir de las solicitaciones de carga mostradas en el Anexo 2, la profundidad de desplante será a 1,2 m desarrollando una capacidad admisible de 950,25 kN/m².

3.2.8.3.2 Modelación en ETABS

Una vez terminada la modelación de la estructura para el diseño de los muros y vigas, se incorporó en la base una losa de fundación cuyas dimensiones fueron establecidas de tal manera que el centro de masa de la estructura coincidiese con el de la cimentación, con el fin de lograr una transmisión de carga uniforme de la estructura a la fundación, como se explicó anteriormente.

Tabla 60 Centro de masa de edificación y dimensionamiento de losa de fundación

Nivel	Mass X	XCM	YCM
	kg	m	m
Piso 5	5827,72	2,6088	4,5544
Piso 4	14027,22	2,6375	4,5413
Piso 3	14027,22	2,6375	4,5413
Piso 2	14027,22	2,6375	4,5413
Piso 1	14027,22	2,6375	4,5413

Centro de Masa - Edificio	
X (m)	2,63
Y (m)	4,54

Dimensiones Losa Fundación	
X (m)	5,27
Y (m)	9,09

Partiendo de las consideraciones descritas en el numeral 0, en la modelación se tuvo en cuenta:

- Cambio de apoyo de los muros de la base, pasando de empotrado a restringirse la traslación en el eje X y.
- Las cargas gravitacionales serán soportadas por la cimentación, considerando que la losa de fundación cuenta con resortes cuya rigidez es igual al módulo de balasto, el cual calcula en función de la capacidad admisible del suelo y las propiedades del suelo (ver sección 3.2.8.2.2). De otro lado, el resorte solo permitirá resistir cargas a compresión.
- Las fuerzas a tracción sobre la losa de fundación, para evitar esta condición y así garantizar el comportamiento real de la cimentación se asignó a las cargas un comportamiento no lineal, con el fin de evitar estos esfuerzos sobre el elemento.

El objetivo de este modelo es controlar los esfuerzos transmitidos al terreno y encontrar las deformaciones que se generen en el suelo. En el ANEXO 2 (*archivo ANEXO2_Resultados_ModeloTesis_Estructura*) se presentan los resultados de la modelación.

3.2.8.3.3 Diseño elementos

A partir del modelo estructural se determinaron los asentamientos diferenciales y la distorsión angular, además de verificarse si la estructura de fundación resiste las solicitaciones de la estructura, los cuales se exponen en el ANEXO2_Resultados_ModeloTesis_Cimentacion.

- Asentamientos diferenciales y distorsión angular: se evaluaron las dos condiciones más críticas de asentamientos, las cuales se muestran en la Figura 3.66.

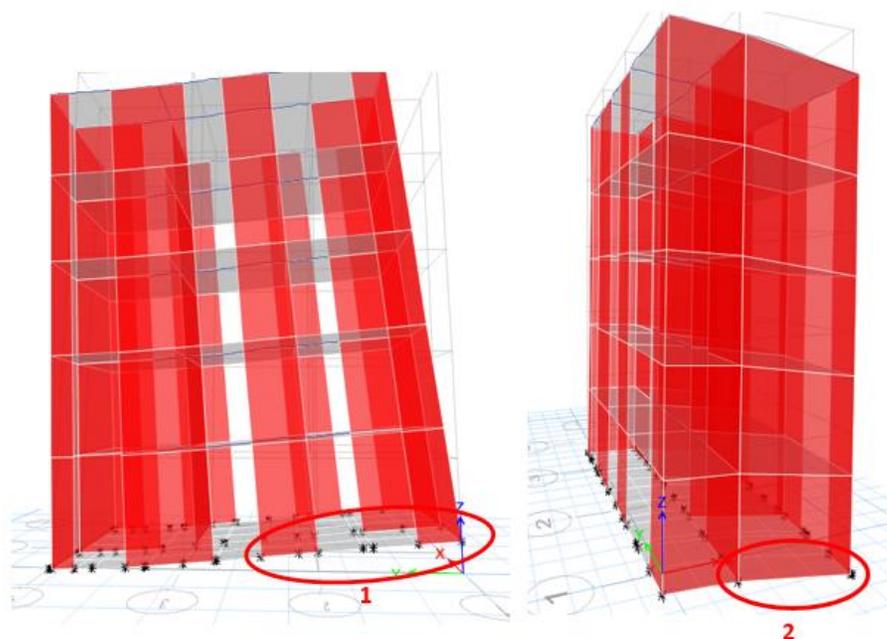


Figura 3.66 Deformaciones en la losa de fundación

En la Tabla 61 se presentan la verificación de asentamientos y la distorsión angular.

Tabla 61 Asentamientos y distorsión angular

No.	Deformación (mm)	Distancia entre Muros (m)	Asentamiento (mm)	Distorsión Angular	Asentamiento límite NSR-10 (mm)	Distorsión angular límite NSR-10	Verificación
1	-6	3,1	4,413	0,001528	6,2	0,0124	Cumple
	-10,413						
2	7,992	3,1	5,286	0,001705	6,2	0,0124	Cumple
	13,278						

- Resistencia de la losa de fundación: considerando que el ancho y largo de la cimentación se determinaron, tal que se distribuyesen uniformemente las cargas, por tal motivo, se realizaron dos verificaciones, la primera consistió en hallar el esfuerzo que le llega al suelo como la fuerza máxima vertical dividida por el área de la fundación (ver ANEXO2_Resultados_ModeloTesis_Cimentación hoja Shell_EsfuerzosAxial_e=400mm), mientras en la segunda se compararon los esfuerzos que le transfieren los muros a la losa con la capacidad admisible de carga del mismo. El esfuerzo máximo axial al que se verá sometida la cimentación equivale a 940 kN/m^2 (contando con un espesor de 400 mm), mientras la resistencia del suelo a una profundidad de desplante de 1,2 m con las dimensiones expuestas anteriormente es igual a $950,25 \text{ kN/m}^2$. En la Tabla

62, se presenta el área de acero de la losa de fundación, el cual se detalla en el Anexo 2, archivo ANEXO2_Resultados_ModeloTesis_Cimentación, hoja Refuerzo_LosaFundación. Los momentos de diseño fueron tomados de la carga total que le llega a la cimentación.

Tabla 62 Distribución del área de acero - losa de fundación

Distribución Refuerzo		
Zona		Área de Acero (mm²)
Cara en dirección X	Top	73439,780
	Bottom	606162,677
Cara en dirección Y	Top	318331,248
	Bottom	38668,409

3.3 COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA

Para realizar una comparación entre las edificaciones de CLT y Mampostería Estructural, se debe definir el alcance para el que se va a realizar el análisis y mencionar las actividades que no se tendrán en cuenta en la comparación, porque no generan diferencias relevantes en los costos y tiempos de las edificaciones.

El alcance del análisis incluirá las siguientes actividades:

- Diseños de la edificación
- Licencia de construcción
- Adquisiciones y contrataciones iniciales
- Construcción de la cimentación
- Construcción de los elementos estructurales del edificio

Las actividades que se excluirán del análisis son:

- Adquisición y construcción de elementos no estructurales (acabados como ventanas, puertas, cerámica en baños o cocina y piso, revoques, pintura, etc.)
- Adquisición y construcción de redes eléctricas, hidrosanitarias y contra incendios
- Construcción de la cubierta del edificio
- Construcción de urbanismo
- Cualquier otra actividad que no haya sido mencionada en las incluidas.

3.3.1 Comparación técnica

Aspecto	Edificio CLT	Edificio mampostería	Observación
Relación entre pesos	70 t	125 t	Es 78% más liviana
Comportamiento térmico (Coeficiente de trasmisión (W / m ² C))	0,13	1,56	Es 12 veces más aislante

Aspecto	Edificio CLT	Edificio mampostería	Observación
Mano de obra	Se requiere mano de obra calificada con experiencia en madera	Mano de obra no calificada	Es una desventaja social, ya que no se podría contratar personas del barrio, sin embargo, es una construcción más efectiva
Equipos	Para este edificio se requiere el uso de una torre grúa en sitio, camiones que puedan trasladar los paneles día a día, debido a la prefabricación de los elementos.	Se requiere el uso de un malacate o una pluma para subir los materiales a los pisos superiores y el uso formaletas para vaciado de las losas y vigas sin embargo también se requieren camiones para transportar el material.	Pese a invertirse mas en el edificio de CLT se ahorran tiempos en la ejecución de las actividades, debido a la industrialización de los pánels de madera contralaminada
Rendimiento energético	Alto rendimiento energético		
Confort de habitabilidad	Se logra confort debido a la higroscopicidad de la madera y al ser un material cálido	La mampostería no es aislante	La madera contralaminada permite mantener temperaturas ambientes en condiciones extremas al no ser un buen conductos
Disposición de residuos	Casi inexistente	Alta generación de residuos	La madera es un materia más fácil de reutilizar en comparación la mampostería.
Mantenimiento-Durabilidad	Se explica más adelante. Tienen una durabilidad semejante		

3.3.2 Comparación en tiempos

Para el análisis de los tiempos de la edificación se estimaron las duraciones de las principales actividades de la ruta crítica de los proyectos, divididas en dos grupos.

La metodología usada para la estimación de las duraciones fue “Juicio de Expertos”, la cual consiste en un conjunto de opiniones de personas que, por su experiencia y conocimientos, son una fuente confiable para establecer las duraciones.

Los expertos que dieron su juicio fueron:

- Directivos de la planta de Fabricación de paneles CLT Plimare
- Ingeniero Civil Luis Fernández, experto en edificios CLT
- Otros ingenieros constructores e interventores de obra

Como estas duraciones pertenecen a la ruta crítica, entonces la suma de ellas da como resultado la duración aproximada de cada uno de los proyectos.

A continuación, se muestran las actividades y las determinadas duraciones para el edificio en **Mampostería estructural**:

3.3.2.1 Primer grupo ME: Diseño del edificio + Adquisiciones + Contratación

Las actividades que componen este grupo y sus duraciones se enumeran a continuación:

- Diseño técnico (arquitectónico, suelos, estructural, redes, entre otros): para un edificio tradicional de esta área puede tomar 1 mes.
- Documentación legal (Licencia de construcción y otros permisos): la licencia de construcción puede tardar 4 meses en ser otorgada por la Curaduría de Medellín.
- Adquisiciones: en términos generales, las contrataciones y adquisiciones para un edificio en mampostería estructural de 5 pisos puede tardar 1 mes.
- ✓ Contratación personal Director obra + Residente + Almacenista + Personal operativo.
- ✓ Contratación equipo: malacate.
- ✓ Adquisición de equipo para construcción de muros en mampostería y vaciados de losas y vigas (Andamios, vibradores, formaletas).
- ✓ Adquisición de materiales como mampostería, concreto, mortero, acero.

3.3.2.2 Segundo grupo ME: Proceso constructivo

Las actividades que componen este grupo y sus duraciones se enumeran a continuación:

- Preliminares: Cerramiento, replanteo, explanación: tarda 2 semanas.
- Cimentación
- Excavación: Excavación de pilas: la excavación de 12 pilas de 7 m de longitud puede tardar como mínimo 4 semanas.
- Estructura de la cimentación Vaciado de pilas de concreto reforzado y posterior vaciado de vigas de amarre: el armado y vaciado de estas vigas puede tardar 2 semanas.
- Construcción de Estructura del edificio (Muros + Entrepiso), de cada piso, que a su vez contiene las siguientes sub actividades: la construcción de cada uno de los pisos

puede tardar 2 semanas, para un total de 10 semanas, como mínimo e incluye las siguientes sub-actividades para cada piso:

- Transporte y almacenamiento materiales en obra
- Transporte y almacenamiento de bloques de mampostería a obra.
- Fabricación de concreto para vaciado de vigas de amarre y losa de entrepiso.
- Transporte y almacenamiento de acero de refuerzo para dovelas y refuerzo de vigas y losa
- Transporte de formaletería para vigas y losas de entrepiso
- Transporte vertical y horizontal de elementos en obra Instalación de malacate en obra
- Instalación de elementos estructurales+ Cimbrado de mampostería+ Construcción de Dovelas + Colocación de mampostería con mortero de pega
- Refuerzo de vigas
- Armado de formaletería de vigas
- Vaciado de vigas
- Refuerzo de losa de entrepiso
- Armado de formaletería de losa de entrepiso
- Vaciado de losa de entrepiso

A continuación, se muestran las actividades y las determinadas duraciones para el edificio en **CLT**:

3.3.2.3 Primer grupo CLT: Diseño del edificio + Adquisiciones + Contratación

Las actividades que componen este grupo y sus duraciones se enumeran a continuación:

- Diseños técnicos (arquitectónico, suelos, estructural, uniones mecánicas, redes, entre otros): estos diseños pueden tardar hasta 2 meses, debido a que el diseño de las uniones debe ser muy detallado, para la construcción.
- Documentación legal (Licencia de construcción y otros): la licencia de construcción demoraría 4 semanas en ser otorgada. No varía con respecto al edificio convencional.
- Adquisiciones : la sub-actividad crítica es la fabricación de los paneles CLT. El pedido al proveedor Plimare se debe realizar con 3 meses de anticipación, porque la compra y secado de la madera dura 3 meses y la fabricación de la cantidad de paneles necesaria para el presente edificio tarda 1 semana. El resto de actividades de adquisición se realizan durante estos 3 meses.
 - Contratación personal: Director obra + Residente + Almacenista + Personal operativo calificado
 - Contratación equipo: Torre grúa (contrato)
 - Herramientas necesarias para instalación de uniones
 - Uniones
 - Materiales: Compra y fabricación de paneles CLT según diseño

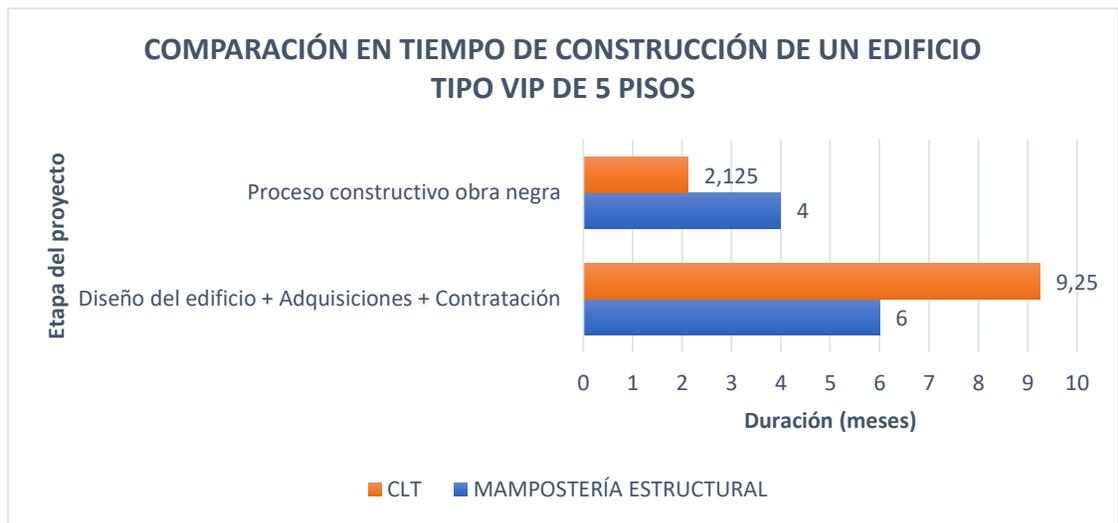
3.3.2.4 Segundo grupo ME: Proceso constructivo

Las actividades que componen este grupo y sus duraciones se enumeran a continuación:

- Preliminares: Cerramiento, replanteo, explanación: tarda 2 semanas
- Excavación: Excavación de terreno a la profundidad de la losa de cimentación: tarda 2 días de retroexcavadora.

- Estructura de la cimentación Vaciado de losa de cimentación de concreto reforzado: tarda 3 días.
- Estructura del edificio (Muros + Entrepiso): el rendimiento del CLT con torre grúa y personal capacitado de instalación de uniones es de una semana por piso, para un total de 1 y una semana para todo el edificio.
 - Transporte y almacenamiento materiales en obra
 - Transporte de paneles y vigas en CLT
 - Transporte y almacenamiento de uniones en obra
 - Transporte vertical y horizontal de elementos en obra Transporte e instalación de torre grúa en obra
 - Instalación de elementos estructurales Ubicación y unión de los muros con las uniones Rothoblaas
 - Unión mecánica de vigas a muros
 - Unión mecánica de entresijos a vigas y muros
 - Unión mecánica de cubierta a muros del quinto piso

Según lo que se describió anteriormente se construyó la siguiente gráfica que resume las diferencias en términos de tiempo de las edificaciones en CLT y en Mampostería Estructural:



Gráfica 3.1 Comparación en tiempo de las edificaciones

Según lo anterior las diferencias porcentuales de los costos del edificio de CLT respecto al edificio de mampostería son las siguientes:

Tabla 63 Diferencias porcentuales tiempos edificios en análisis

Ítem	% Diferencia Tiempo del Edificio CLT respecto al de Mampostería
Diseño del edificio + Adquisiciones + Contratación	54%
Proceso constructivo obra negra	-47%

3.3.3 Comparación en costos

La comparación de los presupuestos de cada edificación se realizó con base en la información enviada por la Empresa de Desarrollo Urbano (Empresa de Desarrollo Urbano, 2016) que contiene el presupuesto para el presente edificio en mampostería estructural.

Por otro lado, para presupuestar el edificio en CLT, se realizó una visita a la planta Plimare y se consultaron los costos aproximados de la edificación en análisis. Adicionalmente se corroboraron los resultados con un estudio similar realizado por la empresa Alinea knowledge donde se compararon los costos de una estructura de CLT con una de Concreto Estructural. (alinea consulting LLP, 2017)

Para determinar el costo total de cada edificación se calcularon los costos directos de las actividades más relevantes de la estructura con la metodología de precios unitarios.

Para utilizar esta metodología se determinaron las cantidades de cada actividad de acuerdo a su unidad de medida y posteriormente se multiplica por el precio unitario para obtener el costo total de la edificación.

Las cantidades de paneles que se tienen en la estructura se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 64 Cantidades Paneles CLT

Perímetro de muros por piso (m)	29,1
Área de muros por piso (m ²)	69,84
Área de muros (m ²)	349,2
Espesor de muros (m)	0,105
Volumen total de muros (m ³)	36,666
Área en planta de entrepiso (m ²)	46,0392
Área total entrepisos (m ²)	230,196
Espesor de entrepisos (m)	0,105
Volumen total de entrepiso (m ³)	24,17058
Longitud viga por piso(m)	4,7
Longitud total de vigas (m)	18,8
Volumen vigas	0,4935
Área de paneles total (m ²)	579,396
Volumen total (m ³)	61,33008

Según estas cantidades y las demás cantidades del edificio se hallaron los costos directos.

Los costos indirectos (Administración+ Imprevistos+ Utilidad) se tomaron con un porcentaje de los costos directos, así:

- La administración vale 20.000.000 COP por mes de construcción, para un total de un 27% de los costos directos para mampostería y un 13% de los costos directos para CLT, por la diferencia de tiempos de construcción.
- Los imprevistos son 5% de los costos directos.
- Los imprevistos son 8% de los costos directos.

Por tanto, los costos totales son la suma de los costos directos, más los indirectos. En las siguientes tablas se muestra un resumen de los costos de cada edificio:

Tabla 65 Resumen de costos edificio Mampostería Estructural

MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL		
ITEM	Valor total	% Costos directos
Preliminares	\$ 6.762.557	3%
Excavaciones y llenos	\$ 38.652.119	15%
Construcción de sistema de fundación (sin incluir costo del acero)	\$ 55.687.909	21%
Acero de refuerzo	\$ 21.924.000	8%
Mampostería	\$ 44.949.382	17%
Entrepiso (Losa+Vigas)	\$ 24.257.978	9%
Impermeabilización	\$ 4.716.696	2%
Acabados	\$ 64.545.600	25%
Costos directos	\$ 261.496.241	
Administración	\$ 80.000.000	31%
Imprevistos	\$ 13.074.812	5%
Utilidad	\$ 20.919.699	8%
Costos indirectos (% costos directos)	\$ 113.994.511	
TOTAL (COP)	\$ 375.490.752	

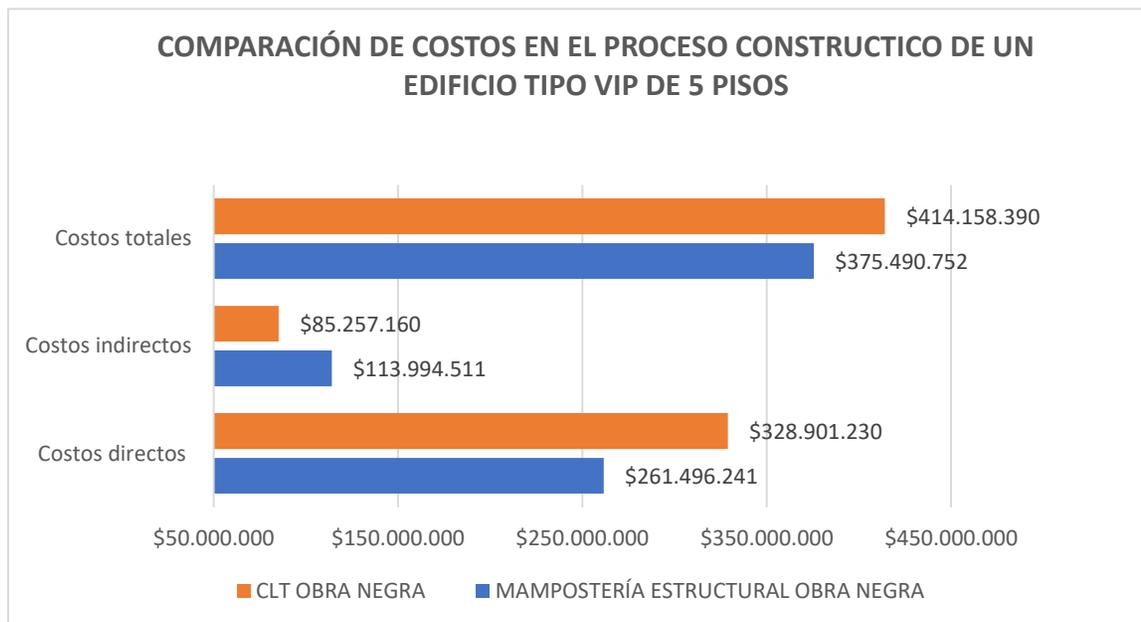
Tabla 66 Resumen costos edificio CLT

CLT		
ITEM	Valor total	% Costos directos
Preliminares	\$ 6.762.557	2%
Excavaciones y llenos	\$ 30.805.106	9%

Construcción losa de fundación	\$ 14.300.000	4%
Fabricación de paneles CLT +IVA	\$ 189.755.268	57%
Transporte a sitio de paneles	\$ 3.833.130	1%
Suministro de las uniones (Suministro de uniones Rothoblaas a la obra)	\$ 31.217.011	9%
Instalación de paneles en sitio	\$ 24.532.032	7%
Pintura y recubrimiento panel CLT	\$ 33.486.224	10%
Costos directos	\$ 334.691.327	
Administración	\$ 42.500.000	13%
Imprevistos	\$ 16.734.566	5%
Utilidad	\$ 26.775.306	8%
Costos indirectos (% costos directos)	\$ 86.009.872	
TOTAL (COP)	\$ 420.701.199	

Ver detalle de análisis de precios unitarios en Anexo 6_Comparación Edificaciones en el documento de Excel Costos y Tiempos y en la Hoja Costos_CLT y Costos_Mampostería para ver el detalle del análisis de precios unitarios de cada edificio.

En la siguiente gráfica se compara finalmente los costos de ambas edificaciones:



Gráfica 3.2 Comparación de costos de las edificaciones

Según lo anterior las diferencias porcentuales de los costos del edificio de CLT respecto al edificio de mampostería son las siguientes:

Tabla 67 Diferencias porcentuales edificios en análisis

	% Diferencia Costo del Edificio CLT respecto al de Mampostería
Costos directos	26%
Costos indirectos	-25%
Costos totales	10%

3.3.4 Comparación ambiental

La comparación ambiental de la edificación en CLT con la edificación en mampostería se realizó con base en el texto Medio Ambiente y Sostenibilidad de la empresa KLH Massivholz GmbH. A continuación, se muestra (KLH Massivholz GmbH, 2013).

La Tierra experimenta dos tipos de efecto invernadero: el natural y el antropogénico. El natural es el que permite que haya vida en el planeta, debido a que los gases con efecto invernadero de la atmósfera—especialmente vapor de agua, CO₂, ozono (O₃), gas hilarante y metano dejan pasar los rayos solares de onda corta y absorben simultáneamente la radiación térmica de onda larga reflejada por la Tierra haciendo que se caliente de -18 °C a +15 °C. Por otro lado, el efecto invernadero antropogénico se genera por el CO₂ y otros gases emitidos por el ser humano al utilizar combustibles fósiles, explotar el suelo, deforestar de las selvas tropicales, entre otros.

El motivo del calentamiento global y por ende el cambio climático en el planeta Tierra es el aumento de los gases del efecto invernadero antropogénico. Los expertos afirman que la concentración de CO₂ podría duplicarse hasta el 2100. Para desacelerar este fenómeno existen dos caminos: el primero es reducir las emisiones de gases con efecto invernadero y el otro es ampliar los depósitos de carbono.

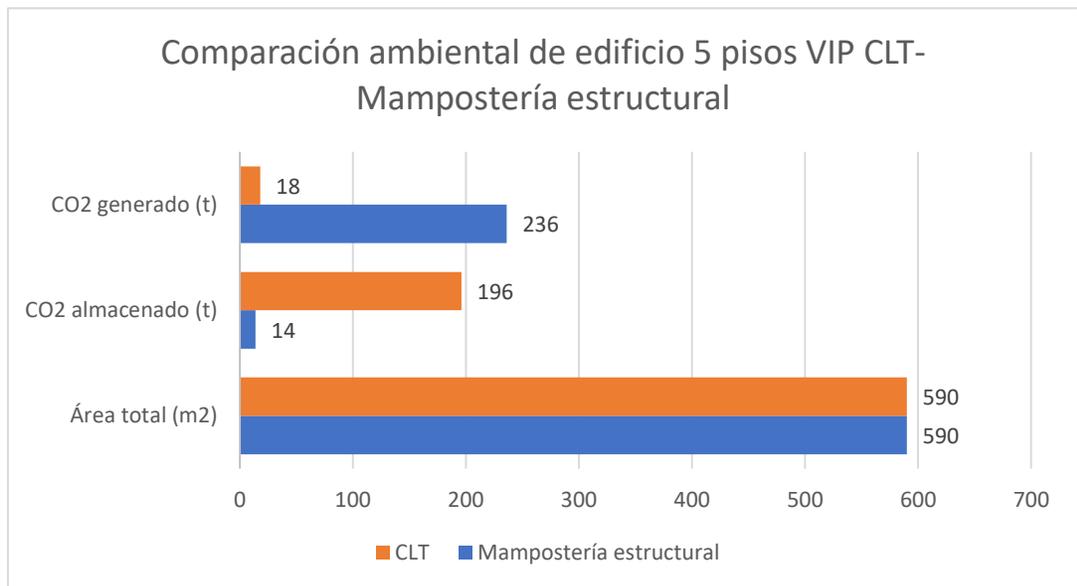
Para reducir significativamente los efectos del cambio climático se deben de analizar las actividades antropogénicas que generan mayor deterioro del medio ambiente, por ejemplo, las realizadas en el sector de la construcción. Se considera que el 30% de las emisiones de CO₂ y el 40% del consumo de recursos, en el planeta, se debe al sector construcción. Actualmente se han formulado diversas soluciones para reducir este impacto negativo, una de ellas es reemplazar los materiales convencionales por madera.

Uno de los depósitos de CO₂ más importantes en la Tierra son los árboles. Un árbol puede almacenar CO₂ en la madera mediante la fotosíntesis. Se estima que un edificio de madera almacena 332 kg CO₂/m² de superficie habitable. Mientras tanto, en un edificio de materiales convencionales, se estima que fija sólo 23 kg CO₂/m² de superficie habitable.

Se ha estimado que las emisiones de CO₂ en la Tierra son de 400 kg/m² cuando se utilizan materiales como hormigón o acero; pero cuando se utiliza madera se reduce a 30 kg/m². Se debe tener en cuenta la energía ahorrada en obra, por la disminución de los tiempos de construcción.

Por otro lado, la madera del edificio, al final de su ciclo de vida se puede reutilizar, reciclar o se aprovechar térmicamente. La madera utilizada para generar energía térmica se considera como sustitución de combustibles fósiles como fuente de energía renovable, que sólo libera a la atmósfera el CO₂ que antes ha absorbido y almacenado.

Según lo anterior la diferencia en la generación de emisiones de gases efecto invernadero en los edificios se visualiza en la siguiente gráfica:



Gráfica 3.3 Comparación ambiental de las edificaciones

Se puede concluir que, si se construyera el edificio a VIP en madera, éste almacenaría 182 toneladas de CO₂ más que el edificio en mampostería estructural. Por otro lado, se reducirían 218 toneladas de CO₂ emitidas al medio ambiente.

Por lo anterior, con la construcción del edificio en CLT, en vez de mampostería se dejarían de emitir 400 toneladas de CO₂ al medio ambiente; lo que equivale a, según la calculadora que proporciona United States Environmental Protection Agency (EPA, 2019):

- 22862 árboles plantados
- 99939 galones de gasolina
- 2092 barriles de petróleo consumido
- 11 toneladas de basura botada

4 CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES

- Se considera que el edificio diseñado en CLT es viable técnicamente, ya que se garantiza que la resistencia de sus elementos (paneles y uniones), afectados por los factores de carga ASD y los coeficientes de modificación, serán mayores que las solicitaciones, además de cumplir con las deformaciones admisibles, las derivas máximas y un periodo de 0,39 s.
- De acuerdo con las consultas y los diseños realizados, se espera que los elementos que disiparán energía son las uniones que resisten las cargas de tracción, cortante de los muros y la unión vertical de muros en el mismo plano; por tanto, en la jerarquía de plastificación, éstos son los elementos en donde primero se debe alcanzar el rango plástico. En consecuencia, los muros, entresijos de la edificación y las demás uniones se diseñaron para una carga sísmica aumentada por el coeficiente de sobre resistencia, para evitar fallas frágiles en el edificio y garantizar el comportamiento tipo caja.
- Se obtuvo una reducción del 78% de las cargas muertas estructurales del edificio, al reemplazar la mampostería estructural en concreto con CLT. Por lo que se pudo cambiar el sistema de cimentación de pilas pre excavadas con campana de profundidad de 7 m, a una losa de cimentación de 40 cm de espesor de concreto reforzado.
- Las propiedades de la madera usada para fabricar el CLT en la empresa canadiense Nordic Structurs (SPRUCE-PINE-FIR dirección de mayor capacidad y SPRUCE-PINE-FIR No.3 dirección de menor capacidad) son similares a las propiedades de la madera estructural regulada en la NSR-10, en los grados estructurales ES5 y ES6 respectivamente, en las que se encuentra madera como el Eucalipto o el Pino Patula, las cuales tienen alto potencial de reforestación en Colombia. Por lo tanto, se concluye que en Colombia se tiene la materia prima disponible para fabricar paneles CLT con propiedades similares a los paneles de proveedores internacionales, que fueron usadas para el diseño del presente edificio VIP de 5 pisos en Medellín.
- A partir del diseño y cuantificación de cantidades de obra se obtuvo que los costos totales de la edificación en CLT, incluyendo directos e indirectos, tienen un incremento del 10% con respecto a los costos de la edificación en mampostería estructural. Sin embargo, hay una disminución del 47% del tiempo de duración del proceso constructivo; por lo cual, se generan menos impactos sobre la comunidad afectada por la construcción industrializada.
- Aunque en el proceso constructivo de una edificación en CLT se puede disminuir hasta el 47% del tiempo con respecto a una en mampostería estructural; el proceso de concepción, diseño y adquisiciones de elementos puede demorar un 54% más que la convencional; debido a que la fabricación de los paneles CLT, el cual tarda aproximadamente 3 meses para el caso de este edificio. Además, el proceso de

diseño y fabricación se deben hacer a nivel de detalle, tal que se disminuyan la mayor cantidad de errores en obra.

- Adicional a la disminución de tiempo en el proceso constructivo del edificio, el cambio de la construcción de la edificación en mampostería estructural por madera contralaminada permitirá dejar de emitir 400 toneladas de CO₂ al medio ambiente; lo cual según la (EPA, 2019) equivale a:
 - 22.862 árboles plantados.
 - Dejar de usar 99.939 galones de gasolina.
 - Dejar de consumir 2.092 barriles de petróleo.
 - Dejar de disponer 11 toneladas de basura.
- Con la construcción de un edificio en CLT se incursiona en la novedosa idea de la economía circular, en la que se tiene como objetivo que el ciclo de vida de los materiales sea un proceso cerrado; toda vez que al finalizar la vida útil del producto se incorpore a un nuevo proceso, evitando la generación de residuos. En esta línea, en caso de resultar desperdicios se puede aprovechar como biocombustible, pellets y briquetas de madera, posibilitando la producción de energía térmica, la cual se considera como sustitución de combustibles fósiles como fuente de energía renovable.
- Se recomienda realizar un estudio de factibilidad similar al presentado en este proyecto, en donde se utilice un sistema estructural de entramado liviano, para verificar su viabilidad técnica y económica para construir un edificio tipo VIP de 5 pisos, en la misma localización.
- Debido a que el alcance del presente proyecto es hasta factibilidad, es necesario que en futuros desarrollos se verifique la integridad estructural de los elementos frente a la exposición ante fuego, vibraciones, además de complementar los planos de la edificación a un estudio fase III, tal que se detallen los tratamientos ignífugos, contra humedad y demás agentes que imposibiliten garantizar la vida útil esperada de la infraestructura en el tiempo. Adicionalmente, es importante perfeccionar el modelo y utilizar nuevos softwares que puedan aproximarse mejor a la realidad.
- Considerando los resultados obtenidos se recomienda continuar con la viabilidad económica en un estudio fase III, en donde se permita involucrar al resto de desarrollos que intervienen en el proceso, como las redes hidrosanitarias, eléctricas, acabados, toda vez que el cliente cuente con las mismas comodidades que actualmente se garantizan en edificaciones tradicionales. Así mismo, es necesario avanzar con los procesos de caracterización de materiales como la madera contralaminada empleando especies aptas para reforestar en Colombia.
- Producto de la definición de parámetros de diseño, es necesario realizar una actualización del Título G de norma NSR-10, de tal manera que a los desarrolladores urbanos les genere confianza el uso de este material como ocurre en Europa y Norte América. A raíz del cambio climático y la toma de conciencia paulatina en la

importancia de cuidar el medio ambiente, se constituye la madera como una de las mejores alternativas de solución para disminuir la emisión de gases de efecto invernadero producto de las actividades constructivas, además de suplir el déficit de vivienda del municipio de Medellín y de Colombia a través de viviendas dignas y seguras.

5 REFERENCIAS

- AITIM . (2010). *Estructuras de madera*. Obtenido de Madera aserrada/Madera Laminada encolada: [http://www.cscae.com/area_tecnica/aitim/actividades/act_paginas/libro/42%20Estructuras%20de%20madera%20\(aserrada%20y%20encolada\).pdf](http://www.cscae.com/area_tecnica/aitim/actividades/act_paginas/libro/42%20Estructuras%20de%20madera%20(aserrada%20y%20encolada).pdf)
- AITIM. (2012). *Madera Aserrada*. Obtenido de AITIM: infomadera.net/uploads/productos/informacion_general_40_aserrada.pdf
- AITIM. (Abril de 2017). *Madera aserrada estructural*. Obtenido de <http://www.serpasyg.com/wp-content/uploads/2017/04/35-Madera-aserrada-estructural1.pdf>
- Alcaldía de Medellín. (Septiembre de 2014). *Reconocimiento, ampliaciones y modificaciones aprobadas como vivienda de interés prioritaria curaduría cuarta*. Obtenido de https://www.medellin.gov.co/irj/go/km/docs/pccdesign/SubportaldelCiudadano_2/PlandeDesarrollo_0_17/Noticias/Shared%20Content/Documentos/2014/VIPCURADURIACUARTAPRENSA.pdf
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). *NSR-10*. Obtenido de Título G: <https://www.idrd.gov.co/sitio/idrd/sites/default/files/imagenes/7titulo-g-nsr-100.pdf>
- Baño, V., Moya, L., O'Neil, H., Cardoso, A., Cagno, M., Cetrangolo, G., & Domenech, L. (2013). *PROYECTO: DOCUMENTOS TÉCNICOS BASE PARA LA NORMALIZACIÓN DE ESTRUCTURAS Y CONSTRUCCIÓN CON MADERA*. Obtenido de Informe Final: https://www.researchgate.net/profile/Leandro_Domenech/publication/315498303_Documentos_tecnicos_base_para_la_normalizacion_de_estructuras_y_construccion_con_madera/links/58d2f1a592851c319e56f0a7/Documentos-tecnicos-base-para-la-normalizacion-de-estructura
- Beltrán Razura, Á. (2012). *Costos y Presupuestos*. Tepic: Instituto Tecnológico de Tepic.
- BIOCASA . (Octubre de 2010). *Título G- NSR 10, Estructuras de madera y guagía*. Obtenido de <http://slideplayer.es/slide/3274570>
- Brander, R., Flatscher, G., Ringhofer, A., Schickhofer, G., & Thiel, A. (2016). Cross laminated timber (CLT): overview and development. *Springer-Verlag*, 11.
- CADAMDA. (2017). El gobierno nacional quiere construir un porcentaje de las viviendas sociales con madera. *Madera y Construcción*, 45-48.

- Canadian Wood Council. (2016). *Laminated Veneer Lumber*. Obtenido de <http://cwc.ca/wood-products/structural-composite/laminated-veneer-lumber/>
- Canadian Wood Council. (2017). *Laminated Strand Lumber*. Obtenido de [cwc.ca/woord-products/structural-compiste/laminated-strand-lumber/](http://cwc.ca/wood-products/structural-compiste/laminated-strand-lumber/)
- Cañón, D. F. (2016). *CRAIUSTA Universidad Santo Tomás*. Obtenido de Diseño de estructuras en madera según la NSR-10: <http://repository.usta.edu.co/handle/11634/2291>
- Corma. (2015). *POR QUÉ MADERA*. Obtenido de La madera es un material ideal para la construcción y el diseño: http://www.madera21.cl/?page_id=2757#1480605418063-212f1493-810c
- Corma. (Septiembre de 2016). *EN QUÉ CONSISTE EL CAMBIO A LA NORMA CHILENA DE CONSTRUCCIÓN EN MADERA*. Obtenido de <http://www.madera21.cl/?p=1512>
- CORMA. (2016). La construcción de viviendas en Madera. En A. Fritz Durán, *La construcción de viviendas en Madera* (págs. 18-19). Santiago de Chile: CORMA.
- Corma. (Agosto de 2016). *LOS CINCO SISTEMAS CONSTRUCTIVOS EN MADERA MÁS UTILIZADOS*. Obtenido de Madera21: <http://www.madera21.cl/?p=475>
- CORMA. (2016). Unidad 1. La Madera. En A. F. Durán, *La Construcción de Vivientas en Madera* (págs. 11-52). Santiago de Chile.
- CORMA. (20 de Febrero de 2017). *MADERA 21*. Obtenido de REPORTAJE / INGENIERÍA Y CONSTRUCCIÓN: <http://www.madera21.cl/?p=6836>
- Diaz, J. E., & Porras Moya, D. A. (2015). *LA PLANEACIÓN Y EJECUCIÓN DE LAS OBRAS DE CONSTRUCCIÓN DENTRO DE LAS BUENAS PRÁCTICAS DE LA ADMINISTRACIÓN Y PROGRAMACIÓN (PROYECTO TORRES DE LA 26-BOGOTÁ)* . Obtenido de Universidad Católica de Colombia: <http://repository.ucatolica.edu.co/bitstream/10983/2951/4/LA%20PLANEACI%C3%93N%20Y%20EJECUCI%C3%93N%20DE%20LAS%20OBRAS%20DE%20CONSTRUCCI%C3%93N%20DENTRO%20DE%20LAS%20BUENAS%20PR%C3%81CTICAS%20DE%20LA%20ADMIN.pdf>
- Empresa de Desarrollo Urbano. (2016). *Jardín Cincuvallar*. Obtenido de Proyecto Barrios Sostenibles: <https://www.edu.gov.co/site/proyectos/cinturon-verde/barrios-sostenibles>

- Empresa de Desarrollo Urbano. (2016). *Mejoramiento Integral de Barrios*. Alcaldía de Medellín.
- Feliú Jarpa, F. (2013). *Análisis Tipos de madera*. Obtenido de *Tabletros de fibra de madera prensada*: https://wiki.ead.pucv.cl/images/c/c2/Laminas_trabajos.pdf
- Green, M. C. (2012). *The case for tall wood buildings*. Victoria: Architectura + design.
- Herrero, M. E., & Arriaga Martitegui, F. (2001). *Especificaciones de la madera aserrada para uso estructural*. Obtenido de *Informadera*: infomadera.net/uploads/articulo/archivo_4107_1226.pdf
- IBC. (2015). *International Building Code*. En *General Building Areas and Heights*. Los Angeles: IBC.
- La Federación Española de Industrias de la Madera. (2017). *feim, impulsa madera*. Obtenido de <http://www.feim.org/noticias>
- La Serrezuela. (s.f.). *La Serrezuela*. Obtenido de <http://laserrezuela.net/>
- León, B. (2017). *Rascacielos de Madera*. Obtenido de *Archtalent*: <http://magazine.archtalent.com/rascacielos-de-madera/>
- Martínez Elcoro, I. (1998). *El tablero contrachapado americano*. Obtenido de *Tableros OSB*: infomadera.net/uploads/articulos_1690_17395.pdf
- Midzic, A. (2011). *Madera acoplada con metal*. Obtenido de *Universidad de Granada*: http://digibug.ugr.es/bitstream/10481/25175/1/2011_TFM_MIDZIC_AFANA.pdf
- Minambiente. (2016). *Especies maderables Versión 2*. Bogotá: Minambiente.
- Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorio. (2011). *Las normas aplicables en el desarrollo de vivienda de interés social*. Obtenido de *Serie guías de asistencia técnica para vivienda de interés social*: http://www.minvivienda.gov.co/Documents/guia_asis_tec_vis_3.pdf
- Mosquera Torres, G. (2010). *Vivienda y arquitectura tradicional en el pacífico Colombiano*. En G. Mosquera Torres, *Vivienda y arquitectura tradicional en el pacífico Colombiano* (págs. 63-64). Calí: Universidad del Valle.
- Pareja M., D. J. (Diciembre de 2014). *Barrio Esfuerzos de Paz no será invisible para Medellín*. Obtenido de *El Tiempo*: <http://www.eltiempo.com/archivo/documento/CMS-15013077>

- Peña, S. V. (2017). *Madera aserrada características y propiedades*. Obtenido de https://www.researchgate.net/profile/Santiago_Pena2/publication/311924247_MADERA_ASERRADA_i_CHARACTERISTICAS_Y_PROPIEDADES/links/58639ec008ae6eb871acfacc/MADERA-ASERRADA-i-CARACTERISTICAS-Y-PROPIEDADES.pdf
- Peraza Sanchez, F. (2001). *Protección preventiva de la madera*. Obtenido de PROTECCIÓN DE LA MADERA CONTRA EL FUEGO: http://www.cscae.com/area_tecnica/aitim/actividades/act_paginas/libro/34%20Protecci%C3%B3n%20de%20la%20madera%20contra%20el%20fuego.pdf
- Polanco Tapia, C., & Nivaldo Garcia, J. (2017). *REPORTE DE LA OBTENCIÓN DE MLE EN COLOMBIA CON ÉNFASIS EN DOS EMPRESAS NACIONALES*. Obtenido de <http://clem-cimad2017.unnoba.edu.ar/papers/T4-30.pdf>
- Proholz Austria. (Agosto de 2009). *Productos de madera para la construcción*. Obtenido de Prontuario: <http://www.proholz.es/fileadmin/proholz.es/media/prontuario.pdf>
- Proholz Austria. (12 de Marzo de 2013). *Madera laminada encolada (MLE)*. Obtenido de Interempresas: [http://www.interempresas.net/Madera/Articulos/106945-Madera-laminada-encolada-\(MLE\).html](http://www.interempresas.net/Madera/Articulos/106945-Madera-laminada-encolada-(MLE).html)
- Quiceno Toro, N., Muñoz, A. M., & Montoya, H. (2008). *La Comuna 8 Memoria y Territorio*. Obtenido de Secretaría de Cultura Ciudadana - Proyecto Memoria y Patrimonio: http://bibliotecadigital.udea.edu.co/bitstream/10495/4561/6/QuicenoNatalia_2008_Comuna8MemoriaTerritorio.pdf
- Ramírez Molina, M. (2011). *Sistemas Estructurales en Madera*. Talca: Universidad de Talca.
- Santos Sánchez, J. (Febrero de 2008). *Cimentaciones sobre medias laderas, puentes y edificaciones*. Obtenido de http://www.site.biz/descargas/Conferencias_pdf/Cimentaciones%20sobre%20Medias%20Laderas.%20Puentes%20y%20Edificaciones.pdf
- Simpson Strong-Tie. (2014). *Conectores metálicos estructurales*. Obtenido de [http://www.taborga.cl/assets/catalogos/Espa%C3%B1ol/C-2013SP%20Conectores%20Madera-ilovepdf-compressed%20\(1\).pdf](http://www.taborga.cl/assets/catalogos/Espa%C3%B1ol/C-2013SP%20Conectores%20Madera-ilovepdf-compressed%20(1).pdf)
- StructureCraft. (2016). *Laminated Strand Lumber*. Obtenido de <https://structurecraft.com/materials/engineered-wood/laminated-strand-lumber>

- Universidad de Valladolid. (2013). *Materiales para estructuras: Madera*. Obtenido de Madera laminada encolada: https://alojamientos.uva.es/guia_docente/uploads/2013/474/46049/1/Documento17.pdf
- Universidad ORT Uruguay. (1 de Septiembre de 2014). *Conferencias sobre normativa de estructuras en madera*. Obtenido de http://www.ort.edu.uy/innovaportal/file/20929/1/conferencia_5-_espana.pdf
- Waugh Thistleton Architects. (2009). *MURRAY GROVE, THE ORIGINAL TIMBER TOWER*. Obtenido de <http://waughthistleton.com/dalston-lane/>
- Waugh Thistleton Architects. (2017). *DALSTON LANE, THE WORLD'S LARGEST CLT BUILDING*. Obtenido de <http://waughthistleton.com/dalston-lane/>
- Wight, J., & MacGREGOR, J. (2012). The Design Process. En J. Wight, & J. MacGREGOR, *Reinforced Concrete Mechanics & Design* (pág. 12). New Jersey: PEARSON.
- WOODRISE. (2017). *WOODRISE, FRANCE*. Obtenido de <http://en.wood-rise-congress.org/congress-content/>