
Diseño estructural de un edificio de apartamentos estudiantiles de madera prefabricada, fundamentado en los criterios del Eurocódigo, para el análisis de la respuesta sísmica en suelos característicos de la Ciudad de Guatemala

Luis Pedro del Cid Cardona



UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



**Diseño estructural de un edificio de apartamentos
estudiantiles de madera prefabricada,
fundamentado en los criterios del Eurocódigo, para
el análisis de la respuesta sísmica en suelos
característicos de la Ciudad de Guatemala**

Trabajo de graduación presentado por Luis Pedro del Cid
Cardonapara optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería
Civil Arquitectónica

Guatemala 2024

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería




**Diseño estructural de un edificio de apartamentos
estudiantiles de madera prefabricada,
fundamentado en los criterios del Eurocódigo, para
el análisis de la respuesta sísmica en suelos
característicos de la Ciudad de Guatemala**

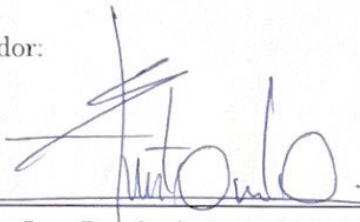
Trabajo de graduación presentado por Luis Pedro del Cid
Cardonapara optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería
Civil Arquitectónica

Guatemala, 2024

Vo.Bo.:

(f) 
Ing. Danilo Antonio Rodríguez Cerón

Tribunal Examinador:

(f) 
Ing. Danilo Antonio Rodríguez Cerón

(f) 
Ing. David Eduardo Herrera Monterroso

(f) 
Ing. Roberto Andrés Bosch

Fecha de aprobación: Guatemala, 20 de Junio de 2024.

Prefacio

En el umbral de una nueva era de la arquitectura y la ingeniería civil, la búsqueda de soluciones sostenibles y respetuosas con el medio ambiente se ha convertido en un imperativo global. En este contexto, este trabajo de graduación se establece como una exploración pionera de las posibilidades que ofrece la madera laminada cruzada (CLT) para la construcción de infraestructuras educativas en zonas urbanas, específicamente a través del diseño de un edificio estudiantil para la Ciudad de Guatemala. Este trabajo no solo busca contribuir al desarrollo de la arquitectura sostenible en América Central, sino también demostrar cómo las innovaciones en materiales y técnicas de construcción pueden responder a las necesidades sociales, económicas y ambientales de las ciudades.

La elección de la Ciudad de Guatemala como escenario para este estudio no es casual. Esta metrópoli, caracterizada por su historia, diversidad cultural y desafíos urbanísticos, representa un campo de pruebas ideal para implementar y evaluar las ventajas de la CLT en la construcción sostenible. La adaptabilidad, la eficiencia energética y la reducción de la huella de carbono que ofrece el uso de CLT se alinean con los objetivos de desarrollo sostenible y con la necesidad de promover prácticas de construcción que sean tanto innovadoras como respetuosas con el legado cultural y ambiental de la región.

Este trabajo es el resultado de una investigación teórica, estudios de caso y diseño conceptual de un edificio estudiantil que no solo aspira a ser un modelo de sostenibilidad y eficiencia, sino un espacio que fomente la inclusión, el aprendizaje y el bienestar de sus usuarios. Al integrar principios de diseño bioclimático, estrategias de gestión de recursos y tecnologías de vanguardia, se propone una visión holística de lo que podría y debería ser la infraestructura educativa en el siglo XXI.

Agradecimientos

A medida que cierro este capítulo de mi vida académica, me veo rodeado de gratitud hacia aquellos que han sido pilares en este viaje, tanto personal, profesional y más importante espiritual. Es un honor para mí expresar mi más sincero agradecimiento a todos ellos.

Debo comenzar por agradecer a Dios por ser mi guía y fortaleza en cada paso del camino. Su presencia constante ha sido la luz que ilumina mi sendero, dándome la fe y la perseverancia necesarias para superar cada desafío.

A mis padres, Consuelo Alicia Cardona Garcia y Jose Salvador del Cid Maldonado, cuyo amor y apoyo incondicional son el regalo más grande que he recibido. Son el reflejo del amor y la bondad de Dios en mi vida.

A mis hermanos, Karla Maria Curtis, Jose Miguel del Cid Cardona y Brenda Patricia del Cid Cardona por su cariño, compañerismo y los momentos de alegría compartidos, que han sido oasis en mi viaje académico.

A mis amigos, por su lealtad, apoyo y las incontables maneras en que han enriquecido mi vida. Ustedes han sido mis compañeros en los momentos de alegría y en los desafíos, recordándome siempre el valor de la amistad verdadera.

A los catedráticos de la Universidad del Valle de Guatemala, gracias por su dedicación y por impulsarme a alcanzar mi máximo potencial. Su pasión por la enseñanza ha sido una fuente inagotable de inspiración y conocimiento.

A la Universidad del Valle de Guatemala, por ser un entorno de crecimiento, aprendizaje y descubrimiento. Gracias por brindarme las herramientas para construir no solo una carrera, sino también carácter.

A mis asesores, por su guía, paciencia y creer en mi capacidad para contribuir de manera significativa a nuestro campo de estudio. Su sabiduría y consejos han sido fundamentales en la culminación de este proyecto.

Por último, pero no menos importante, a Valeria, por ser mi fuente de inspiración y motivación diaria. Tu apoyo inquebrantable, tu comprensión y tu amor han sido el sostén emocional que me ha permitido perseguir mis objetivos. Tu amor ha sido un regalo invaluable en mi vida.

Este logro es un reflejo de la bondad, la paciencia y el amor de las personas mencionadas y muchas otras que se han cruzado mi camino. A todos ustedes, mi más profundo agradecimiento y amor, que Dios los bendiga abundantemente, como lo ha hecho conmigo.

Índice

Prefacio	iii
Agradecimientos	v
Lista de Figuras	x
Resumen	xi
Abstract	xii
1 Introducción	1
2 Objetivos	2
2.1 Objetivo general	2
2.2 Objetivos específicos	2
3 Justificación	3
4 Marco teórico	4
4.1 Introducción al marco teórico	4
4.1.1 Definición y relevancia	4
4.1.2 La Geometría del Panel CLT y sus propiedades	5
4.1.3 Aplicaciones constructivas	6
4.2 Revisión de la literatura sobre CLT	6
4.2.1 Concepto del Diseño	6
4.2.2 Factor de deformación	9
4.2.3 Propiedades del material	10
4.3 CLT y sus implicaciones ecológicas	12
4.3.1 Impacto ecológico del sector de Arquitectura, Ingeniería y Construcción	13
4.3.2 Economía circular de la silvicultura para efecto de la producción de material constructivo	13
4.4 Fundamentos de la respuesta sísmica	14
4.4.1 Principios básicos	15
4.4.2 Normativas y estándares en diseño sísmico para CLT	15
4.4.3 Discusión sobre la American Wood Association y la ausencia de normativa Europea	16
4.5 Investigaciones previas sobre respuesta sísmica en CLT	16

4.5.1	Estudios previos	16
4.6	Metodología de análisis sísmico equivalente de fuerza lateral (ELF)	18
4.6.1	Aplicación del método ELF según ASCE 7-16	18
4.6.2	Importancia del método ELF en el diseño sísmico	19
4.7	Herramientas y software	19
4.7.1	RFEM de Dlubal para el diseño y análisis sísmico de CLT	19
4.8	Proceso de análisis estructural	20
4.8.1	Diafragmas	21
4.8.2	Clasificación del diafragma y sus implicaciones	23
4.8.3	Colectores	23
4.8.4	Listón	24
4.8.5	Muros de corte	25
4.8.6	Angle brackets	25
4.8.7	Hold down	26
4.8.8	Método de diseño de shear wall CLT	27
4.8.9	Conexiones pre-calificadas	28
4.8.10	Fuerza lateral equivalente	29
4.9	Casos de estudio y ejemplos prácticos	30
5	Antecedentes	33
5.1	Introducción	33
5.1.1	Importancia de las estructuras resistentes a los terremotos	33
5.1.2	Evolución de los materiales de construcción	33
5.2	Madera contra-laminada (CLT)	33
5.2.1	Propiedades de la CLT	33
5.2.2	Proceso de fabricación	34
5.3	CLT en aplicaciones sísmicas	34
5.3.1	Comportamiento mecánico del CLT bajo cargas sísmicas	34
5.3.2	Estudios de caso de edificios CLT en zonas sísmicas	34
5.4	Ventajas de CLT	34
5.4.1	Beneficios ambientales	34
5.4.2	Consideraciones económicas	34
5.5	Desafíos e investigaciones futuras	35
5.5.1	Limitaciones actuales en la aplicación de CLT	35
5.5.2	Direcciones de investigación futuras	35
6	Alcance	36
7	Análisis y discusión de resultados	37
7.1	Modelo estructural	37
7.1.1	Descripción geométrica de la estructura y sus implicaciones	38
7.1.2	El espectro sísmico	38
7.1.3	Cortante basal	39
7.1.4	Derivas	40

7.1.5	Efectos P - Delta y Torsión Accidental	41
7.1.6	Secciones de los Elementos	41
7.1.7	Losas	43
7.1.8	Muros	44
7.1.9	Derivas	45
7.1.10	Resultados	47
8	Conclusiones	48
9	Recomendaciones	50
10	Referencias	51
	References	51
11	Anexos	53
A	Planos de Construcción	54
B	Memoria de Cálculo	57
	Lista de Símbolos	133

Lista de Figuras

1	Vista explotada de la configuración de CLT Adaptada de Enso (s. f.)	4
2	Denominación de componentes del CLT Adaptada de Waller Nova, 2018.	5
3	Configuración de nomenclatura para el producto CLT Adaptada de Waller Novak, 2018	5
4	Determinación de nomenclatura para la orientación de capas Adaptado de Waller Novak, 2018	6
5	Situaciones de diseño y los coeficientes de combinación Adaptado de Waller Novak, 2018	7
6	Clasificación de Clase de Seguridad	7
7	Valores de γ_M comúnmente empleados Adaptado de Borgstrom, 2019	9
8	Tabla de Clase de Servicio y su relación con la duración de carga para la clasificación del factor k_{mod}	9
9	Visualización del concepto de verificación y la integridad estructural Adaptado de Waller Novak, 2018	10
10	Ejemplos de las propiedades del CLT Adaptado de Borgstrom, 2019	11
11	Impacto de $kgCO_2/m^2$ del desarrollo de vivienda con estructura de madera en comparación con estructura de concreto. Adaptado de Sweedish Wood, 2022.	13
12	Economía Circular Adaptado de Sweedish Wood, 2022	14
13	Tabla 12: 12-1 Derivas. Adaptado de ASCE7-16	18
14	Diagrama de flujo del proceso de Diseño Estructural Elaboración Propia	20
15	Diagrama de flujo para el diseño de diafragmas de CLT Elaboración Propia	22
16	Detalles de Elemento Colector utilizado en diafragmas de CLT. Elaboración propia	23
17	DCL de fuerzas actuando en colectores Adaptada de Waller et. al., 2018	24
18	Comportamiento no dúctil Adaptado de Novak et. al., 2018	24
19	Detalle típico de conexión de listón entre panel y panel Elaboración propia	25
20	Deformaciones típicas de murros CLT Adaptada de Lukacs, 2019	25
21	Soporte Angular Adaptada de Chen et. al. 2024	26
22	Hold Down de la empresa Simpson Strong Tie Adaptada de Simpson Strong Tie Specification Sheet	27
23	Interacción Triangular propuesta por Popvoski et. al. Elaboración Propia	28
24	Ejemplo de tabla de Conexión Precalificada de la empresa Rothoblaas Adaptada de ficha técnica Rothoblaas	29
25	Edificio Experimental de CLT en campus UBB Adaptado de Falk et. al., 2016	30
26	Modelo de Estructura de Edificio CLT en Chile Adaptado de Prieto, 2022	31

27	Edificio en construcción en Milan Italia Adaptado de Gasparri et. al., 2016 . . .	32
28	Modelo estructural Elaboración Propia	37
29	Tabla 12-1 Adaptado de ASCE 7-16	38
30	Planta Típica Elaboración Propia	38
31	Espectro Sísmico clase de suelo C, Guatemala, Guatemala Elaboración Propia	39
32	Espectros Sobrepuestos Elaboración Propia	39
33	Resultado de Fuerzas Sísmicas Elaboración Propia	40
34	Elevación Elaboración Propia	40
35	Derivas Elaboración Propia	40
36	Verificación del efecto P-Delta Elaboración Propia	41
37	Resultado de Deflexiones en Losa de Entrepiso Elaboración Propia	42
38	Definición de las direcciones principales del CLT Adaptado de Sweedish Wood, 2022	42
39	Valores de resultados de deformación en losa de entrepiso resultado de RFEM Elaboración propia	43
40	Deformación de losa en planta resultado de RFEM Elaboración propia . . .	43
41	Resultados de deflexión de los cálculos manuales. Elaboración Propia	44
42	Resultados de muro exterior nivel 1 Elaboración propia	44
43	Resultados de esfuerzo flexo compresión Elaboración propia	44
44	Resultados de derivas del edificio Elaboración propia	45
45	Leyenda de deformación extraída de RFEM Elaboración propia	46

El crecimiento exponencial de la población a nivel global, incluyendo Guatemala, impulsa el desarrollo social y la expansión de la infraestructura. Esta evolución es primordial para sustentar el crecimiento, evidenciado por la creciente demanda de viviendas que satisfagan refugio y empleo, generadas por la migración hacia los centros urbanos. A medida que avanzan los años, el espacio disponible para nuevas construcciones se reduce, impulsando la tendencia de la edificación vertical. Esta estrategia no solo optimiza el uso del espacio, sino que facilita el desarrollo de viviendas, espacios comerciales y áreas de ocio que atienden las demandas de una sociedad cada vez más amplia.

La ubicación de Guatemala sobre placas tectónicas la expone a actividad sísmica, lo que puede llevar a desastres naturales devastadores. En respuesta, los ingenieros recurren al uso de concreto reforzado para construir estructuras capaces de resistir tales fuerzas naturales. A pesar de su eficacia, la producción de cemento se identifica como uno de los principales contribuyentes de la emisión de dióxido de carbono, representando entre el 4% y el 8% de las emisiones globales anuales. Este aspecto subraya la urgente necesidad de abordar el impacto ambiental de la industria de la construcción.

El calentamiento global, incrementando por la emisión de CO₂, afecta todos los aspectos de la sociedad, lo cual impulsa la búsqueda de alternativas sostenibles para el desarrollo humano. A pesar de la magnitud de la industria de la construcción, ha tenido una notable falta de innovación en términos de prácticas sostenibles. Sin embargo, la exploración de sistemas estructurales alternativos representa una prometedora vía de investigación y desarrollo con potencial para revolucionar la construcción a nivel mundial. Entre las innovaciones está, el uso de madera como material estructural en zonas sísmicas destaca por su viabilidad y sostenibilidad. Este enfoque no solo ofrece una alternativa ecológica que, sino que también abre nuevas perspectivas para la ingeniería y la arquitectura, promoviendo seguras, resilientes y ambientalmente responsables.

Abstract

The exponential growth of the global population, including in Guatemala, drives social development and infrastructure expansion. This evolution is essential to sustain growth, as evidenced by the increasing demand for housing that provides shelter and jobs, generated by migration to urban centers. As the years progress, the available space for new constructions decreases, driving the trend of vertical building. This strategy not only optimizes space usage but also facilitates the development of housing, commercial spaces, and leisure areas that meet the demands of an ever-expanding society.

Guatemala's location on tectonic plates exposes it to seismic activity, which can lead to devastating natural disasters. In response, engineers use reinforced concrete to construct structures capable of withstanding such natural forces. Despite its effectiveness, cement production is identified as one of the major contributors to carbon dioxide emissions, accounting for between 4% and 8% of global annual emissions. This highlights the urgent need to address the environmental impact of the construction industry.

Global warming, exacerbated by CO₂ emissions, affects all aspects of society, driving the search for sustainable alternatives for human development. Despite the size of the construction industry, there has been a notable lack of innovation in terms of sustainable practices. However, the exploration of alternative structural systems represents a promising avenue of research and development with the potential to revolutionize construction worldwide. Among these innovations, the use of wood as a structural material in seismic zones stands out for its viability and sustainability. This approach not only offers an ecological alternative but also opens new perspectives for engineering and architecture, promoting safe, resilient, and environmentally responsible practices.

El desarrollo urbano contemporáneo ha impulsado la necesidad de construir edificios verticales para satisfacer las demandas de trabajo, vivienda y entretenimiento. Sin embargo, la industria de la construcción tiene un impacto climático significativo, lo que subraya la importancia de buscar alternativas sostenibles.

En los últimos años, la tecnología de construcción ha avanzado notablemente, en especial el uso de estructuras de madera. Estas presentan enormes ventajas para la industria de la arquitectura, ingeniería y construcción (AIC). Entre ellas se destaca el desarrollo integral de elementos de madera prefabricada de ingeniería, diseñados para su aplicación en estructuras de varios niveles de altura. Este enfoque no solo amplía el mercado y las posibilidades de construcción, sino que también promueve el uso de un material renovable que secuestra dióxido de carbono y permite un montaje prefabricado, lo cual optimiza los tiempos de construcción.

El uso de estructuras de madera abre nuevas posibilidades, en especial países con alta actividad sísmica, la cual ofrece una opción viable y sostenible que responde a las exigencias ambientales y estructurales contemporáneas. Esta tesis explora las ventajas y los desafíos de la implementación de tecnologías de construcción con madera, evaluando su impacto en el desarrollo urbano sostenible y su potencial en regiones sísmicamente activas.

2.1 Objetivo general

Investigar la respuesta sísmica de un edificio cuyo principal material estructural es la madera aplicando conceptos del EC 5 con parámetros sísmicos guatemaltecos.

2.2 Objetivos específicos

- Identificar los tipos de madera masiva que presentan la opción de elementos estructurales para la solución estructural.
- Emplear el Euro Código 5 en conjunto con el Euro Código 8 y ASCE7-16 para diseñar una estructura de madera con parámetros de suelo guatemalteco para desarrollar un espectro sísmico para el dimensionamiento de los elementos CLT de la estructura, con la verificación del método de fuerzas laterales equivalentes (ELF).
- Evidenciar a través del cálculo estructural cómo se comporta el sistema cajón con paneles CLT ante los esfuerzos derivados de un sismo en suelos de la ciudad capitalina, verificando los resultados ante el sismo con un modelo tridimensional.
- Determinar por medio de análisis computacional si la estructura calculada cumple con los requisitos del Euro Código y proporciona valores satisfactorios para su desarrollo en la Ciudad de Guatemala.

El concreto y el acero continúan siendo los materiales predominantes en la construcción debido a su ampliamente reconocida resistencia, coste, durabilidad y comprensión detallada de sus propiedades. Sin embargo, la producción de estos materiales es energéticamente intensiva, lo que conlleva a significativas emisiones de gases de efecto invernadero. Se estima que la producción de cada tonelada de cemento y acero libera aproximadamente una y 1.85 toneladas de dióxido de carbono, respectivamente, contribuyendo a que la industria del cemento y la siderurgia sean responsables de aproximadamente el 8% y el 7-9% de las emisiones globales de CO₂ (Abed et al., 2022).

Ante esta realidad, un creciente número de profesionales de la construcción está explorando alternativas sostenibles para mitigar el impacto ambiental del sector. La madera emerge como una opción prometedora, no solo por su potencial para reducir las emisiones de carbono asociadas a la construcción, sino también por su capacidad de secuestrar CO₂, ofreciendo así un balance de emisiones negativas (Wood, 2024).

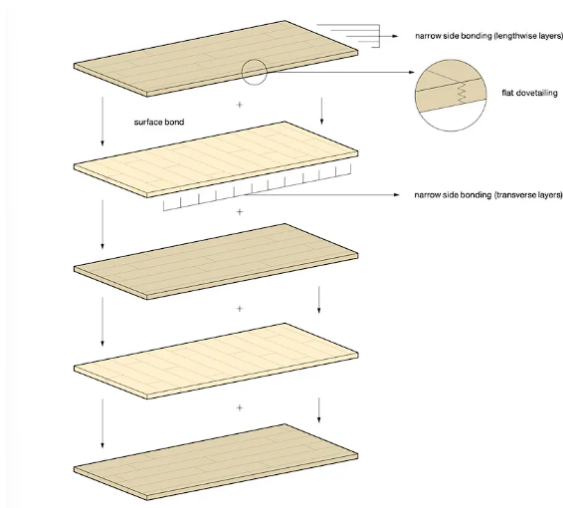
A pesar de las ventajas ambientales que ofrece el uso de la madera en la construcción, el concreto y el acero siguen siendo las opciones preferidas para estructuras de mediana a alta altura, especialmente en regiones propensas a sismos. Esta preferencia se debe a la familiaridad con el comportamiento estructural de estos materiales tradicionales y a la percepción de riesgo asociada con la adopción de nuevos métodos constructivos. La reluctancia de la industria a adoptar materiales innovadores como la madera para este tipo de proyectos radica en la necesidad de extensas investigaciones y pruebas que demuestren su viabilidad y seguridad estructural. La adopción de nuevas soluciones requiere superar barreras relacionadas con el conocimiento técnico y garantizar el cumplimiento de los rigurosos estándares de ingeniería (?, ?).

4.1 Introducción al marco teórico

4.1.1 Definición y relevancia

CLT es un producto de madera de ingeniería conformado por capas de madera tratada de dimensiones comunes orientada perpendicularmente entre capas y pegado. En pegar las capas en forma perpendicular el panel provee de una rigidez estructural excelente en ambas direcciones (Wood, 2024).

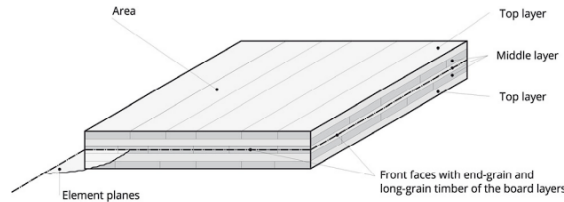
Figure 1: **Vista explotada de la configuración de CLT** Adaptada de Enso (s. f.)



4.1.2 La Geometría del Panel CLT y sus propiedades

Para diseñar CLT es de vital importancia conocer su comportamiento ante esfuerzos y su configuración geométrica y como esta aporta a la resistencia del material.

Figure 2: **Denominación de componentes del CLT** Adaptada de Waller Nova, 2018.



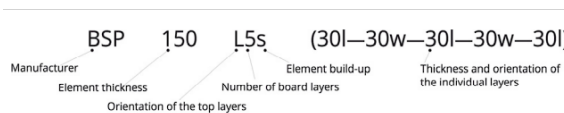
Dimensiones

Comercialmente las dimensiones de CLT son limitadas por configuraciones logísticas que permiten el panel a ser transportado por la infraestructura que hemos desarrollado como sociedad. Como panel estas dimensiones para un solo panel son de 16 m de largo y 3 metros de ancho. Siendo su espesor hasta 500 mm (Stora Enso, n.d.).

Estándar de aprobación como material constructivo

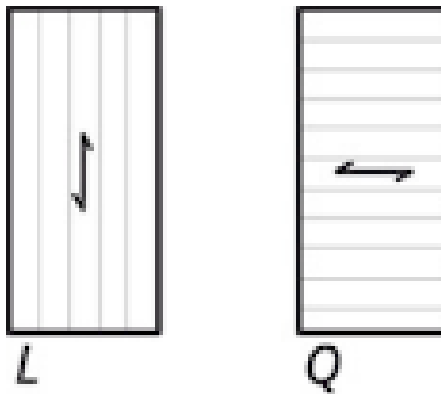
Respectivamente CLT después de su concepción como material constructivo. Requerir su certificación de calidad que lo permite ser empleado como un elemento estructural, siendo esto la forma en la cual se le permite mantener una legitimidad de su forma. Este es aprobado por la Norma de Aprobación Técnica Europea (ETA como es conocido en sus siglas en inglés) (Waller Novak et al., 2018).

Figure 3: **Configuración de nomenclatura para el producto CLT** Adaptada de Waller Novak, 2018



Sin embargo por ser un material ortotrópico, es importante identificar la orientación de las capas impares siendo estas la forma en la cual el panel ejerce su mayor esfuerzo de resistencia.

Figure 4: **Determinación de nomenclatura para la orientación de capas** Adaptado de Waller Novak, 2018



4.1.3 Aplicaciones constructivas

La versatilidad de los elementos de CLT le permiten compilarse en un conjunto elementos estructurales que permiten su desarrollo de infraestructura versátil y fácil de montar. Estos elementos incluyen; muros, losas, gradas y vigas (Stora Enso, n.d.).

4.2 Revisión de la literatura sobre CLT

4.2.1 Concepto del Diseño

EL objetivo de cualquier diseño estructural es la verificación del sistema o elemento ante una acción externa. Es decir; determinación de la resistencia del material, con la aplicación de factores de seguridad según condiciones del entorno, ante las acciones que se preveen que la estructura o elemento estarán siendo sometidas según condiciones del entorno y las de la estructura.

Valores característicos de las fuerzas externas

Valores que impactan a la estructura como cargas vivas, cargas muertas, sísmicas, etc. Se determinan según su respectiva parte en el Eurocódigo 1. Su valores son determinados según modelos de estudio y mediciones derivados dentro de un periodo de referencia (aproximadamente 50 años) y sus valores solamente exceden en el 5% de casos. Estos se denominan según el sub-índice k (EN1990-1-1:2005 4.1.2).

Valores de diseño de las fuerzas externas

Los valores de diseño son los esfuerzos derivados de la condición de carga, con los impactos y efectos observados. Cada límite de diseño está contemplado con factores de seguridad y coeficientes de combinación, sumados para generar una combinación de carga de las condiciones más desfavorables.(Waller Novak et al., 2018).

Figure 5: **Situaciones de diseño y los coeficientes de combinación** Adaptado de Waller Novak, 2018

Coefficients	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Limit states			
Loss of static equilibrium (EQU), Load-bearing capacity (ULS)	Rare or temporary design situation	Extraordinary design situation	
	Verification of the load-bearing capacity	Verification of the load-bearing capacity in the event of fire or earthquake	
Serviceability (SLS)	Characteristic design situation	Frequent design situation	Quasi-permanent design situation
	Avoidance of damage	-	Appearance

Clases de seguridad

La filosofía de diseño detalla el riesgo de colapso estructural. Esto depende en el uso que mantendrá la estructura y su función. Por ejemplo el riesgo es mayor si el diseño de un techo es para una bodega en comparación con un techo de un salón de clases. En los Eurocódigos estas diferencias se detallan según el uso de factores determinados como clase de seguridad. Sin embargo, es importante detallar que este factor solo se emplea para el diseño en Estado de Límite Último (ELU o ULS en sus siglas en inglés) y no en el Estado de Límite de Servicio (ELS o SLS en sus siglas en inglés) (EN1990-1-1:2005).

Figure 6: Clasificación de Clase de Seguridad

Class	Scope	Partial factor, γ_s
Safety class 1	(low), little risk of serious personal injury	0.83
Safety class 2	(normal), some risk of serious personal injury	0.91
Safety class 3	(high), major risk of serious personal injury	1.0

Las distintas clases de seguridad observadas en la Figura 6 se clasifican según lo siguiente:

Estados de limite

La filosofía de diseño del Eurocódigo sigue los siguientes estados de limite:

- Estado Límite Ultimo (ULS): Tiene el objetivo de proteger la seguridad de las personas o la estructura.
- Limite de Servicio (SLS): Tiene el objetivo de la comodidad del usuario.

(?, ?)

Para el diseño ULS se realiza modificando la resistencia del material:

$$f_d = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_k}{\gamma_M}$$

Donde:

- f_d : La resistencia de diseño del material. Este es el valor utilizado en los cálculos de diseño, teniendo en cuenta varios factores para garantizar la seguridad.
- k_{mod} : Factor de modificación. Este factor tiene en cuenta los efectos sobre la resistencia del material debido a condiciones de uso o el ambiente, entre otros factores. Ajusta la resistencia característica a un valor más conservador (seguro) para el diseño.
- f_k : Resistencia característica del material. Este es un valor basado en análisis estadístico, que típicamente significa que el 95% de la población de muestras superará esta resistencia.
- γ_M : Factor de seguridad parcial para la resistencia del material. Este factor proporciona una seguridad adicional para tener en cuenta las incertidumbres en el comportamiento del material, la precisión del modelo utilizado para representar el comportamiento de la estructura y las desviaciones en la fase de ejecución.

Para el límite de servicio lo que rige es el confort, del usuario y para esto normalmente rige la deflexión de los elementos.

Las fórmulas para calcular el valor medio final del módulo de elasticidad, el módulo de corte medio final y el módulo de deslizamiento final, considerando la influencia del factor de modificación para la deformación por fluencia (k_{def}), son las siguientes:

- $E_{\text{mean,fin}} = \frac{E_{\text{mean}}}{1+k_{\text{def}}}$ donde $E_{\text{mean,fin}}$ es el valor medio final del módulo de elasticidad.
- $G_{\text{mean,fin}} = \frac{G_{\text{mean}}}{1+k_{\text{def}}}$ donde $G_{\text{mean,fin}}$ es el valor medio final del módulo de corte.
- $K_{\text{ser,fin}} = \frac{K_{\text{ser}}}{1+k_{\text{def}}}$ donde $K_{\text{ser,fin}}$ es el valor final del módulo de deslizamiento.

Donde:

- E_{mean} es el valor medio del módulo de elasticidad antes de ajustar por fluencia.
- G_{mean} es el valor medio del módulo de corte antes de ajustar por fluencia.
- K_{ser} es el módulo de deslizamiento antes de ajustar por fluencia.
- k_{def} es un factor de modificación para la deformación por fluencia que tiene en cuenta la clase de servicio.

Factor Parcial de Factor de Modificación

El factor parcial, γ_M atribuye a incertidumbres del material, dependiendo fuertemente de su control en manufactura y la homogeneidad del material. Actualmente, los valores para CLT emplean el mismo valor que Glulam o en algunos países el factor de Madera Masiva. En espera de los próximos Eurocódigos se prevé que estos contendrán un valor más acertado a las características del material y estudios realizados durante este tiempo (Borgström et al., 2019)(Wood, 2024).

Class	Scope	Partial factor, γ_d
Safety class 1	(low), little risk of serious personal injury	0.83
Safety class 2	(normal), some risk of serious personal injury	0.91
Safety class 3	(high), major risk of serious personal injury	1.0

Figure 7: Valores de γ_M comúnmente empleados Adaptado de Borgstrom, 2019

Con respecto al Factor de Modificación, este representa los estudios de como el elemento constructivo responde ante factores del ambiente. Para CLT esto representa como el material se comporta según la duración de la carga y su contenido de humedad. A continuación podemos ver los valores determinados para CLT (European Committee for Standardization, 2004a).

Figure 8: Tabla de Clase de Servicio y su relación con la duración de carga para la clasificación del factor k_{mod}

Adaptado de Borgstrom, 2019

Service class	Load-duration class				
	Permanent (P)	Long term (L)	Medium term (M)	Short term (S)	Instantaneous (I)
1	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1
2	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1
3	-	-	-	-	-

Valores de resistencia

La resistencia de elementos de CLT dependen de su configuración y la resistencia individual de cada elemento que lo conforma. Estos son denominados por el símbolo f_k y son derivados de ensayos estandarizados para determinar la relación entre todas las resistencias de cada elemento que lo conforma, siendo utilizado únicamente el quinto percentil de los resultados de la muestra (Falk et al., 2016).

4.2.2 Factor de deformación

El factor k_{def} toma en consideración los efectos de deflexión a largo plazo. En especial para materiales como madera, el concepto de fatiga del material es un factor que se debe considerar para asegurar el confort de los usuarios y la seguridad estructural (European Committee for Standardization, 2004a).

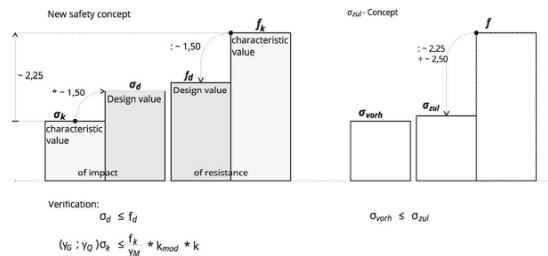
Su concepción tiene como objetivo controlar:

- Verificar el creep, en cálculo de cargas a largo plazo determinan que los efectos de la carga en la deflexión del panel puede ser significativo y aumentarse con el transcurso del tiempo.
- Para los cálculos de Limite de Servicio (SLS), este factor es crucial para asegurar que la estructura se mantenga funcional según el uso destinado sin causar alguna incomodidad a los usuarios en especial de la percepción de inseguridad debido a deformación excesiva o vibración.
- Durabilidad y Fiabilidad: esto asegura que al emplear k_{def} el elemento mantiene su forma y cumplirá su función durante su tiempo de vida.

Verificación

La verificación de la estructura brinda lo que es la seguridad estructural. En pocas palabras este nos indica que la fuerza de esfuerzo de diseño es menor a la respectiva resistencia de diseño tomando en cuenta todos los factores que se discutieron anteriormente. Brindando así el concepto de seguridad, representando que los casos de las peores condiciones esperadas en la estructura sean menor a la capacidad de la estructura a resistir dichas condiciones y brindar asimismo la integridad estructural(Falk et al., 2016).

Figure 9: **Visualización del concepto de verificación y la integridad estructural** Adaptado de Waller Novak, 2018



4.2.3 Propiedades del material

CLT como material constructivo resulta ser un elemento con un conjunto de características interesantes como lo son:

- Alta resistencia en relación con su peso propio.
- Buenas tolerancias de manufactura y su estabilidad dimensional es muy buena.
- Buena capacidad de resistencia cuando esta en combustión.
- Buenas propiedades termo-acústicas.
- Bajo peso propio (representa bajo costo de transporte y ensamblaje).

- Buena capacidad de tolerar ambientes químicamente comprometidos.
- Flexible.
- Capacidad de capturar carbono.
- Perforación rápida para adecuar instalaciones
- Construcción con baja contaminación de ruido y polvo

Esto resalta las excelentes propiedades del CLT, tanto sus propiedades mecánicas como también la posibilidad de emplearse como material para sistemas de construcción modular (Borgström et al., 2019).

Figure 10: Ejemplos de las propiedades del CLT Adaptado de Borgstrom, 2019

Board properties	C14	C16	C24	C30
Characteristic strength values (MPa)				
Bending strength $f_{m,k}$	14	16	24	30
Tensile strength along the grain $f_{t,0,k}$	7.2	8.5	14.5	19
Tensile strength perpendicular to the grain $f_{t,90,k}$	0.4	0.4	0.4	0.4
Compressive strength along the grain $f_{c,0,k}$	16	17	21	24
Compressive strength perpendicular to the grain $f_{c,90,k}$	2.0	2.2	2.5	2.7
Shear strength $f_{v,k}$	3.0	3.2	4.0	4.0
Stiffness values (MPa)				
Mean value of modulus of elasticity, along the grain $E_{m,0,mean}$	7,000	8,000	11,000	12,000
Fifth percentile value of modulus of elasticity, along the grain $E_{m,0,05}$	4,700	5,400	7,400	8,000
Mean value of modulus of elasticity, perpendicular to the grain $E_{m,90,mean}$	230	270	370	400
Mean value of the shear modulus G_{mean}	440	500	690	750
Density (kg/m³)				
Fifth percentile volume of density ρ_k	290	310	350	380
Mean density ρ_{mean}	350	370	420	460

Normativa que rige la clasificación del material

De acuerdo con la normativa SS-EN 16351, las propiedades mecánicas del CLT se pueden establecer mediante el análisis de la estructura transversal y las propiedades materiales de las tablas constituyentes o mediante pruebas directas en los componentes de CLT. Esta normativa también exige que los fabricantes declaren las propiedades de sus productos, basándose en los estándares de las tablas según SS-EN 338 y un método de cálculo. La rigidez y la resistencia de un panel CLT se determinan por las características de sus capas en tres ejes definidos: el eje x, paralelo o a lo largo de la dirección principal de soporte del panel; el eje y, perpendicular a esta dirección; y el eje z, perpendicular al plano formado por los ejes x y y (“SS-EN 16351: Timber Structures - Cross Laminated Timber - Requirements”, n.d.) (“SS-EN 338: Structural Timber - Strength Classes”, n.d.).

4.3 CLT y sus implicaciones ecológicas

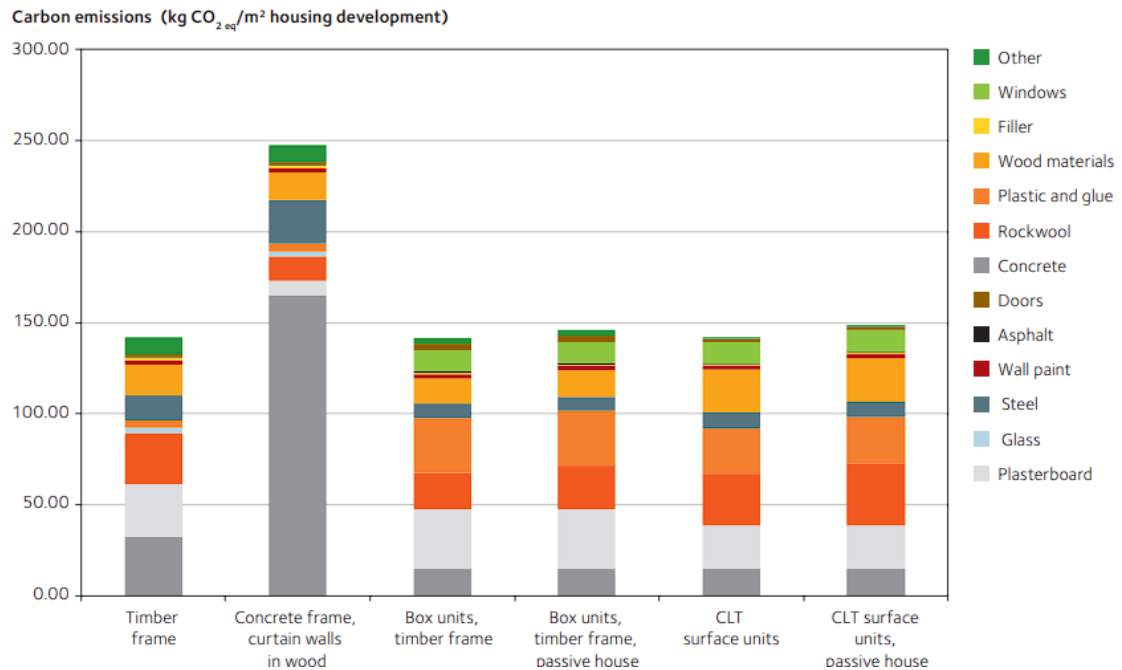
Los escépticos dudan de la capacidad del CLT como un material ecológicamente viable; incluso lo ven como una forma de destrucción de los recursos naturales de nuestro planeta, afectando severamente nuestro clima. Sin embargo, el uso de CLT como material de construcción ha desarrollado toda una industria dentro del sector de AIC. Por razones económicas, es necesario que su producción sea autosostenible, lo que ha llevado al desarrollo de la silvicultura sostenible. Esto asegura que la cosecha de bosques no supere el crecimiento de nuevos bosques (Borgström et al., 2019).

A pesar de estas consideraciones sobre la cosecha de madera, la silvicultura en lugares donde la materia prima de construcción es la madera ha impulsado el desarrollo sostenible de las industrias forestales. Respondiendo a una demanda que continuamente se abastece con la siembra y cosecha auto-sostenible para mantener este sector económicamente activo. (Borgström et al., 2019). En comparación con otros materiales de construcción, la madera se considera el único material sostenible apto para la construcción. La regeneración de minerales utilizados en la producción de la alternativa como el concreto o el acero, toma mucho más tiempo que el crecimiento de nuevos bosques (típicamente 29-70 años) (Borgström et al., 2019).

La manufactura de CLT es un proceso energéticamente eficiente además de que sus subproductos, como virutas y aserrín, se emplean para la producción de electricidad o para el proceso de curado térmico mediante la combustión de los retazos y residuos derivados de la fabricación de los elementos de madera masiva.

4.3.1 Impacto ecológico del sector de Arquitectura, Ingeniería y Construcción

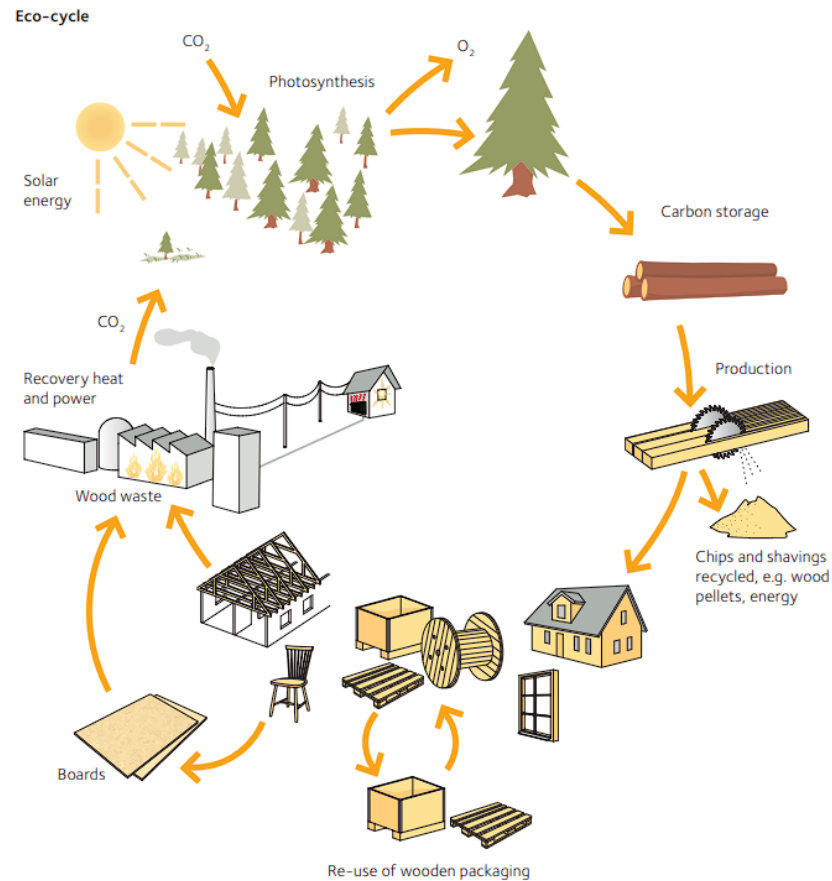
Figure 11: Impacto de kgCO_2/m^2 del desarrollo de vivienda con estructura de madera en comparación con estructura de concreto. Adaptado de Swedish Wood, 2022.



Al estudiar la Figura 11 esto presentará el uso de materiales en diferentes sistemas constructivos que emplean el uso de distintos materiales y la representación de huella de carbono que el uso de este material representa. Se puede observar claramente el impacto ecológico que esto implica en el desarrollo de infraestructura al utilizar la madera como sistema estructural.

4.3.2 Economía circular de la silvicultura para efecto de la producción de material constructivo

La industria de productos de madera crean una de las primeras industrias auto sostenibles del sector de AIC.

Figure 12: **Economía Circular** Adaptado de Swedish Wood, 2022

Como se puede observar en la figura anterior, el crecimiento de nuevos bosques con destino de uso para material constructivo, pasan por el ciclo de fotosíntesis, extrayendo y capturando CO₂ de la atmósfera liberando Oxígeno como bi-producto de este proceso. El árbol luego es utilizado para crear elementos para la construcción y esto luego se usan para construir. Al finalizar el ciclo de vida del proyecto la madera sigue siendo muy valiosa, pudiendo ser extraída de la construcción para ser reutilizada para crear nuevos productos o bien se puede utilizar como combustible para generar electricidad y continuar el ciclo (Borgström et al., 2019).

4.4 Fundamentos de la respuesta sísmica

La respuesta sísmica es la interacción del suelo con la estructura, como respuesta a la función de la pseudo aceleración generada por los parámetros de suelo, el nivel sísmico experimentado en la zona y la masa de la estructura. (?, ?).

4.4.1 Principios básicos

La respuesta sísmica engloba la interacción de suelos, estructuras y materiales frente a las vibraciones de terremotos, siendo crucial en la ingeniería sísmica para disminuir daños. Los aspectos fundamentales incluyen:

- **Comportamiento del suelo:** Fundamental para la respuesta estructural; varía con el tipo de suelo, influenciando la amplificación de ondas sísmicas. La licuefacción es un riesgo en suelos saturados de agua (? , ?).
- **Dinámica de estructuras:** Basada en características como masa y rigidez. La frecuencia natural de vibración determina cómo se absorbe y disipa la energía sísmica (? , ?).
- **Aislamiento sísmico y disipación de energía:** Métodos que limitan la transferencia de energía sísmica, cruciales para la protección estructural durante sismos (? , ?).
- **Ductilidad:** Esencial para que materiales y estructuras soporten deformaciones significativas sin fallar, previniendo colapsos (? , ?).
- **Periodo fundamental de vibración y resonancia:** Afecta la propensión a la resonancia, que puede intensificar la respuesta sísmica (? , ?).
- **Interacción suelo-estructura:** Modifica la respuesta sísmica, teniendo en cuenta el efecto recíproco entre estructura y movimiento del suelo (? , ?).

4.4.2 Normativas y estándares en diseño sísmico para CLT

El diseño sísmico en estructuras de Madera Laminada Cruzada (CLT) es una área de interés creciente debido a la sostenibilidad, eficiencia y rendimiento sísmico de este material. Diversas regiones han desarrollado normativas y estándares específicos para guiar su uso en construcciones sismo-resistentes.

Estados Unidos

En Estados Unidos, la American Wood Association (AWA) juega un papel crucial en el establecimiento de normas para el uso de madera en construcciones, incluyendo CLT. Recientemente, se han actualizado los códigos para reflejar mejor las capacidades y restricciones del CLT en contextos sísmicos (? , ?). A pesar de que la National Design Specification (NDS) para Madera incluye directrices para el diseño estructural con madera, las actualizaciones específicas para CLT abordan aspectos desde la conexión hasta la respuesta dinámica de las estructuras ante cargas sísmicas.

Europa

Aunque Europa ha sido líder en la adopción y promoción del uso de CLT, la falta de una normativa europea unificada para el diseño sísmico de estructuras de CLT es notable. Sin embargo, países como

Italia y Alemania han comenzado a incorporar directrices específicas para CLT en sus normativas nacionales (European Committee for Standardization, 2004b). La Eurocódigo 8 (EC8) es la referencia principal para el diseño sísmico en Europa, pero su aplicación a CLT aún requiere interpretación y adaptación a nivel nacional.

Canadá

Canadá ha reconocido el potencial de CLT en la construcción sostenible y sísmica a través de su inclusión en el Código Nacional de Edificación (CNE). El CNE proporciona un marco para el diseño estructural que incluye consideraciones para el comportamiento sísmico de edificaciones con CLT, promoviendo prácticas seguras y efectivas (? , ?).

4.4.3 Discusión sobre la American Wood Association y la ausencia de normativa Europea

La American Wood Association (AWA) ha sido instrumental en la promoción y el desarrollo de normas para el uso seguro y efectivo de CLT en áreas propensas a sismos en EE. UU. Sus esfuerzos recientes han resultado en la incorporación de recomendaciones específicas para CLT, marcando un avance significativo en la seguridad sísmica (? , ?).

Por otro lado, la ausencia de una normativa europea específica para el diseño sísmico con CLT sugiere una oportunidad para la armonización de estándares que puedan facilitar el uso transfronterizo de este material en la construcción sostenible y resistente a sismos.

4.5 Investigaciones previas sobre respuesta sísmica en CLT

4.5.1 Estudios previos

El estudio de CLT en el contexto sísmico nació de los estudios preliminares realizados por Ceccoti et al, en el 2013. Estos encontraron el comportamiento de una estructura tipo cajón, sometiéndola a sismos característicos equivalentes a las aceleraciones observadas en el sismo de Kobe que se sufrió en Japón. Estos estudios derivaron un entendimiento del comportamiento de las estructuras y aportaron a la investigación avances significativos. En especial en el conocimiento de la capacidad que estas estructuras puedan absorber y disipar energía sísmica a través de la deformación controlada (? , ?).

Este enfoque se refleja en el uso de factores de reducción sísmica, conocidos como el factor R en las normativas de Estados Unidos y el factor q en el Eurocódigo 8, dedicado al diseño de estructuras para resistir terremotos. Estos factores representan la capacidad de disipación de energía de las estructuras y son cruciales para reducir las demandas sísmicas de diseño basadas en el comportamiento inelástico esperado (? , ?).

Factor R en Estados Unidos

El factor R , o Coeficiente de Reducción de Respuesta, en las normativas sísmicas de Estados Unidos, modifica las fuerzas sísmicas basales calculadas para reflejar la capacidad de una estructura de disipar energía a través del daño inelástico sin llegar al colapso. Un valor más alto de R indica una mayor capacidad de disipación de energía, permitiendo así la reducción de las fuerzas sísmicas de diseño. Este método fomenta el diseño de estructuras que incorporan mecanismos eficientes de disipación de energía, como la ductilidad y el amortiguamiento, esenciales para una respuesta sísmica óptima (? , ?).

Factor q en el Eurocódigo

De manera similar, el factor q en el Eurocódigo 8 se emplea para ajustar las acciones sísmicas de diseño de acuerdo con la capacidad de disipación de energía de la estructura. Un mayor valor de q sugiere una superior capacidad de disipación de energía, lo cual es beneficioso para disminuir las cargas sísmicas sobre la estructura. El uso del factor q posibilita el diseño de edificaciones capaces de soportar eventos sísmicos significativos mediante deformaciones inelásticas controladas, protegiendo así la seguridad estructural (European Committee for Standardization, 2004c).

Importancia y representación

Los factores R y q simbolizan la aceptación de que diseñar estructuras para permanecer completamente elásticas bajo la acción de terremotos severos es económicamente inviable y técnicamente innecesario. En cambio, se prefieren estructuras diseñadas para incurrir en daño en zonas específicas predefinidas, manteniendo la integridad global de la construcción y evitando el colapso. Este diseño basado en el desempeño permite que las estructuras absorban y disipen la energía sísmica eficazmente, protegiendo la vida de los ocupantes durante eventos sísmicos extremos (Ceccotti et al., 2013).

Conectores como fusibles sísmicos

Un aspecto crucial en el diseño sísmico es la selección y diseño de conectores en elementos estructurales, que actúan como fusibles para prevenir fallas frágiles en la estructura. Según el proyecto SOFIE, dirigido por Cecotti et al., los conectores diseñados para absorber y disipar energía durante terremotos permiten una falla dúctil en lugar de una frágil, mejorando significativamente la respuesta sísmica de la estructura y asegurando su integridad y seguridad durante y después de eventos sísmicos (? , ?).

4.6 Metodología de análisis sísmico equivalente de fuerza lateral (ELF)

El análisis sísmico mediante el método Equivalente de Fuerza Lateral (ELF) es un enfoque reconocido y respaldado por el ASCE 7-16 “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures” (?). Este método simplificado permite a los ingenieros evaluar la respuesta sísmica de las edificaciones aplicando fuerzas laterales estáticas, representativas de los efectos de un sismo.

4.6.1 Aplicación del método ELF según ASCE 7-16

Seguendo las directrices del ASCE 7-16, el proceso de aplicación del método ELF incluye (?):

1. Determinación de la aceleración sísmica de diseño, considerando la ubicación geográfica y los criterios específicos de diseño.
2. Cálculo de la fuerza sísmica base, V_{base} , siguiendo las especificaciones del ASCE 7-16, que incorporan la importancia de la estructura y otros factores relevantes.
3. Distribución de V_{base} a lo largo de la estructura para reflejar la distribución de masa y rigidez, conforme a las fórmulas proporcionadas en el ASCE 7-16.
4. Evaluación de la estructura bajo las fuerzas distribuidas para identificar desplazamientos, esfuerzos y reacciones, ajustando el diseño para cumplir con los requisitos de seguridad y rendimiento.
5. Determinación de Derivas y verificar los límites según Tabl 12.12-1 de ASCE7-16 (vease figura 13)

Figure 13: **Tabla 12: 12-1 Derivas.** Adaptado de ASCE7-16

Structure	Risk Category		
	I or II	III	IV
Structures, other than masonry shear wall structures, four stories or less above the base as defined in Section 11.2, with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts	0.025 h_{sx} ^c	0.020 h_{sx}	0.015 h_{sx}
Masonry cantilever shear wall structures ^d	0.010 h_{sx}	0.010 h_{sx}	0.010 h_{sx}
Other masonry shear wall structures	0.007 h_{sx}	0.007 h_{sx}	0.007 h_{sx}
All other structures	0.020 h_{sx}	0.015 h_{sx}	0.010 h_{sx}

^a h_{sx} is the story height below level x.
^bFor seismic force-resisting systems solely comprising moment frames in Seismic Design Categories D, E, and F, the allowable story drift shall comply with the requirements of Section 12.12.1.1.
^cThere shall be no drift limit for single-story structures with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts. The structure separation requirement of Section 12.12.3 is not waived.
^dStructures in which the basic structural system consists of masonry shear walls designed as vertical elements cantilevered from their base or foundation support that are so constructed that moment transfer between shear walls (coupling) is negligible.

4.6.2 Importancia del método ELF en el diseño sísmico

El método ELF, fundamentado en el ASCE 7-16, es una herramienta esencial para el diseño sísmico preliminar, ofreciendo una aproximación eficiente para la evaluación de la capacidad de las estructuras para soportar sismos (? , ?).

4.7 Herramientas y software

Para complementar los cálculos el diseño provee del uso de hojas de cálculo derivadas de las formulas comúnmente empleadas. Derivando de ello un respaldo de cálculo manual y consecuentemente verificado con resultados del programa RFEM.

4.7.1 RFEM de Dlubal para el diseño y análisis sísmico de CLT

El software RFEM, desarrollado por Dlubal, es una herramienta integral para el modelado, análisis y diseño de estructuras, incluidas aquellas construidas con Madera Laminada Cruzada (CLT). Ofrece módulos especializados para CLT que permiten a los ingenieros realizar análisis estructurales detallados, teniendo en cuenta las propiedades específicas del material y las conexiones. Esta capacidad es crucial para el diseño eficiente de estructuras de CLT, asegurando que cumplan con los requisitos de resistencia y seguridad, especialmente bajo cargas sísmicas.

Sus habilidades como programa de análisis de elementos finitos permiten evaluar las estructuras tanto a nivel global como local, obteniendo resultados precisos bajo una amplia variedad de condiciones definidas según el criterio del diseñador calculista.

Módulo de RF-Laminate en RFEM

El módulo de RF-Laminate en RFEM facilita el diseño y análisis de estructuras de madera laminada cruzada, permitiendo a los usuarios evaluar el comportamiento estructural bajo diferentes tipos de carga, incluidas las sísmicas. Este módulo soporta la modelación de la variación en la rigidez y la resistencia del material debido a su anisotropo, una consideración vital para el diseño preciso de estructuras de CLT (Software, n.d.-b). Considerando la complejidad de la interacción entre capas, su espesor, resistencia individual, método de fijación entre otros parámetros. Todos que actúan en fundamento a matrices de rigidez que permiten el cálculo adecuado y preciso de la interacción de la estructura.

Análisis sísmico de estructuras de CLT

Para el análisis sísmico, RFEM incluye módulos que permiten la evaluación de estructuras de CLT bajo efectos sísmicos, utilizando métodos de análisis estático y dinámico. Estas herramientas ayudan

a identificar y mitigar posibles vulnerabilidades sísmicas en el diseño, garantizando que las estructuras de CLT ofrezcan un rendimiento sísmico adecuado. La capacidad de realizar análisis sísmicos detallados es esencial para el desarrollo de edificaciones seguras y resilientes en zonas propensas a terremotos (Software, n.d.-a).

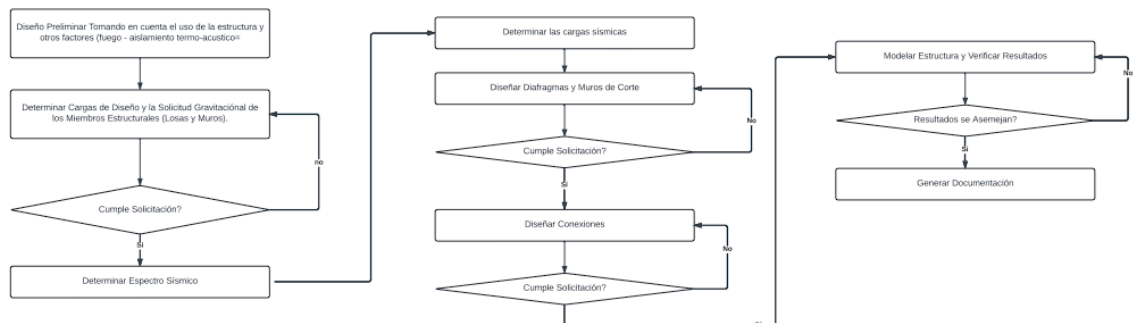
El modelo estructural

La evaluación del Modelo Estructural sirve como procedimiento de verificación comparando resultados del programa con los resultados derivados de la memoria de cálculo de los modelos numéricos. El Programa RFEM 5 de la casa Dlubal, opera con un motor de análisis numérico basado en la teoría de elementos finitos. Permitiendo tener un alto grado de precisión en los resultados.

4.8 Proceso de análisis estructural

El análisis estructural es un proceso iterativo diseñado para ofrecer la solución más económica que cumpla con los requerimientos específicos de carga, respetando las normativas vigentes que ayudan a garantizar la seguridad estructural. Este enfoque conceptualiza distintos parámetros que incluyen la importancia del edificio, la ubicación geográfica, características del suelo y el uso previsto de la estructura. En conjunto estos factores determinan la demanda de las fuerzas actuando sobre la estructura para utilizar los resultados de fuerzas como parámetro principal en el proceso que asegura que el edificio pueda soportar todas las condiciones previstas. Este proceso iterativo se puede visualizar en la siguiente figura:

Figure 14: **Diagrama de flujo del proceso de Diseño Estructural** Elaboración Propia



La figura 14 muestra una visión general del proceso iterativo para el diseño sísmico; sin embargo, existen procedimientos específicos para el diseño sísmico de CLT. En el caso de la estructura de plataforma o "cajón" los elementos principales a determinar son los siguientes:

- Diafragmas
- Muros de Corte

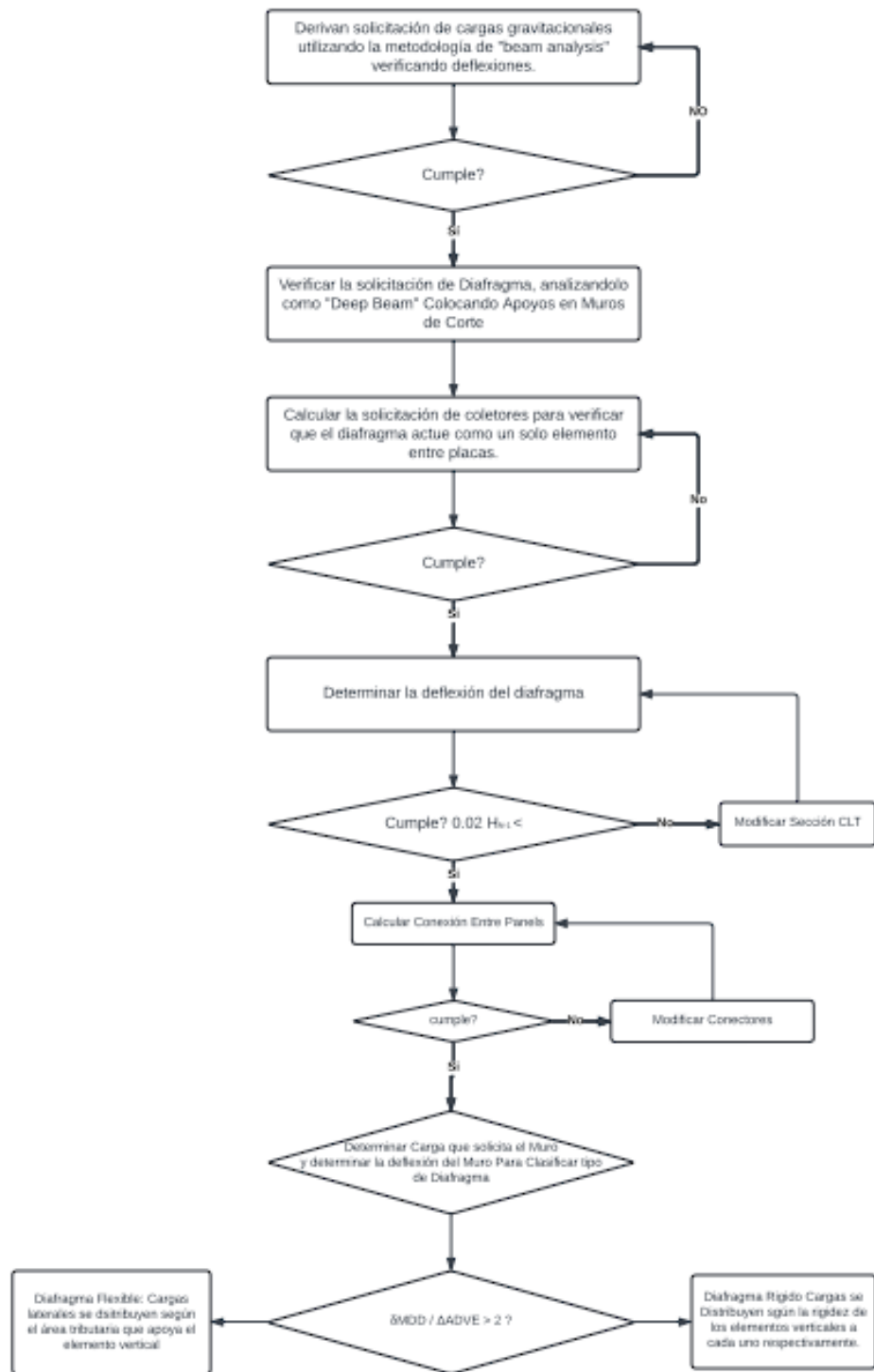
- Conexiones

4.8.1 Diafragmas

El diafragma es un elemento estructural que funciona como una placa horizontal. La cual su principal labor es transmitir cargas laterales (sísmicas) a los sistemas de apoyo vertical (columnas o muros). Este elementos estructural es esencial en el diseño sísmico debido a que su funcionalidad permite distribuir las fuerzas sísmicas que actúan sobre el edificio hacia los muros, columnas o marcos estructurales, de tal manera que su contribución aporta a la rigidez y estabilidad general del edificio durante movimientos laterales. Los diafragmas son los principales elementos que funcionan como pisos y techos en la estructuras. (National Institute of Building Sciences, 2021).

La figura 15 muestra el proceso iterativo para calcular el diafragma, verificar sus solicitaciones y determinar si este es flexible o rígido.

Figure 15: Diagrama de flujo para el diseño de diafragmas de CLT Elaboración Propia



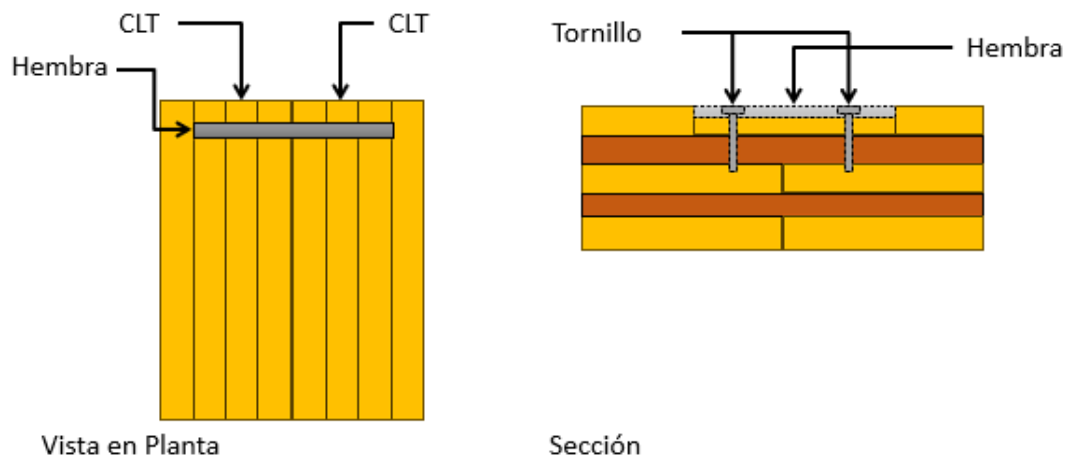
4.8.2 Clasificación del diafragma y sus implicaciones

Determinar la rigidez del diafragma es importante para verificar la resistencia de los elementos verticales ya que indican como se distribuyen las solicitaciones de las cargas laterales hacia los elementos estructurales. En específico si se distribuyen acorde a las respectivas áreas tributarias o según la rigidez de los muros (ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria Buildings and Other Structures section 12.3.1.3).

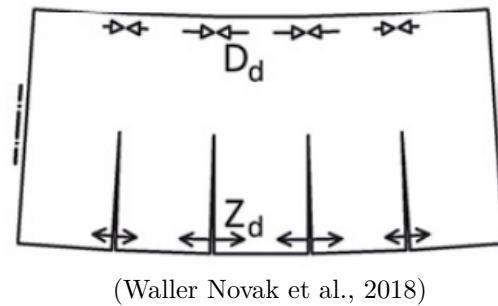
Determinar las conexiones entre paneles luego se convierte en un paso esencial en el cálculo de los diafragmas, ya que se necesita proveer suficiente rigidez para asegurar que toda la losa en evaluación actúe como un solo elemento. Esto se deriva conforme la conexión transversal entre paneles y los elementos colectores (Waller Novak et al., 2018).

4.8.3 Colectores

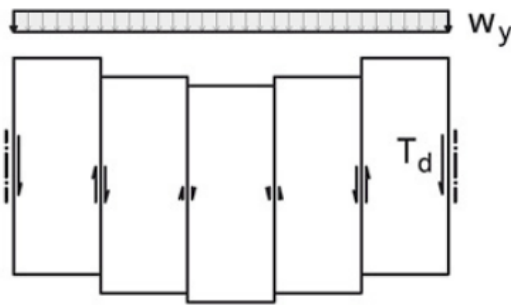
Figure 16: **Detalles de Elemento Colector utilizado en diafragmas de CLT.** Elaboración propia



Los colectores son elementos perimetrales de la madera que deben detallarse cuidadosamente para resistir las fuerzas axiales inducidas en ellos, como se ejemplifica en la Figura 17. Su función principal es asegurar que el diafragma, compuesto por varios paneles, opere de manera cohesiva. Esto se logra mediante la recolección de cargas, lo que permite que el diafragma cumpla su función principal de transmitir las fuerzas laterales aplicadas a la estructura hacia los elementos verticales de resistencia lateral, en este caso, los muros de corte.

Figure 17: **DCL de fuerzas actuando en colectores** Adaptada de Waller et. al., 2018

Con el fin de mantener la continuidad, en lugar de que las fuerzas sean resistidas por los paneles de CLT en vez de por vigas de madera, es necesario implementar placas de acero (hembras) en las juntas de los paneles. Esto es fundamental para evitar comportamientos no dúctiles, como se observa en la Figura 18 (American Wood Council, 2021), dado que la principal función de los colectores es resistir la carga axial.

Figure 18: **Comportamiento no dúctil** Adaptado de Novak et. al., 2018

4.8.4 Listón

Esta es una conexión bastante simple que se puede ensamblar rápidamente en el sitio. En la planta, los paneles de CLT se perfilan a lo largo de los bordes para acomodar una tira o listón de madera contrachapada (también es posible usar madera aserrada o madera compuesta estructural como LVL o LSL si el esfuerzo cortante longitudinal del listón no es crítico). En el sitio se instalan tornillos autorroscantes, tornillos largos para madera, clavos, picos o una combinación de estos. Como los sujetadores funcionan en cizalladura simple, la resistencia lateral de esta conexión es típicamente inferior a la del listón interno. Sin embargo, debido a su simplicidad, es preferida por diseñadores y constructores. Esta conexión simple se usa a menudo para conectar paneles de piso. También se podría usar adhesivo estructural en esta conexión para una mayor rigidez.

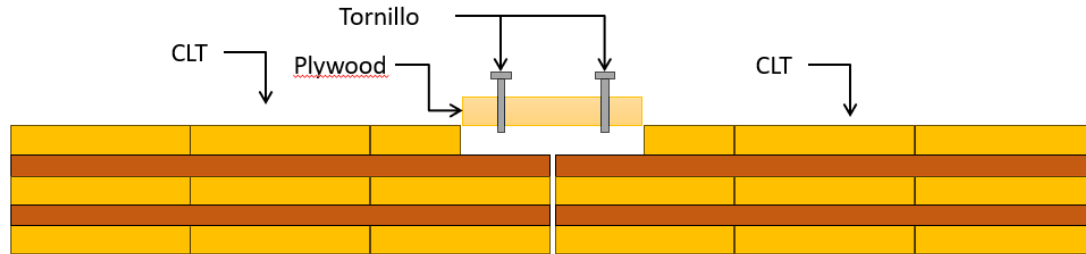


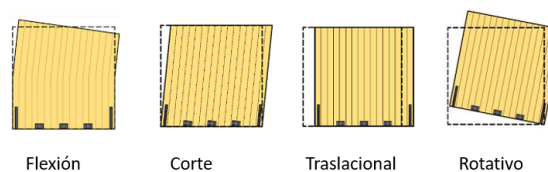
Figure 19: Detalle típico de conexión de listón entre panel y panel Elaboración propia

4.8.5 Muros de corte

Muros de corte son elementos verticales que aportan rigidez al sistema estructural. Su principal función es resistir cargas laterales. Los muros aportan rigidez al sistema estructural brindando estabilidad a todo el sistema.

En CLT su comportamiento es esencial, siendo imperativo considerar las cargas laterales como también las cargas axiales y por ende los esfuerzos flexo-compresivos. La contribución de la deformación observada en estos elementos típicamente se observa en los 4 siguientes módulos de deformación, Flexión, Corte, Translacional y Rotativo. Generalmente las deformaciones que rigen el diseño es la Traslacional y Rotativa, dado a que estas se atribuyen más al desempeño de las conexiones (Lukacs et al., 2019).

Figure 20: Deformaciones típicas de muros CLT Adaptada de Lukacs, 2019



4.8.6 Angle brackets

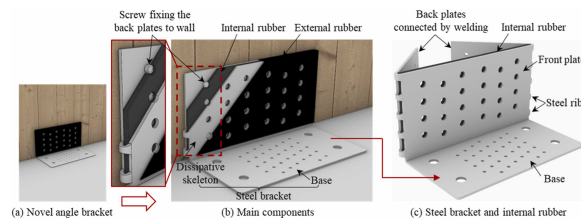
En la construcción en madera, especialmente en la construcción con CLT (Cross Laminated Timber), los soportes angulares (o "angle brackets") son elementos esenciales para conectar los distintos componentes estructurales que se encuentran en un edificio de madera maciza. Estos soportes están hechos de metal de alta resistencia y se fijan con clavos, pernos o tornillos, proporcionando una sujeción estable y robusta. Su desempeño es crucial en el control del modo de falla de las estructuras de CLT, ya que las fijaciones actúan como fusibles ante el colapso, permitiendo un modo de falla dúctil en lugar de frágil, lo cual sería el caso si el fallo ocurriera en el panel de CLT (Chen et al., 2024).

Los soportes angulares se utilizan para unir diferentes elementos de madera, como vigas y colum-

nas, garantizando una conexión firme y duradera. Su diseño y disposición permiten distribuir las cargas de manera uniforme, lo que es fundamental para mantener la integridad estructural del edificio. Además, la ductilidad proporcionada por estos soportes permite que la estructura absorba y disipe energía durante eventos sísmicos, minimizando el riesgo de daños graves o colapso (Waller Novak et al., 2018).

El uso de soportes angulares en la construcción con CLT no solo mejora la resistencia y la estabilidad de la estructura, sino que también facilita la construcción modular y prefabricada. Esto se traduce en tiempos de construcción más rápidos y una mayor precisión en la ensamblaje de componentes, contribuyendo a la eficiencia y sostenibilidad de los proyectos de construcción en madera.

Figure 21: **Soporte Angular** Adaptada de Chen et. al. 2024



4.8.7 Hold down

Los "Hold Down" son componentes fundamentales empleados en la construcción de edificios de CLT (Cross Laminated Timber), desempeñando un papel crucial en la resistencia a las cargas axiales. Estas cargas axiales incluyen las generadas durante eventos de volcamiento, que pueden ocurrir debido a fuerzas externas como el viento o sismos. Los "Hold Down" aseguran que las fuerzas se transmitan eficientemente a través de la estructura, mejorando su capacidad para soportar tensiones y reducir desplazamientos no deseados (Waller Novak et al., 2018).

Al igual que los angulares mencionados en la sección anterior, los "Hold Down" se fijan a la estructura mediante sujetadores como pernos, tornillos y clavos. Es vital asegurarse de que el modo de falla ocurra en los fijadores y no en la placa misma. Esto garantiza que el modo de falla estructural sea dúctil y no frágil, lo cual es esencial para proporcionar una estructura segura y confiable. La ductilidad permite que la estructura absorba y disipe energía durante eventos sísmicos, minimizando el riesgo de colapso súbito.

Además, los "Hold Down" ayudan a anclar la estructura al cemento, distribuyendo las fuerzas a través de la estructura de manera que minimicen el riesgo de colapso. La elección de materiales y métodos de fijación adecuados es crucial para el rendimiento a largo plazo de los edificios de CLT, asegurando su estabilidad y durabilidad frente a diversas cargas y condiciones ambientales (Swedish Wood & Svensk Standard, 2019–2022).

En la práctica, el diseño y la instalación de los "Hold Down" requieren un análisis detallado de las cargas previstas y de la capacidad de resistencia de los materiales empleados. Los ingenieros estructurales deben considerar factores como la elasticidad de los materiales, las características del

suelo y las posibles variaciones en las cargas a lo largo del tiempo. La correcta implementación de estos elementos es fundamental para la integridad y seguridad del edificio en su conjunto.

Figure 22: **Hold Down de la empresa Simpson Strong Tie** Adaptada de Simpson Strong Tie Specification Sheet



4.8.8 Método de diseño de shear wall CLT

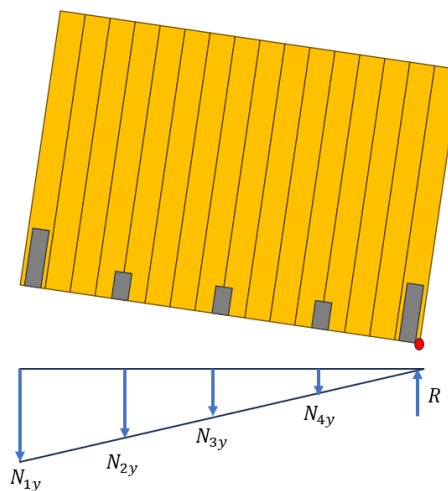
Los métodos de análisis para muros de de corte toman un enfoque a la selección del ingeniero encargado del cálculo estructural. Dado a que previo al lanzamiento del código NDS, SDPWS 2021 o "Special Design Provisions for Wind and Seismic" (Disposiciones Especiales de Diseño para Viento y Sísmico) desarrollado por el American Wood Council, había una ausencia de un código, incluyendo el Eurocódigo 5, que detallaba el procedimiento específico que determina el procedimiento del diseño estructural de edificios de CLT. Por ende, el cálculo estructural dependía y estaba el criterio del ingeniero encargado, del cual existen varias metodologías con las cuales se pueden emplear (Popovski & Others, 2015).

En general, los elementos de pared de CLT fueron considerados como cuerpos rígidos elásticos lineales en los modelos analíticos y se asumió que todas las deformaciones de la pared provienen de las conexiones en términos de deslizamiento de la pared (desplazamiento horizontal) y rotación de la pared que causa desplazamientos verticales (elevación). Dado que los modelos tratan con fuerzas que están en o por debajo de los niveles de resistencia, se asumió que el comportamiento de la conexión también era elástico lineal. Las fuerzas de fricción en el área de contacto de la pared con el piso o la fundación no se tomaron en cuenta. También se asumió que cada soporte de corte lleva una parte igual del total de la fuerza de corte aplicada a la pared. Por otro lado, se consideró que cada conector de elevación toma una parte proporcional de la fuerza total de elevación, dependiendo de su posición en la pared respecto al punto de balanceo, siguiendo una distribución triangular de las fuerzas y dependiendo de la proporción de las relaciones de rigidez de la conexión (Popovski &

Others, 2015).

El modelo utilizado en este estudio se basa en la metodología descrita por Popovski et al. Éste parte de la premisa de que el muro actúa como un cuerpo rígido, y se optó por derivar el análisis estático considerando un movimiento rotativo con su punto de rotación en la esquina del panel. Se consideró que los hold downs contribuyen principalmente en los esfuerzos de tensión, mientras que los soportes angulares resisten las cargas de corte, cumpliendo así con el requisito de mantener la deformación en los conectores y no en el panel mismo. De este análisis estático se deriva que la interacción de las fuerzas adopta una distribución triangular (ver imagen 23), y de tal manera, los soportes angulares aportan resistencia según su interacción entre los esfuerzos de tensión y corte. Para determinar la resistencia del muro ante los esfuerzos laterales (Popovski & Others, 2015).

Figure 23: **Interacción Triangular propuesta por Popovski et. al.** Elaboración Propia



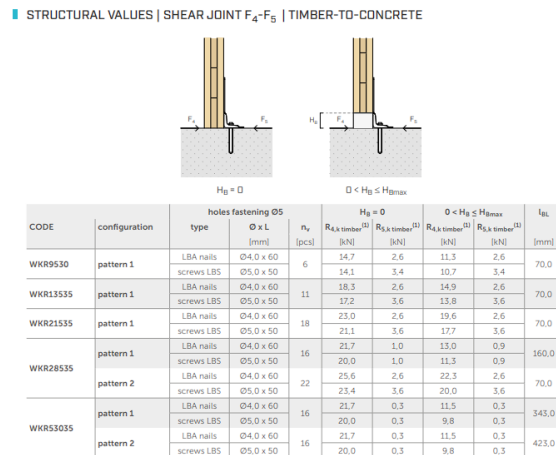
Sin embargo, la premisa establecida en (Waller Novak et al., 2018) nos indica que el diseño y consecuentemente la selección de los conectores deben preferir que la resistencia de diseño debe dar prioridad al deslizamiento. Esto se debe a que si la selección de los conectores establece la resistencia crítica la de resistencia axial o la de volteo, expone la estructura a efectos peligrosos de segundo orden que pueden resultar durante la acción de volteo y comprometer la seguridad estructural del edificio (Lukacs et al., 2019).

4.8.9 Conexiones pre-calificadas

La consideración del cálculo de conexiones debe considerar una amplia variedad de consideraciones en cuanto a la interacción de todos los elementos y las fuerzas que actúan en ellas. Por ello empresas que se dedican a la fabricación de conexiones emplean el uso de "conexiones pre-calificadas" las cuales consideran los distintos factores que pueden afectar la resistencia y rigidez de las conexiones según el grado de clasificación de resistencia de la madera, la resistencia de retiro de los fijadores, las interacciones, axiales, cortantes, de momento y verificación de fallo debido al tipo de sujetador (tornillo, perno o clavo) (Popovski & Others, 2015). Al igual que consideraciones como tipología de

la carga, importancia de la estructura entre otros. Para generar tablas que simplifican el cálculo de las estructuras empleando los valores de resistencia para mejorar y hacer más eficiente el cálculo de las estructuras debido a su naturaleza iterativa (? , ?). Resultando en un esfuerzo que aumenta la venta de los conectores para el fabricante y facilita el cálculo de las estructuras de madera masiva para los diseñadores que especifican los conectores.

Figure 24: Ejemplo de tabla de Conexión Precalificada de la empresa Rothoblaas Adaptada de ficha técnica Rothoblaas



4.8.10 Fuerza lateral equivalente

El análisis de ELF, descrito en ASCE7-16 (? , ?), es un método utilizado para evaluar las fuerzas laterales inducidas por efectos sísmicos o de viento sobre una estructura. Este procedimiento determina cargas que actúan como una función del peso de la estructura y la pseudo aceleración obtenida del espectro sísmico ajustado por los parámetros de ubicación y tipo de suelo. Estas fuerzas calculadas se aplican a los diferentes elementos estructurales para asegurar que cumplan con los requisitos de resistencia y puedan resistir de manera adecuada las fuerzas laterales mencionadas (? , ?).

Efecto P - Delta

En el contexto del análisis de ELF, es crucial considerar el efecto dinámico conocido como P-Delta. Este efecto tiene en cuenta la interacción entre el desplazamiento lateral y la carga axial, lo que resulta en un momento adicional que aumenta las demandas estructurales del edificio (? , ?). Se utiliza un coeficiente de estabilidad para comparar con los límites establecidos en el código, verificando así que la estructura cumple con los criterios de diseño sísmico y que la solución propuesta es viable (? , ?).

Derivas

Como parte del análisis de deformación bajo fuerzas laterales, es fundamental determinar las derivas estructurales. Las derivas representan el desplazamiento máximo permitido en cada nivel de la

estructura y se establecen generalmente como el 2% de la altura del piso anterior. Este límite está diseñado para asegurar que las deformaciones de la estructura bajo carga lateral no excedan los valores especificados en el código (? , ?).

En resumen, el análisis de ELF junto con la consideración del efecto P-Delta y el control de las derivas son componentes esenciales en el diseño sísmico y de viento de estructuras, asegurando su capacidad para resistir fuerzas laterales significativas de manera segura y eficaz.

4.9 Casos de estudio y ejemplos prácticos

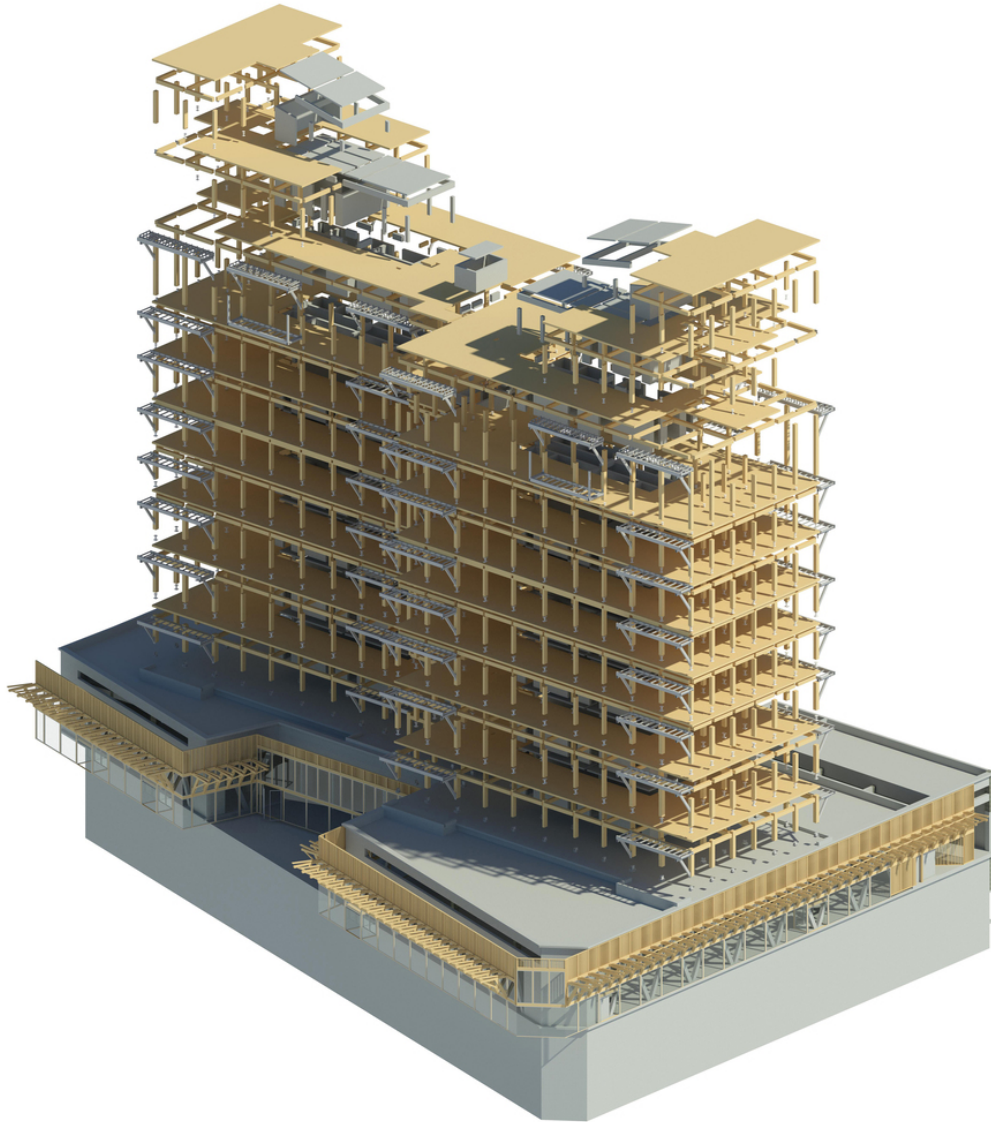
El desarrollo de edificios de CLT en contextos sísmicos ya tomó iniciativa con ejemplos como este que está ubicado en la Universidad del Bio Bio (UBB) vea Figura 25 ya construido y existente, dando esperanza del uso de este material en países sísmicos.

Figure 25: **Edificio Experimental de CLT en campus UBB** Adaptado de Falk et. al., 2016



Derivando a futuros proyectos que ya se encuentran en concepción vea 26.

Figure 26: Modelo de Estructura de Edificio CLT en Chile Adaptado de Prieto, 2022



Otros ejemplos como en Italia donde se construyen edificios como el que se ve en la Figura 27

Figure 27: **Edificio en construcción en Milan Italia** Adaptado de Gasparri et. al., 2016



Representando la posibilidad de emplear el CLT como material principal de construcción tanto en América latina como en el resto del mundo.

5.1 Introducción

5.1.1 Importancia de las estructuras resistentes a los terremotos

Los terremotos representan una amenaza significativa para los edificios y sus habitantes. Diseñar estructuras que puedan soportar eventos sísmicos es fundamental para reducir la pérdida de vidas y los daños económicos. El terremoto de Chile de 2010, por ejemplo, enfatizó la necesidad de estructuras sismo-resilientes. (Smith & Coulling, 2017).

5.1.2 Evolución de los materiales de construcción

Los materiales de construcción han evolucionado de materiales naturales, como la madera y la piedra a productos de ingeniería más avanzados como el acero y el hormigón armado. En los últimos años, la madera contra-laminada ha surgido como una innovación importante que combina materiales tradicionales con prácticas de ingeniería modernas (Harris et al., 2016).

5.2 Madera contra-laminada (CLT)

5.2.1 Propiedades de la CLT

La CLT se compone de varias capas de madera apiladas en direcciones alternas, unidas con adhesivos estructurales y prensadas para formar un panel sólido. Esta estructura confiere al CLT excelentes

propiedades mecánicas, como alta resistencia, rigidez y rendimiento sísmico superior debido a su capacidad de absorción de energía (Pei et al., 2013).

5.2.2 Proceso de fabricación

La fabricación de CLT implica colocar capas de madera secada en horno en capas perpendiculares, generalmente en números impares, tres, cinco o siete, y unir las con adhesivos duraderos y resistentes a la humedad. Este proceso mejora la estabilidad dimensional y la integridad estructural de los paneles (Smith & Coulling, 2017).

5.3 CLT en aplicaciones sísmicas

5.3.1 Comportamiento mecánico del CLT bajo cargas sísmicas

Los estudios han demostrado que el CLT exhibe un comportamiento mecánico favorable bajo cargas sísmicas, incluida la capacidad de disipar energía y sufrir grandes deformaciones sin una pérdida significativa de integridad estructural. Este comportamiento lo hace adecuado para su uso en zonas propensas a terremotos (Pei et al., 2013).

5.3.2 Estudios de caso de edificios CLT en zonas sísmicas

Un ejemplo de CLT en la práctica es el edificio Forté en Melbourne, Australia, que ha demostrado una resiliencia excepcional en pruebas que simulan escenarios sísmicos. Este edificio sirve como punto de referencia para la aplicabilidad de CLT en zonas sísmicas (Harris et al., 2016).

5.4 Ventajas de CLT

5.4.1 Beneficios ambientales

CLT se considera un material de construcción sostenible porque está hecho de recursos renovables y tiene una huella de carbono menor en comparación con los materiales de construcción tradicionales como el hormigón y el acero. El proceso de producción de CLT también requiere menos energía, lo que contribuye a su sostenibilidad (Smith & Coulling, 2017).

5.4.2 Consideraciones económicas

La prefabricación de paneles CLT permite tiempos de construcción más rápidos, lo que reduce los costos de mano de obra y los plazos generales del proyecto. Además, la naturaleza liviana del CLT

puede reducir los requisitos de cimentación, reduciendo así los costos de construcción (Harris et al., 2016).

5.5 Desafíos e investigaciones futuras

5.5.1 Limitaciones actuales en la aplicación de CLT

Si bien CLT tiene muchos beneficios, su aplicación en zonas sísmicas no está exenta de desafíos. Estos incluyen preocupaciones sobre el manejo de la humedad, la durabilidad a largo plazo y la necesidad de conectores especializados y técnicas de ensamblaje en regiones con alta actividad sísmica (Pei et al., 2013).

5.5.2 Direcciones de investigación futuras

Las investigaciones futuras deben centrarse en optimizar el diseño de CLT para aplicaciones sísmicas, mejorar las soluciones de conexión y explorar más a fondo el comportamiento a largo plazo de las estructuras de CLT en diversas condiciones ambientales (Harris et al., 2016).

Este estudio se propone como un catalizador para fomentar la adopción de tecnologías avanzadas, con el fin de enriquecer el ámbito profesional en nuestra nación, que con orgullo llamamos hogar. Se busca especialmente motivar la reflexión sobre nuevas metodologías que permitan forjar nuestro porvenir con una mayor conciencia ecológica. Aunque este documento representa un acercamiento inicial, es crucial definir su marco teórico como una introducción al comportamiento de dichas innovaciones. Centrándose en un diseño preliminar, este análisis se limita a considerar únicamente las cargas sísmicas, dejando de lado, por el momento, el efecto de las cargas eólicas, las cuales merecen un estudio detallado para enriquecer nuestro entendimiento de estas estructuras en la ciudad de Guatemala.

Asimismo, se excluye de este análisis los estudios socio-económicos relacionados con la viabilidad de proyectos de este calibre, así como la percepción pública de la seguridad estructural y los costos asociados al desarrollo, pues estos no constituyen el objetivo principal de este trabajo. No obstante, se sugiere como continuación interesante, evaluar el coste de implementar la construcción con madera laminada cruzada (CLT, por sus siglas en inglés) en Guatemala.

Desde una perspectiva estructural, se identifica también la relevancia de investigar en el futuro los efectos del fuego, así como los factores acústicos y térmicos, dado que estos podrían ofrecer campos de estudio prometedores. De esta manera, el presente trabajo sienta las bases para inspirar a futuros ingenieros a proseguir con esta línea de investigación, mejorando así la aceptación y el estudio de estas estructuras innovadoras en el contexto guatemalteco.

7.1 Modelo estructural

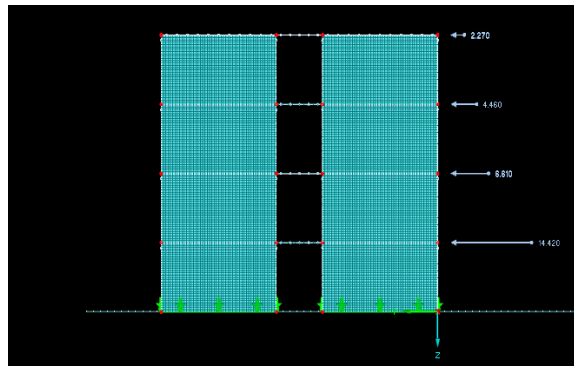


Figure 28: **Modelo estructural** Elaboración Propia

El análisis estructural es un proceso complejo, donde se considera una amplia gama de factores, con el fin de derivar un resultado que responda adecuadamente a la sollicitación sísmica. Descrito en los requerimientos del ASCE7-16 el capítulo 12 describe los pasos necesarios para determinar un primer acercamiento al análisis estructural conocido como el Equivalent Lateral Force Method (? , ?), el cual es un procedimiento aceptado globalmente y comúnmente encontrado en todos los códigos incluso en el Eurocódigo 8 (EC8).

Table 12.6-1 Permitted Analytical Procedures

Seismic Design Category	Structural Characteristics	Equivalent Lateral Force Analysis, Section 12.8 ^a	Modal Response Spectrum Analysis, Section 12.9 ^a	Seismic Response History Procedures, Chapter 16 ^a
B, C	All structures	P	P	P
D, E, F	Risk Category I or II buildings not exceeding 2 stories above the base	P	P	P
	Structures of light frame construction	P	P	P
	Structures with no structural irregularities and not exceeding 160 ft in structural height	P	P	P
	Structures exceeding 160 ft in structural height with no structural irregularities and with $T < 3.5T_c$	P	P	P
	Structures not exceeding 160 ft in structural height and having only horizontal irregularities of Type 2, 3, 4, or 5 in Table 12.3-1 or vertical irregularities of Type 4, 5a, or 5b in Table 12.3-2	P	P	P
	All other structures	NP	P	P

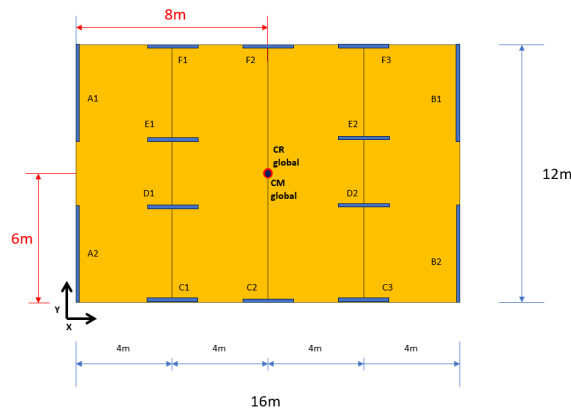
^aP: Permitted; NP: Not Permitted; $T_c = S_{a1}/S_{a0}$.

Figure 29: **Tabla 12-1** Adaptado de ASCE 7-16

7.1.1 Descripción geométrica de la estructura y sus implicaciones

La figura 29 el procedimiento es permitido en este caso debido a la regularidad en plano y altura. Lo cual acierta la premisa que establece la teoría de ELF que existe un único modo de flexión. En este caso el edificio es uniforme en altura y en planta, compartiendo una geometría simétrica que le permite mantener sus centros de rigidez y masa alineados en el centro de la huella del edificio.

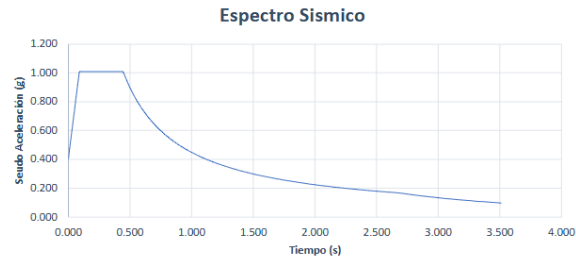
Figure 30: **Planta Típica** Elaboración Propia



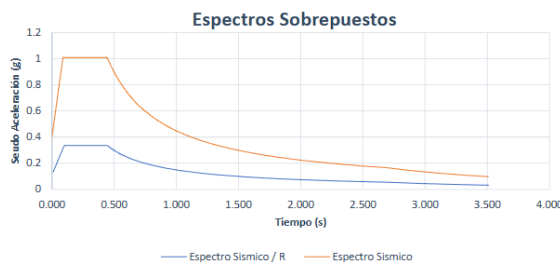
Estas condiciones nos permite continuar con la premisa que este edificio observara un único modo de vibración como lo representa la figura 34.

7.1.2 El espectro sísmico

Para determinar esto la carga sísmica primero debe ser obtenida utilizando parámetros del suelo comúnmente encontrado en la Ciudad de Guatemala. Resultando en el siguiente espectro sísmico.

Figure 31: **Espectro Sísmico** clase de suelo C, Guatemala, Guatemala Elaboración Propia

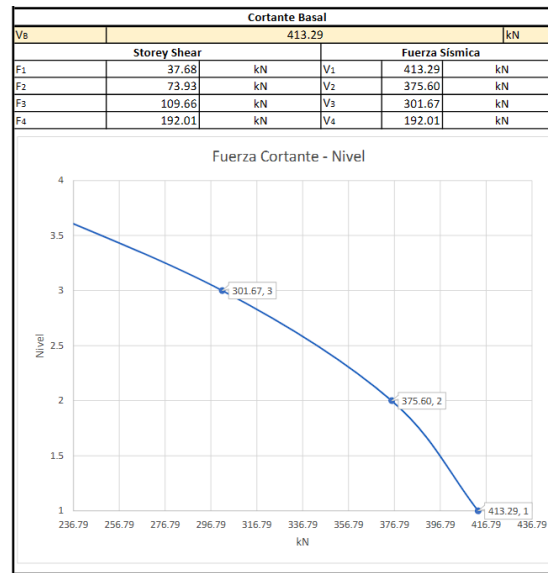
Sin embargo, este espectro debe reducirse por un factor "R" factor de redundancia, la cual considera la capacidad de la estructura en disipar energía. Comúnmente determinada por análisis experimentales como lo es en este caso considerando un $R = 3$ según Van de Lindt et. al. (Gavric et al., 2013). Este factor atribuye a las condiciones no previstas y redundancias de la estructura para asegurar un comportamiento que se acerca más al comportamiento probabilístico determinado por los estudios.

Figure 32: **Espectros Sobrepuestos** Elaboración Propia

7.1.3 Cortante basal

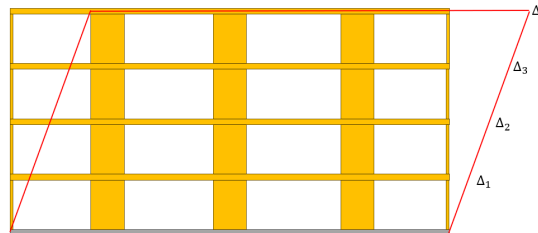
La cortante basal determina la fuerza actuante en función de la pseudo-aceleración que se espera en el sitio y la masa de la estructura. Esto se emplea para determinar las fuerzas que actúan sobre la estructura en cada nivel respectivo y por consecuencia se emplean para diseñar las secciones de los elementos estructurales para resistir estas fuerzas.

Figure 33: **Resultado de Fuerzas Sísmicas** Elaboración Propia



7.1.4 Derivas

Figure 34: **Elevación** Elaboración Propia



La imagen anterior describe el modo de deformación simplificado que se espera obtener en la estructura.

Figure 35: **Derivas** Elaboración Propia

Calculo de las Derivas del Edificio					
δ_{x4}	7.88 mm	Δ_4	52.61 mm	0.88	Drift Check
δ_{x3}	12.37 mm	Δ_3	44.73 mm	0.75	
δ_{x2}	15.41 mm	Δ_2	32.36 mm	0.54	
δ_{x1}	16.95 mm	Δ_1	16.95 mm	0.28	
Utilizando la altura del piso inferior al piso de analysis se determina la deriva permitida					
Δ_s	60 mm	$\Delta_s = 0.020 \cdot h_{px}$	Allowable Story Drift		

Derivado del análisis estructural la interacción de las fuerzas determinadas y el diseño de los elementos que resisten las cargas horizontales, obtenemos los resultados en la figura 35. Las cuales nos describen el desplazamiento relativo de la estructura con el punto de referencia desde la base

del edificio.

Estas se comparan con la deriva permitida para nuestra condición de diseño que incluye el 0.02 de la altura del nivel inferior inmediato, en este caso este es 60 mm. Resultando en el cumplimiento con los criterios establecidos en la sección 12.8.6 del ASCE7-16 (? , ?).

7.1.5 Efectos P - Delta y Torsión Accidental

El fenómeno del efecto P-Delta se deriva de la respuesta a la teoría de los efectos de segundo orden, considerando como cuando una estructura esta bajo condiciones de carga tiende a deformarse y esta deformación puede causar un momento accidental derivado a la excentricidad que ocurre ASCE7-16 12.8.7 (? , ?).

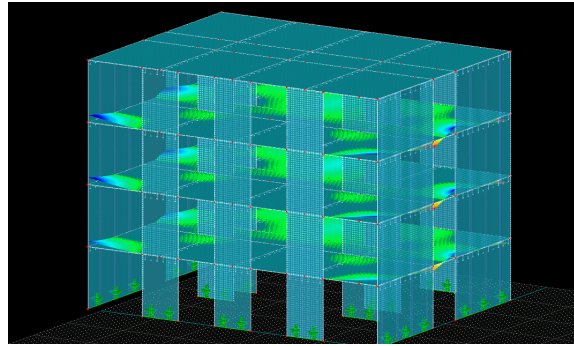
Figure 36: **Verificación del efecto P-Delta** Elaboración Propia

Efecto P-Delta (ASCE7-16 12.8.7)				
P	72.17	kNm	$P = \Delta_s * W_{tot}$	Momento Generado Por Efecto de Segundo Orden
V	8999.35	kNm	$V = \bar{F}_s * h_{tot} * C_d$	Momento Generado Por la acción sísmica
θ	0.0080	kNm	$\theta = \frac{\Delta_s * W_{tot}}{V_s + h_{tot} * C_d}$	Coficiente de Estabilidad
Check	0.0802	kNm	$Check1 = \frac{\theta}{0.10} < 1$	Coficiente de Estabilidad

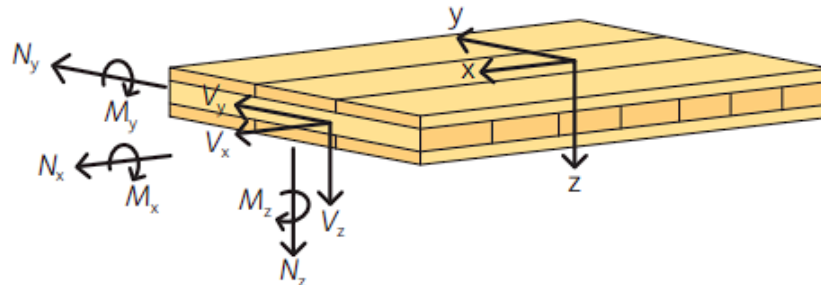
Los resultados determinan un cumplimiento de la combinación de momentos que se generan por las condiciones de carga no supera el limite establecido en el código. Estos indican que las secciones de los elementos estructurales son lo suficientemente robustos para aportar la rigidez necesaria para evitar deformaciones que comprometan la integridad de la estructura.

7.1.6 Secciones de los Elementos

Por consecuencia, los resultados del diseño de las secciones de los elementos estructurales requieren un análisis necesario. Ante las cargas gravitacionales. Esto se realiza siguiendo los lineamientos de teoría de vigas para determinar el análisis de la sección en cuestión, siempre y cuando exista una dirección principal (Waller Novak et al., 2018). Lo cual en este caso los elementos se han orientado y ubicado con una dirección principal.

Figure 37: **Resultado de Deflexiones en Losa de Entrepiso** Elaboración Propia

A pesar que el análisis de los elementos de CLT parezca complejo, es necesario considerar que debemos interpretar el comportamiento de cada elemento por su característica como material ortotrópico, considerando cuales capas actúan en cual dirección y en que dirección actúa la fuerza principal. Con estos temas considerados podemos proceder con la aplicación de la teoría y comenzar nuestro diseño.

Figure 38: **Definición de las direcciones principales del CLT** Adaptado de Swedish Wood, 2022

7.1.7 Losas

Figure 39: Valores de resultados de deformación en losa de entrepiso resultado de RFEM
Elaboración propia

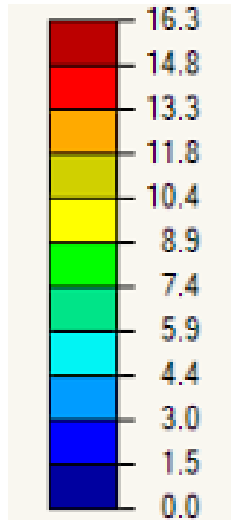


Figure 40: Deformación de losa en planta resultado de RFEM Elaboración propia

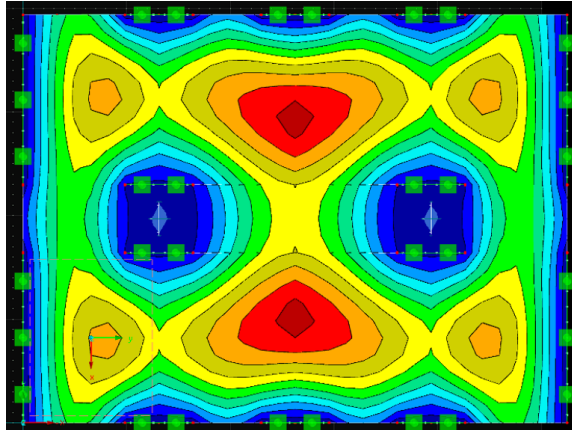


Figure 41: Resultados de deflexión de los cálculos manuales. Elaboración Propia

Verificación de la deformación final por creep				
$W_{fin,g}$	6.60	mm	$W_{fin,g} = W_{g,k} * (1 + k_{def})$	Creep derivado de la carga muerta
$W_{fin,q}$	1.09	mm	$W_{fin,q} = W_{q,k} * (1 + \Psi_2 * k_{def})$	Creep derivado de la carga sobrepuesta
W_{fin}	7.69	mm	$W_{inst} = W_{g,k} + W_{q,k}$	Creep Total
Check Creep	0.46	-	$\frac{W_{fin}}{\Delta_{max}} < 1$	Revision de creep

Los resultados de deflexión en losa de entrepiso son prometedores, con un resultado de 7.69 mm en la condición de apoyo resaltada en la figura 40. con lo cual el programa cuenta con una deformación de aproximadamente 9.8 mm lo que equivale a un error de 20%.

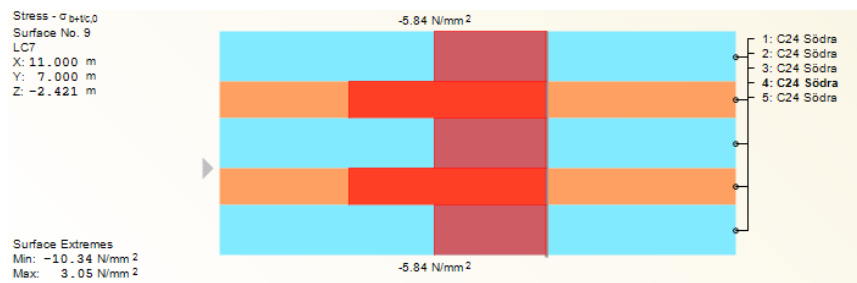
7.1.8 Muros

Partiendo del análisis de muros con la teoría de vigas, el muro en el primer nivel obtuvo un desempeño ante los esfuerzos de flexo compresión de aproximadamente 57 % como se puede evidenciar en la figura 42.

Figure 42: Resultados de muro exterior nivel 1 Elaboración propia

Verificación				
Check 1	0.17	-	Check 1 = $\frac{\sigma_{c.o.d}}{f_{c.o.d}} < 1$	Verificación de Esfuerzo a Compresión
Check 2	0.40	-	Check 2 = $\frac{\sigma_{m.d}}{f_{m.d}} < 1$	Verificación de Esfuerzo a Flexión
Check 3	0.57	-	Check 3 = $\frac{\sigma_{c.o.d} + \sigma_{m.d}}{f_{c.o.d} + f_{m.d}} < 1$	Verificación de Esfuerzo Flexo-Compresión

Figure 43: Resultados de esfuerzo flexo compresión Elaboración propia



En comparación con los resultados de Flexo-Compresión derivados del programa RFEM 5, se encuentra con una sollicitación de 85 %. Esto en comparación con los resultados de las ecuaciones empíricas del método de vigas nos brinda un error de 33% esto se considera aceptable, por dos razones, una porque aun esta por debajo de 100% de sollicitación de la sección estructural y segundo porque el análisis del programa resulta de un orden de iteraciones de elementos finitos, los cuales se tuvieron que modificar a una malla de 40 x 40 cm debido al gran orden de iteraciones que debe realizar y la demanda de computo para completar el análisis. Por ello se considera que existe una falta de precisión y por ello la diferencia entre los resultado.

7.1.9 Derivas

Figure 44: **Resultados de derivas del edificio** Elaboración propia

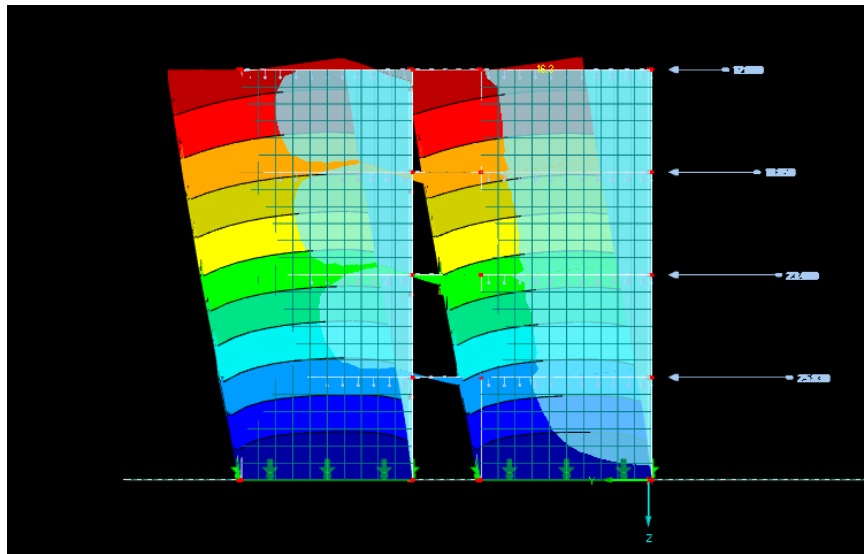
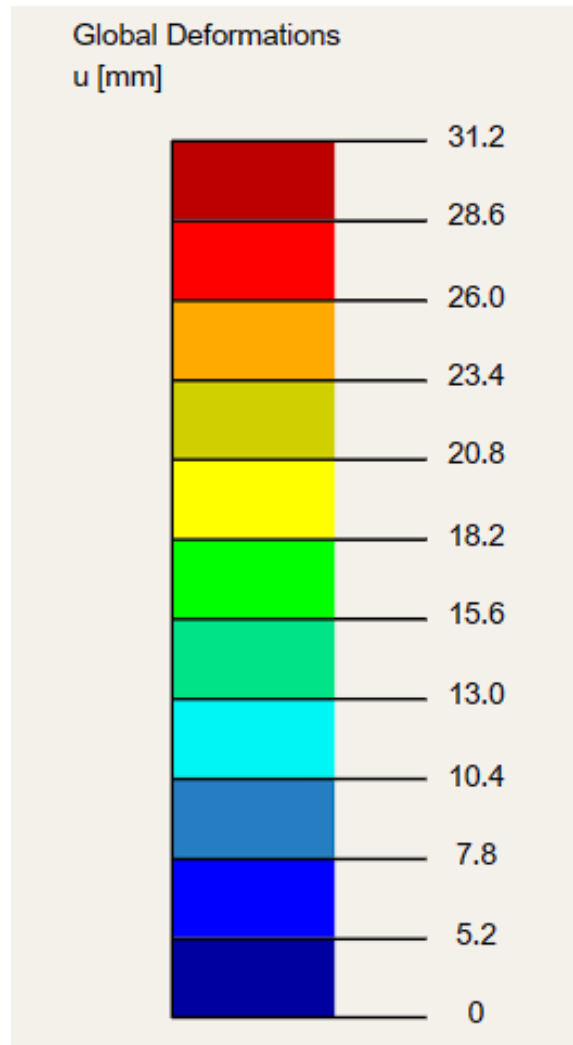


Figure 45: Leyenda de deformación extraída de RFEM Elaboración propia



Similarmente al resto de los resultados, las derivas también cumplen, en nuestro en la figura 35 calculada con modelos empíricos resultaba en una deriva máxima de 52.61mm. En comparación con los resultados del análisis de RFEM el cual cuenta con una deriva máxima de 31.2 mm esto representa un error aproximado de 42% de error.

Por las mismas razones establecidas se considera este resultado aceptable adicionalmente, El modelado de las conexiones varia en respecto con las suposiciones hechas de una viga simplemente apoyada del modelo bidimensional del calculo empírico con respecto al modelo tridimensional que analiza el programa.

Siendo el programa un modelo tridimensional existen otros factores como el aporte adicional de los demás elementos, ya que el programa considera módulos de elasticidad, inercia etc.

7.1.10 Resultados

Los resultados obtenidos son aceptables y sugieren que un edificio de CLT puede ofrecer una interesante solución estructural en el contexto guatemalteco. Cumple con su propósito de abrir la puerta a la investigación en Guatemala para determinar si este método puede ser viable. Se requiere un análisis más detallado que explore aún más las interacciones de otros parámetros que no fueron considerados en este trabajo inicial.

Los resultados preliminares proporcionados por el modelo empírico y confirmados por la evaluación tridimensional en RFEM son alentadores. Por ejemplo, la deflexión de las losas mostró un valor de 7.69 mm en el cálculo empírico y 9.8 mm en el modelo, con un error del 21%. En los muros de corte, el modelo empírico estimó el esfuerzo de control de flexo compresión en un 57%, mientras que el modelo reportó un 85%, con un error del 33%. Finalmente, en la deriva estructural, el modelo empírico arrojó un resultado de 52.61 mm, mientras que el modelo estructural reportó 31.2 mm, con un error del 42%.

Aunque el mayor error se observa en las derivas, se considera que esto se debe a que el modelo empírico es conservador, como se evidencia en los resultados. Además, el modelo tridimensional considera más parámetros que el modelo empírico, como la interacción tridimensional de todos los elementos en la estructura en las tres direcciones ortogonales y sus respectivos momentos de inercia dentro de la malla generada por el análisis de elementos finitos.

A pesar de las diferencias en los resultados, ambos cumplen con las demandas y límites establecidos en el código para considerar la solución estructural aceptable. Esto representa un primer paso hacia la comprensión de la interacción de los elementos, como lo detallan los códigos, cumpliendo con todos sus requisitos.

1. El edificio de CLT (cross-laminated timber), con un sistema de cajón, permite el desarrollo de una estructura con paneles multifuncionales. Estos paneles se desempeñan como muros cortantes y con losas-diafragmas, aprovechando la propiedad ortotrópica del material para distribuir cargas en múltiples direcciones. A su vez, esto capacita a los paneles tanto para resistir fuerzas axiales como para distribuir cargas gravitacionales primarias y secundarias. Los elementos como colectores y uniones entre paneles son cruciales, ya que dominan el comportamiento del sistema proporcionando rigidez y controlando la ductilidad durante el fallo.
2. Los eurocódigos todavía no han integrado actualizaciones que oficialicen el uso de CLT como sistema constructivo. Profesionales europeos actualmente adaptan variaciones de las ecuaciones del SDPWS 2024, un código americano que incluye actualizaciones detalladas para el diseño con CLT. No obstante, las normativas en proceso de actualización comparten similitudes y se basan en estudios fundamentales de este material para elaborar directrices destinadas a profesionales que desean emplear CLT como sistema principal en estructuras de resistencia a cargas laterales, como viento y sismos.
3. El CLT demuestra un comportamiento adecuado para proporcionar una edificación segura, cumpliendo con los parámetros de seguridad dictados por la metodología de fuerza lateral equivalente. Este sistema ofrece una solución eficiente en respuesta a la actividad sísmica de la Ciudad de Guatemala.
4. Mediante un análisis computacional, el CLT ha demostrado un desempeño adecuado, que parte de un sistema que promueve el uso de un material renovable, lo cual marca un camino hacia la construcción sustentable.
5. El estudio sugiere que los edificios de madera contralaminada podrían ofrecer una solución estructural viable en Guatemala, lo que podría tener implicaciones significativas para la industria de la construcción en el país.

6. Se destaca la importancia de realizar una investigación más detallada para explorar las posibles interacciones y parámetros que podrían afectar la viabilidad y eficacia de los edificios de CLT en Guatemala.
7. El texto menciona la utilización tanto de modelos empíricos como tridimensionales para evaluar la viabilidad de los edificios de CLT. Esta comparación revela diferencias en los resultados, lo que destaca la importancia de elegir el enfoque adecuado para la evaluación estructural.
8. Se sugiere que el modelo empírico puede ser conservador en sus estimaciones, lo que puede influir en los resultados, especialmente en términos de derivas estructurales. Esto plantea la necesidad de considerar la precisión y el grado de conservadurismo al interpretar los resultados de los modelos.
9. A pesar de las diferencias en los resultados entre los modelos empíricos y tridimensionales, ambos cumplen con las demandas y límites establecidos en el código estructural. Esto sugiere que pueden proporcionar resultados aceptables según los estándares normativos.
10. El estudio representa un primer paso hacia la comprensión de la interacción de los elementos estructurales y el potencial de los edificios de CLT en Guatemala. Esto puede interpretarse como un avance hacia la innovación en la industria de la construcción en el país, al considerar nuevas tecnologías y materiales.

Recomendaciones

1. Se insta a futuros investigadores a emprender estudios de análisis de viento para determinar qué acción resulta más exigente en estos sistemas estructurales.
2. Debido a la tipología de la estructura, se recomienda para aplicaciones reales mantener el desarrollo de una estructura CLT sobre un podio, facilitando así la implementación de una modulación de estacionamiento subterráneo, con materiales idóneos para estructuras en contacto con el suelo.
3. Es crucial prestar atención al desarrollo de los elementos estructurales expuestos a condiciones exteriores, dado que puede afectar el rendimiento estructural.
4. Se sugiere realizar un estudio sobre el comportamiento de la estructura bajo condiciones adversas, como incendios, para evaluar la serviciabilidad y la seguridad estructural. Es posible mitigar el impacto de estos riesgos mediante detalles constructivos específicos, como la aplicación de revestimientos de yeso para mejorar la resistencia al fuego.
5. Se recomienda desarrollar un estudio enfocado en el análisis económico para determinar si el desarrollo de esta tipología de estructura puede competir con metodologías actualmente empleadas en Guatemala, considerando factores como ahorros en mano de obra y ejecución.

References

- Abed, J., et al. (2022). A review of the performance and benefits of mass timber as an alternative to concrete and steel for improving the sustainability of structures. *Sustainability*, 14(9), 5570. Retrieved from <https://doi.org/10.3390/su14095570>
- American Wood Council. (2021). *National design specification for wood construction*. Leesburg, VA: American Wood Council. (Guidelines for wood construction including provisions for design, dimensions and loading computations according to established standards.)
- Borgström, E., et al. (2019). *The CLT Handbook*. Swedish Wood. Retrieved from <https://www.swedishwood.com/siteassets/5-publikationer/pdf/clt-handbook-2019-eng-m-svensk-standard-2019.pdf>
- Ceccotti, A., et al. (2013). Sofie project 3d shaking table test on a seven-storey full-scale cross-laminated timber building. *Earthquake Engineering / Structural Dynamics*, 42(13), 20032021. Retrieved from <https://doi.org/10.1002/eqe.2309>
- Chen, J., et al. (2024). Mechanical properties and analytical model of a novel dissipative angle bracket for clt structures. *Engineering Structures*, 300, 117229. Retrieved from <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029623016449>
- European Committee for Standardization. (2004a). Eurocode 5: Design of timber structures - part 1-1: General - common rules and rules for buildings [Computer software manual]. Brussels. (EN 1995-1-1:2004)
- European Committee for Standardization. (2004b). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance [Computer software manual]. CEN. (European standard for seismic design, application to CLT requires national adaptation.)
- European Committee for Standardization. (2004c). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance [Computer software manual]. (CEN, 2004)

- Falk, A., et al. (2016). *Cross laminated timber - a competitive wood product for visionary and fire safe buildings*.
- Gavric, et al. (2013, 01). Force modification factors for clt structures for nbcc. *RILEM Bookseries*, 9. doi: 10.1007/978-94-007-7811-5_50
- Harris, et al. (2016). Innovations in clt manufacturing for seismic regions. In *World conference on timber engineering* (pp. 256–263).
- Lukacs, I., et al. (2019). Strength and stiffness of cross-laminated timber (clt) shear walls: State-of-the-art of analytical approaches. *Engineering Structures*, 178, 136-147. Retrieved from <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029617338130>
- National Institute of Building Sciences. (2021). *Seismic design principles*. Retrieved from <https://www.wbdg.org/design-objectives/hazard-mitigation/seismic-design-principles>
- Pei, et al. (2013). Seismic performance of cross-laminated timber buildings. *Journal of Structural Engineering*, 139(8), 1332–1339.
- Popovski, & Others. (2015, 04). Design models for clt shearwalls and assemblies based on connection properties. doi: 10.13140/RG.2.1.3845.0728
- Smith, I., & Coulling, J. (2017). *Timber design for the 21st century*. Routledge.
- Software, D. (n.d.-a). *Análisis sísmico de estructuras de madera laminada cruzada (clt) con rfem*. <https://www.dlupal.com/en/solutions/service/seismic-analysis>. (Accedido: 2024-10-13)
- Software, D. (n.d.-b). *Rfem - software de análisis y diseño estructural para estructuras de madera*. <https://www.dlupal.com/en/products/rfem-and-rstab-modules/timber-structures/rf-timber-clt>. (Accedido: 2024-10-13)
- Ss-en 16351: Timber structures - cross laminated timber - requirements [Computer software manual]. (n.d.). n.d.. (Standard for mechanical properties determination of CLT)
- Ss-en 338: Structural timber - strength classes [Computer software manual]. (n.d.). n.d.. (Standard for declaring standardized board properties)
- Stora Enso. (n.d.). *Cross-laminated timber (CLT) - Wood products | Stora Enso*. Retrieved from <https://www.storaenso.com/en/products/mass-timber-construction/building-products/clt>
- Swedish Wood, & Svensk Standard. (2019–2022). *Clt handbook*. Retrieved from <https://www.swedishwood.com/siteassets/5-publikationer/pdf/er/clt-handbook-2019-eng-m-svensk-standard-2019-2022.pdf>
- Waller Novak, M., et al. (2018). *Cross-Laminated Timber Structural Design Volume 2*. proHolz Austria. Retrieved from <https://www.kurtpock.at/files/content/Veroeffentlichungen/Buecher/2018%20Wallner-Novak%20M.,%20CLT%20structural%20design%20II%20proHOLZ.pdf>
- Wood, N. (2024, 02). *What Is Cross-Laminated Timber (CLT)? | naturally.wood*. Retrieved from <https://www.naturallywood.com/products/cross-laminated-timber/#:~:text=What%20is%20CLT%3F,glued%20to%20form%20structural%20panels>.

CHAPTER 11

Anexos

ANEXO A

Planos de Construcción

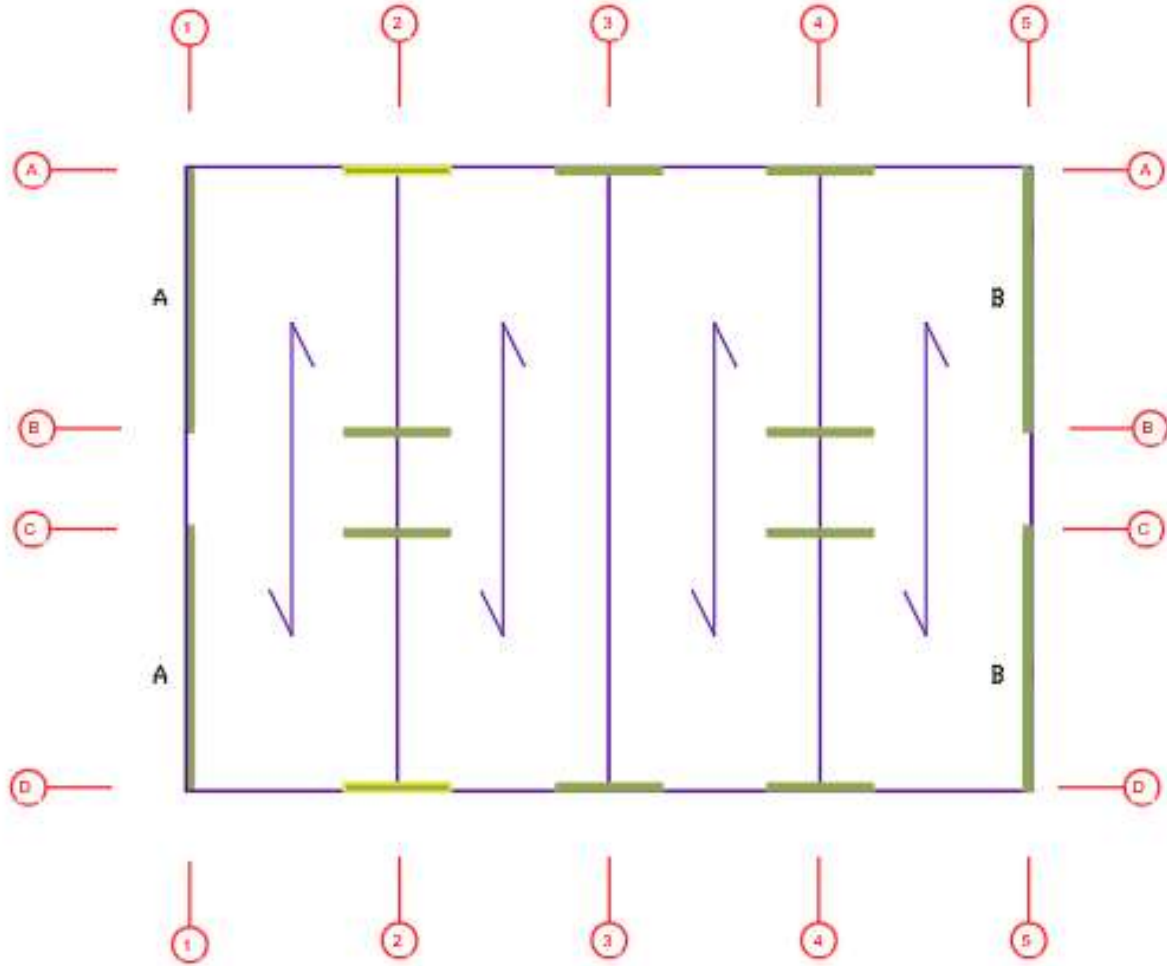
Se presenta a continuación un conjunto complejo y detallado de documentos técnicos que constituyen el proyecto arquitectónico de una residencia estudiantil de gran envergadura. Esta documentación, dividida en cuatro niveles, describe las 32 unidades habitacionales y todos los elementos constructivos necesarios para su ejecución, ofreciendo una guía precisa para la construcción de esta vivienda colectiva.

ANEXO B

Memoria de Cálculo

Se presenta la memoria de cálculo, en la cual se detallan los cálculos manuales realizados para dimensionar los elementos estructurales más relevantes. Este análisis exhaustivo asegura que la estructura pueda resistir las fuerzas sísmicas y garantizar la seguridad de los ocupantes.

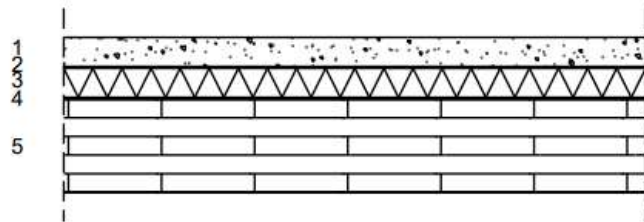
Determinación de Cargas



Planta típica, con muros de corte resaltados

Información sobre secciones

Capa	Espesor (mm)	γ (kg/m ³)	Q_D (kg/m ²)
1	20	980	19.60
2	3	-	-
3	50	235	11.75
4	5	450	2.25
5	180	490	88.20
Peso Total (kN/m²):			1.19
Área de Pisos		188.34	m²

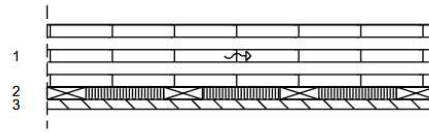


1. Light gravel, 50 mm
2. K-TES Grip, 3 mm
3. Wood fibre insulation, 50 mm
4. Vapour impermeable membrane, 3 mm
5. Stora Enso Sylva CLT L5s, 160 mm

Detalle de Techo

Detalle Piso Intermedio

Capa	Espesor (mm)	γ (kg/m ³)	Q_D (kg/m ²)
1	150	490	73.50
2	32	320	10.24
3	25	155	3.88
Peso Total (kN/m ²):			0.86



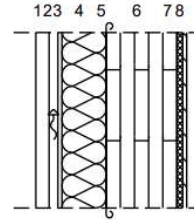
1. Stora Enso Sylva CLT L5s, 160 mm
2. Batten lattice 32x100, 32 mm
3. Ceiling Panel, 25 mm

Detalle de Piso Intermedio

Área de Pisos 188.34 m²

Detalle Muro Exterior

Capa	Espesor (mm)	γ (kg/m ³)	Q_D (kg/m ²)
1	30	1000	30.00
2	20	0	0.00
3	9	200	1.80
4	100	40	4.00
5	0	0	0.00
6	180	490	88.20
7	13	450	5.85
8	9	0	0.00
Peso Total (kN/m ²):			1.27



1. Steel panels, 30 mm
2. Air, 20 mm
3. Wind stopper board, 9 mm
4. Mineral Wool, 100 mm
5. Vapour impermeable membrane, 0 mm
6. Stora Enso Sylva CLT L5s, 160 mm
7. Gypsum Board, 13 mm
8. Surface Layer, 9 mm

Area de Muro Exterior 118.78 m²

Peso de Niveles

	q_m (kN)	q_k (kN)	q_{tot} (kN)	Notas
Nivel 4	300.59	75.34	375.93	1. EN 1991-1-1:2002 6.3.4.2 Table 6.10 Imposed loads on roofs
Nivel 3	313.08	208.34	521.42	2. EN 1991-1-1:2002 6.3.1.2 Table 6.2 Imposed loads on floors, balconies and stairs in buildings
Nivel 2	313.08	208.34	521.42	2. EN 1991-1-1:2002 6.3.1.2 Table 6.2 Imposed loads on floors, balconies and stairs in buildings
Nivel 1	75.63	208.34	283.97	2. EN 1991-1-1:2002 6.3.1.2 Table 6.2 Imposed loads on floors, balconies and stairs in buildings

α_A 0.55 $\alpha_A = \frac{5}{7} \varphi_0 + \frac{10m^2}{A}$ EN 1991-1-1:2002 6.3.2.1 Eq. 6.1 (Note 1)

Determinación de Parametros de Suelo

Municipalidad	Guatemala	Ubicación	Guatemala Guatemala				
Departamento	Guatemala	Suelo	A	B	C	D	E
Clase de Suelo	C	Scr	1.28	1.43	1.53	1.43	1.28
Parametros de Suelo		S1r	0.47	0.52	0.68	0.88	1.66
Scr	1.53	TL	2.48	2.43	2.69	3.26	3.49
S1r	0.68	lo	4.1				
TL	2.69	hn	13				m
lo	4.1						

Tabla 4.2.2-1 — Nivel de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño

Índice de Sismicidad ^(b)	Clase de obra ^(a)			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
lo = 4	E	D	D	C
lo = 3	D	C	C	B
lo = 2	C	B	B	A
Probabilidad de exceder el sismo de diseño ^(c)	5% en 50 años ^(d)	5% en 50 años ^(d)	10% en 50 años	Sismo mínimo ^(e)

[a] Ver clasificación de obra en NSE 1 Capítulo 3.

[b] Ver índice de sismicidad en Sección 4.2.1.

[c] Ver Sección 4.4 para selección de espectro sísmico de diseño según probabilidad de excederlo.

[d] A las obras "Esenciales" e "Importantes" les corresponde un sismo con la misma probabilidad de excedencia – se diferencian en detalles del Nivel de Protección y en las deformaciones laterales permitidas.

[e] Ver Sección 4.4.2 (d).

Clasificación de Obra según su índice de Sismicidad 4.1 y Clase de Obra Ordinaria Clasifica como tipo D

Tabla 4.5-1 — Coeficientes de sitio Fa

Clase de sitio	Índice de sismicidad			
	2	3	4.1	4.2
AB	1.0	1.0	1.0	1.0
C ⁽¹⁾	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.0	1.0	1.0	1.0
E	1.0	1.0	1.0	1.0
F	Se requiere evaluación específica - ver Sección 4.4			

[1] En los casos en que la investigación de suelos abreviada no especifique si un suelo firme clasifica como C o como D, el factor Fa se tomará del suelo C.

Tabla 4.5-2 — Coeficientes de sitio Fv

Clase de sitio	Índice de sismicidad			
	2	3	4.1	4.2
AB	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0
D ⁽¹⁾	1.0	1.0	1.0	1.0
E	1.0	1.0	1.0	1.0
F	Se requiere evaluación específica - ver Sección 4.4			

[1] En los casos en que la investigación de suelos abreviada no especifique si un suelo firme clasifica como C o como D, el factor Fv se tomará del suelo D.

Coeficientes de Sitio

Fa	1		
Fv	1		
Scs	1.53	$S_{cs} = S_{cr} * F_a$	Eq. 4.5.3-1
S1s	0.68	$S_{1s} = S_{1r} * F_v$	Eq. 4.5.3-2
Ts	0.444	$T_s = S_{1s} / S_{cs}$	Eq. 4.5.4-1
To	0.089	$T_0 = 0.2 * T_s$	Eq. 4.5.4-2

Tabla 4.5.5-1 — Factores K_d de acuerdo con el nivel de sismo

Nivel de sismo	Factor K_d
Sismo ordinario — 10% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.66
Sismo severo — 5% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.80
Sismo extremo — 2% probabilidad de ser excedido en 50 años	1.00
Sismo mínimo — condición de excepción	0.55

K_d	0.66		
Scd	1.010	$S_{cd} = k_d * S_{cs}$	Eq. 4.5.5-1
S1d	0.449	$S_{1d} = k_d * S_{1s}$	Eq. 4.5.5-2

Consideraciones para definir el Espectro Sismico

El estudio detallado del comportamiento sísmico incorpora la adopción de una tipología estructural innovadora que se fundamenta en el uso de Madera Laminada Cruzada (CLT) para la construcción de plataformas, muros de corte, y losas. Esta aproximación destaca por su sostenibilidad y eficiencia en términos de resistencia y comportamiento ante eventos sísmicos. En este contexto, se hace especial énfasis en la metodología propuesta por la investigación de renombre realizada por Van de Lindt en 2020, la cual sugiere la implementación de un **coeficiente de reducción sísmica (R) de 3**. Este valor se basa en estudios exhaustivos que evalúan la capacidad de absorción y disipación de energía de las estructuras de CLT frente a cargas sísmicas, proporcionando un marco de referencia crucial para el diseño y construcción de edificaciones seguras y resilientes en zonas propensas a sismos.

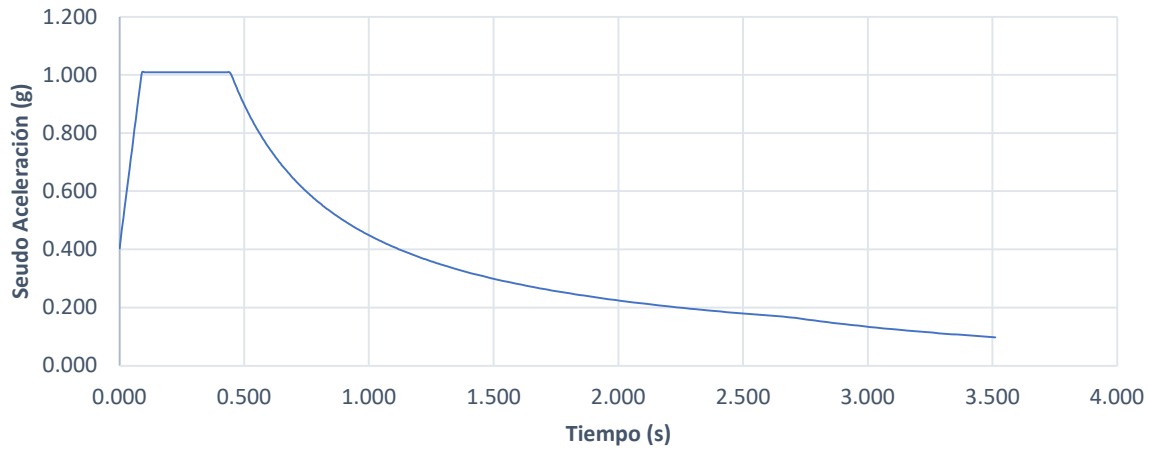
Tabla de Valores del Espectro

t (s)	Sa (g)	t (s)	Sa (g)	t (s)	Sa (g)	t (s)	Sa (g)
0.000	0.404	0.440	1.010	0.880	0.510	1.360	0.330
0.010	0.472	0.450	0.997	0.890	0.504	1.410	0.318
0.020	0.540	0.460	0.976	0.900	0.499	1.460	0.307
0.030	0.608	0.470	0.955	0.910	0.493	1.510	0.297
0.040	0.677	0.480	0.935	0.920	0.488	1.560	0.288
0.050	0.745	0.490	0.916	0.930	0.483	1.610	0.279
0.060	0.813	0.500	0.898	0.940	0.477	1.660	0.270
0.070	0.881	0.510	0.880	0.950	0.472	1.710	0.262
0.080	0.949	0.520	0.863	0.960	0.468	1.760	0.255
0.090	1.010	0.530	0.847	0.970	0.463	1.810	0.248
0.100	1.010	0.540	0.831	0.980	0.458	1.860	0.241
0.110	1.010	0.550	0.816	0.990	0.453	1.910	0.235
0.120	1.010	0.560	0.801	1.000	0.449	1.960	0.229
0.130	1.010	0.570	0.787	1.010	0.444	2.010	0.223
0.140	1.010	0.580	0.774	1.020	0.440	2.060	0.218
0.150	1.010	0.590	0.761	1.030	0.436	2.110	0.213
0.160	1.010	0.600	0.748	1.040	0.432	2.160	0.208
0.170	1.010	0.610	0.736	1.050	0.427	2.210	0.203
0.180	1.010	0.620	0.724	1.060	0.423	2.260	0.199
0.190	1.010	0.630	0.712	1.070	0.419	2.310	0.194
0.200	1.010	0.640	0.701	1.080	0.416	2.360	0.190
0.210	1.010	0.650	0.690	1.090	0.412	2.410	0.186
0.220	1.010	0.660	0.680	1.100	0.408	2.460	0.182
0.230	1.010	0.670	0.670	1.110	0.404	2.510	0.179
0.240	1.010	0.680	0.660	1.120	0.401	2.560	0.175
0.250	1.010	0.690	0.650	1.130	0.397	2.610	0.172
0.260	1.010	0.700	0.641	1.140	0.394	2.660	0.169
0.270	1.010	0.710	0.632	1.150	0.390	2.710	0.164
0.280	1.010	0.720	0.623	1.160	0.387	2.760	0.158
0.290	1.010	0.730	0.615	1.170	0.384	2.810	0.153
0.300	1.010	0.740	0.606	1.180	0.380	2.860	0.148
0.310	1.010	0.750	0.598	1.190	0.377	2.910	0.143
0.320	1.010	0.760	0.591	1.200	0.374	2.960	0.138
0.330	1.010	0.770	0.583	1.210	0.371	3.010	0.133
0.340	1.010	0.780	0.575	1.220	0.368	3.060	0.129
0.350	1.010	0.790	0.568	1.230	0.365	3.110	0.125
0.360	1.010	0.800	0.561	1.240	0.362	3.160	0.121
0.370	1.010	0.810	0.554	1.250	0.359	3.210	0.117
0.380	1.010	0.820	0.547	1.260	0.356	3.260	0.114
0.390	1.010	0.830	0.541	1.270	0.353	3.310	0.110
0.400	1.010	0.840	0.534	1.280	0.351	3.360	0.107
0.410	1.010	0.850	0.528	1.290	0.348	3.410	0.104
0.420	1.010	0.860	0.522	1.300	0.345	3.460	0.101
0.430	1.010	0.870	0.516	1.310	0.343	3.510	0.098

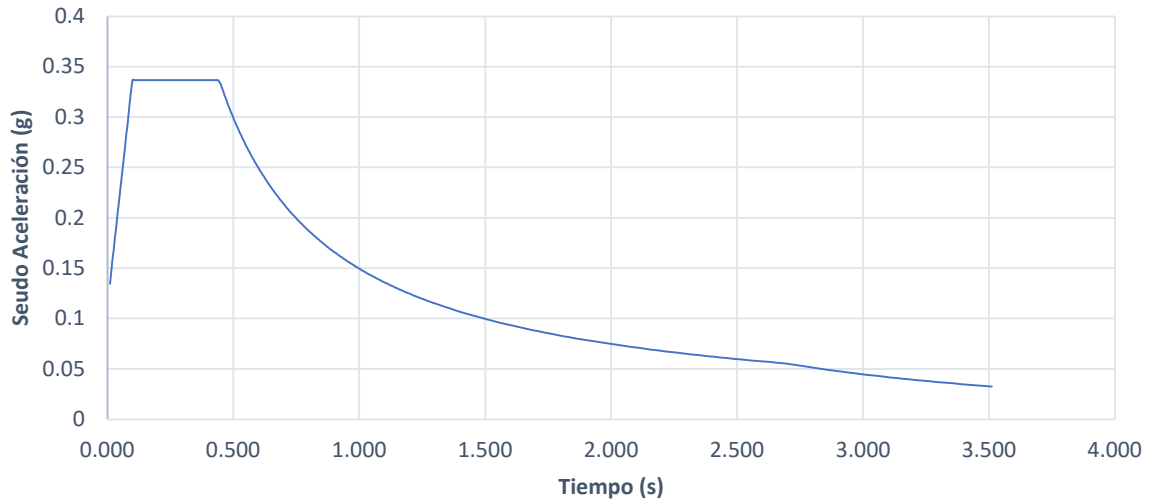
Tabla de Valores del Espectro Modificado

t (s)	Sa (g)	t (s)	Sa (g)	t (s)	Sa (g)	t (s)	Sa (g)
0.000	0.135	0.440	0.337	0.880	0.170	1.360	0.110
0.010	0.157	0.450	0.332	0.890	0.168	1.410	0.106
0.020	0.180	0.460	0.325	0.900	0.166	1.460	0.102
0.030	0.203	0.470	0.318	0.910	0.164	1.510	0.099
0.040	0.226	0.480	0.312	0.920	0.163	1.560	0.096
0.050	0.248	0.490	0.305	0.930	0.161	1.610	0.093
0.060	0.271	0.500	0.299	0.940	0.159	1.660	0.090
0.070	0.294	0.510	0.293	0.950	0.157	1.710	0.087
0.080	0.316	0.520	0.288	0.960	0.156	1.760	0.085
0.090	0.337	0.530	0.282	0.970	0.154	1.810	0.083
0.100	0.337	0.540	0.277	0.980	0.153	1.860	0.080
0.110	0.337	0.550	0.272	0.990	0.151	1.910	0.078
0.120	0.337	0.560	0.267	1.000	0.150	1.960	0.076
0.130	0.337	0.570	0.262	1.010	0.148	2.010	0.074
0.140	0.337	0.580	0.258	1.020	0.147	2.060	0.073
0.150	0.337	0.590	0.254	1.030	0.145	2.110	0.071
0.160	0.337	0.600	0.249	1.040	0.144	2.160	0.069
0.170	0.337	0.610	0.245	1.050	0.142	2.210	0.068
0.180	0.337	0.620	0.241	1.060	0.141	2.260	0.066
0.190	0.337	0.630	0.237	1.070	0.140	2.310	0.065
0.200	0.337	0.640	0.234	1.080	0.139	2.360	0.063
0.210	0.337	0.650	0.230	1.090	0.137	2.410	0.062
0.220	0.337	0.660	0.227	1.100	0.136	2.460	0.061
0.230	0.337	0.670	0.223	1.110	0.135	2.510	0.060
0.240	0.337	0.680	0.220	1.120	0.134	2.560	0.058
0.250	0.337	0.690	0.217	1.130	0.132	2.610	0.057
0.260	0.337	0.700	0.214	1.140	0.131	2.660	0.056
0.270	0.337	0.710	0.211	1.150	0.130	2.710	0.055
0.280	0.337	0.720	0.208	1.160	0.129	2.760	0.053
0.290	0.337	0.730	0.205	1.170	0.128	2.810	0.051
0.300	0.337	0.740	0.202	1.180	0.127	2.860	0.049
0.310	0.337	0.750	0.199	1.190	0.126	2.910	0.048
0.320	0.337	0.760	0.197	1.200	0.125	2.960	0.046
0.330	0.337	0.770	0.194	1.210	0.124	3.010	0.044
0.340	0.337	0.780	0.192	1.220	0.123	3.060	0.043
0.350	0.337	0.790	0.189	1.230	0.122	3.110	0.042
0.360	0.337	0.800	0.187	1.240	0.121	3.160	0.040
0.370	0.337	0.810	0.185	1.250	0.120	3.210	0.039
0.380	0.337	0.820	0.182	1.260	0.119	3.260	0.038
0.390	0.337	0.830	0.180	1.270	0.118	3.310	0.037
0.400	0.337	0.840	0.178	1.280	0.117	3.360	0.036
0.410	0.337	0.850	0.176	1.290	0.116	3.410	0.035
0.420	0.337	0.860	0.174	1.300	0.115	3.460	0.034
0.430	0.337	0.870	0.172	1.310	0.114	3.510	0.033

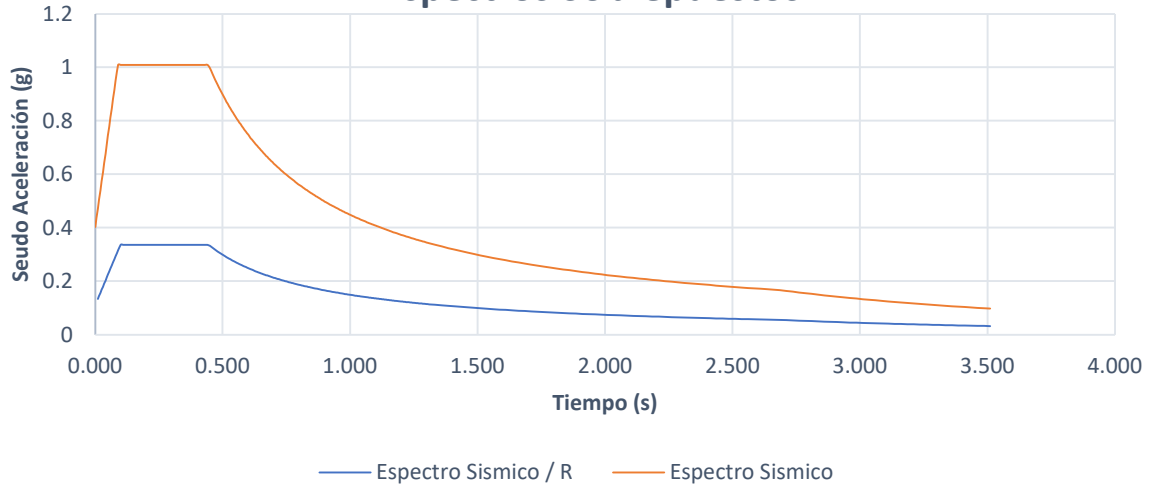
Espectro Sismico



Espectro Modificado (R = 3)



Espectros Sobrepuestos



Determinando el coeficiente sísmico al límite de cedencia

Para los factores de amplificación y factor de incremento de resistencia respectivamente utilizaremos los lineamientos encontrados de los estuios de Van de Lind, 2020

$$C_d = 3 \quad C_d = R \quad \text{Van de Lind, 2020}$$

$$\Omega_R = 3 \quad \Omega_R = R \quad \text{Van de Lind, 2020}$$

De acuerdo con la Normativa del NSE 3: 2018, el análisis sísmico de edificaciones en Guatemala puede llevarse a cabo mediante el método de fuerzas estáticas equivalentes, siempre que la estructura en cuestión no presente irregularidades estructurales y tenga una altura que no exceda los 50 metros. Para un entendimiento más completo de estas directrices, se recomienda consultar la sección de "Procedimientos para el análisis sísmico" (1.11.5).

Normativa del NSE 3. (2018). Norma de Seguridad Estructural 3 de Guatemala. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES).

De acuerdo con la Normativa del NSE 3: 2018, el sistema de 'cajón' utilizando elementos estructurales de madera masiva no está reconocido como un sistema constructivo válido en Guatemala. En este contexto, se asumirá un comportamiento similar al del sistema E2. Este sistema se caracteriza por ser una estructura sostenida por muros estructurales interconectados con losas actuando como diafragmas. Los muros soportan el 100% de las solicitaciones horizontales y la parte de las solicitaciones verticales que les correspondan por área tributaria. Este sistema es comparable a uno de sistema de muros de mampostería. Para un entendimiento más completo de estas directrices, se recomienda consultar la sección 1.6.3 "Sistema E2 — Estructura de muros (estructura de cajón)".

$$K_T = 0.049 \quad x \quad 0.75$$

$$T_a = 0.335 \quad T_a = K_T * h_n^x \quad \text{Eq. 2.1.6-1 (1) NSE 3: 2018}$$

a pesar que los valores de S_{cr} excede 1.5 y el periodo fundamental de T_a es menor a 0.5 s este caso no califica para una redistribución de la meseta del espectro dado a que esta estructura supera los 3 niveles, según NSE 3:2018 2.1.5

$$T_a < T_0$$

$$T_s \leq T_a \leq T_L$$

$$S_{a_t} = S_{cd} * (0.4 + 0.6 * \frac{T_a}{T_0})$$

$$S_{a_t} = \frac{S_{1d}}{T_a}$$

$$T_0 \leq T_a \leq T_s$$

$$T_L \leq T_a$$

$$S_{a_t} = S_{cd}$$

$$S_{a_t} = \frac{S_{1d}}{S_a^2} * T_L$$

$$S_{a_T} = 1.01 \quad s$$

$$k = 0.972 \quad -$$

$$S_{a_T} \leq 0.5s$$

$$k = 1$$

$$0.5s < S_{a_T} \leq 2.5s$$

$$k = 0.75 + 0.5 * T_s$$

$$S_{a_T} > 2.5s$$

$$k = 2s$$

Coeficiente Sísmico al límite de Cedencia

C_s 0.337 -

Calculo de Cortante Basal

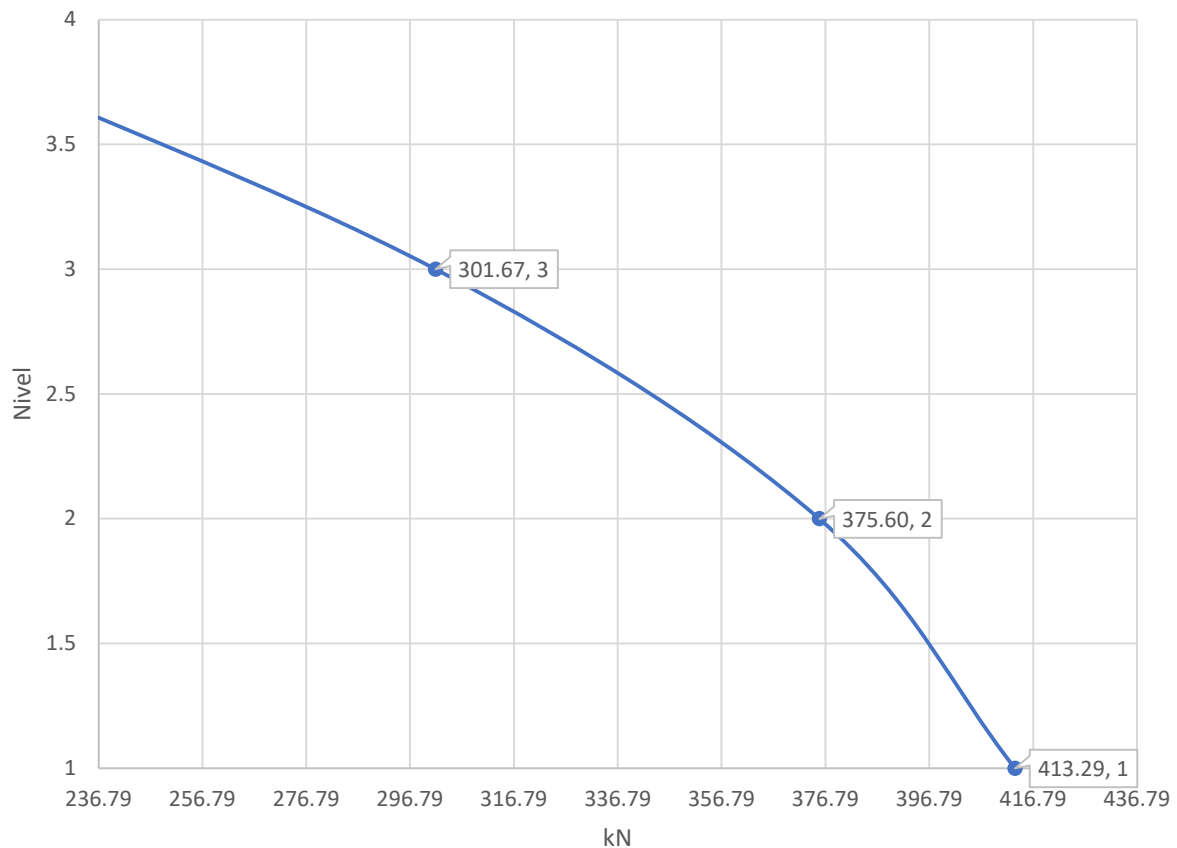
Ubicación	q_{tot}	Unidad	Altura de Nivel (m)	Coeficiente de 'Story Shear'
W1	283.97 kN	h1	3.25	C_1 0.091 -
W2	283.97 kN	h2	6.5	C_2 0.179 -
W3	283.97 kN	h3	9.75	C_3 0.265 -
W4	375.93 kN	h4	13	C_4 0.465 -
Ws	1227.83 kN			

$$C_n = \frac{w_i h_i^k}{\sum_i^n w_n * h_n^k}$$

Cortante Basal

V_B	413.29				kN
Storey Shear			Fuerza Sísmica		
F1	37.68	kN	V1	413.29	kN
F2	73.93	kN	V2	375.60	kN
F3	109.66	kN	V3	301.67	kN
F4	192.01	kN	V4	192.01	kN

Fuerza Cortante - Nivel

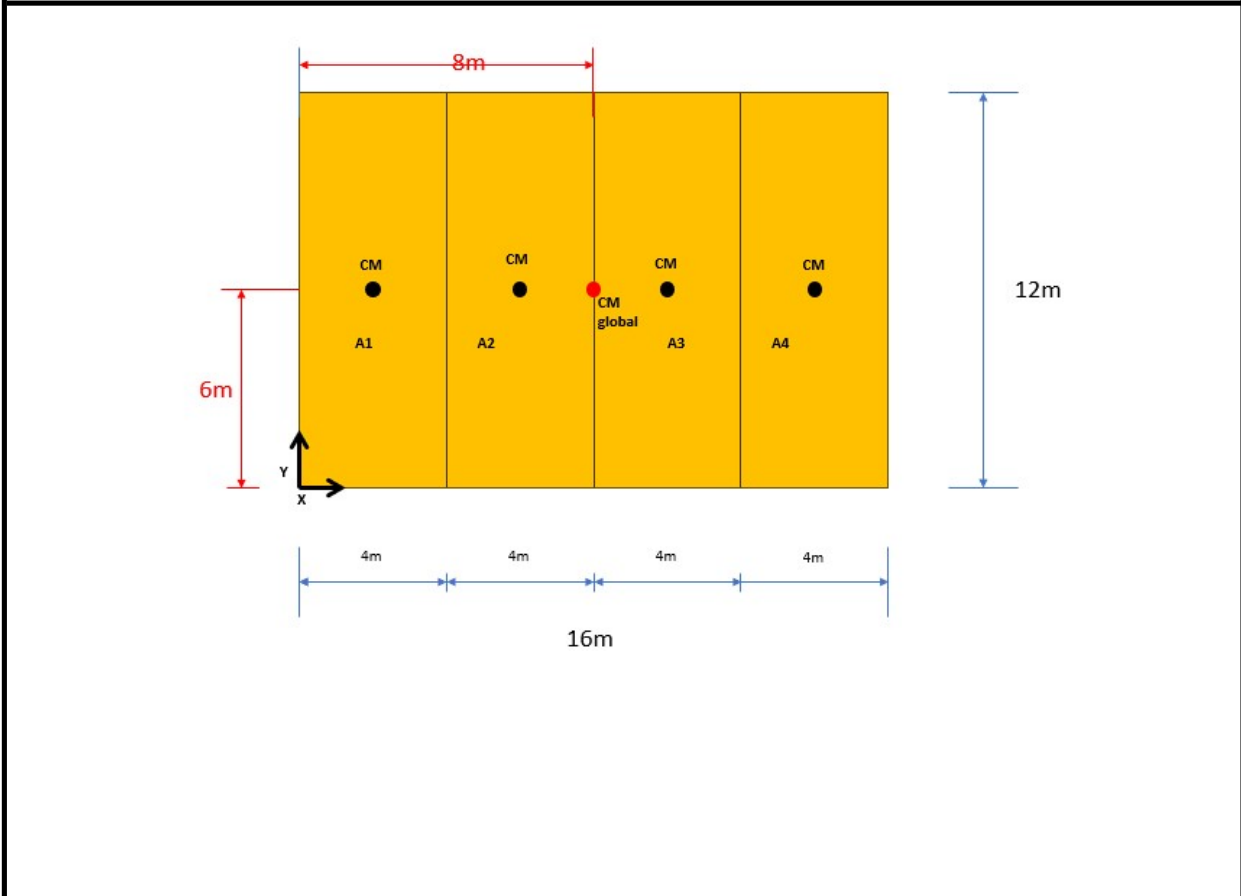


Fuerzas Actuando en Diafragma					
F_{pxmax}	126.54				kN
Storey Shear			Diafragma Shear		
F ₄	192.01	kN	F _{p4}	126.54	kN
F ₃	109.66	kN	F _{p3}	95.58	kN
F ₂	73.93	kN	F _{p2}	95.58	kN
F ₁	37.68	kN	F _{p1}	95.58	kN

Determinación del Centro de Rigidez y de Masa

Region	Area	x _c	y _c	A*x _c	A*y _c
A1	48	2	6	96	288
A2	48	6	6	288	288
A3	48	10	6	480	288
A4	48	14	6	672	288
Σ	192			1536	1152
x_c	8				m
y_c	6				m

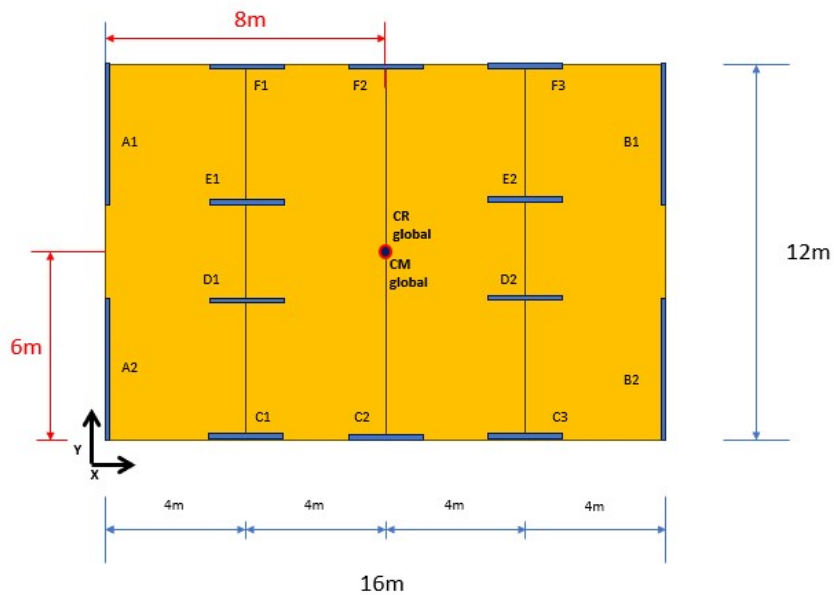
Diagrama del Centro de Masa



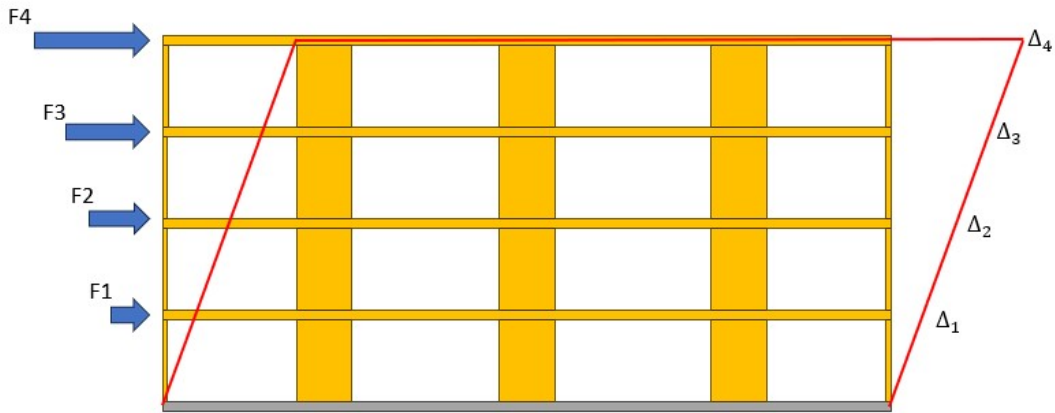
Rigidez en Direccion Y			
Wall	Rigidez (y)	xr	Ry * xr
A1	0.053	0	0
A2	0.053	0	0
B1	0.053	16	0.84
B2	0.053	16	0.84
Σ	0.211		1.69

Rigidez en Direccion X			
Wall	Rigidez (x)	yre	Rx * yr
C1	0.040	0	0.00
C2	0.040	0	0.00
C3	0.040	0	0.00
D1	0.040	5	0.20
D2	0.040	5	0.20
E1	0.040	7	0.28
E2	0.040	7	0.28
F1	0.040	12	0.48
F2	0.040	12	0.48
F3	0.040	12	0.48
Σ	0.403		2.42
X_R	8		m
y_R	6		m

Diagrama del Centro de Rigidez



Determinación de Derivas



Calculo de las Derivas del Edificio

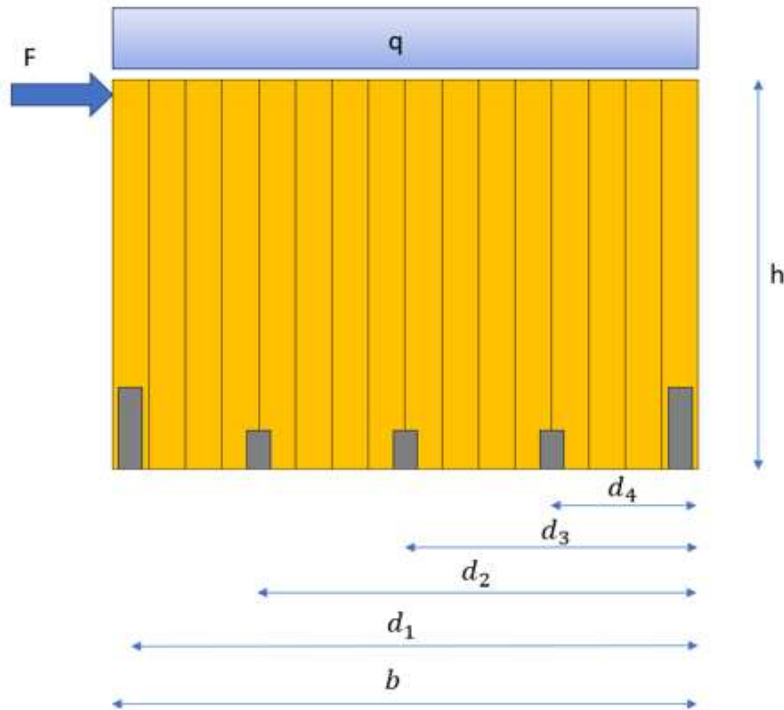
δ_{x4}	7.88 mm	Δ_4	52.61 mm	0.88	Drift Check
δ_{x3}	12.37 mm	Δ_3	44.73 mm	0.75	
δ_{x2}	15.41 mm	Δ_2	32.36 mm	0.54	
δ_{x1}	16.95 mm	Δ_1	16.95 mm	0.28	

Utilizando la altura del piso inferior al piso de analisis se determina la deriva permitida

Δ_a	60	mm	$\Delta_a = 0.020 * h_{sx}$	Allowable Story Drift
------------	----	----	-----------------------------	-----------------------

Tabla 12.12-1 Nos indica el limite de deriva permitida. Determinando las Derivas del Edificio según la sección 12.8.6 del ASCE7-16

Efecto P-Delta (ASCE7-16 12.8.7)				
P	64.60	kNm	$P = \Delta_4 * W_{tot}$	Momento Generado Por Efecto de Segundo Orden
V	7488.56	kNm	$V = F_4 * h_{tot} * C_d$	Momento Generado Por la acción sismica
θ	0.0086	kNm	$\theta = \frac{\Delta_4 * W_{tot}}{V_x * h_{tot} * C_d}$	Coefficiente de Estabilidad
Check	0.0863	kNm	$Check1 = \frac{\theta}{0.10} < 1$	Coefficiente de Estabilidad



Datos

Espesor de las Capas de Panel		Distancias hacia Conectores			Fuerza Lateral		
t1	40 mm	d6	30 mm	F	103321.6 N		
t2	30 mm	d5	418 mm	Material de placas de CLT			
t3	40 mm	d4	806 mm	Material	C24		
t4	30 mm	d3	1194 mm				
t5	40 mm	d2	1582 mm				
		d1	1970 mm				
Dimensiones del Panel				Sobre Carga			
h	3000 mm	altura de panel		q	99.23 N/mm		
b	2000 mm	ancho de panel		Cantidad de Angle Brackets			
t	180 mm	espesor de panel		nAB	4	-	
Selección de Conectores							
Angle Bracket (p110)		ABR100		R _{1,k} X k _{mod}	20.95	R _{2/3,k} X k _{mod}	16.97
				k _{vi,AB}	11.21	k _{hi,AB}	1.43
F _{i,AB}	26.96 kN	$F_{i,AB} = \sqrt{R_{1,d}^2 + R_{2/3,d}^2}$				Fuerza Resultante del Angle Bracket	
Hold Down		WKR13535 Pattern 2 LBS Screws		T _{i,HD}	67.00	k _{vi,HD}	16.75

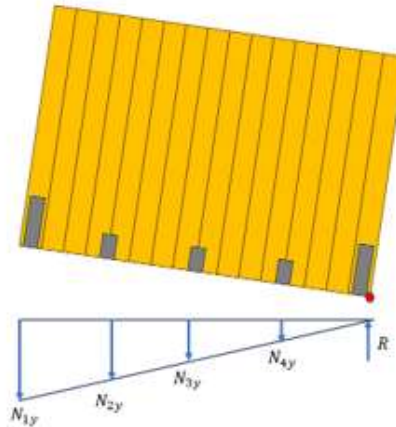
Datos de Resistencia de Conectores			
T _{i,HD}	67	kN	Resistencia Vertical de Hold Down
T _{i,AB}	26.96078	kN	Resistencia Vertical de Angle Bracket (Angular)
N _{i,AB}	26.96078	kN	Resistencia Horizontal de AngleBracket (Angular)
k _{vi,HD}	16.75	kN/mm	Rigidez del Hold Down
k _{vi,AB}	11.21	kN/mm	Rigidez del Angle Bracket (Vertical)
k _{hi,AB}	1.43	kN/mm	Rigidez del Angle Bracket (Horizontal)
f _c	21	MPa	

Propiedades de CLT			
f _{m,k}	24	MPa	Resistencia a la flexión
f _{t,0,k}	14.5	MPa	Resistencia a la tracción a lo largo de la veta
f _{t,90,k}	0.4	MPa	Resistencia a la tracción perpendicular a la veta
f _{c,0,k}	21	MPa	Resistencia a la compresión a lo largo de la veta
f _{c,90,k}	2.5	MPa	Resistencia a la compresión perpendicular a la veta
f _{v,k}	4	MPa	Resistencia al corte
E _{m,0,mean}	11000	MPa	Valor medio del módulo de elasticidad a lo largo de la veta
E _{m,0,05}	7400	MPa	Valor del percentil quinto del módulo de elasticidad a lo largo de la veta
E _{m,90,mean}	370	MPa	Valor medio del módulo de elasticidad perpendicular a la veta
G _{mean}	690	MPa	Valor medio del módulo de corte
ρ _k	350	MPa	Volumen del percentil quinto de la densidad
ρ _{mean}		MPa	Densidad media
G _{9090,y_{lay},mean}	50	MPa	Valor medio del módulo de cizallamiento rodante

Determinación de Cargas						
Class	Scope				Factor Parcial γ _d	
Safety class 1	bajo riesgo de lesión personal				0.83	
Safety class 2	medio riesgo de lesión personal				0.91	
Safety class 3	alto riesgo de lesión personal				1	
buscar en codigo EN						
Clase de Servicio	Duración de Carga (k _{mod})					Instantanea
	Permanente	Largo Plazo	Medio Plazo	Corto Plazo		
1	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1	
2	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1	
3	-	-	-	-	-	
buscar en codigo EN						
Clase de Servicio 2					γ _d	0.91
Clase de Seguridad 3					k _{mod}	1.1
Factor de Modificador de Material					γ _M	1.2
Factor psi Segun EN1990:2002 Tabla A1.1					psi1	0.7
Factor psi Segun EN1990:2002 Tabla A1.2					psi2	0.5
Factor psi Segun EN1990:2002 Tabla A1.3					psi3	0.3

Valores de Diseño de Resistencia								
$f_{m,d}$	22.00	MPa	Resistencia a la flexión					
$f_{t,0,d}$	13.29	MPa	Resistencia a la tracción a lo largo de la veta					
$f_{t,90,d}$	0.73	MPa	Resistencia a la tracción perpendicular a la veta					
$f_{c,0,d}$	19.25	MPa	Resistencia a la compresión a lo largo de la veta					
$f_{c,90,d}$	2.29	MPa	Resistencia a la compresión perpendicular a la veta					
$f_{v,d}$	3.67	MPa	Resistencia al corte					
$f_{R,d}$	1.47	MPa	Resistencia al corte por rodamiento					
Siguiendo los lineamientos detallados en EN1990:2002 Tabla A1.3 determina los valores de diseño para el uso en combinaciones de cargas accidentales o sísmicas, determinando que la acción infavorable accidental o sísmica emplean el uso de 1.00Gk,j para la carga permanente (no favorable) y 1.00Gk,j para la acción favorable, según las ecuaciones 6.11a/b y 6.12a/b. Conforme a los criterios establecidos en la norma EN1990:2002, específicamente en la Tabla A1.3, se establecen los valores de diseño para aplicar en combinaciones de cargas accidentales o sísmicas. Esto implica que, para las acciones accidentales o sísmicas desfavorables, se debe emplear un factor de 1.00Gk,j en la carga permanente (considerada no favorable), y el mismo factor de 1.00Gk,j para la carga permanente cuando actúa de manera favorable. Esta metodología se fundamenta en las fórmulas presentadas en las secciones 6.11a/b y 6.12a/b del documento.								
Cargas Gravitacionales								
Area Tributaria 1	12	m2	Cargas	G	1.19	kN / m2	N+ 3 Area Tributaria AT3 Applica	
Area Tributaria 2	10	m3		L	0.5	kN / m2		
Area Tributaria 3	21	m4		G	25.08	kN		
				L	10.50	kN		
Accumuladas				G	100.33	kN		
				L	42	kkN		
Carga de Diseño			G	A	Q_L	Q_S	Q_W	Q_T
Valor			100.33	0	42	0	0	0
Combinaciones ULS								
			G	A	Q_L	Q_S	Q_W	Q_D (kN)
G + A + ψ 1Q _L + ψ 2,1Q _S			100.33	0	0	0	0	100.33
G + A + ψ 1Q _S + ψ 2,1Q _L			100.33	0	0	0	0	100.33
G + A + 0.2Q _W + ψ 2,1Q _L + ψ 2,1Q _S			100.33	0	0	0	0	100.33
G + A + ψ 2,1Q _L + ψ 2,1Q _S			100.33	0	0	0	0	100.33
Combinaciones SLS								
			G	A	Q_L	Q_S	Q_W	Q_D
1.35G + 1.5Q _L + 1.5 ψ 0,1Q _S + 0.75Q _W + 0.9Q _T			135.45	0	63	0	0	198.45
1.35G + 1.5Q _S + 1.5 ψ 0,1Q _L + 0.75Q _W + 0.9Q _T			135.45	0	44.1	0	0	179.55
1.35G + 1.5Q _W + 1.5 ψ 0,1Q _L + 1.5 ψ 0,1Q _S + 0.9Q _T			135.45	0	44.1	0	0	179.55
1.35G + 1.5Q _T + 1.5 ψ 0,1Q _L + 1.5 ψ 0,1Q _S + 0.75Q _W			135.45	0	44.1	0	0	179.55
Carga de Diseño								
QD COMBINACIÓN ULS					100.33	kN		
QD COMBINACIÓN SLS					198.45	kN		
QD COMBINACIÓN SLS					99.23	kN/m		
Seismic Lateral Load					103.32	kN		

Verificación de Resistencia Lateral



Resistencia de los conectores

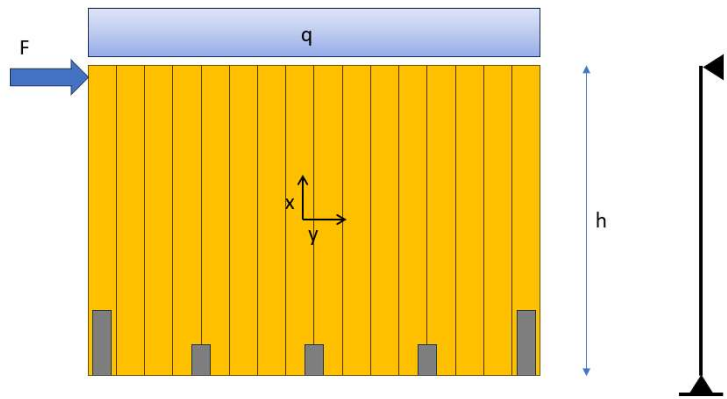
N _{1y}	67.00 kN		$N_{1y} = N_{HD}$ $N_{iy} = N_B \left(\frac{x_i}{x_1} \right)$	
N _{2y}	21.65 kN			
N _{3y}	16.34 kN			
N _{4y}	11.03 kN			
N _{5y}	5.72 kN			
F _{sl}	107.8431	kN	$F_{sl} = n_B * N_B$	Resistencia Deslizamiento
F _r	214.52	kN	$F_r = \sum N_i * x_i + \frac{qb^2}{2}$	Resistencia Deslizamiento
F _{r-sl}	117.67	kN	$F_{r-sl} = \frac{N_{HD} * d_1}{h} + \frac{N_B - N_{B,sl}}{d_1 * h} \sum d_i^2 \frac{qb^2}{2h}$	Resistencia Volcamiento-Deslizamiento
N _{b,sl} /N _{B,r}	1.88	-	$\frac{N_{B,sl}}{N_{B,r}} = \frac{\frac{F}{n_B k_B}}{\left(\frac{Fh^2}{b^2} - \frac{qh}{2} \right) \frac{1}{k_{HD}}}$	Razon de Resistencia Deslizamiento/Volcamiento
N _{B,sl}	17.61	kN	$N_{B,sl} = \frac{\frac{N_{B,sl}}{N_{B,r}}}{\left(1 + \frac{N_{B,sl}}{N_{B,r}} \right)} * N_B$	Reacción de Deslizamiento
N _{B,r} (R)	9.36	kN	$N_R = N_B - N_{B,sl}$	Reacción de Volcamiento

Resumen de Resistencias

Deslizamiento	107.8431	kN
Volcamiento	214.52	kN
Volcamiento - Deslizamiento	117.67	kN
Resistencia que Governa:	107.84	kN

Check 1	0.96	-	$N_R = F / F_{r,d}$	Verificación de Resistencia Lateral
---------	------	---	---------------------	-------------------------------------

Determinación de Panel Por metodo de Vigas					
Analysis determinación de una sección 1m x 1m					
Geometría del Panel					
b _x	1000	mm	a ₁	70	mm
b _y	1000	mm	a ₂	35	mm
h _y	120	mm	a ₃	0	mm
h _x	60	mm	a ₄	35	mm
h _{CLT}	180	mm	a ₅	70	mm
Determinación de valores gamma					
γ _{1,γ5}	0.775	-	$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\pi^2 * E_{90mean} * t_1}{L^2} \right) * G_{9090,ylay,mean} t_2}$		
Determinación de Propiedades Geometricas					
z _s	90	mm	Centro de Gravedad	$z_s = \frac{h_{CLT}}{2}$	
A _{y,net}	120000	mm ²	Net y cross section area	$A_{y,net} = b_y * h_y$	
A _{x,net}	60000	mm ²	Net x cross section area	$A_{x,net} = b_x * h_x$	
I _{x,net}	4.08E+08	mm ⁴	Net moment of inertia	$I_{x,net} = \sum \frac{b_x t_i^3}{12} + \sum b_x t_i a_i^2$	
I _{y,net}	78000000	mm ⁴	Net moment of inertia	$I_{y,net} = \sum \frac{b_y t_i^3}{12} + \sum b_y t_i a_i^2$	
W _{x,net}	4533333	mm ³	Net moment of resistance	$W_{x,net} = \frac{I_{x,net} * 2}{h_{CLT}}$	
W _{y,net}	866666.7	mm ³	Net moment of resistance	$W_{y,net} = \frac{I_{y,net} * 2}{h_{CLT}}$	
S _{Rx,net}	2800000	mm ³	Static moment of rolling shear	$S_{Rx,net} = b_x t_1 a_1$	
S _{x,net}	3000000	mm ³	Static moment of rolling shear	$S_{Rx,net} = b_x t_1 a_1$	
i _{x,ef}	82.46211	mm	Radio de Giro efectivo	$i_{x,ef} = \sqrt{\frac{I_{x,ef}}{A_{x,net}}}$	



Determinación del Factor de Reducción

$k_{c,y}$	0.57	-	$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}$	Factor de Reducción
k_y	1.31	-	$k_y = 0.5 * (1 + 0.1 * (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2)$	Factor de Inestabilidad
$\lambda_{rel,y}$	1.23	-	$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}}$	Factor de Esbeltez en relación en el eje y
λ_y	72.76	-	$i_{x,ef} = \frac{l_e}{i_{x,ef}}$	Factor de Esbeltez
M_d	39.77	kN m	$M_d = \frac{2 * W * L}{9\sqrt{3}}$	Momento
N_d	198.45	kN	$N_d = b * q$	Carga Axial
$\sigma_{c,0,d}$	5.760157	MPa	$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{k_{c,y} * A_{x,net}}$	Esfuerzo a Compresión
$\sigma_{m,d}$	8.772457	MPa	$\sigma_{c,0,d} = \frac{M_d}{W_{x,net}}$	Esfuerzo a Flexión

Verificación

Check 1	0.30	-	Check 1 = $\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} < 1$	Verificación de Esfuerzo a Compresión
Check 2	0.40	-	Check 2 = $\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} < 1$	Verificación de Esfuerzo a Flexión
Check 3	0.70	-	Check 3 = $\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} < 1$	Verificación de Esfuerzo Flexo-Compresión

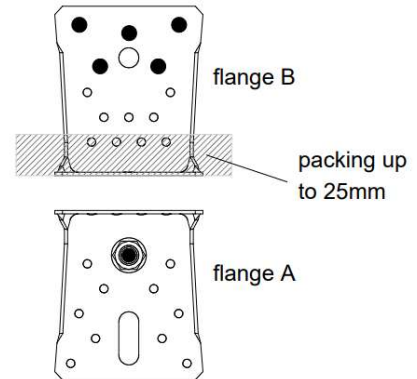
Resultados del Angle Bracket

Table D12-1 Modified characteristic capacity timber beam to timber beam – 2 Angle Brackets

2 Angle Brackets ABR100 per connection			Modified characteristic capacity per connection (kN)				
Nailing pattern	Number of fasteners		Load duration	$R_{1,k} \times k_{mod}$		$R_{2/3,k} \times k_{mod}$	
	Flange A	Flange B		CSA Connector screw			
				5,0x35	5,0x40	5,0x35	5,0x40
Nailing pattern 1	10	14	P	15,0	17,6	10,5	12,0
			L	17,5	20,5	12,3	14,0
			M	20,0	22,5	14,0	16,0
			S	22,0	24,0	15,8	18,0
			I	24,6	27,0	19,3	22,0

Characteristic loads for CSA 5,0x50 have not been evaluated. You can consider capacities for CSA 5,0x40 in a safe way.
Wane may not occur under the angle brackets.

CLT - rigid support

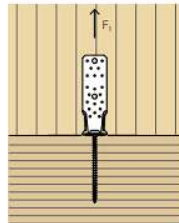


ABR100

Aplicando el uso de tablas precalificadas, considerando la metodología descrita en el Anexo C del Eurocódigo 5, la cual toma en cuenta la duración de la carga, el factor de modificación del material, y asegura que el módulo de fallo corresponda a la cedencia de los fijadores.

Imagenes Obtenidas de: European Technical Assessment no. ETA-06/0106

STRUCTURAL VALUES | TENSILE JOINT F_t | TIMBER-TO-TIMBER



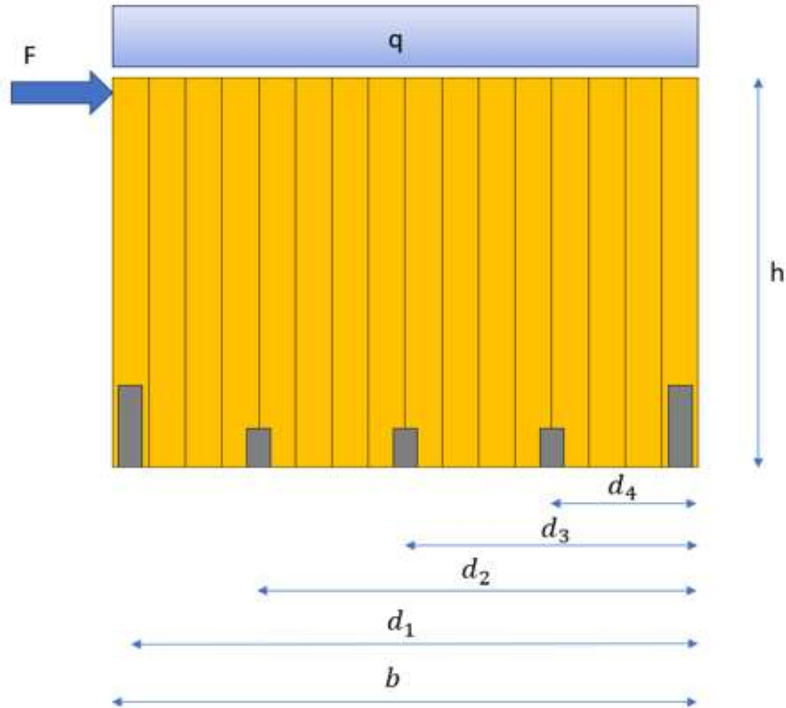
TIMBER STRENGTH

CODE	configuration	type	holes fastening Ø5 Ø x L [mm]	n_y [pcs]	$R_{1,k \text{ timber}}^{(1)}$ [kN]	$K_{1,ser}$ [kN/mm]
WKR9530	pattern 2	LBA nails	Ø4,0 x 60	6	15,0	$R_{1,k \text{ timber}}/4$
		screws LBS	Ø5,0 x 50		13,3	
WKR13535	pattern 2	LBA nails	Ø4,0 x 60	11	28,3	
		screws LBS	Ø5,0 x 50		24,6	
WKR21535	pattern 2	LBA nails	Ø4,0 x 60	18	47,0	
		LBS screws	Ø5,0 x 50		40,3	
WKR28535	pattern 3	LBA nails	Ø4,0 x 60	22	57,6	
		LBS screws	Ø5,0 x 50		49,3	

Calculation of $R_{1,d}$ Hold Down Connection

$R_{1,k,timber}$	24.6 kN	WKR13535	
$R_{1,k,screw,head}$	20 kN	HBS PLATE Ø10	
$R_{1,k,screw,ax}$	13.9 kN	HBSP Ø10 x 140	
k_{mod}	1.1 γ_M	1.2 γ_M	1.25
K_t	1.05	$R_{1,d}$	12.13 kN

$$R_{1,d} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{R_{1,k,timber} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \\ \frac{R_{1,k,screw,head}}{\gamma_{M2}} \\ \frac{R_{1,k,screw,ax} \cdot k_{mod}}{k_{t1} \cdot \gamma_M} \end{array} \right.$$



Datos

Espesor de las Capas de Panel		Distancias hacia Conectores			Fuerza Lateral		
t1	40 mm	d6	30 mm	F	103321.6 N	Material de placas de CLT Material C24	
t2	30 mm	d5	1018 mm				
t3	40 mm	d4	2006 mm				
t4	30 mm	d3	2994 mm				
t5	40 mm	d2	3982 mm				
		d1	4970 mm				
Dimensiones del Panel				Sobre Carga			
h	3000 mm	altura de panel		q	22.68 N/mm		
b	5000 mm	ancho de panel		Cantidad de Angle Brackets			
t	180 mm	espesor de panel		nAB	4	-	
Selección de Conectores							
Angle Bracket (p110)		ABR100		R _{1,k} X k _{mod}	24.6	R _{2/3,k} X k _{mod}	19.3
				k _{vi,AB}	9.2	k _{hi,AB}	1.5
F _{i,AB}	31.27 kN	$F_{i,AB} = \sqrt{R_{1,d}^2 + R_{2/3,d}^2}$				Fuerza Resultante del Angle Bracket	
Hold Down		WKR13535 Pattern 2 LBS Screws		T _{i,HD}	17.60	k _{vi,HD}	4.4

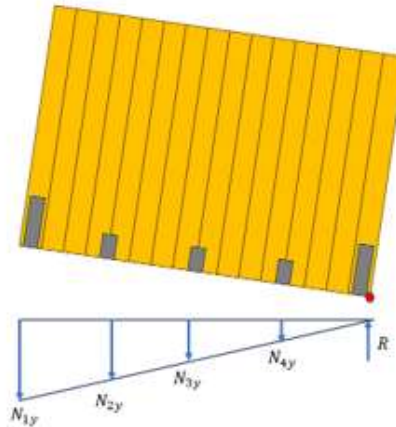
Datos de Resistencia de Conectores			
T _{i,HD}	17.6	kN	Resistencia Vertical de Hold Down
T _{i,AB}	31.2674	kN	Resistencia Vertical de Angle Bracket (Angular)
N _{i,AB}	31.2674	kN	Resistencia Horizontal de AngleBracket (Angular)
k _{vi,HD}	4.4	kN/mm	Rigidez del Hold Down
k _{vi,AB}	9.2	kN/mm	Rigidez del Angle Bracket (Vertical)
k _{hi,AB}	1.5	kN/mm	Rigidez del Angle Bracket (Horizontal)
f _c	21	MPa	

Propiedades de CLT			
f _{m,k}	24	MPa	Resistencia a la flexión
f _{t,0,k}	14.5	MPa	Resistencia a la tracción a lo largo de la veta
f _{t,90,k}	0.4	MPa	Resistencia a la tracción perpendicular a la veta
f _{c,0,k}	21	MPa	Resistencia a la compresión a lo largo de la veta
f _{c,90,k}	2.5	MPa	Resistencia a la compresión perpendicular a la veta
f _{v,k}	4	MPa	Resistencia al corte
E _{m,0,mean}	11000	MPa	Valor medio del módulo de elasticidad a lo largo de la veta
E _{m,0,05}	7400	MPa	Valor del percentil quinto del módulo de elasticidad a lo largo de la veta
E _{m,90,mean}	370	MPa	Valor medio del módulo de elasticidad perpendicular a la veta
G _{mean}	690	MPa	Valor medio del módulo de corte
ρ _k	350	MPa	Volumen del percentil quinto de la densidad
ρ _{mean}		MPa	Densidad media
G _{9090,y_{lay,mean}}	50	MPa	Valor medio del módulo de cizallamiento rodante

Determinación de Cargas						
Class	Scope				Factor Parcial γ _d	
Safety class 1	bajo riesgo de lesión personal				0.83	
Safety class 2	medio riesgo de lesión personal				0.91	
Safety class 3	alto riesgo de lesión personal				1	
buscar en codigo EN						
Clase de Servicio	Duración de Carga (k _{mod})					Instantanea
	Permanente	Largo Plazo	Medio Plazo	Corto Plazo		
1	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1	
2	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1	
3	-	-	-	-	-	
buscar en codigo EN						
Clase de Servicio 2					γ _d	0.91
Clase de Seguridad 3					k _{mod}	1.1
Factor de Modificador de Material					γ _M	1.2
Factor psi Segun EN1990:2002 Tabla A1.1					psi1	0.7
Factor psi Segun EN1990:2002 Tabla A1.2					psi2	0.5
Factor psi Segun EN1990:2002 Tabla A1.3					psi3	0.3

Valores de Diseño de Resistencia								
$f_{m,d}$	22.00	MPa	Resistencia a la flexión					
$f_{t,0,d}$	13.29	MPa	Resistencia a la tracción a lo largo de la veta					
$f_{t,90,d}$	0.73	MPa	Resistencia a la tracción perpendicular a la veta					
$f_{c,0,d}$	19.25	MPa	Resistencia a la compresión a lo largo de la veta					
$f_{c,90,d}$	2.29	MPa	Resistencia a la compresión perpendicular a la veta					
$f_{v,d}$	3.67	MPa	Resistencia al corte					
$f_{R,d}$	1.47	MPa	Resistencia al corte por rodamiento					
<p>Seguindo los lineamientos detallados en EN1990:2002 Tabla A1.3 determina los valores de diseño para el uso en combinaciones de cargas accidentales o sísmicas, determinando que la acción infavorable accidental o sísmica emplean el uso de 1.00Gk,j para la carga permanente (no favorable) y 1.00Gk,j para la acción favorable, según las ecuaciones 6.11a/b y 6.12a/b. Conforme a los criterios establecidos en la norma EN1990:2002, específicamente en la Tabla A1.3, se establecen los valores de diseño para aplicar en combinaciones de cargas accidentales o sísmicas. Esto implica que, para las acciones accidentales o sísmicas desfavorables, se debe emplear un factor de 1.00Gk,j en la carga permanente (considerada no favorable), y el mismo factor de 1.00Gk,j para la carga permanente cuando actúa de manera favorable. Esta metodología se fundamenta en las fórmulas presentadas en las secciones 6.11a/b y 6.12a/b del documento.</p>								
Cargas Gravitacionales								
Area Tributaria 1	12	m2	Cargas	G	1.19	kN / m2	N+ 3 Area Tributaria AT1 Applica	
Area Tributaria 2	10	m3		L	0.5	kN / m2		
Area Tributaria 3	21	m4		G	14.33	kN		
				L	6.00	kN		
Accumuladas		G		57.33	kN			
		L		24	kkN			
Carga de Diseño			G	A	Q_L	Q_S	Q_W	Q_T
Valor			57.33	0	24	0	0	0
Combinaciones ULS			G	A	Q _L	Q _S	Q _W	Q _D (kN)
G + A + ψ 1Q _L + ψ 2,1Q _S			57.33	0	0	0	0	57.33
G + A + ψ 1Q _S + ψ 2,1Q _L			57.33	0	0	0	0	57.33
G + A + 0.2Q _W + ψ 2,1Q _L + ψ 2,1Q _S			57.33	0	0	0	0	57.33
G + A + ψ 2,1Q _L + ψ 2,1Q _S			57.33	0	0	0	0	57.33
Combinaciones SLS			G	A	Q _L	Q _S	Q _W	Q _D
1.35G + 1.5Q _L + 1.5 ψ 0,1Q _S + 0.75Q _W + 0.9Q _T			77.40	0	0	36	0	113.40
1.35G + 1.5Q _S + 1.5 ψ 0,1Q _L + 0.75Q _W + 0.9Q _T			77.40	0	0	25.2	0	102.60
1.35G + 1.5Q _W + 1.5 ψ 0,1Q _L + 1.5 ψ 0,1Q _S + 0.9Q _T			77.40	0	0	25.2	0	102.60
1.35G + 1.5Q _T + 1.5 ψ 0,1Q _L + 1.5 ψ 0,1Q _S + 0.75Q _W			77.40	0	0	25.2	0	102.60
Carga de Diseño								
QD COMBINACIÓN ULS					57.33	kN		
QD COMBINACIÓN SLS					113.40	kN		
QD COMBINACIÓN SLS					22.68	kN/m		
Seismic Lateral Load					103.32	kN		

Verificación de Resistencia Lateral



Resistencia de los conectores

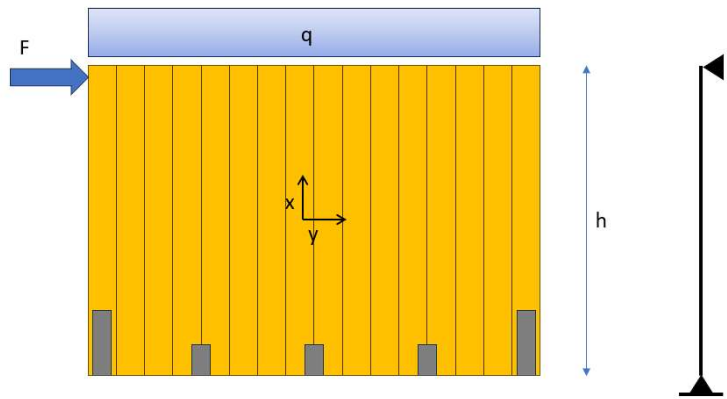
N _{1y}	17.60 kN		$N_{1y} = N_{HD}$ $N_{iy} = N_B \left(\frac{x_i}{x_1}\right)$	
N _{2y}	25.05 kN			
N _{3y}	18.84 kN			
N _{4y}	12.62 kN			
N _{5y}	6.40 kN			
F _{sl}	125.0696	kN	$F_{sl} = n_B * N_B$	Resistencia Deslizamiento
F _r	125.84	kN	$F_r = \sum N_i * x_i + \frac{qb^2}{2}$	Resistencia Deslizamiento
F _{r-sl}	130.48	kN	$F_{r-sl} = \frac{N_{HD} * d_1}{h} + \frac{N_B - N_{B,sl}}{d_1 * h} \sum d_i^2 \frac{qb^2}{2h}$	Resistencia Volcamiento-Deslizamiento
N _{b,sl} /N _{B,r}	8.18	-	$\frac{N_{B,sl}}{N_{B,r}} = \frac{\frac{F}{n_B k_B}}{\left(\frac{Fh^2}{b^2} - \frac{qh}{2}\right) \frac{1}{k_{HD}}}$	Razon de Resistencia Deslizamiento/Volcamiento
N _{B,sl}	27.86	kN	$N_{B,sl} = \frac{\frac{N_{B,sl}}{N_{B,r}}}{\left(1 + \frac{N_{B,sl}}{N_{B,r}}\right)} * N_B$	Reacción de Deslizamiento
N _{B,r} (R)	3.41	kN	$N_R = N_B - N_{B,sl}$	Reacción de Volcamiento

Resumen de Resistencias

Deslizamiento	125.0696	kN
Volcamiento	125.84	kN
Volcamiento - Deslizamiento	130.48	kN
Resistencia que Governa:	125.07	kN

Check 1	0.83	-	$N_R = F / F_{r,d}$	Verificación de Resistencia Lateral
---------	------	---	---------------------	-------------------------------------

Determinación de Panel Por metodo de Vigas					
Analysis determinación de una sección 1m x 1m					
Geometría del Panel					
b _x	1000	mm	a ₁	70	mm
b _y	1000	mm	a ₂	35	mm
h _y	120	mm	a ₃	0	mm
h _x	60	mm	a ₄	35	mm
h _{CLT}	180	mm	a ₅	70	mm
Determinación de valores gamma					
γ _{1,γ5}	0.775	-	$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\pi^2 * E_{90mean} * t_1}{L^2} \right) * G_{9090,y,lay,mean} t_2}$		
Determinación de Propiedades Geometricas					
z _s	90	mm	Centro de Gravedad	$z_s = \frac{h_{CLT}}{2}$	
A _{y,net}	120000	mm ²	Net y cross section area	$A_{y,net} = b_y * h_y$	
A _{x,net}	60000	mm ²	Net x cross section area	$A_{x,net} = b_x * h_x$	
I _{x,net}	4.08E+08	mm ⁴	Net moment of inertia	$I_{x,net} = \sum \frac{b_x t_i^3}{12} + \sum b_x t_i a_i^2$	
I _{y,net}	78000000	mm ⁴	Net moment of inertia	$I_{y,net} = \sum \frac{b_y t_i^3}{12} + \sum b_y t_i a_i^2$	
W _{x,net}	4533333	mm ³	Net moment of resistance	$W_{x,net} = \frac{I_{x,net} * 2}{h_{CLT}}$	
W _{y,net}	866666.7	mm ³	Net moment of resistance	$W_{y,net} = \frac{I_{y,net} * 2}{h_{CLT}}$	
S _{Rx,net}	2800000	mm ³	Static moment of rolling shear	$S_{Rx,net} = b_x t_1 a_1$	
S _{x,net}	3000000	mm ³	Static moment of rolling shear	$S_{Rx,net} = b_x t_1 a_1$	
i _{x,ef}	82.46211	mm	Radio de Giro efectivo	$i_{x,ef} = \sqrt{\frac{I_{x,ef}}{A_{x,net}}}$	



Determinación del Factor de Reducción

$k_{c,y}$	0.57	-	$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}$	Factor de Reducción
k_y	1.31	-	$k_y = 0.5 * (1 + 0.1 * (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2)$	Factor de Inestabilidad
$\lambda_{rel,y}$	1.23	-	$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}}$	Factor de Esbeltez en relación en el eje y
λ_y	72.76	-	$i_{x,ef} = \frac{l_e}{i_{x,ef}}$	Factor de Esbeltez
M_d	39.77	kN m	$M_d = \frac{2 * W * L}{9\sqrt{3}}$	Momento
N_d	113.40	kN	$N_d = b * q$	Carga Axial
$\sigma_{c,0,d}$	3.291518	MPa	$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{k_{c,y} * A_{x,net}}$	Esfuerzo a Compresión
$\sigma_{m,d}$	8.772457	MPa	$\sigma_{c,0,d} = \frac{M_d}{W_{x,net}}$	Esfuerzo a Flexión

Verificación

Check 1	0.17	-	Check 1 = $\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} < 1$	Verificación de Esfuerzo a Compresión
Check 2	0.40	-	Check 2 = $\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} < 1$	Verificación de Esfuerzo a Flexión
Check 3	0.57	-	Check 3 = $\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} < 1$	Verificación de Esfuerzo Flexo-Compresión

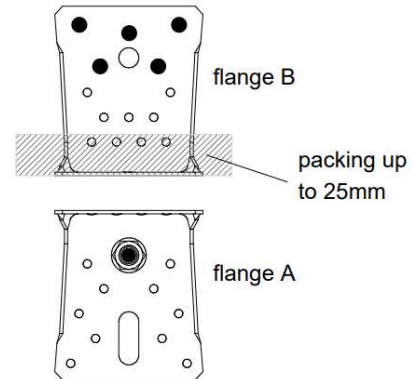
Resultados del Angle Bracket

Table D12-1 Modified characteristic capacity timber beam to timber beam – 2 Angle Brackets

2 Angle Brackets ABR100 per connection			Modified characteristic capacity per connection (kN)				
Nailing pattern	Number of fasteners		Load duration	$R_{1,k} \times k_{mod}$		$R_{2/3,k} \times k_{mod}$	
	Flange A	Flange B		CSA Connector screw			
				5,0x35	5,0x40	5,0x35	5,0x40
Nailing pattern 1	10	14	P	15,0	17,6	10,5	12,0
			L	17,5	20,5	12,3	14,0
			M	20,0	22,5	14,0	16,0
			S	22,0	24,0	15,8	18,0
			I	24,6	27,0	19,3	22,0

Characteristic loads for CSA 5,0x50 have not been evaluated. You can consider capacities for CSA 5,0x40 in a safe way.
Wane may not occur under the angle brackets.

CLT - rigid support

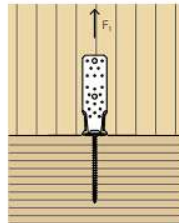


ABR100

Aplicando el uso de tablas precalificadas, considerando la metodología descrita en el Anexo C del Eurocódigo 5, la cual toma en cuenta la duración de la carga, el factor de modificación del material, y asegura que el módulo de fallo corresponda a la cedencia de los fijadores.

Imagenes Obtenidas de: European Technical Assessment no. ETA-06/0106

STRUCTURAL VALUES | TENSILE JOINT F_t | TIMBER-TO-TIMBER



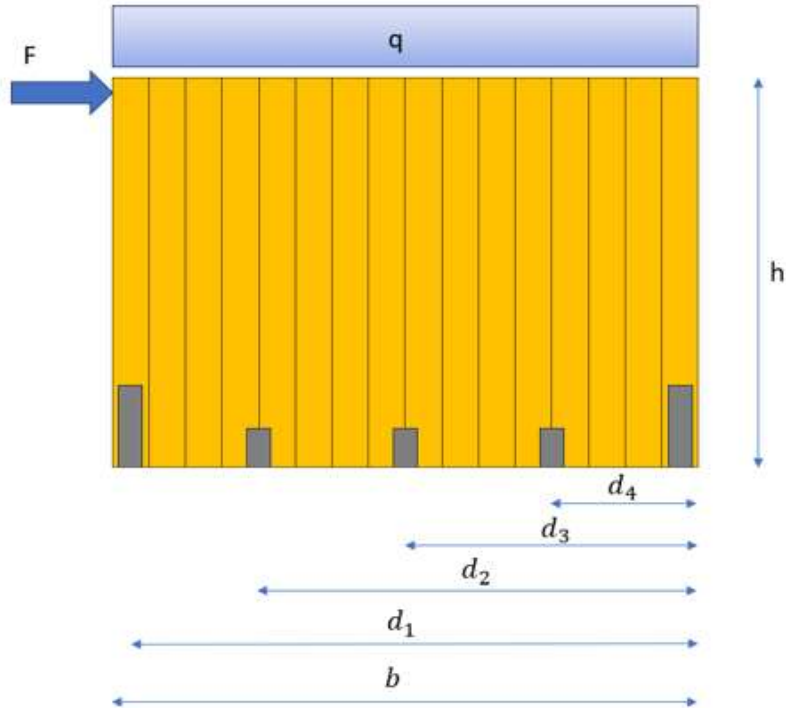
TIMBER STRENGTH

CODE	configuration	type	holes fastening \varnothing $\varnothing \times L$ [mm]	n_y [pcs]	$R_{1,k \text{ timber}}^{(1)}$ [kN]	$K_{1,ser}$ [kN/mm]
WKR9530	pattern 2	LBA nails	$\varnothing 4,0 \times 60$	6	15,0	$R_{1,k \text{ timber}}/4$
		screws LBS	$\varnothing 5,0 \times 50$		13,3	
WKR13535	pattern 2	LBA nails	$\varnothing 4,0 \times 60$	11	28,3	
		screws LBS	$\varnothing 5,0 \times 50$		24,6	
WKR21535	pattern 2	LBA nails	$\varnothing 4,0 \times 60$	18	47,0	
		LBS screws	$\varnothing 5,0 \times 50$		40,3	
WKR28535	pattern 3	LBA nails	$\varnothing 4,0 \times 60$	22	57,6	
		LBS screws	$\varnothing 5,0 \times 50$		49,3	

Calculation of $R_{1,d}$ Hold Down Connection

$R_{1,k,timber}$	24.6 kN	WKR13535	
$R_{1,k,screw,head}$	20 kN	HBS PLATE $\varnothing 10$	
$R_{1,k,screw,ax}$	13.9 kN	HBSP $\varnothing 10 \times 140$	
k_{mod}	1.1 γ_M	1.2 γ_M	1.25
K_t	1.05	$R_{1,d}$	12.13 kN

$$R_{1,d} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{R_{1,k,timber} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \\ \frac{R_{1,k,screw,head}}{\gamma_{M2}} \\ \frac{R_{1,k,screw,ax} \cdot k_{mod}}{k_{t1} \cdot \gamma_M} \end{array} \right.$$



Datos

Espesor de las Capas de Panel		Distancias hacia Conectores			Fuerza Lateral		
t1	30 mm	d6	30 mm	F	48003.57	N	
t2	20 mm	d5	1018 mm	Material de placas de CLT			
t3	30 mm	d4	2006 mm	Material	C24		
t4	20 mm	d3	2994 mm				
t5	30 mm	d2	3982 mm				
		d1	4970 mm				
Dimensiones del Panel				Sobre Carga			
h	3000 mm	altura de panel		q	5.67	N/mm	
b	5000 mm	ancho de panel		Cantidad de Angle Brackets			
t	130 mm	espesor de panel		nAB	4	-	
Selección de Conectores							
Angle Bracket		AB E20/3		R _{1,k} X k _{mod}	8.9	R _{2/3,k} X k _{mod}	11.9
				k _{vi,AB}	2.54	k _{hi,AB}	1.97
F _{i,AB}	14.86	kN	$F_{i,AB} = \sqrt{R_{1,d}^2 + R_{2/3,d}^2}$			Fuerza Resultante del Angle Bracket	
Hold Down		WKR13535 Pattern 2 LBS Screws		T _{i,HD}	12.13	k _{vi,HD}	3.03373

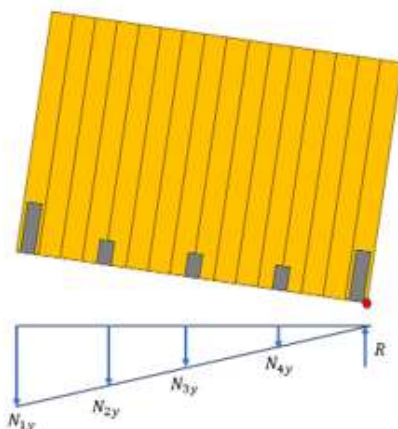
Datos de Resistencia de Conectores			
T _{i,HD}	12.13492	kN	Resistencia Vertical de Hold Down
T _{i,AB}	14.86001	kN	Resistencia Vertical de Angle Bracket (Angular)
N _{i,AB}	14.86001	kN	Resistencia Horizontal de AngleBracket (Angular)
k _{vi,HD}	3.03373	kN/mm	Rigidez del Hold Down
k _{vi,AB}	2.54	kN/mm	Rigidez del Angle Bracket (Vertical)
k _{hi,AB}	1.97	kN/mm	Rigidez del Angle Bracket (Horizontal)
f _c	21	MPa	

Propiedades de CLT			
f _{m,k}	24	MPa	Resistencia a la flexión
f _{t,0,k}	14.5	MPa	Resistencia a la tracción a lo largo de la veta
f _{t,90,k}	0.4	MPa	Resistencia a la tracción perpendicular a la veta
f _{c,0,k}	21	MPa	Resistencia a la compresión a lo largo de la veta
f _{c,90,k}	2.5	MPa	Resistencia a la compresión perpendicular a la veta
f _{v,k}	4	MPa	Resistencia al corte
E _{m,0,mean}	11000	MPa	Valor medio del módulo de elasticidad a lo largo de la veta
E _{m,0,05}	7400	MPa	Valor del percentil quinto del módulo de elasticidad a lo largo de la veta
E _{m,90,mean}	370	MPa	Valor medio del módulo de elasticidad perpendicular a la veta
G _{mean}	690	MPa	Valor medio del módulo de corte
ρ _k	350	MPa	Volumen del percentil quinto de la densidad
ρ _{mean}		MPa	Densidad media
G _{9090,y_{lay,mean}}	50	MPa	Valor medio del módulo de cizallamiento rodante

Determinación de Cargas						
Class	Scope				Factor Parcial γ _d	
Safety class 1	bajo riesgo de lesión personal				0.83	
Safety class 2	medio riesgo de lesión personal				0.91	
Safety class 3	alto riesgo de lesión personal				1	
buscar en codigo EN						
Clase de Servicio	Duración de Carga (k _{mod})					Instantanea
	Permanente	Largo Plazo	Medio Plazo	Corto Plazo		
1	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1	
2	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1	
3	-	-	-	-	-	
buscar en codigo EN						
Clase de Servicio 2					γ _d	0.91
Clase de Seguridad 3					k _{mod}	1.1
Factor de Modificador de Material					γ _M	1.2
Factor psi Segun EN1990:2002 Tabla A1.1					psi1	0.7
Factor psi Segun EN1990:2002 Tabla A1.2					psi2	0.5
Factor psi Segun EN1990:2002 Tabla A1.3					psi3	0.3

Valores de Diseño de Resistencia								
$f_{m,d}$	22.00	MPa	Resistencia a la flexión					
$f_{t,0,d}$	13.29	MPa	Resistencia a la tracción a lo largo de la veta					
$f_{t,90,d}$	0.73	MPa	Resistencia a la tracción perpendicular a la veta					
$f_{c,0,d}$	19.25	MPa	Resistencia a la compresión a lo largo de la veta					
$f_{c,90,d}$	2.29	MPa	Resistencia a la compresión perpendicular a la veta					
$f_{v,d}$	3.67	MPa	Resistencia al corte					
$f_{R,d}$	1.47	MPa	Resistencia al corte por rodamiento					
<p>Seguindo los lineamientos detallados en EN1990:2002 Tabla A1.3 determina los valores de diseño para el uso en combinaciones de cargas accidentales o sísmicas, determinando que la acción infavorable accidental o sísmica emplean el uso de 1.00Gk,j para la carga permanente (no favorable) y 1.00Gk,j para la acción favorable, según las ecuaciones 6.11a/b y 6.12a/b. Conforme a los criterios establecidos en la norma EN1990:2002, específicamente en la Tabla A1.3, se establecen los valores de diseño para aplicar en combinaciones de cargas accidentales o sísmicas. Esto implica que, para las acciones accidentales o sísmicas desfavorables, se debe emplear un factor de 1.00Gk,j en la carga permanente (considerada no favorable), y el mismo factor de 1.00Gk,j para la carga permanente cuando actúa de manera favorable. Esta metodología se fundamenta en las fórmulas presentadas en las secciones 6.11a/b y 6.12a/b del documento.</p>								
Cargas Gravitacionales								
Area Tributaria 1	12	m2	Cargas	G	1.19	kN / m2	N+ 0 Area Tributaria AT1 Applica	
Area Tributaria 2	10	m3		L	0.5	kN / m2		
Area Tributaria 3	21	m4		G	14.33	kN		
				L	6.00	kN		
Accumuladas				G	14.33	kN		
				L	6	kkN		
Carga de Diseño			G	A	Q_L	Q_S	Q_W	Q_T
Valor			14.33	0	6	0	0	0
Combinaciones ULS			G	A	Q _L	Q _S	Q _W	Q _D (kN)
G + A + ψ 1Q _L + ψ 2,1Q _S			14.33	0	0	0	0	14.33
G + A + ψ 1Q _S + ψ 2,1Q _L			14.33	0	0	0	0	14.33
G + A + 0.2Q _W + ψ 2,1Q _L + ψ 2,1Q _S			14.33	0	0	0	0	14.33
G + A + ψ 2,1Q _L + ψ 2,1Q _S			14.33	0	0	0	0	14.33
Combinaciones SLS			G	A	Q _L	Q _S	Q _W	Q _D
1.35G + 1.5Q _L + 1.5 ψ 0,1Q _S + 0.75Q _W + 0.9Q _T			19.35	0	0	9	0	28.35
1.35G + 1.5Q _S + 1.5 ψ 0,1Q _L + 0.75Q _W + 0.9Q _T			19.35	0	0	6.3	0	25.65
1.35G + 1.5Q _W + 1.5 ψ 0,1Q _L + 1.5 ψ 0,1Q _S + 0.9Q _T			19.35	0	0	6.3	0	25.65
1.35G + 1.5Q _T + 1.5 ψ 0,1Q _L + 1.5 ψ 0,1Q _S + 0.75Q _W			19.35	0	0	6.3	0	25.65
Carga de Diseño								
QD COMBINACIÓN ULS					14.33	kN-m2		
QD COMBINACIÓN SLS					28.35	kN-m2		
QD COMBINACIÓN SLS					5.67	kN/m		
Seismic Lateral Load					48.00	kN		

Verificación de Resistencia Lateral



Resistencia de los conectores

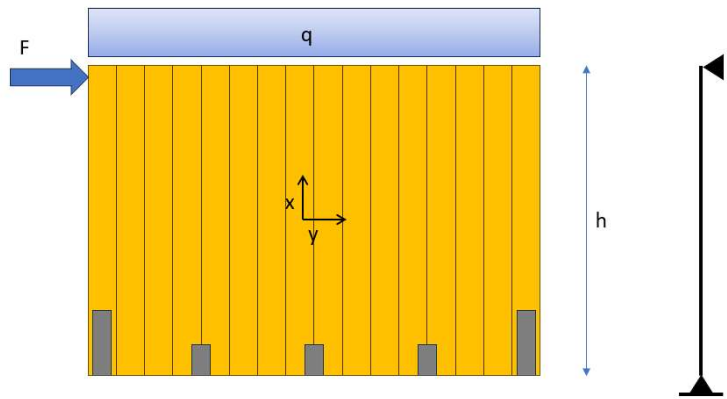
N _{1y}	12.13 kN		$N_{1y} = N_{HD}$ $N_{iy} = N_B \left(\frac{x_i}{x_1} \right)$	
N _{2y}	11.91 kN			
N _{3y}	8.95 kN			
N _{4y}	6.00 kN			
N _{5y}	3.04 kN			
F _{sl}	59.44005	kN	$F_{sl} = n_B * N_B$	Resistencia Deslizamiento
F _r	58.39	kN	$F_r = \sum N_i * x_i + \frac{qb^2}{2}$	Resistencia Deslizamiento
F _{r-sl}	54.38	kN	$F_{r-sl} = \frac{N_{HD} * d_1}{h} + \frac{N_B - N_{B,sl}}{d_1 * h} \sum d_i^2 \frac{qb^2}{2h}$	Resistencia Volcamiento-Deslizamiento
N _{b,sl} /N _{B,r}	1.80	-	$\frac{N_{B,sl}}{N_{B,r}} = \frac{\frac{F}{n_B k_B}}{\left(\frac{Fh^2}{b^2} - \frac{qh}{2} \right) \frac{1}{k_{HD}}}$	Razon de Resistencia Deslizamiento/Volcamiento
N _{B,sl}	9.55	kN	$N_{B,sl} = \frac{\frac{N_{B,sl}}{N_{B,r}}}{\left(1 + \frac{N_{B,sl}}{N_{B,r}} \right)} * N_B$	Reacción de Deslizamiento
N _{B,r} (R)	5.31	kN	$N_R = N_B - N_{B,sl}$	Reacción de Volcamiento

Resumen de Resistencias

Deslizamiento	59.44005	kN
Volcamiento	58.39	kN
Volcamiento - Deslizamiento	54.38	kN
Resistencia que Governa:	54.38	kN

Check 1	0.88	-	$N_R = F / F_{r,d}$	Verificación de Resistencia Lateral
---------	------	---	---------------------	-------------------------------------

Determinación de Panel Por metodo de Vigas					
Analysis determinación de una sección 1m x 1m					
Geometría del Panel					
b _x	1000	mm	a ₁	50	mm
b _y	1000	mm	a ₂	25	mm
h _y	90	mm	a ₃	0	mm
h _x	40	mm	a ₄	25	mm
h _{CLT}	130	mm	a ₅	50	mm
Determinación de valores gamma					
γ ₁ , γ ₅	0.874	-	$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\pi^2 * E_{90mean} * t_1}{L^2} \right) * G_{9090, ylay, mean} t_2}$		
Determinación de Propiedades Geometricas					
z _s	65	mm	Centro de Gravedad	$z_s = \frac{h_{CLT}}{2}$	
A _{y,net}	90000	mm ²	Net y cross section area	$A_{y,net} = b_y * h_y$	
A _{x,net}	40000	mm ²	Net x cross section area	$A_{x,net} = b_x * h_x$	
I _{x,net}	1.57E+08	mm ⁴	Net moment of inertia	$I_{x,net} = \sum \frac{b_x t_i^3}{12} + \sum b_x t_i a_i^2$	
I _{y,net}	26333333	mm ⁴	Net moment of inertia	$I_{y,net} = \sum \frac{b_y t_i^3}{12} + \sum b_y t_i a_i^2$	
W _{x,net}	2411538	mm ³	Net moment of resistance	$W_{x,net} = \frac{I_{x,net} * 2}{h_{CLT}}$	
W _{y,net}	405128.2	mm ³	Net moment of resistance	$W_{y,net} = \frac{I_{y,net} * 2}{h_{CLT}}$	
S _{Rx,net}	1500000	mm ³	Static moment of rolling shear	$S_{Rx,net} = b_x t_1 a_1$	
S _{x,net}	1612500	mm ³	Static moment of rolling shear	$S_{Rx,net} = b_x t_1 a_1$	
i _{x,ef}	62.59992	mm	Radio de Giro efectivo	$i_{x,ef} = \sqrt{\frac{I_{x,ef}}{A_{x,net}}}$	



Determinación del Factor de Reducción

$k_{c,y}$	0.35	-	$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}$	Factor de Reducción
k_y	1.89	-	$k_y = 0.5 * (1 + 0.1 * (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2)$	Factor de Inestabilidad
$\lambda_{rel,y}$	1.63	-	$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}}$	Factor de Esbeltez en relación en el eje y
λ_y	95.85	-	$i_{x,ef} = \frac{l_e}{i_{x,ef}}$	Factor de Esbeltez
M_d	18.48	kN m	$M_d = \frac{2 * W * L}{9\sqrt{3}}$	Momento
N_d	28.35	kN	$N_d = b * q$	Carga Axial
$\sigma_{c,0,d}$	2.016951	MPa	$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{k_{c,y} * A_{x,net}}$	Esfuerzo a Compresión
$\sigma_{m,d}$	7.661737	MPa	$\sigma_{c,0,d} = \frac{M_d}{W_{x,net}}$	Esfuerzo a Flexión

Verificación

Check 1	0.10	-	Check 1 = $\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} < 1$	Verificación de Esfuerzo a Compresión
Check 2	0.35	-	Check 2 = $\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} < 1$	Verificación de Esfuerzo a Flexión
Check 3	0.45	-	Check 3 = $\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} < 1$	Verificación de Esfuerzo Flexo-Compresión

Resultados del Angle Bracket

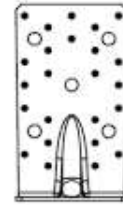
Table D7-3 Modified characteristic capacity timber beam to timber beam – 1 Angle Bracket

1 Angle Brackets E20/3 per connection			Modified characteristic capacity per connection (kN)				
Nailing pattern	Number of fasteners		Load duration	R _{1,k} x K _{mod}		R _{2,k} x K _{mod}	
	Flange A	Flange B		4,0x35	CNA Connector nail 4,0x50	4,0x35	4,0x50
Nailing pattern 1	24	16	P	ts 58: 119 f+73	ts 80: 162 f+73	6,0	8,0
				ts 58: 53 f	ts 80: 85 f		
			L	ts 65: 131 f+73	ts 90: 181 f+73	6,9	9,3
				ts 65: 62 f	ts 90: 99 f		
			M	ts 71: 143 f+73	ts 95: 200 f+73	7,9	10,6
				ts 71: 71 f	ts 95: 113 f		
S	ts 77: 166 f+73	ts 101: 219 f+73	8,9	11,9			
	ts 77: 79 f	ts 101: 127 f					
I	ts 87: 179 f+73	ts 112: 267 f+73	10,9	14,6			
	ts 87: 87 f	ts 112: 155 f					

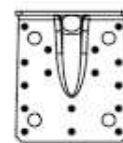
f size in mm.
Wane may occur under the angle bracket.

Nailing pattern 1

Flange A:



Flange B:

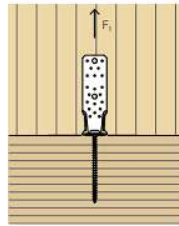


AB E20/3

Aplicando el uso de tablas precalificadas, considerando la metodología descrita en el Anexo C del Eurocódigo 5, la cual toma en cuenta la duración de la carga, el factor de modificación del material, y asegura que el módulo de fallo corresponda a la cedencia de los fijadores.

Imágenes Obtenidas de: European Technical Assessment no. ETA-06/0106

STRUCTURAL VALUES | TENSILE JOINT F₁ | TIMBER-TO-TIMBER



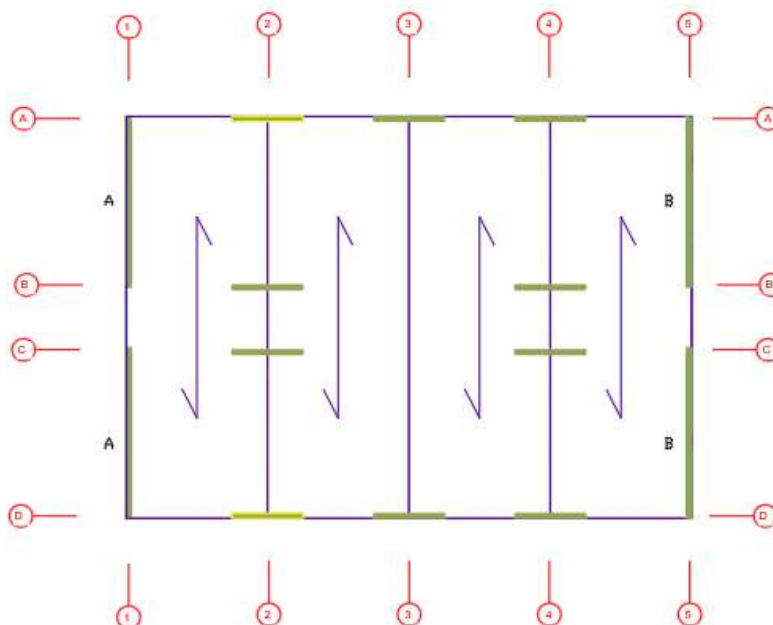
TIMBER STRENGTH

CODE	configuration	type	holes fastening Ø5	n _v	R _{1,k timber} ⁽¹⁾	K _{1,ser}
			Ø x L [mm]	[pcs]	[kN]	[kN/mm]
WKR9530	pattern 2	LBA nails	Ø4,0 x 60	6	15,0	R _{1,k timber} / 4
		screws LBS	Ø5,0 x 50		13,3	
WKR13535	pattern 2	LBA nails	Ø4,0 x 60	11	28,3	
		screws LBS	Ø5,0 x 50		24,6	
WKR21535	pattern 2	LBA nails	Ø4,0 x 60	18	47,0	
		LBS screws	Ø5,0 x 50		40,3	
WKR28535	pattern 3	LBA nails	Ø4,0 x 60	22	57,6	
		LBS screws	Ø5,0 x 50		49,3	

Calculation of R_{1,d} Hold Down Connection

R _{1,k,timber}	24.6 kN	WKR13535	
R _{1,k,screw,head}	20 kN	HBS PLATE Ø10	
R _{1,k,screw,ax}	13.9 kN	HBSP Ø10 x 140	
K _{mod}	1.1 γ _M	1.2 γ _M	1.25
K _{t//}	1.05	R _{1,d}	12.13 kN

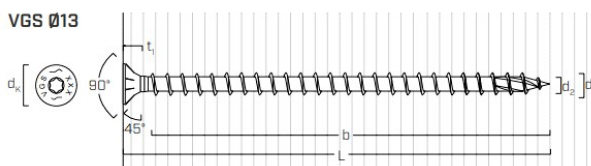
$$R_{1,d} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{R_{1,k,timber} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \\ \frac{R_{1,k,screw,head}}{\gamma_{M2}} \\ \frac{R_{1,k,screw,ax} \cdot k_{mod}}{k_{U1} \gamma_M} \end{array} \right.$$



Distribucion de Paneles

Datos

Espesor de las Capas de Panel		Fuerza		Fuerza Lateral	
t1	40 mm	Fuerza Lateral	25830.39 N/m	F	2.58E-02 kN/mm
t2	40 mm	b panel	4 m	Material de placas de CLT	
t3	40 mm	ly	16 m		
t4	40 mm	lx	12 m		
t5	40 mm	l panel	5 m		
hCLT	3 m	L luz	4.5 m		
Dimensiones del Panel			Sobre Carga		
h	5000 mm	altura de panel	q	15.45	N/mm
b	4000 mm	ancho de panel	Cantidad de Angle Brackets		
t	200 mm	espesor de panel	nAB	4	-
Datos de Resistencia de Conectores					
Tornillo VGS 9 x 320mm , lef = 150 mm					
F _{v,d}	10.6792 kN	Resistencia cortante del tornillo			
F _{ax,d}	16.4633 kN	Resistencia axial, de tornillo			

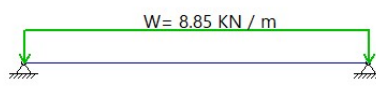
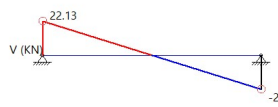
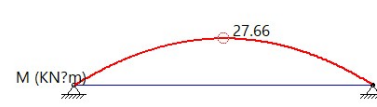


Propiedades de CLT			
f _{m,k}	24 MPa	Resistencia a la flexión	
f _{t,0,k}	14.5 MPa	Resistencia a la tracción a lo largo de la veta	
f _{t,90,k}	0.8 MPa	Resistencia a la tracción perpendicular a la veta	
f _{c,0,k}	21 MPa	Resistencia a la compresión a lo largo de la veta	
f _{c,90,k}	2.5 MPa	Resistencia a la compresión perpendicular a la veta	
f _{v,k}	4 MPa	Resistencia al corte	
E _{m,0,mean}	11000 MPa	Valor medio del módulo de elasticidad a lo largo de la veta	
E _{m,0,05}	7400 MPa	Valor del percentil quinto del módulo de elasticidad a lo largo de la veta	
E _{m,90,mean}	370 MPa	Valor medio del módulo de elasticidad perpendicular a la veta	
G _{mean}	690 MPa	Valor medio del módulo de corte	
ρ _k	350 kg/m ³	Volumen del percentil quinto de la densidad	
ρ _{mean}	420 kg/m ³	Densidad media	

G9090,γ _{lay,mean}	50	MPa	Valor medio del módulo de cizallamiento rodante
-----------------------------	----	-----	---

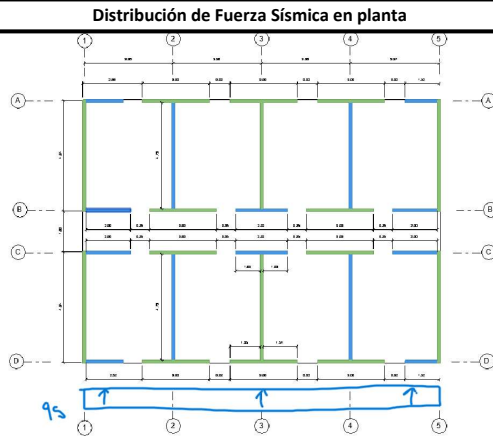
Determinación de Panel Por metodo de Vigas					
Analysis determinación de una sección 1m x 1m					
Geometría del Panel					
b _x	1000	mm	a ₁	80	mm
b _y	1000	mm	a ₂	40	mm
h _y	120	mm	a ₃	0	mm
h _x	80	mm	a ₄	40	mm
h _{CLT}	200	mm	a ₅	80	mm
Determinación de valores gamma					
γ _{1,γ₅}	0.878	-	$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\pi^2 * E_{90mean} * t_1}{L^2} \right) * \frac{t_2}{G_{9090,ylay,mean}}}$		
Determinación de Propiedades Geometricas					
z _s	100	mm	Centro de Gravedad	$z_s = \frac{h_{CLT}}{2}$	
A _{y,net}	120000	mm ²	Net y cross section area	$A_{y,net} = b_y * h_y$	
A _{x,net}	80000	mm ²	Net x cross section area	$A_{x,net} = b_x * h_x$	
I _{x,net}	5.3E+08	mm ⁴	Net moment of inertia	$I_{x,net} = \sum \frac{b_x t_i^3}{12} + \sum b_x t_i a_i^2$	
I _{y,net}	1.4E+08	mm ⁴	Net moment of inertia	$I_{y,net} = \sum \frac{b_y t_i^3}{12} + \sum b_y t_i a_i^2$	
W _{x,net}	5280000	mm ³	Net moment of resistance	$W_{x,net} = \frac{I_{x,net} * 2}{h_{CLT}}$	
W _{y,net}	1386667	mm ³	Net moment of resistance	$W_{y,net} = \frac{I_{y,net} * 2}{h_{CLT}}$	
S _{Rx,net}	3200000	mm ³	Static moment of rollean shear	$S_{Rx,net} = b_x t_1 a_1$	
S _{x,net}	3400000	mm ³	Static moment of rollean shear	$S_{Rx,net} = b_x t_1 a_1$	
Determinación de Cargas					
Class	Scope				Factor Parcial γ _d
Safety class 1	bajo riesgo de lesión personal				0.83
Safety class 2	medio riesgo de lesión personal				0.91
Safety class 3	alto riesgo de lesión personal				1
buscar en codigo EN					
Clase de Servicio	Duración de Carga (k _{mod})				
	Permanente	Largo Plazo	Medio Plazo	Corto Plazo	Instantanea
1	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1
2	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1
3	-	-	-	-	-
buscar en codigo EN					
Clase de Servicio 2				γ _d	0.91
Clase de Seguridad 3				k _{mod}	1.1

Factor de Modificador de Material			γ_M	1.2			
Factor psi Segun EN1990:2002 Tabla A1.1			psi1	0.7			
Factor psi Segun EN1990:2002 Tabla A1.2			psi2	0.5			
Factor psi Segun EN1990:2002 Tabla A1.3			psi3	0.3			
$f_{m,d}$	22.00	MPa	Resistencia a la flexión				
$f_{t,0,d}$	13.29	MPa	Resistencia a la tracción a lo largo de la veta				
$f_{t,90,d}$	0.73	MPa	Resistencia a la tracción perpendicular a la veta				
$f_{c,0,d}$	19.25	MPa	Resistencia a la compresión a lo largo de la veta				
$f_{c,90,d}$	2.29	MPa	Resistencia a la compresión perpendicular a la veta				
$f_{v,d}$	3.67	MPa	Resistencia al corte				
$f_{R,d}$	1.47	MPa	Resistencia al corte por rodamiento				
<p>Seguindo los lineamientos detallados en EN1990:2002 Tabla A1.3 determina los valores de diseño para el uso en combinaciones de cargas accidentales o sísmicas, determinando que la acción infavorable accidental o sísmica emplean el uso de 1.00Gk,j para la carga permanente (no favorable) y 1.00Gk,j para la acción favorable, según las ecuaciones 6.11a/b y 6.12a/b. Conforme a los criterios establecidos en la norma EN1990:2002, específicamente en la Tabla A1.3, se establecen los valores de diseño para aplicar en combinaciones de cargas accidentales o sísmicas. Esto implica que, para las acciones accidentales o sísmicas desfavorables, se debe emplear un factor de 1.00Gk,j en la carga permanente (considerada no favorable), y el mismo factor de 1.00Gk,j para la carga permanente cuando actúa de manera favorable. Esta metodología se fundamenta en las fórmulas presentadas en las secciones 6.11a/b y 6.12a/b del documento.</p>							
Carga de Diseño		G	A	Q_L	Q_S	Q_W	Q_T
Valor		1.19	0	1.5	0	0	0
Combinaciones ULS		G	A	Q_L	Q_S	Q_W	Q_D
G + A + $\psi_1 Q_L + \psi_2,1 Q_S$		1.19	0	1.05	0	0	2.24
G + A + $\psi_1 Q_S + \psi_2,1 Q_L$		1.19	0	0.75	0	0	1.94
G + A + 0.2Q _W + $\psi_2,1 Q_L + \psi_2,1 Q_S$		1.19	0	0.75	0	0	1.94
G + A + $\psi_2,1 Q_L + \psi_2,1 Q_S$		1.19	0	0.75	0	0	1.94
Combinaciones SLS		G	A	Q_L	Q_S	Q_W	Q_D
1.35G + 1.5Q _L + 1.5 $\psi_0,1 Q_S$ + 0.75Q _W + 0.9Q _T		1.61	0	2.25	0	0	3.86
1.35G + 1.5Q _S + 1.5 $\psi_0,1 Q_L$ + 0.75Q _W + 0.9Q _T		1.61	0	1.575	0	0	3.19
1.35G + 1.5Q _W + 1.5 $\psi_0,1 Q_L + 1.5\psi_0,1 Q_S + 0.9QT$		1.61	0	1.575	0	0	3.19
1.35G + 1.5Q _T + 1.5 $\psi_0,1 Q_L + 1.5\psi_0,1 Q_S + 0.75QW$		1.61	0	1.575	0	0	3.19
Carga de Diseño							
QD COMBINACIÓN ULS				2.24	kN-m ²		
QD COMBINACIÓN SLS				3.86	kN-m ²		
QD COMBINACIÓN ULS				8.98	kN-m ²		
QD COMBINACIÓN SLS				15.45	kN-m		
Seismic Lateral Load				25.83	kN-m		
Analysis statico de la losa CLT en la dirección principal							
Carga de la losa CLT en la dirección principal							
Cortante de la losa CLT en la dirección principal							
Momento de la losa CLT en la dirección principal							
M_d	33.41	kNm	Momento de Diseño		V_d	45.12	kN
corte de diseño							
σ_d	6.33	MPa	$\sigma_d = \frac{M_d}{W_{x,net}}$		Esfuerzo de Flexión		

τ_d	1.11	kN	$\tau_d = \frac{V_d * S_{x,net}}{I_{x,net} * b_x}$	Esfuerzo de Corte
$\tau_{Rv,d}$	1.04	kN	$\tau_{Rv,d} = \frac{V_d * S_{Rx,net}}{I_{x,net} * b_x}$	Esfuerzo de Corte
Controles de Diseño				
Check 1	0.29	kN	$\frac{\sigma_d}{f_{m,d}} \leq 1$	Control de Flexión
Check 2	0.30	kN	$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$	Control de Corte
Check 3	0.71	kN	$\frac{\tau_{Rv,d}}{f_{Rv,d}} \leq 1$	Control de Corte
Analysis statico de la losa CLT en la dirección perpendicular a la principal				
				
Carga de la losa CLT en la dirección principal				
				
Cortante de la losa CLT en la dirección principal				
				
Momento de la losa CLT en la dirección principal				
M_d	27.7	kNm	Momento de Diseño	V_d 22.1 kN corte de diseño
σ_d	5.24	MPa	$\sigma_d = \frac{M_d}{W_{x,net}}$	Esfuerzo de Flexión
τ_d	0.54	kN	$\tau_d = \frac{V_d * S_{x,net}}{I_{x,net} * b_x}$	Esfuerzo de Corte
$\tau_{Rv,d}$	0.51	kN	$\tau_{Rv,d} = \frac{V_d * S_{Rx,net}}{I_{x,net} * b_x}$	Esfuerzo de Corte
Controles de Diseño				
Check 1	0.24	-	$\frac{\sigma_d}{f_{m,d}} \leq 1$	Control de Flexión
Check 2	0.15	-	$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$	Control de Corte
Check 3	0.35	kN	$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$	Control de Corte
Revisión de Deflexiones (L = 5m)				
Δ_{max}	16.67	mm	$\frac{L}{300}$	Control de Corte
Cargas				
g_k	2.24	kN/m ²	Carga Muerta Losa	q_k 0.50 kN/m ² Sobrepuesta

W_{g,k}	3.14	mm	$w_{g,k} = \frac{5 * g_k * L^4}{384 * I_{x,net} * E_{x,mean}}$	Deformación derivada de la carga muerta
W_{q,k}	0.70	mm	$w_{q,k} = \frac{5 * q_k * L^4}{384 * I_{x,net} * E_{x,mean}}$	Deformación derivada de la carga sobrepuesta
W_{inst}	3.85	mm	$w_{inst} = w_{g,k} + w_{q,k}$	Deformación instantanea total
Check Deformaciones	0.23	-	$\frac{w_{inst}}{\Delta_{max}} < 1$ Verificacion de la deformación final por creep	Revision de deformación
W_{fin,g}	6.60	mm	$w_{fin,g} = w_{g,k} * (1 + k_{def})$	Creep derivado de la carga muerta
W_{fin,q}	1.09	mm	$w_{fin,k} = w_{q,k} * (1 + \Psi_2 * k_{def})$	Creep derivado de la carga sobrepuesta
W_{fin}	7.69	mm	$w_{inst} = w_{g,k} + w_{q,k}$	Creep Total
Check Creep	0.46	-	$\frac{w_{fin}}{\Delta_{max}} < 1$	Revision de creep
Revisión de Deflexiones (L = 2m) dirección perpendicular				
Δ_{max}	6.67	mm	$\frac{L}{300}$	Control de Corte
Cargas				
g_k	2.24	kN/m ²	Carga Muerta Losa	q_k 1.50 kN/m ² Sobrepuesta
Analysis de deformaciones				
W_{g,k}	0.08	mm	$w_{g,k} = \frac{5 * g_k * L^4}{384 * I_{x,net} * E_{x,mean}}$	Deformación derivada de la carga muerta
W_{q,k}	0.05	mm	$w_{q,k} = \frac{5 * q_k * L^4}{384 * I_{x,net} * E_{x,mean}}$	Deformación derivada de la carga sobrepuesta
W_{inst}	0.13	mm	$w_{inst} = w_{g,k} + w_{q,k}$	Deformación instantanea total
Check Deformaciones	0.02	-	$\frac{w_{inst}}{\Delta_{max}} < 1$	Revision de deformación
Verificacion de la deformación final por creep				
W_{fin,g}	0.17	mm	$w_{fin,g} = w_{g,k} * (1 + k_{def})$	Creep derivado de la carga muerta
W_{fin,q}	0.08	mm	$w_{fin,k} = w_{q,k} * (1 + \Psi_2 * k_{def})$	Creep derivado de la carga sobrepuesta
W_{fin}	0.25	mm	$w_{inst} = w_{g,k} + w_{q,k}$	Creep Total
Check Creep	0.04	-	$\frac{w_{fin}}{\Delta_{max}} < 1$	Revision de creep

Diseño del Diafragma

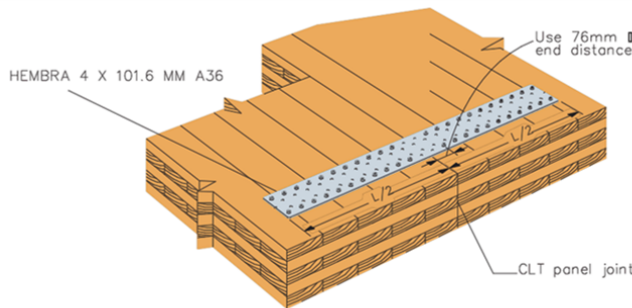


Fuerza Sísmica en techo	
q_s	103.32 kN
L	16 m
q_s/L	6.46 kN/m
W	12.00 m

El analysis del diafragma determinara las fuerzas de los colectores para verificar que el conjunto de paneles de CLT actuen como un solo elemento

M_{max}	206.64 kNm	$M_{max} = \frac{q_s * L^2}{8}$	Momento Maximo
V_{max}	51.66 kN	$M_{max} = \frac{q_s * L}{2}$	Corte Maximo
F_T	17.22 kN	$F_T = \frac{M_{max}}{W}$	Tension en Colectores
A_s	77.09 mm ²	$A_s = \frac{F_T}{\phi * f_y}$	Acero Requerido

se selecciona una hembra de acero de 4 mm x 101.6 mm de acero A36 como miembro colector



$A_{s,hembra}$	406.4 mm ²
$A_{s,requerido}$	77.09 mm ²

Check 1 Colector 0.19 -

El elemento colector, en este caso una placa de acero debe traslapar cada panel en dirección perpendicular a la dirección principal del panel para cumplir su función de colector y asegurar que el diafragma funcione como un solo elemento.

El diseño de la conexión de placa de acero y CLT considera las mismas condiciones que se detallan en las conexiones consecuentes de las conexiones paralelas entre paneles (uniones) solo que en este caso se debe considerar parte de la sección del acero actuando en cizallamiento entre la veta, acero y el tornillo. Sin embargo para simplificar el diseño se hará uso de tablas de conexión precalificada.

VG CSK	F_{ts}	432.00	lbs	D	64.00	mm
5/16" x 7-1/8"						

Table S.2.2, Timber Connection Geometry Requirements with Pre-drilled Holes, $C_D=1.0$

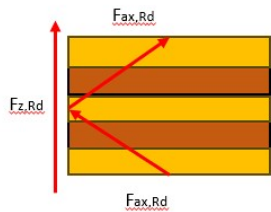
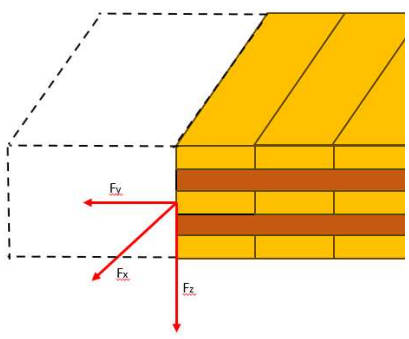
End Distance		Edge Distance				Spacing Between Fasteners in a Row		Spacing Between Rows		
a	a_L	$a_{partial}$	e_y	e_L	$e_{L,L}$	$e_{partial}$	S_p	$S_{partial}$	S_{Q1}	$S_{Qpartial}$
4 D	7 D*	4 D	3 D	4 D	4 D	3 D	4 D	4 D	3 D	5 D

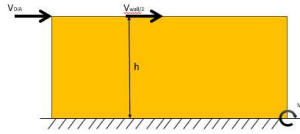
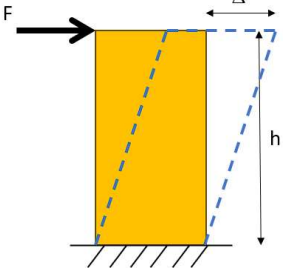
- Notes:
- All connection design must meet all relevant requirements of the General Notes to the Designer section, page 16.
 - Spacing, end and edge distance requirements are calculated with the nominal diameter of the fastener D .
 - Full penetration length must be pre-drilled with a hole diameter according to the pre-drilling recommendations, presented in Table S.5.
 - According to NDS 2018, section 12.5
 - Minimum fastener penetration $6D$.
 - * for softwood only

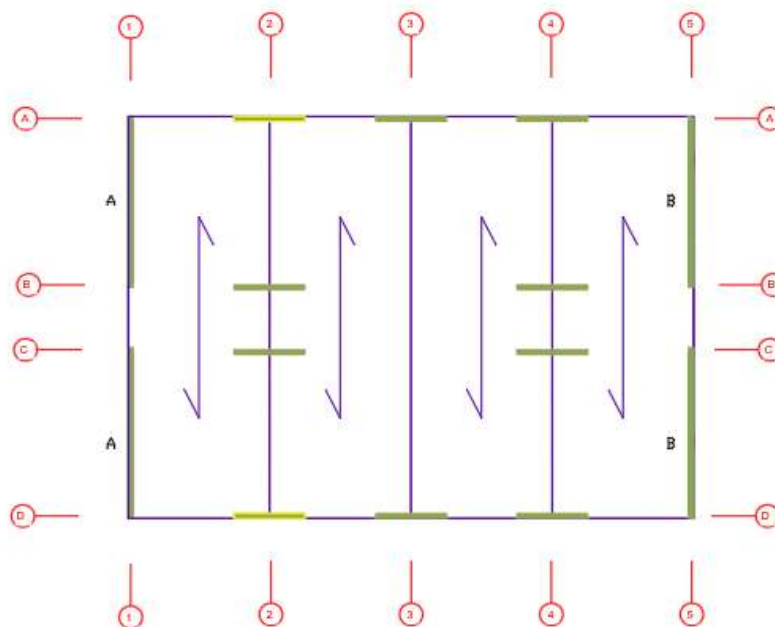
Table S.2.1, Timber Connection Geometry Requirements without Pre-drilling

Fastener Thread Type	Specific Gravity	End Distance		Edge Distance				Spacing Between Fasteners in a Row		Spacing Between Rows	
		a/a_L	$a_{partial}$	e_y	e_L	$e_{partial}$	S_p	$S_{partial}$	S_{Q1}/S_{Q2}	$S_{Qpartial}$	
Partial Thread	$G \leq 0.42$	10 D	10 D	5 D	10 D	10 D	5 D	5 D	5 D	5 D	
	$0.42 < G \leq 0.55$	15 D	15 D	7 D	12 D	7 D	7 D	7 D	7 D	7 D	
	$D, Fir, G = 0.49$	22.5 D	22.5 D	7 D	12 D	7 D	10.5 D	10.5 D	7 D	7 D	

Full Thread	$G \leq 0.42$	7 D	5 D	3 D	7 D	3 D	7 D	5 D	5 D	2.5 D
	$0.42 < G \leq 0.55$	7 D	5 D	3 D	7 D	3 D	7 D	5 D	5 D	2.5 D
	D. Fir, G = 0.49	10.5 D	10.5 D	3 D	7 D	3 D	10.5 D	7.5 D	5 D	2.5 D
Separacion Entre Tornillos	12D	768	mm	F_T	3871.11	kN				
Separacion al bordillo	4D	256	mm	$N_{\text{tornillo,req}}$	8.960913	-				
Deflexion en el diafragma										
Δ_{flex}	16.95 mm	$\Delta w = \frac{5 * V * L^3}{8 * I_{col} * W}$		Deformacion derivado a Flexion						
Δ_{corte}	3.40E-03 mm	$\Delta w = \frac{0.25 * V * L}{1000 * G a}$		Deformacion derivado de corte						
$\Delta_{chord,slip}$	0 mm	$\Delta w = \frac{\sum x \Delta e}{2W}$		Deformacion derivado de colector						
$\Sigma \Delta$	16.95 mm	$\Delta w = \Delta_{flex} + \Delta_{corte} + \Delta_{chord,slip}$		Deformación Total						
δ_x	50.857433 mm	$\delta x = \frac{C_d * \Sigma \Delta}{I_e}$		Desplazamiento inelastico total						
Kser (Ga)	5693.83 N/mm	$K_{ser} = \rho_m^{1.5} * \frac{d_{ef}}{23}$		Deformacion derivado de colector						
Determinación de Cargas en Uniones Criticas										
k_{ortho}	0.716	-	$k_{ortho} = \sqrt[4]{\frac{I_y}{I_x}}$	factor de ortotropía						
b_y	1.0	m	$b_y = k_{ortho} \times 0.2855 \times L$	áncho de influencia						
$v_{y,d}$	2.96	kN/m	$v_{y,d} = b_{90} \times \frac{n_d}{2} \times 1.5$	Fuerza lateral en junta						
Determinacion de las fuerzas en la junta derivado de los efectos de placa										
w_d	38.75	kN/m	$w_d = \gamma_k \cdot w_k$	Fuerza Sismica de diseño						
A_d	309.96	kN	$A_d = \frac{w_d \cdot l_y}{2}$	Fuerza de Reacción en Paneles en cuestion						
$V_{2,d} / V_{4,d}$	154.98	kN	$V_{1,d} = A_d - w_d \cdot b_{panel}$	Fuerza cortante en segunda/cuarta union						
$M_{2,d} / M_{4,d}$	929.89	kNm	$M_{1,d} = A_d \cdot b_{panel} - \frac{w_d \cdot b_{panel}^2}{2}$	Momento en segundo union						
$V_{3,d}$	0.00	kN	cortante cero debido a la ubicación en eje neutro		Fuerza cortante en tercera union					
B_d	309.96	kN	$B_d = \frac{w_d \cdot l_y}{2}$	Fuerza de Reacción en Paneles en cuestion						
$M_{3,d}$	1239.86	kN	$M_{3,d} = \frac{w_d \cdot b_{panel}^2}{8}$	Momento en tercera union						
Valores de resistencia de union 3 Verificación										

Diagrama de Fuerzas			Union entre paneles son tornillos auto perforantes cruzados, la imagen muestra las reacciones esperadas		
	$F_{ax,R,d}$	15.09 kN	$F_{ax,R,d} = \frac{k_{mod} \cdot F_{r,R,k}}{\gamma_M}$	Resistencia de Diseño ante esfuerzos axiales	
$F_{z,R,d}$	21.34 kN	$F_{z,R,d} = \sqrt{2} \cdot F_{ax,R,d}$	Resistencia de Diseño ante esfuerzos horizontales		
$F_{v,R,d}$	19.58 kN	$F_{v,R,d} = \frac{k_{mod} \cdot 2F_{v,R,k}}{\gamma_M}$	Resistencia de Diseño ante esfuerzos cortantes fuera del plano		
	e_x	0.14 cm	separación entre tornillos		
	e_x	0.25 cm			
	max $F_{z,R,d}$	37.20 kN	Fuerza Tensil en tornillos extremos		
	$F_{z,d}$	0.37 kN	Fuerza tensil en junta central		
Check 1	1.76	-	$\frac{F_{y,d} + F_{z,d}}{\sqrt{2} \cdot F_{ax,R,d}} < 1$	Verificación de efecto combinado tensil y lateral (flexo-compresión)	
Verificación de Junta 2					
$F_{xy,d}$	3.23 kN	$F_{xy,d} = \frac{V_{2,d}}{l_x} \cdot e_x$	Fuerza Cortante x par de tornillos		
max $F_{y,d}$	4.84 kN	$F_{xy,d} = \frac{3M_{2,d}}{l_x^2} \cdot e_x$	Fuerza a tensión x par de tornillos		
$F_{z,d}$	0.37 kN	$F_{z,d} = v_{2,y,d} \cdot e_x$	Esfuerzo lateral x par de tornillos		
Check 2	0.15	-	$\left(\frac{F_{xy,d}}{F_{v,R,d}}\right)^2 + \left(\frac{F_{y,d} + F_{z,d}}{\sqrt{2}F_{ax,R,d}}\right)^2 < 1$	Verificación de la carga a corto plazo.	
Check 3	0.02	-	$\frac{F_{z,d}}{F_{z,R,d}} < 1$	Verificación de la carga lateral con uncamente carga viva	
Verificación de la Junta de Apoyo					
l_w	5 m	Longitud de apoyo (muro de corte).			
$n_{xy,1,d}$	61.99 kN/m	$n_{xy,1,d} = \frac{A_d}{l_w}$	Fuerza Corante en la junta entre piso y muro		
$F_{xy,d}$	15.50 kN	$F_{xy,d} = n_{xy,1,d} \cdot e_x$	Fuerza Corante en la junta entre piso y muro		

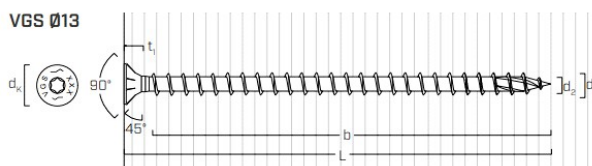
Check 4	0.79	-	$\frac{F_{xy,d}}{F_{v,R,d}} < 1$	Fuerza Corante en la junta entre piso y muro			
Solicitación de Carga Gravitacional							
I_{xef}	4.66E+08	mm ⁴	$I_{xef} = b_x \cdot \left(\frac{3 \cdot t_1}{12} + 2 \cdot t_q \cdot \gamma_1 \cdot a_1^2 \right)$	Momento de Inercia Efectivo			
i_{xef}	62.29	mm	$i_{xef} = \sqrt{\frac{I_{xef}}{A_{xnet}}}$				
λ_y	72.248	-	$\lambda_y = \frac{L_{luz}}{i_{xef}}$	Factor de Esbeltez			
λ_{rely}	1.173	-	$\lambda_{rely} = \frac{\lambda_{rely}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c0k}}{E_{m05}}}$				
k_y	1.23155	-	$k_y = 0.5 \cdot (1 + 0.1 \cdot (\lambda_{rely} - 0.3)) + \lambda_{rely}^2$				
k_{cy}	0.62231	-	$k_y = \frac{1}{0.5 \cdot (1 + 0.1 \cdot (\lambda_{rely} - 0.3)) + \lambda_{rely}^2}$				
Clasificación del Diafragma							
Fuerzas Cortantes Actuando sobre Muro		Diagrama de Cuerpo Libre de Muro de Corte					
V_{wall}	8.48	kN	 <p>A pesar que el muro esta conectado con una losa superior este modelo obvia esta conexión que le aporta resistencia a la deflexión y considera una union en voladizo para sobre estimar el comportamiento de deflexión del muro en cuestion.</p>				
V_{dia}	51.66	kN					
M	12.7235	kNm					
F	55.90	kN					
		Δ_M	0.02	mm	$\Delta_M = \frac{F \cdot H^3}{3 \cdot EI_{wall}}$	Deflexión Por Flexión	
		I_{wall}	2.08333E+12	mm ⁴	$I_{wall} = \frac{t_{panel} \cdot H^3}{12}$	Momento de Inercia del muro total	
		Δ_V	1.17	mm	$\Delta_V = \frac{1.2 \cdot F \cdot H}{GA}$	Deflexión Por Corte	
		Δ_{ADVE}	1.19	mm	$\Delta_{tot} = \Delta_V + \Delta_M$	Deflexión Por total	
		$\Delta V / \Delta_{tot}$	0.98153	-	δ_x	3.57	mm
<p>Debido a que ambos ejes de muros de carga comparten la misma tipología de muro cortante, se puede concluir que el diafragma se comporta como un diafragma rígido. En consecuencia, las cargas laterales se distribuyen de manera uniforme entre todos los muros (en sus direcciones respectivas). Además, la relación entre la deflexión cortante y la deflexión total indica que el 93% de la demanda corresponde a deflexión cortante, lo que sugiere que el muro está predominantemente sometido a cargas de corte.</p>							
$\delta_{MDD} / \Delta_{ADVE}$	42.7876	La relación entre el desplazamiento medio del diafragma y el desplazamiento de nivel promedio es mucho mayor que el mínimo 2 que establece el codio para determinar si el diafragma es flexible, en este caso se considera RIGIDO					



Distribucion de Paneles

Datos

Espesor de las Capas de Panel		Fuerza		Fuerza Lateral	
t1	40 mm	Fuerza Lateral	23475.11 N/m	F	2.35E-02 kN/mm
t2	40 mm	b panel	4 m	Material de placas de CLT	
t3	40 mm	ly	16 m		
t4	40 mm	lx	12 m		
t5	40 mm	l panel	5 m		
hCLT	3 m	L luz	4.5 m		
Dimensiones del Panel			Sobre Carga		
h	5000 mm	altura de panel	q	15.45	N/mm
b	4000 mm	ancho de panel	Cantidad de Angle Brackets		
t	200 mm	espesor de panel	nAB	4	-
Datos de Resistencia de Conectores					
Tornillo VGS 9 x 320mm , lef = 150 mm					
F _{v,d}	10.6792 kN	Resistencia cortante del tornillo			
F _{ax,d}	16.4633 kN	Resistencia axial, de tornillo			

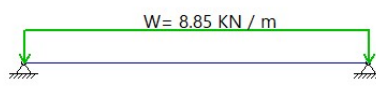
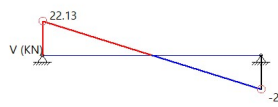
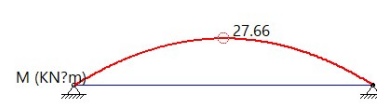


Propiedades de CLT			
f _{m,k}	24 MPa	Resistencia a la flexión	
f _{t,0,k}	14.5 MPa	Resistencia a la tracción a lo largo de la veta	
f _{t,90,k}	0.8 MPa	Resistencia a la tracción perpendicular a la veta	
f _{c,0,k}	21 MPa	Resistencia a la compresión a lo largo de la veta	
f _{c,90,k}	2.5 MPa	Resistencia a la compresión perpendicular a la veta	
f _{v,k}	4 MPa	Resistencia al corte	
E _{m,0,mean}	11000 MPa	Valor medio del módulo de elasticidad a lo largo de la veta	
E _{m,0,05}	7400 MPa	Valor del percentil quinto del módulo de elasticidad a lo largo de la veta	
E _{m,90,mean}	370 MPa	Valor medio del módulo de elasticidad perpendicular a la veta	
G _{mean}	690 MPa	Valor medio del módulo de corte	
ρ _k	350 kg/m ³	Volumen del percentil quinto de la densidad	
ρ _{mean}	420 kg/m ³	Densidad media	

G9090,γ _{lay,mean}	50	MPa	Valor medio del módulo de cizallamiento rodante
-----------------------------	----	-----	---

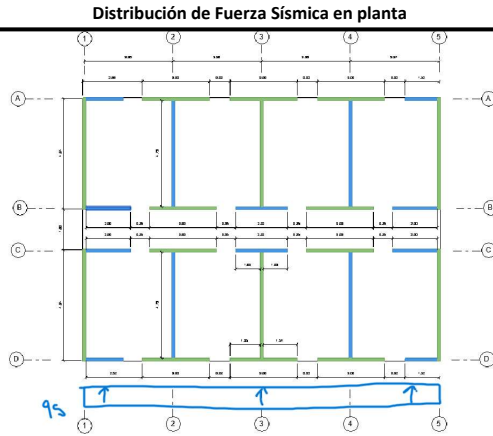
Determinación de Panel Por metodo de Vigas					
Analysis determinación de una sección 1m x 1m					
Geometría del Panel					
b _x	1000	mm	a ₁	80	mm
b _y	1000	mm	a ₂	40	mm
h _y	120	mm	a ₃	0	mm
h _x	80	mm	a ₄	40	mm
h _{CLT}	200	mm	a ₅	80	mm
Determinación de valores gamma					
γ _{1,γ₅}	0.878	-	$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\pi^2 * E_{90mean} * t_1}{L^2} \right) * \frac{t_2}{G_{9090,ylay,mean}}}$		
Determinación de Propiedades Geometricas					
z _s	100	mm	Centro de Gravedad	$z_s = \frac{h_{CLT}}{2}$	
A _{y,net}	120000	mm ²	Net y cross section area	$A_{y,net} = b_y * h_y$	
A _{x,net}	80000	mm ²	Net x cross section area	$A_{x,net} = b_x * h_x$	
I _{x,net}	5.3E+08	mm ⁴	Net moment of inertia	$I_{x,net} = \sum \frac{b_x t_i^3}{12} + \sum b_x t_i a_i^2$	
I _{y,net}	1.4E+08	mm ⁴	Net moment of inertia	$I_{y,net} = \sum \frac{b_y t_i^3}{12} + \sum b_y t_i a_i^2$	
W _{x,net}	5280000	mm ³	Net moment of resistance	$W_{x,net} = \frac{I_{x,net} * 2}{h_{CLT}}$	
W _{y,net}	1386667	mm ³	Net moment of resistance	$W_{y,net} = \frac{I_{y,net} * 2}{h_{CLT}}$	
S _{Rx,net}	3200000	mm ³	Static moment of rollean shear	$S_{Rx,net} = b_x t_1 a_1$	
S _{x,net}	3400000	mm ³	Static moment of rollean shear	$S_{Rx,net} = b_x t_1 a_1$	
Determinación de Cargas					
Class	Scope				Factor Parcial γ _d
Safety class 1	bajo riesgo de lesión personal				0.83
Safety class 2	medio riesgo de lesión personal				0.91
Safety class 3	alto riesgo de lesión personal				1
buscar en codigo EN					
Clase de Servicio	Duración de Carga (k _{mod})				
	Permanente	Largo Plazo	Medio Plazo	Corto Plazo	Instantanea
1	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1
2	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1
3	-	-	-	-	-
buscar en codigo EN					
Clase de Servicio 2				γ _d	0.91
Clase de Seguridad 3				k _{mod}	1.1

Factor de Modificador de Material			γ_M	1.2			
Factor psi Segun EN1990:2002 Tabla A1.1			psi1	0.7			
Factor psi Segun EN1990:2002 Tabla A1.2			psi2	0.5			
Factor psi Segun EN1990:2002 Tabla A1.3			psi3	0.3			
$f_{m,d}$	22.00	MPa	Resistencia a la flexión				
$f_{t,0,d}$	13.29	MPa	Resistencia a la tracción a lo largo de la veta				
$f_{t,90,d}$	0.73	MPa	Resistencia a la tracción perpendicular a la veta				
$f_{c,0,d}$	19.25	MPa	Resistencia a la compresión a lo largo de la veta				
$f_{c,90,d}$	2.29	MPa	Resistencia a la compresión perpendicular a la veta				
$f_{v,d}$	3.67	MPa	Resistencia al corte				
$f_{R,d}$	1.47	MPa	Resistencia al corte por rodamiento				
<p>Seguindo los lineamientos detallados en EN1990:2002 Tabla A1.3 determina los valores de diseño para el uso en combinaciones de cargas accidentales o sísmicas, determinando que la acción infavorable accidental o sísmica emplean el uso de 1.00Gk,j para la carga permanente (no favorable) y 1.00Gk,j para la acción favorable, según las ecuaciones 6.11a/b y 6.12a/b. Conforme a los criterios establecidos en la norma EN1990:2002, específicamente en la Tabla A1.3, se establecen los valores de diseño para aplicar en combinaciones de cargas accidentales o sísmicas. Esto implica que, para las acciones accidentales o sísmicas desfavorables, se debe emplear un factor de 1.00Gk,j en la carga permanente (considerada no favorable), y el mismo factor de 1.00Gk,j para la carga permanente cuando actúa de manera favorable. Esta metodología se fundamenta en las fórmulas presentadas en las secciones 6.11a/b y 6.12a/b del documento.</p>							
Carga de Diseño		G	A	Q_L	Q_S	Q_W	Q_T
Valor		1.19	0	1.5	0	0	0
Combinaciones ULS		G	A	Q_L	Q_S	Q_W	Q_D
G + A + $\psi_1 Q_L + \psi_2,1 Q_S$		1.19	0	1.05	0	0	2.24
G + A + $\psi_1 Q_S + \psi_2,1 Q_L$		1.19	0	0.75	0	0	1.94
G + A + 0.2Q _W + $\psi_2,1 Q_L + \psi_2,1 Q_S$		1.19	0	0.75	0	0	1.94
G + A + $\psi_2,1 Q_L + \psi_2,1 Q_S$		1.19	0	0.75	0	0	1.94
Combinaciones SLS		G	A	Q_L	Q_S	Q_W	Q_D
1.35G + 1.5Q _L + 1.5 $\psi_0,1 Q_S$ + 0.75Q _W + 0.9Q _T		1.61	0	2.25	0	0	3.86
1.35G + 1.5Q _S + 1.5 $\psi_0,1 Q_L$ + 0.75Q _W + 0.9Q _T		1.61	0	1.575	0	0	3.19
1.35G + 1.5Q _W + 1.5 $\psi_0,1 Q_L + 1.5\psi_0,1 Q_S + 0.9QT$		1.61	0	1.575	0	0	3.19
1.35G + 1.5Q _T + 1.5 $\psi_0,1 Q_L + 1.5\psi_0,1 Q_S + 0.75QW$		1.61	0	1.575	0	0	3.19
Carga de Diseño							
QD COMBINACIÓN ULS				2.24	kN-m ²		
QD COMBINACIÓN SLS				3.86	kN-m ²		
QD COMBINACIÓN ULS				8.98	kN-m ²		
QD COMBINACIÓN SLS				15.45	kN-m		
Seismic Lateral Load				23.48	kN-m		
Analysis statico de la losa CLT en la dirección principal							
Carga de la losa CLT en la dirección principal							
Cortante de la losa CLT en la dirección principal							
Momento de la losa CLT en la dirección principal							
M_d	33.41	kNm	Momento de Diseño		V_d	45.12	kN
corte de diseño							
σ_d	6.33	MPa	$\sigma_d = \frac{M_d}{W_{x,net}}$		Esfuerzo de Flexión		

τ_d	1.11	kN	$\tau_d = \frac{V_d * S_{x,net}}{I_{x,net} * b_x}$	Esfuerzo de Corte
$\tau_{Rv,d}$	1.04	kN	$\tau_{Rv,d} = \frac{V_d * S_{Rx,net}}{I_{x,net} * b_x}$	Esfuerzo de Corte
Controles de Diseño				
Check 1	0.29	kN	$\frac{\sigma_d}{f_{m,d}} \leq 1$	Control de Flexión
Check 2	0.30	kN	$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$	Control de Corte
Check 3	0.71	kN	$\frac{\tau_{Rv,d}}{f_{Rv,d}} \leq 1$	Control de Corte
Analysis statico de la losa CLT en la dirección perpendicular a la principal				
				
Carga de la losa CLT en la dirección principal				
				
Cortante de la losa CLT en la dirección principal				
				
Momento de la losa CLT en la dirección principal				
M_d	27.7	kNm	Momento de Diseño	V_d 22.1 kN corte de diseño
σ_d	5.24	MPa	$\sigma_d = \frac{M_d}{W_{x,net}}$	Esfuerzo de Flexión
τ_d	0.54	kN	$\tau_d = \frac{V_d * S_{x,net}}{I_{x,net} * b_x}$	Esfuerzo de Corte
$\tau_{Rv,d}$	0.51	kN	$\tau_{Rv,d} = \frac{V_d * S_{Rx,net}}{I_{x,net} * b_x}$	Esfuerzo de Corte
Controles de Diseño				
Check 1	0.24	-	$\frac{\sigma_d}{f_{m,d}} \leq 1$	Control de Flexión
Check 2	0.15	-	$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$	Control de Corte
Check 3	0.35	kN	$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$	Control de Corte
Revisión de Deflexiones (L = 5m)				
Δ_{max}	16.67	mm	$\frac{L}{300}$	Control de Corte
Cargas				
g_k	2.24	kN/m ²	Carga Muerta Losa	q_k 0.50 kN/m ² Sobrepuesta

W_{g,k}	3.14	mm	$w_{g,k} = \frac{5 * g_k * L^4}{384 * I_{x,net} * E_{x,mean}}$	Deformación derivada de la carga muerta
W_{q,k}	0.70	mm	$w_{q,k} = \frac{5 * q_k * L^4}{384 * I_{x,net} * E_{x,mean}}$	Deformación derivada de la carga sobrepuesta
W_{inst}	3.85	mm	$w_{inst} = w_{g,k} + w_{q,k}$	Deformación instantanea total
Check Deformaciones	0.23	-	$\frac{w_{inst}}{\Delta_{max}} < 1$ Verificacion de la deformación final por creep	Revision de deformación
W_{fin,g}	6.60	mm	$w_{fin,g} = w_{g,k} * (1 + k_{def})$	Creep derivado de la carga muerta
W_{fin,q}	1.09	mm	$w_{fin,q} = w_{q,k} * (1 + \Psi_2 * k_{def})$	Creep derivado de la carga sobrepuesta
W_{fin}	7.69	mm	$w_{inst} = w_{g,k} + w_{q,k}$	Creep Total
Check Creep	0.46	-	$\frac{w_{fin}}{\Delta_{max}} < 1$	Revision de creep
Revisión de Deflexiones (L = 2m) dirección perpendicular				
Δ_{max}	6.67	mm	$\frac{L}{300}$	Control de Corte
Cargas				
g_k	2.24	kN/m ²	Carga Muerta Losa	q_k 1.50 kN/m ² Sobrepuesta
Analysis de deformaciones				
W_{g,k}	0.08	mm	$w_{g,k} = \frac{5 * g_k * L^4}{384 * I_{x,net} * E_{x,mean}}$	Deformación derivada de la carga muerta
W_{q,k}	0.05	mm	$w_{q,k} = \frac{5 * q_k * L^4}{384 * I_{x,net} * E_{x,mean}}$	Deformación derivada de la carga sobrepuesta
W_{inst}	0.13	mm	$w_{inst} = w_{g,k} + w_{q,k}$	Deformación instantanea total
Check Deformaciones	0.02	-	$\frac{w_{inst}}{\Delta_{max}} < 1$	Revision de deformación
Verificacion de la deformación final por creep				
W_{fin,g}	0.17	mm	$w_{fin,g} = w_{g,k} * (1 + k_{def})$	Creep derivado de la carga muerta
W_{fin,q}	0.08	mm	$w_{fin,q} = w_{q,k} * (1 + \Psi_2 * k_{def})$	Creep derivado de la carga sobrepuesta
W_{fin}	0.25	mm	$w_{inst} = w_{g,k} + w_{q,k}$	Creep Total
Check Creep	0.04	-	$\frac{w_{fin}}{\Delta_{max}} < 1$	Revision de creep

Diseño del Diafragma

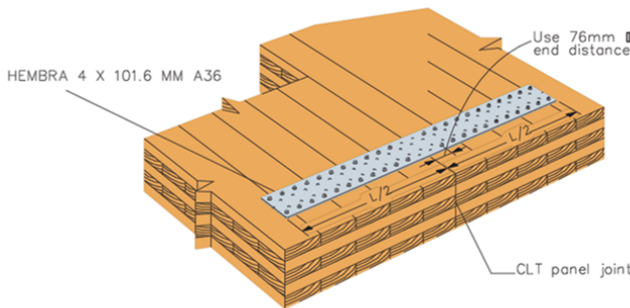


Fuerza Sísmica en techo	
q_s	93.90 kN
L	16 m
q_s/L	5.87 kN/m
W	12.00 m

El análisis del diafragma determinará las fuerzas de los colectores para verificar que el conjunto de paneles de CLT actúen como un solo elemento

M_{max}	187.80 kNm	$M_{max} = \frac{q_s * L^2}{8}$	Momento Maximo
V_{max}	46.95 kN	$M_{max} = \frac{q_s * L}{2}$	Corte Maximo
F_T	15.65 kN	$F_T = \frac{M_{max}}{W}$	Tension en Colectores
A_s	70.06 mm ²	$A_s = \frac{F_T}{\phi * f_y}$	Acero Requerido

se selecciona una hembra de acero de 4 mm x 101.6 mm de acero A36 como miembro colector



$A_{s,hembra}$	406.4 mm ²
$A_{s,requerido}$	70.06 mm ²

Check 1 Colector 0.17

El elemento colector, en este caso una placa de acero debe traslapar cada panel en dirección perpendicular a la dirección principal del panel para cumplir su función de colector y asegurar que el diafragma funcione como un solo elemento.

El diseño de la conexión de placa de acero y CLT considera las mismas condiciones que se detallan en las conexiones consecuentes de las conexiones paralelas entre paneles (uniones) solo que en este caso se debe considerar parte de la sección del acero actuando en cizallamiento entre la veta, acero y el tornillo. Sin embargo para simplificar el diseño se hará uso de tablas de conexión precalificada.

VG CSK	F_{ts}	432.00	lbs	D	64.00	mm
5/16" x 7-1/8"						

Table S.2.2, Timber Connection Geometry Requirements with Pre-drilled Holes, $C_D=1.0$

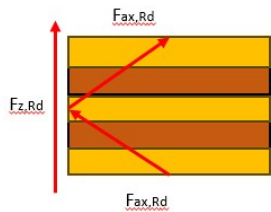
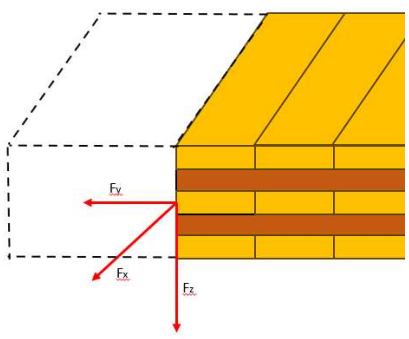
End Distance		Edge Distance				Spacing Between Fasteners in a Row		Spacing Between Rows		
a	a_L	$a_{partial}$	$e_{y/}$	e_L	$e_{L,L}$	$e_{partial}$	S_p	$S_{partial}$	$S_{Q1/Q2}$	$S_{Q1/Q2}$
4 D	7 D*	4 D	3 D	4 D	4 D	3 D	4 D	4 D	3 D	5 D

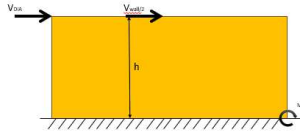
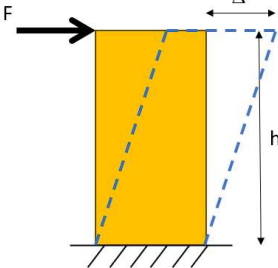
- Notes:
- All connection design must meet all relevant requirements of the General Notes to the Designer section, page 16.
 - Spacing, end and edge distance requirements are calculated with the nominal diameter of the fastener D.
 - Full penetration length must be pre-drilled with a hole diameter according to the pre-drilling recommendations, presented in Table S.5.
 - According to NDS 2018, section 12.5
 - Minimum fastener penetration 6D.
 - * for softwood only

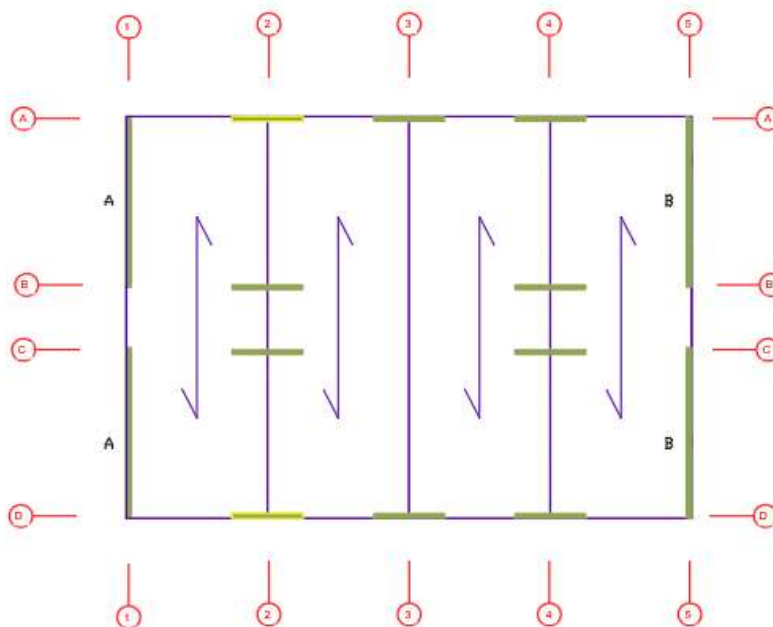
Table S.2.1, Timber Connection Geometry Requirements without Pre-drilling

Fastener Thread Type	Specific Gravity	End Distance		Edge Distance				Spacing Between Fasteners in a Row		Spacing Between Rows	
		a/a_L	$a_{partial}$	$e_{y/}$	e_L	$e_{partial}$	S_p	$S_{partial}$	S_{Q1}/S_{Q2}	$S_{Q1/Q2}$	
Partial Thread	$G \leq 0.42$	10 D	10 D	5 D	10 D	10 D	5 D	5 D	5 D	5 D	
	$0.42 < G \leq 0.55$	15 D	15 D	7 D	12 D	7 D	7 D	7 D	7 D	7 D	
	$D, Fir, G = 0.49$	22.5 D	22.5 D	7 D	12 D	7 D	10.5 D	10.5 D	7 D	7 D	

Full Thread	$G \leq 0.42$	7 D	5 D	3 D	7 D	3 D	7 D	5 D	5 D	2.5 D
	$0.42 < G \leq 0.55$	7 D	5 D	3 D	7 D	3 D	7 D	5 D	5 D	2.5 D
	D. Fir, G = 0.49	10.5 D	10.5 D	3 D	7 D	3 D	10.5 D	7.5 D	5 D	2.5 D
Separacion Entre Tornillos	12D	768	mm	F_T	3518.14	kN				
Separacion al bordillo	4D	256	mm	$N_{\text{tornillo, req}}$	8.143834	-				
Deflexion en el diafragma										
Δ_{flex}	15.40 mm	$\Delta w = \frac{5 * V * L^3}{8 * I_{col} * W}$		Deformacion derivado a Flexion						
Δ_{corte}	3.09E-03 mm	$\Delta w = \frac{0.25 * V * L}{1000 * G a}$		Deformacion derivado de corte						
$\Delta_{chord, slip}$	0 mm	$\Delta w = \frac{\sum x \Delta e}{2W}$		Deformacion derivado de colector						
$\Sigma \Delta$	15.41 mm	$\Delta w = \Delta_{flex} + \Delta_{corte} + \Delta_{chord, slip}$		Deformación Total						
δ_x	46.220118 mm	$\delta x = \frac{C_d * \Sigma \Delta}{I_e}$		Desplazamiento inelastico total						
Kser (Ga)	5693.83 N/mm	$K_{ser} = \rho_m^{1.5} * \frac{d_{ef}}{23}$		Deformacion derivado de colector						
Determinación de Cargas en Uniones Criticas										
k_{ortho}	0.716	-	$k_{ortho} = \sqrt[4]{\frac{I_y}{I_x}}$	factor de ortotropía						
b_y	1.0	m	$b_y = k_{ortho} \times 0.2855 \times L$	áncho de influencia						
$v_{y,d}$	2.96	kN/m	$v_{y,d} = b_{90} \times \frac{n_d}{2} \times 1.5$	Fuerza lateral en junta						
Determinacion de las fuerzas en la junta derivado de los efectos de placa										
w_d	35.21	kN/m	$w_d = \gamma_k * w_k$	Fuerza Sismica de diseño						
A_d	281.70	kN	$A_d = \frac{w_d * l_y}{2}$	Fuerza de Reacción en Paneles en cuestion						
$V_{2,d} / V_{4,d}$	140.85	kN	$V_{1,d} = A_d - w_d * b_{panel}$	Fuerza cortante en segunda/cuarta union						
$M_{2,d} / M_{4,d}$	845.10	kNm	$M_{1,d} = A_d * b_{panel} - \frac{w_d * b_{panel}^2}{2}$	Momento en segundo union						
$V_{3,d}$	0.00	kN	cortante cero debido a la ubicación en eje neutro		Fuerza cortante en tercera union					
B_d	281.70	kN	$B_d = \frac{w_d * l_y}{2}$	Fuerza de Reacción en Paneles en cuestion						
$M_{3,d}$	1126.81	kN	$M_{3,d} = \frac{w_d * b_{panel}^2}{8}$	Momento en tercera union						
Valores de resistencia de union 3 Verificación										

Diagrama de Fuerzas			Union entre paneles son tornillos auto perforantes cruzados, la imagen muestra las reacciones esperadas		
	$F_{ax,R,d}$	15.09 kN	$F_{ax,R,d} = \frac{k_{mod} \cdot F_{r,R,k}}{\gamma_M}$	Resistencia de Diseño ante esfuerzos axiales	
	$F_{z,R,d}$	21.34 kN	$F_{z,R,d} = \sqrt{2} \cdot F_{ax,R,d}$	Resistencia de Diseño ante esfuerzos horizontales	
	$F_{v,R,d}$	19.58 kN	$F_{v,R,d} = \frac{k_{mod} \cdot 2F_{v,R,k}}{\gamma_M}$	Resistencia de Diseño ante esfuerzos cortantes fuera del plano	
	e_x	0.16 cm		separación entre tornillos	
	e_x	0.25 cm			
	max $F_{z,R,d}$	33.80 kN		Fuerza Tensil en tornillos extremos	
	$F_{z,d}$	0.37 kN		Fuerza tensil en junta central	
Check 1	1.60	-	$\frac{F_{y,d} + F_{z,d}}{\sqrt{2} \cdot F_{ax,R,d}} < 1$	Verificación de efecto combinado tensil y lateral (flexo-compresión)	
Verificación de Junta 2					
$F_{xy,d}$	2.93	kN	$F_{xy,d} = \frac{V_{2,d}}{l_x} \cdot e_x$	Fuerza Cortante x par de tornillos	
max $F_{y,d}$	4.40	kN	$F_{xy,d} = \frac{3M_{2,d}}{l_x^2} \cdot e_x$	Fuerza a tensión x par de tornillos	
$F_{z,d}$	0.37	kN	$F_{z,d} = v_{2,y,d} \cdot e_x$	Esfuerzo lateral x par de tornillos	
Check 2	0.12	-	$\left(\frac{F_{xy,d}}{F_{v,R,d}}\right)^2 + \left(\frac{F_{y,d} + F_{z,d}}{\sqrt{2}F_{ax,R,d}}\right)^2 < 1$	Verificación de la carga a corto plazo.	
Check 3	0.02	-	$\frac{F_{z,d}}{F_{z,R,d}} < 1$	Verificación de la carga lateral con uncamente carga viva	
Verificación de la Junta de Apoyo					
l_w	5	m	Longitud de apoyo (muro de corte).		
$n_{xy,1,d}$	56.34	kN/m	$n_{xy,1,d} = \frac{A_d}{l_w}$	Fuerza Corante en la junta entre piso y muro	
$F_{xy,d}$	14.09	kN	$F_{xy,d} = n_{xy,1,d} \cdot e_x$	Fuerza Corante en la junta entre piso y muro	

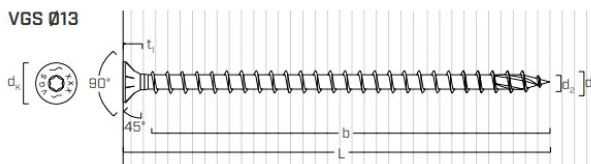
Check 4	0.72	-	$\frac{F_{xy,d}}{F_{v,R,d}} < 1$	Fuerza Corante en la junta entre piso y muro			
Solicitación de Carga Gravitacional							
I_{xef}	4.66E+08	mm ⁴	$I_{xef} = b_x \cdot \left(\frac{3 \cdot t_1}{12} + 2 \cdot t_q \cdot \gamma_1 \cdot a_1^2 \right)$	Momento de Inercia Efectivo			
i_{xef}	62.29	mm	$i_{xef} = \sqrt{\frac{I_{xef}}{A_{xnet}}}$				
λ_y	72.248	-	$\lambda_y = \frac{L_{luz}}{i_{xef}}$	Factor de Esbeltez			
λ_{rely}	1.173	-	$\lambda_{rely} = \frac{\lambda_{rely}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c0k}}{E_{m05}}}$				
k_y	1.23155	-	$k_y = 0.5 \cdot (1 + 0.1 \cdot (\lambda_{rely} - 0.3)) + \lambda_{rely}^2$				
k_{cy}	0.62231	-	$k_y = \frac{1}{0.5 \cdot (1 + 0.1 \cdot (\lambda_{rely} - 0.3)) + \lambda_{rely}^2}$				
Clasificación del Diafragma							
Fuerzas Cortantes Actuando sobre Muro		Diagrama de Cuerpo Libre de Muro de Corte					
V_{wall}	8.48	kN	 <p>A pesar que el muro esta conectado con una losa superior este modelo obvia esta conexión que le aporta resistencia a la deflexión y considera una union en voladizo para sobre estimar el comportamiento de deflexión del muro en cuestion.</p>				
V_{dia}	46.95	kN					
M	12.7235	kNm					
F	51.19	kN					
		Momento Generado en la esquina del muro cortante					
		Fuerza Equivalente Actuando en la parte superior del muro					
	Δ_M	0.02	mm	$\Delta_M = \frac{F \cdot H^3}{3 \cdot EI_{wall}}$	Deflexión Por Flexión		
	I_{wall}	2.08333E+12	mm ⁴	$I_{wall} = \frac{t_{panel} \cdot H^3}{12}$	Momento de Inercia del muro total		
	Δ_V	1.07	mm	$\Delta_V = \frac{1.2 \cdot F \cdot H}{GA}$	Deflexión Por Corte		
	Δ_{ADVE}	1.09	mm	$\Delta_{tot} = \Delta_V + \Delta_M$	Deflexión Por total		
	$\Delta V / \Delta_{tot}$	0.98153	-	δ_x	3.27	mm	$\delta_x = \frac{C_d \cdot \Delta_{tot}}{I_e}$
<p>Debido a que ambos ejes de muros de carga comparten la misma tipología de muro cortante, se puede concluir que el diafragma se comporta como un diafragma rígido. En consecuencia, las cargas laterales se distribuyen de manera uniforme entre todos los muros (en sus direcciones respectivas). Además, la relación entre la deflexión cortante y la deflexión total indica que el 93% de la demanda corresponde a deflexión cortante, lo que sugiere que el muro está predominantemente sometido a cargas de corte.</p>							
$\delta_{MDD} / \Delta_{ADVE}$	42.4643	La relación entre el desplazamiento medio del diafragma y el desplazamiento de nivel promedio es mucho mayor que el mínimo 2 que establece el codio para determinar si el diafragma es flexible, en este caso se considera RIGIDO					



Distribucion de Paneles

Datos

Espesor de las Capas de Panel		Fuerza		Fuerza Lateral	
t1	40 mm	Fuerza Lateral	18854.37 N/m	F	1.89E-02 kN/mm
t2	40 mm	b panel	4 m	Material de placas de CLT Material: C24	
t3	40 mm	ly	16 m		
t4	40 mm	lx	12 m		
t5	40 mm	l panel	5 m		
hCLT	3 m	L luz	4.5 m		
Dimensiones del Panel			Sobre Carga		
h	5000 mm	altura de panel	q	15.45	N/mm
b	4000 mm	ancho de panel	Cantidad de Angle Brackets		
t	200 mm	espesor de panel	nAB	4	-
Datos de Resistencia de Conectores					
Tornillo VGS 9 x 320mm , lef = 150 mm					
F _{v,d}	10.6792 kN	Resistencia cortante del tornillo			
F _{ax,d}	16.4633 kN	Resistencia axial, de tornillo			

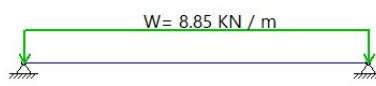
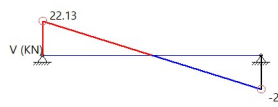
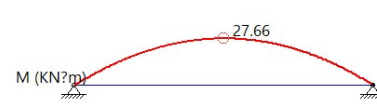


Propiedades de CLT			
f _{m,k}	24 MPa	Resistencia a la flexión	
f _{t,0,k}	14.5 MPa	Resistencia a la tracción a lo largo de la veta	
f _{t,90,k}	0.8 MPa	Resistencia a la tracción perpendicular a la veta	
f _{c,0,k}	21 MPa	Resistencia a la compresión a lo largo de la veta	
f _{c,90,k}	2.5 MPa	Resistencia a la compresión perpendicular a la veta	
f _{v,k}	4 MPa	Resistencia al corte	
E _{m,0,mean}	11000 MPa	Valor medio del módulo de elasticidad a lo largo de la veta	
E _{m,0,05}	7400 MPa	Valor del percentil quinto del módulo de elasticidad a lo largo de la veta	
E _{m,90,mean}	370 MPa	Valor medio del módulo de elasticidad perpendicular a la veta	
G _{mean}	690 MPa	Valor medio del módulo de corte	
ρ _k	350 kg/m ³	Volumen del percentil quinto de la densidad	
ρ _{mean}	420 kg/m ³	Densidad media	

G9090,γ _{lay,mean}	50	MPa	Valor medio del módulo de cizallamiento rodante
-----------------------------	----	-----	---

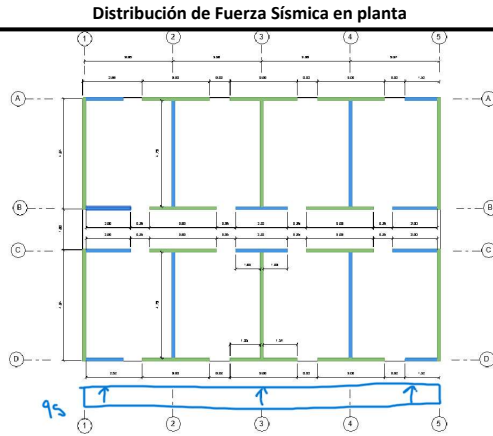
Determinación de Panel Por metodo de Vigas						
Analysis determinación de una sección 1m x 1m						
Geometría del Panel						
b _x	1000	mm	a ₁	80	mm	
b _y	1000	mm	a ₂	40	mm	
h _y	120	mm	a ₃	0	mm	
h _x	80	mm	a ₄	40	mm	
h _{CLT}	200	mm	a ₅	80	mm	
Determinación de valores gamma						
γ _{1,γ₅}	0.878	-	$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\pi^2 * E_{90mean} * t_1}{L^2} \right) * \frac{t_2}{G_{9090,ylay,mean}}}$			
Determinación de Propiedades Geometricas						
z _s	100	mm	Centro de Gravedad	$z_s = \frac{h_{CLT}}{2}$		
A _{y,net}	120000	mm ²	Net y cross section area	$A_{y,net} = b_y * h_y$		
A _{x,net}	80000	mm ²	Net x cross section area	$A_{x,net} = b_x * h_x$		
I _{x,net}	5.3E+08	mm ⁴	Net moment of inertia	$I_{x,net} = \sum \frac{b_x t_i^3}{12} + \sum b_x t_i a_i^2$		
I _{y,net}	1.4E+08	mm ⁴	Net moment of inertia	$I_{y,net} = \sum \frac{b_y t_i^3}{12} + \sum b_y t_i a_i^2$		
W _{x,net}	5280000	mm ³	Net moment of resistance	$W_{x,net} = \frac{I_{x,net} * 2}{h_{CLT}}$		
W _{y,net}	1386667	mm ³	Net moment of resistance	$W_{y,net} = \frac{I_{y,net} * 2}{h_{CLT}}$		
S _{Rx,net}	3200000	mm ³	Static moment of rollean shear	$S_{Rx,net} = b_x t_1 a_1$		
S _{x,net}	3400000	mm ³	Static moment of rollean shear	$S_{Rx,net} = b_x t_1 a_1$		
Determinación de Cargas						
Class	Scope				Factor Parcial γ _d	
Safety class 1	bajo riesgo de lesión personal				0.83	
Safety class 2	medio riesgo de lesión personal				0.91	
Safety class 3	alto riesgo de lesión personal				1	
buscar en codigo EN						
Clase de Servicio	Duración de Carga (k _{mod})					
	Permanente	Largo Plazo	Medio Plazo	Corto Plazo	Instantanea	
1	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1	
2	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1	
3	-	-	-	-	-	
buscar en codigo EN						
Clase de Servicio 2					γ _d	0.91
Clase de Seguridad 3					k _{mod}	1.1

Factor de Modificador de Material			γ_M	1.2			
Factor psi Segun EN1990:2002 Tabla A1.1			psi1	0.7			
Factor psi Segun EN1990:2002 Tabla A1.2			psi2	0.5			
Factor psi Segun EN1990:2002 Tabla A1.3			psi3	0.3			
$f_{m,d}$	22.00	MPa	Resistencia a la flexión				
$f_{t,0,d}$	13.29	MPa	Resistencia a la tracción a lo largo de la veta				
$f_{t,90,d}$	0.73	MPa	Resistencia a la tracción perpendicular a la veta				
$f_{c,0,d}$	19.25	MPa	Resistencia a la compresión a lo largo de la veta				
$f_{c,90,d}$	2.29	MPa	Resistencia a la compresión perpendicular a la veta				
$f_{v,d}$	3.67	MPa	Resistencia al corte				
$f_{R,d}$	1.47	MPa	Resistencia al corte por rodamiento				
<p>Seguindo los lineamientos detallados en EN1990:2002 Tabla A1.3 determina los valores de diseño para el uso en combinaciones de cargas accidentales o sísmicas, determinando que la acción infavorable accidental o sísmica emplean el uso de 1.00Gk,j para la carga permanente (no favorable) y 1.00Gk,j para la acción favorable, según las ecuaciones 6.11a/b y 6.12a/b. Conforme a los criterios establecidos en la norma EN1990:2002, específicamente en la Tabla A1.3, se establecen los valores de diseño para aplicar en combinaciones de cargas accidentales o sísmicas. Esto implica que, para las acciones accidentales o sísmicas desfavorables, se debe emplear un factor de 1.00Gk,j en la carga permanente (considerada no favorable), y el mismo factor de 1.00Gk,j para la carga permanente cuando actúa de manera favorable. Esta metodología se fundamenta en las fórmulas presentadas en las secciones 6.11a/b y 6.12a/b del documento.</p>							
Carga de Diseño		G	A	Q_L	Q_S	Q_W	Q_T
Valor		1.19	0	1.5	0	0	0
Combinaciones ULS		G	A	Q_L	Q_S	Q_W	Q_D
G + A + $\psi_1 Q_L$ + $\psi_2,1 Q_S$		1.19	0	1.05	0	0	2.24
G + A + $\psi_1 Q_S$ + $\psi_2,1 Q_L$		1.19	0	0.75	0	0	1.94
G + A + 0.2Q _W + $\psi_2,1 Q_L$ + $\psi_2,1 Q_S$		1.19	0	0.75	0	0	1.94
G + A + $\psi_2,1 Q_L$ + $\psi_2,1 Q_S$		1.19	0	0.75	0	0	1.94
Combinaciones SLS		G	A	Q_L	Q_S	Q_W	Q_D
1.35G + 1.5Q _L + 1.5 $\psi_0,1 Q_S$ + 0.75Q _W + 0.9Q _T		1.61	0	2.25	0	0	3.86
1.35G + 1.5Q _S + 1.5 $\psi_0,1 Q_L$ + 0.75Q _W + 0.9Q _T		1.61	0	1.575	0	0	3.19
1.35G + 1.5Q _W + 1.5 $\psi_0,1 Q_L$ + 1.5 $\psi_0,1 Q_S$ + 0.9Q _T		1.61	0	1.575	0	0	3.19
1.35G + 1.5Q _T + 1.5 $\psi_0,1 Q_L$ + 1.5 $\psi_0,1 Q_S$ + 0.75Q _W		1.61	0	1.575	0	0	3.19
Carga de Diseño							
QD COMBINACIÓN ULS				2.24	kN-m ²		
QD COMBINACIÓN SLS				3.86	kN-m ²		
QD COMBINACIÓN ULS				8.98	kN-m ²		
QD COMBINACIÓN SLS				15.45	kN-m		
Seismic Lateral Load				18.85	kN-m		
Analysis statico de la losa CLT en la dirección principal							
Carga de la losa CLT en la dirección principal							
Cortante de la losa CLT en la dirección principal							
Momento de la losa CLT en la dirección principal							
M_d	33.41	kNm	Momento de Diseño	V_d	45.12	kN	corte de diseño
σ_d	6.33	MPa	$\sigma_d = \frac{M_d}{W_{x,net}}$		Esfuerzo de Flexión		

τ_d	1.11	kN	$\tau_d = \frac{V_d * S_{x,net}}{I_{x,net} * b_x}$	Esfuerzo de Corte
$\tau_{Rv,d}$	1.04	kN	$\tau_{Rv,d} = \frac{V_d * S_{Rx,net}}{I_{x,net} * b_x}$	Esfuerzo de Corte
Controles de Diseño				
Check 1	0.29	kN	$\frac{\sigma_d}{f_{m,d}} \leq 1$	Control de Flexión
Check 2	0.30	kN	$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$	Control de Corte
Check 3	0.71	kN	$\frac{\tau_{Rv,d}}{f_{Rv,d}} \leq 1$	Control de Corte
Analysis statico de la losa CLT en la dirección perpendicular a la principal				
				
Carga de la losa CLT en la dirección principal				
				
Cortante de la losa CLT en la dirección principal				
				
Momento de la losa CLT en la dirección principal				
M_d	27.7	kNm	Momento de Diseño	V_d 22.1 kN corte de diseño
σ_d	5.24	MPa	$\sigma_d = \frac{M_d}{W_{x,net}}$	Esfuerzo de Flexión
τ_d	0.54	kN	$\tau_d = \frac{V_d * S_{x,net}}{I_{x,net} * b_x}$	Esfuerzo de Corte
$\tau_{Rv,d}$	0.51	kN	$\tau_{Rv,d} = \frac{V_d * S_{Rx,net}}{I_{x,net} * b_x}$	Esfuerzo de Corte
Controles de Diseño				
Check 1	0.24	-	$\frac{\sigma_d}{f_{m,d}} \leq 1$	Control de Flexión
Check 2	0.15	-	$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$	Control de Corte
Check 3	0.35	kN	$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$	Control de Corte
Revisión de Deflexiones (L = 5m)				
Δ_{max}	16.67	mm	$\frac{L}{300}$	Control de Corte
Cargas				
g_k	2.24	kN/m ²	Carga Muerta Losa	q_k 0.50 kN/m ² Sobrepuesta

W_{g,k}	3.14	mm	$w_{g,k} = \frac{5 * g_k * L^4}{384 * I_{x,net} * E_{x,mean}}$	Deformación derivada de la carga muerta
W_{q,k}	0.70	mm	$w_{q,k} = \frac{5 * q_k * L^4}{384 * I_{x,net} * E_{x,mean}}$	Deformación derivada de la carga sobrepuesta
W_{inst}	3.85	mm	$w_{inst} = w_{g,k} + w_{q,k}$	Deformación instantanea total
Check Deformaciones	0.23	-	$\frac{w_{inst}}{\Delta_{max}} < 1$ Verificacion de la deformación final por creep	Revision de deformación
W_{fin,g}	6.60	mm	$w_{fin,g} = w_{g,k} * (1 + k_{def})$	Creep derivado de la carga muerta
W_{fin,q}	1.09	mm	$w_{fin,q} = w_{q,k} * (1 + \Psi_2 * k_{def})$	Creep derivado de la carga sobrepuesta
W_{fin}	7.69	mm	$w_{inst} = w_{g,k} + w_{q,k}$	Creep Total
Check Creep	0.46	-	$\frac{w_{fin}}{\Delta_{max}} < 1$	Revision de creep
Revisión de Deflexiones (L = 2m) dirección perpendicular				
Δ_{max}	6.67	mm	$\frac{L}{300}$	Control de Corte
Cargas				
g_k	2.24	kN/m ²	Carga Muerta Losa	q_k 1.50 kN/m ² Sobrepuesta
Analysis de deformaciones				
W_{g,k}	0.08	mm	$w_{g,k} = \frac{5 * g_k * L^4}{384 * I_{x,net} * E_{x,mean}}$	Deformación derivada de la carga muerta
W_{q,k}	0.05	mm	$w_{q,k} = \frac{5 * q_k * L^4}{384 * I_{x,net} * E_{x,mean}}$	Deformación derivada de la carga sobrepuesta
W_{inst}	0.13	mm	$w_{inst} = w_{g,k} + w_{q,k}$	Deformación instantanea total
Check Deformaciones	0.02	-	$\frac{w_{inst}}{\Delta_{max}} < 1$	Revision de deformación
Verificacion de la deformación final por creep				
W_{fin,g}	0.17	mm	$w_{fin,g} = w_{g,k} * (1 + k_{def})$	Creep derivado de la carga muerta
W_{fin,q}	0.08	mm	$w_{fin,q} = w_{q,k} * (1 + \Psi_2 * k_{def})$	Creep derivado de la carga sobrepuesta
W_{fin}	0.25	mm	$w_{inst} = w_{g,k} + w_{q,k}$	Creep Total
Check Creep	0.04	-	$\frac{w_{fin}}{\Delta_{max}} < 1$	Revision de creep

Diseño del Diafragma

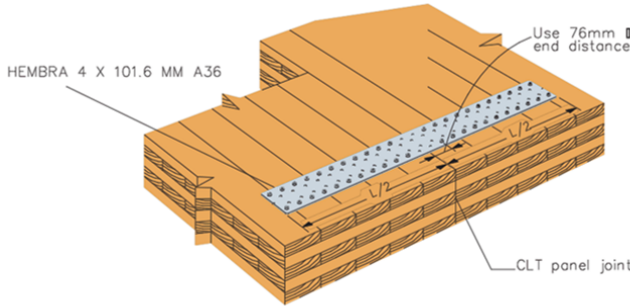


Fuerza Sísmica en techo	
q_s	75.42 kN
L	16 m
q_s/L	4.71 kN/m
W	12.00 m

El analysis del diafragma determinara las fuerzas de los colectores para verificar que el conjunto de paneles de CLT actuen como un solo elemento

M_{max}	150.83 kNm	$M_{max} = \frac{q_s * L^2}{8}$	Momento Maximo
V_{max}	37.71 kN	$M_{max} = \frac{q_s * L}{2}$	Corte Maximo
F_T	12.57 kN	$F_T = \frac{M_{max}}{W}$	Tension en Colectores
A_s	56.27 mm ²	$A_s = \frac{F_T}{\phi * f_y}$	Acero Requerido

se selecciona una hembra de acero de 4 mm x 101.6 mm de acero A36 como miembro colector



$A_{s,hembra}$	406.4 mm ²
$A_{s,requerido}$	56.27 mm ²

Check 1 Colector 0.14

El elemento colector, en este caso una placa de acero debe traslapar cada panel en dirección perpendicular a la dirección principal del panel para cumplir su función de colector y asegurar que el diafragma funcione como un solo elemento.

El diseño de la conexión de placa de acero y CLT considera las mismas condiciones que se detallan en las conexiones consecuentes de las conexiones paralelas entre paneles (uniones) solo que en este caso se debe considerar parte de la sección del acero actuando en cizallamiento entre la veta, acero y el tornillo. Sin embargo para simplificar el diseño se hará uso de tablas de conexión precalificada.

VG CSK	F_{ts}	432.00	lbs	D	64.00	mm
5/16" x 7-1/8"						

Table S.2.2, Timber Connection Geometry Requirements with Pre-drilled Holes, $C_D=1.0$

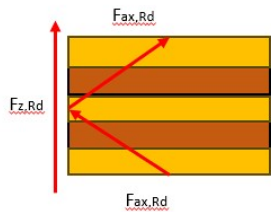
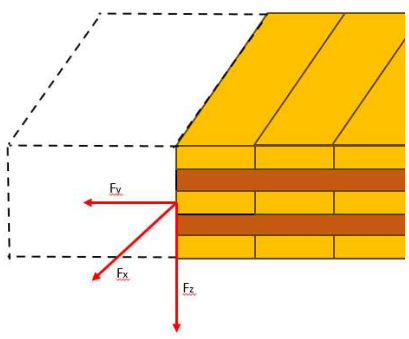
End Distance		Edge Distance				Spacing Between Fasteners in a Row		Spacing Between Rows			
a	a_L	$a_{partial}$	$e_{y/}$	e_L	$e_{L,L}$	$e_{partial}$	S_p	$S_{partial}$	S_{Oy}	S_{Ox}	$S_{Opartial}$
4 D	7 D*	4 D	3 D	4 D	4 D	3 D	4 D	4 D	3 D	5 D	4 D

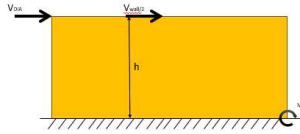
- Notes:
- All connection design must meet all relevant requirements of the General Notes to the Designer section, page 16.
 - Spacing, end and edge distance requirements are calculated with the nominal diameter of the fastener D.
 - Full penetration length must be pre-drilled with a hole diameter according to the pre-drilling recommendations, presented in Table S.5.
 - According to NDS 2018, section 12.5
 - Minimum fastener penetration 6D.
 - * for softwood only

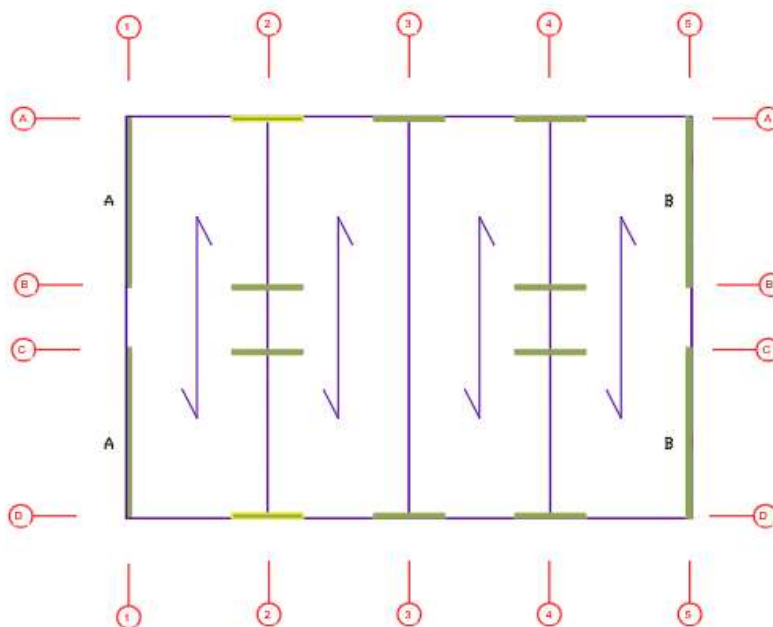
Table S.2.1, Timber Connection Geometry Requirements without Pre-drilling

Fastener Thread Type	Specific Gravity	End Distance		Edge Distance				Spacing Between Fasteners in a Row		Spacing Between Rows	
		a / a_L	$a_{partial}$	$e_{y/}$	e_L	$e_{partial}$	S_p	$S_{partial}$	S_{Ox} / S_{Oy}	$S_{Opartial}$	
Partial Thread	$G \leq 0.42$	10 D	10 D	5 D	10 D	10 D	5 D	5 D	5 D	5 D	5 D
	$0.42 < G \leq 0.55$	15 D	15 D	7 D	12 D	7 D	7 D	7 D	7 D	7 D	7 D
	D. Fir, $G = 0.49$	22.5 D	22.5 D	7 D	12 D	7 D	10.5 D	10.5 D	7 D	7 D	7 D

Full Thread	$G \leq 0.42$	7 D	5 D	3 D	7 D	3 D	7 D	5 D	5 D	2.5 D
	$0.42 < G \leq 0.55$	7 D	5 D	3 D	7 D	3 D	7 D	5 D	5 D	2.5 D
	D. Fir, G = 0.49	10.5 D	10.5 D	3 D	7 D	3 D	10.5 D	7.5 D	5 D	2.5 D
Separacion Entre Tornillos	12D	768	mm	F_T	2825.64	kN				
Separacion al bordillo	4D	256	mm	$N_{\text{tornillo, req}}$	6.540837	-				
Deflexion en el diafragma										
Δ_{flex}	12.37 mm	$\Delta w = \frac{5 * V * L^3}{8 * I_{col} * W}$		Deformacion derivado a Flexion						
Δ_{corte}	2.48E-03 mm	$\Delta w = \frac{0.25 * V * L}{1000 * G a}$		Deformacion derivado de corte						
$\Delta_{chord, slip}$	0 mm	$\Delta w = \frac{\sum x \Delta e}{2W}$		Deformacion derivado de colector						
$\Sigma \Delta$	12.37 mm	$\Delta w = \Delta_{flex} + \Delta_{corte} + \Delta_{chord, slip}$		Deformación Total						
δ_x	37.122353 mm	$\delta x = \frac{C_d * \Sigma \Delta}{I_e}$		Desplazamiento inelastico total						
Kser (Ga)	5693.83 N/mm	$K_{ser} = \rho_m^{1.5} * \frac{d_{ef}}{23}$		Deformacion derivado de colector						
Determinación de Cargas en Uniones Criticas										
k_{ortho}	0.716	-	$k_{ortho} = \sqrt[4]{\frac{I_y}{I_x}}$	factor de ortotropía						
b_y	1.0	m	$b_y = k_{ortho} \times 0.2855 \times L$	áncho de influencia						
$v_{y,d}$	2.96	kN/m	$v_{y,d} = b_{90} \times \frac{n_d}{2} \times 1.5$	Fuerza lateral en junta						
Determinacion de las fuerzas en la junta derivado de los efectos de placa										
w_d	28.28	kN/m	$w_d = \gamma_k \cdot w_k$	Fuerza Sismica de diseño						
A_d	226.25	kN	$A_d = \frac{w_d \cdot l_y}{2}$	Fuerza de Reacción en Paneles en cuestion						
$V_{2,d} / V_{4,d}$	113.13	kN	$V_{1,d} = A_d - w_d \cdot b_{panel}$	Fuerza cortante en segunda/cuarta union						
$M_{2,d} / M_{4,d}$	678.76	kNm	$M_{1,d} = A_d \cdot b_{panel} - \frac{w_d \cdot b_{panel}^2}{2}$	Momento en segundo union						
$V_{3,d}$	0.00	kN	cortante cero debido a la ubicación en eje neutro		Fuerza cortante en tercera union					
B_d	226.25	kN	$B_d = \frac{w_d \cdot l_y}{2}$	Fuerza de Reacción en Paneles en cuestion						
$M_{3,d}$	905.01	kN	$M_{3,d} = \frac{w_d \cdot b_{panel}^2}{8}$	Momento en tercera union						
Valores de resistencia de union 3 Verificación										

Diagrama de Fuerzas			Union entre paneles son tornillos auto perforantes cruzados, la imagen muestra las reacciones esperadas		
					
$F_{ax,R,d}$	15.09	kN	$F_{ax,R,d} = \frac{k_{mod} \cdot F_{r,R,k}}{\gamma_M}$		Resistencia de Diseño ante esfuerzos axiales
$F_{z,R,d}$	21.34	kN	$F_{z,R,d} = \sqrt{2} \cdot F_{ax,R,d}$		Resistencia de Diseño ante esfuerzos horizontales
$F_{v,R,d}$	19.58	kN	$F_{v,R,d} = \frac{k_{mod} \cdot 2F_{v,R,k}}{\gamma_M}$		Resistencia de Diseño ante esfuerzos cortantes fuera del plano
					
e_x	0.20	cm			separación entre tornillos
e_x	0.25	cm			
$\max F_{z,R,d}$	27.15	kN			Fuerza Tensil en tornillos extremos
$F_{z,d}$	0.37	kN			Fuerza tensil en junta central
Check 1	1.29	-	$\frac{F_{y,d} + F_{z,d}}{\sqrt{2} \cdot F_{ax,R,d}} < 1$		Verificación de efecto combinado tensil y lateral (flexo-compresión)
Verificación de Junta 2					
$F_{xy,d}$	2.36	kN	$F_{xy,d} = \frac{V_{2,d}}{l_x} \cdot e_x$		Fuerza Cortante x par de tornillos
$\max F_{y,d}$	3.54	kN	$F_{xy,d} = \frac{3M_{2,d}}{l_x^2} \cdot e_x$		Fuerza a tensión x par de tornillos
$F_{z,d}$	0.37	kN	$F_{z,d} = v_{2,y,d} \cdot e_x$		Esfuerzo lateral x par de tornillos
Check 2	0.08	-	$\left(\frac{F_{xy,d}}{F_{v,R,d}}\right)^2 + \left(\frac{F_{y,d} + F_{z,d}}{\sqrt{2}F_{ax,R,d}}\right)^2 < 1$		Verificación de la carga a corto plazo.
Check 3	0.02	-	$\frac{F_{z,d}}{F_{z,R,d}} < 1$		Verificación de la carga lateral con uncamente carga viva
Verificación de la Junta de Apoyo					
l_w	5	m			Longitud de apoyo (muro de corte).
$n_{xy,1,d}$	45.25	kN/m	$n_{xy,1,d} = \frac{A_d}{l_w}$		Fuerza Corante en la junta entre piso y muro
$F_{xy,d}$	11.31	kN	$F_{xy,d} = n_{xy,1,d} \cdot e_x$		Fuerza Corante en la junta entre piso y muro

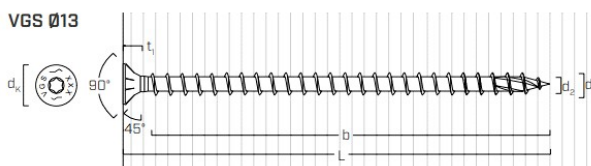
Check 4	0.58	-	$\frac{F_{xy,d}}{F_{v,R,d}} < 1$	Fuerza Corante en la junta entre piso y muro		
Solicitación de Carga Gravitacional						
I_{xef}	4.66E+08	mm ⁴	$I_{xef} = b_x \cdot \left(\frac{3 \cdot t_1}{12} + 2 \cdot t_q \cdot \gamma_1 \cdot a_1^2 \right)$	Momento de Inercia Efectivo		
i_{xef}	62.29	mm	$i_{xef} = \sqrt{\frac{I_{xef}}{A_{xnet}}}$			
λ_y	72.248	-	$\lambda_y = \frac{L_{luz}}{i_{xef}}$	Factor de Esbeltez		
λ_{rely}	1.173	-	$\lambda_{rely} = \frac{\lambda_{rely}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c0k}}{E_{m05}}}$			
k_y	1.23155	-	$k_y = 0.5 \cdot (1 + 0.1 \cdot (\lambda_{rely} - 0.3)) + \lambda_{rely}^2$			
k_{cy}	0.62231	-	$k_y = \frac{1}{0.5 \cdot (1 + 0.1 \cdot (\lambda_{rely} - 0.3)) + \lambda_{rely}^2}$			
Clasificación del Diafragma						
Fuerzas Cortantes Actuando sobre Muro		Diagrama de Cuerpo Libre de Muro de Corte				
V_{wall}	8.48	kN	 <p>A pesar que el muro esta conectado con una losa superior este modelo obvia esta conexión que le aporta resistencia a la deflexión y considera una union en voladizo para sobre estimar el comportamiento de deflexión del muro en cuestion.</p>			
V_{dia}	37.71	kN				
M	12.7235	kNm				
F	41.95	kN				
			Momento Generado en la esquina del muro cortante			
			Fuerza Equivalente Actuando en la parte superior del muro			
			Δ_M	0.02 mm	$\Delta_M = \frac{F \cdot H^3}{3 \cdot EI_{wall}}$	Deflexión Por Flexión
			I_{wall}	2.08333E+12 mm ⁴	$I_{wall} = \frac{t_{panel} \cdot H^3}{12}$	Momento de Inercia del muro total
			Δ_V	0.88 mm	$\Delta_V = \frac{1.2 \cdot F \cdot H}{GA}$	Deflexión Por Corte
			Δ_{ADVE}	0.89 mm	$\Delta_{tot} = \Delta_V + \Delta_M$	Deflexión Por total
ΔV / Δ_{tot}	0.98153	-	δ_x	2.68 mm	$\delta_x = \frac{C_d \cdot \Delta_{tot}}{I_e}$	Desplazamiento inelastico total
<p>Debido a que ambos ejes de muros de carga comparten la misma tipología de muro cortante, se puede concluir que el diafragma se comporta como un diafragma rígido. En consecuencia, las cargas laterales se distribuyen de manera uniforme entre todos los muros (en sus direcciones respectivas). Además, la relación entre la deflexión cortante y la deflexión total indica que el 93% de la demanda corresponde a deflexión cortante, lo que sugiere que el muro está predominantemente sometido a cargas de corte.</p>						
δ_{MDD} / Δ_{ADVE}	41.6193	La relación entre el desplazamiento medio del diafragma y el desplazamiento de nivel promedio es mucho mayor que el mínimo 2 que establece el codio para determinar si el diafragma es flexible, en este caso se considera RIGIDO				



Distribucion de Paneles

Datos

Espesor de las Capas de Panel		Fuerza		Fuerza Lateral	
t1	30 mm	Fuerza Lateral	12000.89 N/m	F	1.20E-02 kN/mm
t2	30 mm	b panel	4 m	Material de placas de CLT Material: C24	
t3	30 mm	ly	16 m		
t4	30 mm	lx	12 m		
t5	30 mm	l panel	5 m		
hCLT	3 m	L luz	4.5 m		
Dimensiones del Panel			Sobre Carga		
h	5000 mm	altura de panel	q	8.85	N/mm
b	4000 mm	ancho de panel	Cantidad de Angle Brackets		
t	150 mm	espesor de panel	nAB	4	-
Datos de Resistencia de Conectores					
Tornillo VGS 20 x 280mm , lef = 150 mm					
F _{v,k}	6.26083 kN	Resistencia cortante del tornillo			
F _{ax,k}	16.4633 kN	Resistencia axial, de tornillo			

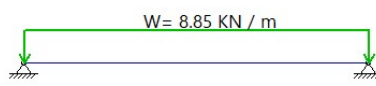
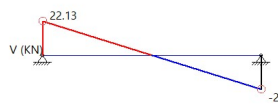
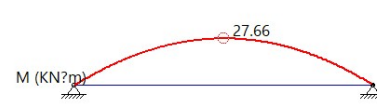


Propiedades de CLT			
f _{m,k}	24 MPa	Resistencia a la flexión	
f _{t,0,k}	14.5 MPa	Resistencia a la tracción a lo largo de la veta	
f _{t,90,k}	0.8 MPa	Resistencia a la tracción perpendicular a la veta	
f _{c,0,k}	21 MPa	Resistencia a la compresión a lo largo de la veta	
f _{c,90,k}	2.5 MPa	Resistencia a la compresión perpendicular a la veta	
f _{v,k}	4 MPa	Resistencia al corte	
E _{m,0,mean}	11000 MPa	Valor medio del módulo de elasticidad a lo largo de la veta	
E _{m,0,05}	7400 MPa	Valor del percentil quinto del módulo de elasticidad a lo largo de la veta	
E _{m,90,mean}	370 MPa	Valor medio del módulo de elasticidad perpendicular a la veta	
G _{mean}	690 MPa	Valor medio del módulo de corte	
ρ _k	350 kg/m ³	Volumen del percentil quinto de la densidad	
ρ _{mean}	420 kg/m ³	Densidad media	

G9090,γ _{lay,mean}	50	MPa	Valor medio del módulo de cizallamiento rodante
-----------------------------	----	-----	---

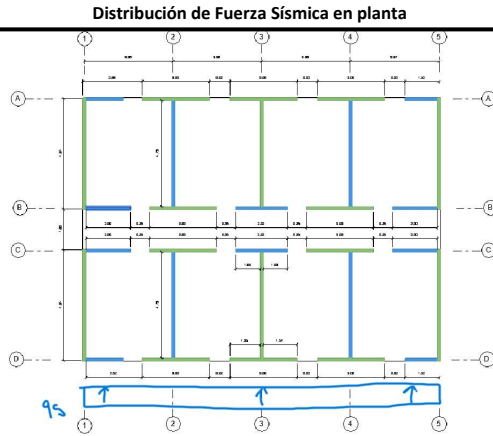
Determinación de Panel Por metodo de Vigas					
Analysis determinación de una sección 1m x 1m					
Geometría del Panel					
b _x	1000	mm	a ₁	60	mm
b _y	1000	mm	a ₂	30	mm
h _y	90	mm	a ₃	0	mm
h _x	60	mm	a ₄	30	mm
h _{CLT}	150	mm	a ₅	60	mm
Determinación de valores gamma					
γ _{1,γ₅}	0.927	-	$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\pi^2 * E_{90mean} * t_1}{L^2} \right) * \frac{t_2}{G_{9090,ylay,mean}}}$		
Determinación de Propiedades Geometricas					
z _s	75	mm	Centro de Gravedad	$z_s = \frac{h_{CLT}}{2}$	
A _{y,net}	90000	mm ²	Net y cross section area	$A_{y,net} = b_y * h_y$	
A _{x,net}	60000	mm ²	Net x cross section area	$A_{x,net} = b_x * h_x$	
I _{x,net}	2.2E+08	mm ⁴	Net moment of inertia	$I_{x,net} = \sum \frac{b_x t_i^3}{12} + \sum b_x t_i a_i^2$	
I _{y,net}	5.9E+07	mm ⁴	Net moment of inertia	$I_{y,net} = \sum \frac{b_y t_i^3}{12} + \sum b_y t_i a_i^2$	
W _{x,net}	2970000	mm ³	Net moment of resistance	$W_{x,net} = \frac{I_{x,net} * 2}{h_{CLT}}$	
W _{y,net}	780000	mm ³	Net moment of resistance	$W_{y,net} = \frac{I_{y,net} * 2}{h_{CLT}}$	
S _{Rx,net}	1800000	mm ³	Static moment of rollean shear	$S_{Rx,net} = b_x t_1 a_1$	
S _{x,net}	1912500	mm ³	Static moment of rollean shear	$S_{Rx,net} = b_x t_1 a_1$	
Determinación de Cargas					
Class	Scope				Factor Parcial γ _d
Safety class 1	bajo riesgo de lesión personal				0.83
Safety class 2	medio riesgo de lesión personal				0.91
Safety class 3	alto riesgo de lesión personal				1
buscar en codigo EN					
Clase de Servicio	Duración de Carga (k _{mod})				
	Permanente	Largo Plazo	Medio Plazo	Corto Plazo	Instantanea
1	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1
2	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1
3	-	-	-	-	-
buscar en codigo EN					
Clase de Servicio 2				γ _d	0.91
Clase de Seguridad 3				k _{mod}	1.1

Factor de Modificador de Material			γ_M	1.2			
Factor psi Segun EN1990:2002 Tabla A1.1			psi1	0.7			
Factor psi Segun EN1990:2002 Tabla A1.2			psi2	0.5			
Factor psi Segun EN1990:2002 Tabla A1.3			psi3	0.3			
$f_{m,d}$	22.00	MPa	Resistencia a la flexión				
$f_{t,0,d}$	13.29	MPa	Resistencia a la tracción a lo largo de la veta				
$f_{t,90,d}$	0.73	MPa	Resistencia a la tracción perpendicular a la veta				
$f_{c,0,d}$	19.25	MPa	Resistencia a la compresión a lo largo de la veta				
$f_{c,90,d}$	2.29	MPa	Resistencia a la compresión perpendicular a la veta				
$f_{v,d}$	3.67	MPa	Resistencia al corte				
$f_{R,d}$	1.47	MPa	Resistencia al corte por rodamiento				
<p>Seguindo los lineamientos detallados en EN1990:2002 Tabla A1.3 determina los valores de diseño para el uso en combinaciones de cargas accidentales o sísmicas, determinando que la acción infavorable accidental o sísmica emplean el uso de 1.00Gk,j para la carga permanente (no favorable) y 1.00Gk,j para la acción favorable, según las ecuaciones 6.11a/b y 6.12a/b. Conforme a los criterios establecidos en la norma EN1990:2002, específicamente en la Tabla A1.3, se establecen los valores de diseño para aplicar en combinaciones de cargas accidentales o sísmicas. Esto implica que, para las acciones accidentales o sísmicas desfavorables, se debe emplear un factor de 1.00Gk,j en la carga permanente (considerada no favorable), y el mismo factor de 1.00Gk,j para la carga permanente cuando actúa de manera favorable. Esta metodología se fundamenta en las fórmulas presentadas en las secciones 6.11a/b y 6.12a/b del documento.</p>							
Carga de Diseño		G	A	Q_L	Q_S	Q_W	Q_T
Valor		1.19	0	0.4	0	0	0
Combinaciones ULS		G	A	Q_L	Q_S	Q_W	Q_D
G + A + $\psi_1 Q_L$ + $\psi_2, 1 Q_S$		1.19	0	0.28	0	0	1.47
G + A + $\psi_1 Q_S$ + $\psi_2, 1 Q_L$		1.19	0	0.2	0	0	1.39
G + A + 0.2Q _W + $\psi_2, 1 Q_L$ + $\psi_2, 1 Q_S$		1.19	0	0.2	0	0	1.39
G + A + $\psi_2, 1 Q_L$ + $\psi_2, 1 Q_S$		1.19	0	0.2	0	0	1.39
Combinaciones SLS		G	A	Q_L	Q_S	Q_W	Q_D
1.35G + 1.5Q _L + 1.5 $\psi_0, 1 Q_S$ + 0.75Q _W + 0.9Q _T		1.61	0	0.6	0	0	2.21
1.35G + 1.5Q _S + 1.5 $\psi_0, 1 Q_L$ + 0.75Q _W + 0.9Q _T		1.61	0	0.42	0	0	2.03
1.35G + 1.5Q _W + 1.5 $\psi_0, 1 Q_L$ + 1.5 $\psi_0, 1 Q_S$ + 0.9Q _T		1.61	0	0.42	0	0	2.03
1.35G + 1.5Q _T + 1.5 $\psi_0, 1 Q_L$ + 1.5 $\psi_0, 1 Q_S$ + 0.75Q _W		1.61	0	0.42	0	0	2.03
Carga de Diseño							
QD COMBINACIÓN ULS				1.47	kN-m ²		
QD COMBINACIÓN SLS				2.21	kN-m ²		
QD COMBINACIÓN ULS				5.90	kN-m ²		
QD COMBINACIÓN SLS				8.85	kN-m		
Seismic Lateral Load				12.00	kN-m		
Analysis statico de la losa CLT en la dirección principal							
Carga de la losa CLT en la dirección principal							
Cortante de la losa CLT en la dirección principal							
Momento de la losa CLT en la dirección principal							
M_d	19.33	kNm	Momento de Diseño	V_d	25.95	kN	corte de diseño
σ_d	6.51	MPa	$\sigma_d = \frac{M_d}{W_{x,net}}$		Esfuerzo de Flexión		

τ_d	0.85	kN	$\tau_d = \frac{V_d * S_{x,net}}{I_{x,net} * b_x}$	Esfuerzo de Corte
$\tau_{Rv,d}$	0.80	kN	$\tau_{Rv,d} = \frac{V_d * S_{Rx,net}}{I_{x,net} * b_x}$	Esfuerzo de Corte
Controles de Diseño				
Check 1	0.30	kN	$\frac{\sigma_d}{f_{m,d}} \leq 1$	Control de Flexión
Check 2	0.23	kN	$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$	Control de Corte
Check 3	0.54	kN	$\frac{\tau_{Rv,d}}{f_{Rv,d}} \leq 1$	Control de Corte
Analysis statico de la losa CLT en la dirección perpendicular a la principal				
				
Carga de la losa CLT en la dirección principal				
				
Cortante de la losa CLT en la dirección principal				
				
Momento de la losa CLT en la dirección principal				
M_d	27.7	kNm	Momento de Diseño	V_d 22.1 kN corte de diseño
σ_d	9.31	MPa	$\sigma_d = \frac{M_d}{W_{x,net}}$	Esfuerzo de Flexión
τ_d	0.72	kN	$\tau_d = \frac{V_d * S_{x,net}}{I_{x,net} * b_x}$	Esfuerzo de Corte
$\tau_{Rv,d}$	0.68	kN	$\tau_{Rv,d} = \frac{V_d * S_{Rx,net}}{I_{x,net} * b_x}$	Esfuerzo de Corte
Controles de Diseño				
Check 1	0.42	-	$\frac{\sigma_d}{f_{m,d}} \leq 1$	Control de Flexión
Check 2	0.20	-	$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$	Control de Corte
Check 3	0.46	kN	$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$	Control de Corte
Revisión de Deflexiones (L = 5m)				
Δ_{max}	16.67	mm	$\frac{L}{300}$	Control de Corte
Cargas				
g_k	1.47	kN/m ²	Carga Muerta Losa	q_k 0.50 kN/m ² Sobrepuesta

W_{g,k}	4.90	mm	$w_{g,k} = \frac{5 * g_k * L^4}{384 * I_{x,net} * E_{x,mean}}$	Deformación derivada de la carga muerta
W_{q,k}	1.66	mm	$w_{q,k} = \frac{5 * q_k * L^4}{384 * I_{x,net} * E_{x,mean}}$	Deformación derivada de la carga sobrepuesta
W_{inst}	6.56	mm	$w_{inst} = w_{g,k} + w_{q,k}$	Deformación instantanea total
Check Deformaciones	0.39	-	$\frac{w_{inst}}{\Delta_{max}} < 1$ Verificacion de la deformación final por creep	Revision de deformación
W_{fin,g}	10.28	mm	$w_{fin,g} = w_{g,k} * (1 + k_{def})$	Creep derivado de la carga muerta
W_{fin,q}	2.57	mm	$w_{fin,k} = w_{q,k} * (1 + \Psi_2 * k_{def})$	Creep derivado de la carga sobrepuesta
W_{fin}	12.86	mm	$w_{inst} = w_{g,k} + w_{q,k}$	Creep Total
Check Creep	0.77	-	$\frac{w_{fin}}{\Delta_{max}} < 1$	Revision de creep
Revisión de Deflexiones (L = 2m) dirección perpendicular				
Δ_{max}	6.67	mm	$\frac{L}{300}$	Control de Corte
Cargas				
g_k	1.47	kN/m ²	Carga Muerta Losa	q_k 1.50 kN/m ² Sobrepuesta
Analysis de deformaciones				
W_{g,k}	0.13	mm	$w_{g,k} = \frac{5 * g_k * L^4}{384 * I_{x,net} * E_{x,mean}}$	Deformación derivada de la carga muerta
W_{q,k}	0.13	mm	$w_{q,k} = \frac{5 * q_k * L^4}{384 * I_{x,net} * E_{x,mean}}$	Deformación derivada de la carga sobrepuesta
W_{inst}	0.25	mm	$w_{inst} = w_{g,k} + w_{q,k}$	Deformación instantanea total
Check Deformaciones	0.04	-	$\frac{w_{inst}}{\Delta_{max}} < 1$	Revision de deformación
Verificacion de la deformación final por creep				
W_{fin,g}	0.26	mm	$w_{fin,g} = w_{g,k} * (1 + k_{def})$	Creep derivado de la carga muerta
W_{fin,q}	0.20	mm	$w_{fin,k} = w_{q,k} * (1 + \Psi_2 * k_{def})$	Creep derivado de la carga sobrepuesta
W_{fin}	0.46	mm	$w_{inst} = w_{g,k} + w_{q,k}$	Creep Total
Check Creep	0.07	-	$\frac{w_{fin}}{\Delta_{max}} < 1$	Revision de creep

Diseño del Diafragma

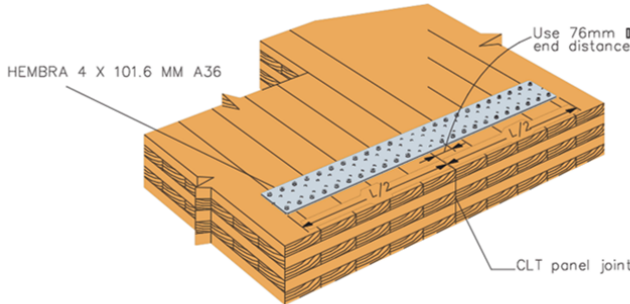


Fuerza Sísmica en planta		Fuerza Sísmica en techo	
q_s	48.00	kN	
L	16	m	
q_s/L	3.00	kN/m	
W	12.00	m	

El análisis del diafragma determinará las fuerzas de los colectores para verificar que el conjunto de paneles de CLT actúen como un solo elemento

M_{max}	96.01	kNm	$M_{max} = \frac{q_s * L^2}{8}$	Momento Maximo
V_{max}	24.00	kN	$M_{max} = \frac{q_s * L}{2}$	Corte Maximo
F_T	8.00	kN	$F_T = \frac{M_{max}}{W}$	Tension en Colectores
A_s	35.81	mm ²	$A_s = \frac{F_T}{\phi * f_y}$	Acero Requerido

se selecciona una hembra de acero de 4 mm x 101.6 mm de acero A36 como miembro colector



$A_{s,hembra}$	406.4	mm ²
$A_{s,requerido}$	35.81	mm ²

Check 1
Colector

0.09

El elemento colector, en este caso una placa de acero debe traslapar cada panel en dirección perpendicular a la dirección principal del panel para cumplir su función de colector y asegurar que el diafragma funcione como un solo elemento.

El diseño de la conexión de placa de acero y CLT considera las mismas condiciones que se detallan en las conexiones consecuentes de las conexiones paralelas entre paneles (uniones) solo que en este caso se debe considerar parte de la sección del acero actuando en cizallamiento entre la veta, acero y el tornillo. Sin embargo para simplificar el diseño se hará uso de tablas de conexión precalificada.

VG CSK	F_{ts}	432.00	lbs	D	64.00	mm
5/16" x 7-1/8"						

Table S.2.2, Timber Connection Geometry Requirements with Pre-drilled Holes, $C_D=1.0$

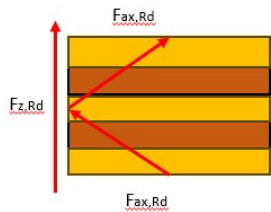
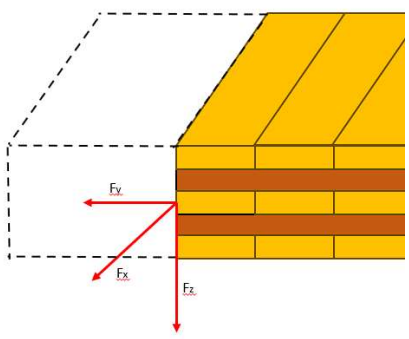
End Distance		Edge Distance				Spacing Between Fasteners in a Row		Spacing Between Rows			
a	a_L	$a_{partial}$	e_y	e_L	$e_{L,L}$	$e_{partial}$	S_p	$S_{partial}$	S_{qr}	S_{qL}	$S_{qpartial}$
4 D	7 D*	4 D	3 D	4 D	4 D	3 D	4 D	4 D	3 D	5 D	4 D

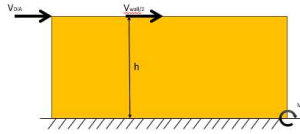
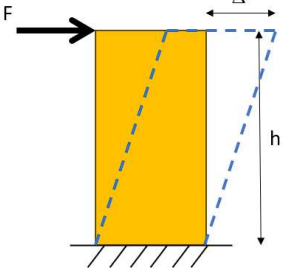
- Notes:
- All connection design must meet all relevant requirements of the General Notes to the Designer section, page 16.
 - Spacing, end and edge distance requirements are calculated with the nominal diameter of the fastener D.
 - Full penetration length must be pre-drilled with a hole diameter according to the pre-drilling recommendations, presented in Table S.5.
 - According to NDS 2018, section 12.5
 - Minimum fastener penetration 6D.
 - * for softwood only

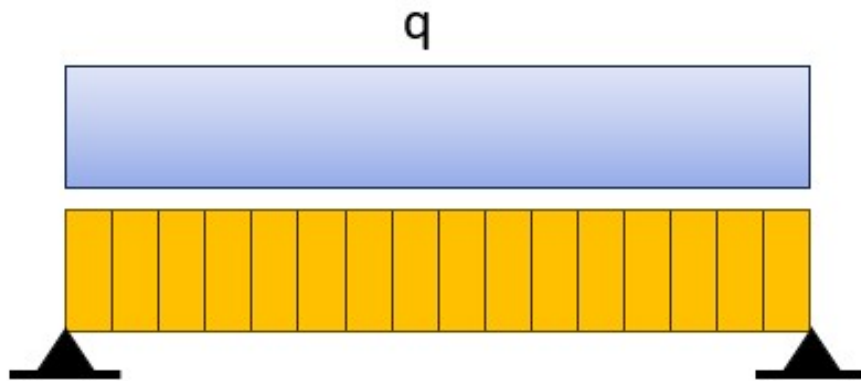
Table S.2.1, Timber Connection Geometry Requirements without Pre-drilling

Fastener Thread Type	Specific Gravity	End Distance		Edge Distance				Spacing Between Fasteners in a Row		Spacing Between Rows	
		a / a_L	$a_{partial}$	e_y	e_L	$e_{partial}$	S_p	$S_{partial}$	S_{qr} / S_{qL}	$S_{qpartial}$	
Partial Thread	$G \leq 0.42$	10 D	10 D	5 D	10 D	10 D	5 D	5 D	5 D	5 D	5 D
	$0.42 < G \leq 0.55$	15 D	15 D	7 D	12 D	7 D	7 D	7 D	7 D	7 D	7 D
	D. Fir, $G = 0.49$	22.5 D	22.5 D	7 D	12 D	7 D	10.5 D	10.5 D	7 D	7 D	7 D

Full Thread	$G \leq 0.42$	7 D	5 D	3 D	7 D	3 D	7 D	5 D	5 D	2.5 D
	$0.42 < G \leq 0.55$	7 D	5 D	3 D	7 D	3 D	7 D	5 D	5 D	2.5 D
	D. Fir, G = 0.49	10.5 D	10.5 D	3 D	7 D	3 D	10.5 D	7.5 D	5 D	2.5 D
Separacion Entre Tornillos	12D	768	mm	F_T	1798.53	kN				
Separacion al bordillo	4D	256	mm	$N_{\text{tornillo,req}}$	4.163272	-				
Deflexion en el diafragma										
Δ_{flex}	7.87 mm	$\Delta w = \frac{5 * V * L^3}{8 * I_{col} * W}$		Deformacion derivado a Flexion						
Δ_{corte}	1.58E-03 mm	$\Delta w = \frac{0.25 * V * L}{1000 * Ga}$		Deformacion derivado de corte						
$\Delta_{chord,slip}$	0 mm	$\Delta w = \frac{\sum x \Delta e}{2W}$		Deformacion derivado de colector						
$\Sigma \Delta$	7.88 mm	$\Delta w = \Delta_{flex} + \Delta_{corte} + \Delta_{chord,slip}$		Deformación Total						
δ_x	23.628545 mm	$\delta x = \frac{C_d * \Sigma \Delta}{I_e}$		Desplazamiento inelastico total						
Kser (Ga)	5693.83 N/mm	$K_{ser} = \rho_m^{1.5} * \frac{d_{ef}}{23}$		Deformacion derivado de colector						
Determinación de Cargas en Uniones Criticas										
k_{ortho}	0.716	-	$k_{ortho} = \sqrt[4]{\frac{I_y}{I_x}}$	factor de ortotropía						
b_y	1.0	m	$b_y = k_{ortho} \times 0.2855 \times L$	áncho de influencia						
$v_{y,d}$	1.70	kN/m	$v_{y,d} = b_{90} \times \frac{n_d}{2} \times 1.5$	Fuerza lateral en junta						
Determinacion de las fuerzas en la junta derivado de los efectos de placa										
w_d	18.00	kN/m	$w_d = \gamma_k \cdot w_k$	Fuerza Sismica de diseño						
A_d	144.01	kN	$A_d = \frac{w_d \cdot l_y}{2}$	Fuerza de Reacción en Paneles en cuestion						
$V_{2,d} / V_{4,d}$	72.01	kN	$V_{1,d} = A_d - w_d \cdot b_{panel}$	Fuerza cortante en segunda/cuarta union						
$M_{2,d} / M_{4,d}$	432.03	kNm	$M_{1,d} = A_d \cdot b_{panel} - \frac{w_d \cdot b_{panel}^2}{2}$	Momento en segundo union						
$V_{3,d}$	0.00	kN	cortante cero debido a la ubicación en eje neutro		Fuerza cortante en tercera union					
B_d	144.01	kN	$B_d = \frac{w_d \cdot l_y}{2}$	Fuerza de Reacción en Paneles en cuestion						
$M_{3,d}$	576.04	kN	$M_{3,d} = \frac{w_d \cdot b_{panel}^2}{8}$	Momento en tercera union						
Valores de resistencia de union 3 Verificación										

Diagrama de Fuerzas			Union entre paneles son tornillos auto perforantes cruzados, la imagen muestra las reacciones esperadas			
						
F_{ax,R,d}	15.09	kN	$F_{ax,R,d} = \frac{k_{mod} \cdot F_{r,R,k}}{\gamma_M}$		Resistencia de Diseño ante esfuerzos axiales	
F_{z,R,d}	21.34	kN	$F_{z,R,d} = \sqrt{2} \cdot F_{ax,R,d}$		Resistencia de Diseño ante esfuerzos horizontales	
F_{v,R,d}	11.48	kN	$F_{v,R,d} = \frac{k_{mod} \cdot 2F_{v,R,k}}{\gamma_M}$		Resistencia de Diseño ante esfuerzos cortantes fuera del plano	
						
			e_x	0.31	cm	separación entre tornillos
			e_x	0.25	cm	
			max F _{z,R,d}	17.28	kN	Fuerza Tensil en tornillos extremos
			F _{z,d}	0.21	kN	Fuerza tensil en junta central
Check 1	0.82	-	$\frac{F_{y,d} + F_{z,d}}{\sqrt{2} \cdot F_{ax,R,d}} < 1$		Verificación de efecto combinado tensil y lateral (flexo-compresión)	
Verificación de Junta 2						
F_{xy,d}	1.50	kN	$F_{xy,d} = \frac{V_{2,d}}{l_x} \cdot e_x$		Fuerza Cortante x par de tornillos	
maxF_{y,d}	2.25	kN	$F_{xy,d} = \frac{3M_{2,d}}{l_x^2} \cdot e_x$		Fuerza a tensión x par de tornillos	
F_{z,d}	0.21	kN	$F_{z,d} = v_{2,y,d} \cdot e_x$		Esfuerzo lateral x par de tornillos	
Check 2	0.04	-	$\left(\frac{F_{xy,d}}{F_{v,R,d}}\right)^2 + \left(\frac{F_{y,d} + F_{z,d}}{\sqrt{2}F_{ax,R,d}}\right)^2 < 1$		Verificación de la carga a corto plazo.	
Check 3	0.02	-	$\frac{F_{z,d}}{F_{z,R,d}} < 1$		Verificación de la carga lateral con uncamente carga viva	
Verificación de la Junta de Apoyo						
l_w	5	m	Longitud de apoyo (muro de corte).			
n_{xy,1,d}	28.80	kN/m	$n_{xy,1,d} = \frac{A_d}{l_w}$		Fuerza Corante en la junta entre piso y muro	
F_{xy,d}	7.20	kN	$F_{xy,d} = n_{xy,1,d} \cdot e_x$		Fuerza Corante en la junta entre piso y muro	

Check 4	0.63	-	$\frac{F_{xy,d}}{F_{v,R,d}} < 1$	Fuerza Corante en la junta entre piso y muro			
Solicitación de Carga Gravitacional							
I_{xef}	2.07E+08	mm ⁴	$I_{xef} = b_x \cdot \left(\frac{3 \cdot t_1}{12} + 2 \cdot t_q \cdot \gamma_1 \cdot a_1^2 \right)$	Momento de Inercia Efectivo			
i_{xef}	47.97	mm	$i_{xef} = \sqrt{\frac{I_{xef}}{A_{xnet}}}$				
λ_y	93.811	-	$\lambda_y = \frac{L_{luz}}{i_{xef}}$	Factor de Esbeltez			
λ_{rely}	1.523	-	$\lambda_{rely} = \frac{\lambda_{rely}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c0k}}{E_{m05}}}$				
k_y	1.72094	-	$k_y = 0.5 \cdot (1 + 0.1 \cdot (\lambda_{rely} - 0.3)) + \lambda_{rely}^2$				
k_{cy}	0.39648	-	$k_y = \frac{1}{0.5 \cdot (1 + 0.1 \cdot (\lambda_{rely} - 0.3)) + \lambda_{rely}^2}$				
Clasificación del Diafragma							
Fuerzas Cortantes Actuando sobre Muro		Diagrama de Cuerpo Libre de Muro de Corte					
V_{wall}	6.36	kN	 <p>A pesar que el muro esta conectado con una losa superior este modelo obvia esta conexión que le aporta resistencia a la deflexión y considera una union en voladizo para sobre estimar el comportamiento de deflexión del muro en cuestion.</p>				
V_{dia}	24.00	kN					
M	9.54261	kNm					
F	27.18	kN					
		Momento Generado en la esquina del muro cortante					
		Fuerza Equivalente Actuando en la parte superior del muro					
	ΔM	0.01	mm	$\Delta_M = \frac{F \cdot H^3}{3 \cdot EI_{wall}}$	Deflexión Por Flexión		
	I_{wall}	1.5625E+12	mm ⁴	$I_{wall} = \frac{t_{panel} \cdot H^3}{12}$	Momento de Inercia del muro total		
	ΔV	0.76	mm	$\Delta_V = \frac{1.2 \cdot F \cdot H}{GA}$	Deflexión Por Corte		
	$\Delta ADVE$	0.77	mm	$\Delta_{tot} = \Delta_V + \Delta_M$	Deflexión Por total		
	$\Delta V / \Delta_{tot}$	0.98153	-	δ_x	2.31	mm	$\delta_x = \frac{C_d \cdot \Delta_{tot}}{I_e}$
<p>Debido a que ambos ejes de muros de carga comparten la misma tipología de muro cortante, se puede concluir que el diafragma se comporta como un diafragma rígido. En consecuencia, las cargas laterales se distribuyen de manera uniforme entre todos los muros (en sus direcciones respectivas). Además, la relación entre la deflexión cortante y la deflexión total indica que el 93% de la demanda corresponde a deflexión cortante, lo que sugiere que el muro está predominantemente sometido a cargas de corte.</p>							
$\delta_{MDD} / \delta_{ADVE}$	30.6617	La relación entre el desplazamiento medio del diafragma y el desplazamiento de nivel promedio es mucho mayor que el mínimo 2 que establece el codio para determinar si el diafragma es flexible, en este caso se considera RIGIDO					



Datos

Espesor de las Capas de Panel			Distancias hacia Conectores			Fuerza Lateral		
t1	40	mm	d6	30	mm	F	103321.6	N
t2	30	mm	d5	1218	mm	Material de placas de CLT		
t3	40	mm	d4	2406	mm	Material	C24	
t4	30	mm	d3	3594	mm			
t5	40	mm	d2	4782	mm			
			d1	5970	mm			
Dimensiones del Panel					Sobre Carga			
h	800	mm	altura de panel		q	13.49	N/mm	
b	6000	mm	ancho de panel		Cantidad de Angle Brackets			
t	180	mm	espesor de panel		nAB	4	-	

Propiedades de CLT

$f_{m,k}$	24	MPa	Resistencia a la flexión
$f_{t,0,k}$	14.5	MPa	Resistencia a la tracción a lo largo de la veta
$f_{t,90,k}$	0.4	MPa	Resistencia a la tracción perpendicular a la veta
$f_{c,0,k}$	21	MPa	Resistencia a la compresión a lo largo de la veta
$f_{c,90,k}$	2.5	MPa	Resistencia a la compresión perpendicular a la veta
$f_{v,k}$	4	MPa	Resistencia al corte
$E_{m,0,mean}$	11000	MPa	Valor medio del módulo de elasticidad a lo largo de la veta
$E_{m,0,05}$	7400	MPa	Valor del percentil quinto del módulo de elasticidad a lo largo de la veta
$E_{m,90,mean}$	370	MPa	Valor medio del módulo de elasticidad perpendicular a la veta
G_{mean}	690	MPa	Valor medio del módulo de corte
ρ_k	350	MPa	Volumen del percentil quinto de la densidad
ρ_{mean}		MPa	Densidad media
$G_{9090,y_{lay,mean}}$	50	MPa	Valor medio del módulo de cizallamiento rodante

Determinación de Cargas

Class	Scope					Factor Parcial γ_d
Safety class 1	bajo riesgo de lesión personal					0.83
Safety class 2	medio riesgo de lesión personal					0.91
Safety class 3	alto riesgo de lesión personal					1
buscar en código EN						
Clase de Servicio	Duración de Carga (k_{mod})					Instantanea
	Permanente	Largo Plazo	Medio Plazo	Corto Plazo		
1	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1	
2	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1	
3	-	-	-	-	-	
buscar en código EN						
Clase de Servicio 2					γ_d	0.91
Clase de Seguridad 3					k_{mod}	1.1
Factor de Modificador de Material					γ_M	1.2
Factor psi Segun EN1990:2002 Tabla A1.1					ψ_1	0.7
Factor psi Segun EN1990:2002 Tabla A1.2					ψ_2	0.5
Factor psi Segun EN1990:2002 Tabla A1.3					ψ_3	0.3

Valores de Diseño de Resistencia

$f_{m,d}$	22.00	MPa	Resistencia a la flexión
$f_{t,0,d}$	13.29	MPa	Resistencia a la tracción a lo largo de la veta
$f_{t,90,d}$	0.73	MPa	Resistencia a la tracción perpendicular a la veta
$f_{c,0,d}$	19.25	MPa	Resistencia a la compresión a lo largo de la veta
$f_{c,90,d}$	2.29	MPa	Resistencia a la compresión perpendicular a la veta
$f_{v,d}$	3.67	MPa	Resistencia al corte
$f_{R,d}$	1.47	MPa	Resistencia al corte por rodamiento

Seguindo los lineamientos detallados en EN1990:2002 Tabla A1.3 determina los valores de diseño para el uso en combinaciones de cargas accidentales o sísmicas, determinando que la acción infavorable accidental o sísmica emplean el uso de 1.00Gk,j para la carga permanente (no favorable) y 1.00Gk,j para la acción favorable, según las ecuaciones 6.11a/b y 6.12a/b. Conforme a los criterios establecidos en la norma EN1990:2002, específicamente en la Tabla A1.3, se establecen los valores de diseño para aplicar en combinaciones de cargas accidentales o sísmicas. Esto implica que, para las acciones accidentales o sísmicas desfavorables, se debe emplear un factor de 1.00Gk,j en la carga permanente (considerada no favorable), y el mismo factor de 1.00Gk,j para la carga permanente cuando actúa de manera favorable. Esta metodología se fundamenta en las fórmulas presentadas en las secciones 6.11a/b y 6.12a/b del documento.

Carga de Diseño

QD COMBINACIÓN SLS **13.49** **kN/m**

Determinación de Panel Por metodo de Vigas

Analysis determinación de una sección 1m x 1m

Geometría del Panel

b _x	1000	mm	a ₁	70	mm
b _y	1000	mm	a ₂	35	mm
h _y	120	mm	a ₃	0	mm
h _x	60	mm	a ₄	35	mm
h _{CLT}	180	mm	a ₅	70	mm

Determinación de valores gamma

γ _{1,γ₅}	0.197	-	$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\pi^2 * E_{90mean} * t_1}{L^2} \right) * \frac{t_2}{G_{9090,y,lay,mean}}}$		
------------------------------	-------	---	--	--	--

Determinación de Propiedades Geometricas

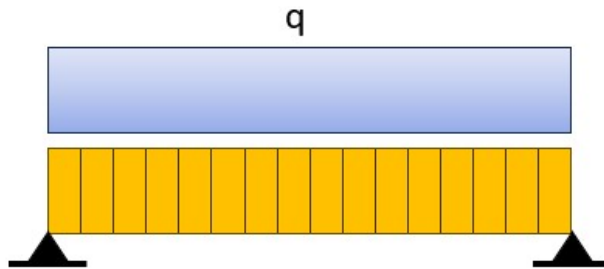
z _s	90	mm	Centro de Gravedad	$z_s = \frac{h_{CLT}}{2}$
A _{y,net}	120000	mm ²	Net y cross section area	$A_{y,net} = b_y * h_y$
A _{x,net}	60000	mm ²	Net x cross section area	$A_{x,net} = b_x * h_x$
I _{x,net}	4.08E+08	mm ⁴	Net moment of inertia	$I_{x,net} = \sum \frac{b_x t_i^3}{12} + \sum b_x t_i a_i^2$
I _{y,net}	78000000	mm ⁴	Net moment of inertia	$I_{y,net} = \sum \frac{b_y t_i^3}{12} + \sum b_y t_i a_i^2$
W _{x,net}	4533333	mm ³	Net moment of resistance	$W_{x,net} = \frac{I_{x,net} * 2}{h_{CLT}}$
W _{y,net}	866666.7	mm ³	Net moment of resistance	$W_{y,net} = \frac{I_{y,net} * 2}{h_{CLT}}$
S _{Rx,net}	2800000	mm ³	Static moment of rolling shear	$S_{Rx,net} = b_x t_1 a_1$

$S_{x,net}$ 3000000 mm³ Static moment of rolling shear

$$S_{Rx,net} = b_x t_1 a_1$$

$i_{x,ef}$ 82.46211 mm Radio de Giro efectivo

$$i_{x,ef} = \sqrt{\frac{I_{x,ef}}{A_{x,net}}}$$



Determinación del Factor de Reducción

$k_{c,y}$	1.00	-	$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}$	Factor de Reducción
k_y	0.56	-	$k_y = 0.5 * (1 + 0.1 * (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2)$	Factor de Inestabilidad
$\lambda_{rel,y}$	0.33	-	$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}}$	Factor de Esbeltez en relación en el eje y
λ_y	19.40	-	$i_{x,ef} = \frac{l_e}{i_{x,ef}}$	Factor de Esbeltez
M_d	60.71	kN m	$M_d = \frac{2 * W * L}{9\sqrt{3}}$	Momento
N_d	80.94	kN	$N_d = b * q$	Carga Axial
$\sigma_{c,0,d}$	1.353387	MPa	$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{k_{c,y} * A_{x,net}}$	Esfuerzo a Compresión
$\sigma_{m,d}$	13.39191	MPa	$\sigma_{c,0,d} = \frac{M_d}{W_{x,net}}$	Esfuerzo a Flexión

Verificación

Check 1	0.07	-	Check 1 = $\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} < 1$	Verificación de Esfuerzo a Compresión
Check 2	0.61	-	Check 2 = $\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} < 1$	Verificación de Esfuerzo a Flexión
Check 3	0.68	-	Check 3 = $\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} < 1$	Verificación de Esfuerzo Flexo-Compresión

Lista de Símbolos

α	Ángulo entre la dirección x y la fuerza en una placa de clavo; ángulo entre la fuerza y la veta; ángulo entre la carga y el borde (o extremos) sujeto a carga
β	Ángulo entre la veta y la fuerza para una placa de clavo
γ	Ángulo entre la dirección x para una placa de clavo y la dirección principal de la madera
λ_y	Ratio de esbeltez para flexión alrededor del eje y
λ_z	Ratio de esbeltez para flexión alrededor del eje z
ψ_0	Factor para el valor de combinación de acciones variables
ψ_1	Factor para el valor frecuente de una acción variable
ψ_2	Factor para el valor cuasi-permanente de una acción variable
ρ_k	Densidad característica
ρ_m	Densidad media
$\sigma_{c,0,d}$	Esfuerzo compresivo de diseño a lo largo de la veta
$\sigma_{c,\alpha,d}$	Esfuerzo compresivo de diseño a un ángulo α respecto a la veta
$\sigma_{f,c,d}$	Esfuerzo compresivo de diseño medio en una brida
$\sigma_{f,c,max,d}$	Esfuerzo compresivo de diseño de las fibras extremas en una brida
$\sigma_{f,t,d}$	Esfuerzo tensil de diseño medio en una brida
$\sigma_{f,t,max,d}$	Resistencia tensil de diseño de las fibras extremas en una brida
$\sigma_{m,\alpha,d}$	Esfuerzo de flexión de diseño a un ángulo α respecto a la veta
$\sigma_{m,crit}$	Esfuerzo crítico de flexión
$\sigma_{m,y,d}$	Esfuerzo de flexión de diseño sobre el eje principal y
$\sigma_{m,z,d}$	Esfuerzo de flexión de diseño sobre el eje principal z
σ_N	Esfuerzo normal
$\sigma_{t,0,d}$	Esfuerzo tensil de diseño a lo largo de la veta
$\sigma_{t,90,d}$	Esfuerzo tensil de diseño perpendicular a la veta
$\sigma_{w,c,d}$	Esfuerzo compresivo de diseño en el alma
$\sigma_{w,t,d}$	Esfuerzo tensil de diseño en el alma
$\tau_{tor,d}$	Esfuerzo de corte torsional de diseño
τ_d	Esfuerzo de corte de diseño

$\tau_{F,d}$	Esfuerzo de anclaje de diseño, fuerza axial
$\tau_{M,d}$	Esfuerzo de anclaje de diseño, momento
ζ	Amortiguamiento relativo
A	Área transversal
a	Distancia
$a_{1,CG}$	Distancia mínima al final hasta el centro de gravedad para tornillos de madera en cada sección de madera
a_1	Espaciado, paralelo a la veta, de fijadores dentro de una fila
$a_{2,CG}$	Distancia mínima al borde hasta el centro de gravedad para tornillos de madera en cada sección de madera
a_2	Espaciado, perpendicular a la veta, entre filas de fijadores
$a_{3,c}$	Distancia entre fijadores y un extremo no cargado
$a_{3,t}$	Distancia entre fijadores y un extremo cargado
$a_{4,c}$	Distancia entre fijadores y un borde no cargado
$a_{4,t}$	Distancia entre fijadores y un borde cargado
$a_{\text{bow,perm}}$	Máxima imperfección de curvatura permitida en una sección de madera en un armazón
a_{bow}	Máxima imperfección inicial de curvatura en una sección de madera en un armazón
$a_{\text{dev,perm}}$	Máxima desviación posicional permitida para un armazón
a_{dev}	Máxima desviación posicional para un armazón
A_{ef}	Área efectiva de contacto entre una placa de clavo y la madera subyacente; área de contacto efectivo con fuerza perpendicular a la veta
$A_{\text{net,t}}$	Área transversal neta perpendicular a la veta
$A_{\text{net,v}}$	Área de corte neto paralela a la veta
A_f	Área transversal de una brida
b	Anchura
b_{net}	Distancia clara entre montantes
b_i	Anchura del panel i o pared i
b_w	Anchura del alma
C	Constante de resorte
d	Diámetro; diámetro exterior del hilo
d_1	Diámetro del agujero central de una arandela; diámetro interior del hilo
d_{ef}	Diámetro efectivo
d_c	Diámetro de la arandela
d_h	Diámetro de la cabeza del conector
$E_{0,05}$	Módulo de elasticidad, fractil del 5 por ciento
$E_{\text{mean,fin}}$	Módulo de elasticidad, valor medio final
E_{mean}	Módulo de elasticidad, valor medio
E_d	Módulo de elasticidad, valor de diseño
F	Fuerza
$F_{\text{ax,Ed}}$	Fuerza axial de diseño en un fijador
$F_{\text{ax,Rd}}$	Valor de diseño de la capacidad de extracción axial del fijador
$F_{\text{ax,Rk}}$	Capacidad de extracción axial característica del fijador

$f_{\text{head},k}$	Resistencia característica al arrancamiento de un fijador
F_{la}	Carga transversal
$F_{A,\text{Ed}}$	Fuerza de diseño en una placa de clavo actuando en el centro de gravedad del área efectiva
$F_{A,\text{min},d}$	Fuerza de diseño mínima en una placa de clavo actuando en el centro de gravedad del área efectiva
$f_{c,0,d}$	Resistencia compresiva de diseño a lo largo de la veta
$f_{c,90,k}$	Resistencia compresiva característica perpendicular a la veta
$f_{c,w,d}$	Resistencia compresiva de diseño de un alma
F_c	Acción o fuerza compresiva
$F_{d,\text{ser}}$	Fuerza de diseño en el estado límite de servicio
F_d	Valor de diseño de una fuerza
$F_{f,\text{Rd}}$	Capacidad de carga de diseño por fijador en una unidad de pared
$f_{f,c,d}$	Resistencia compresiva de diseño de una brida
$f_{f,t,d}$	Resistencia tensil de diseño de una brida
$f_{h,k}$	Resistencia de incrustación característica
$F_{i,\text{vert},\text{Ed}}$	Carga vertical en una pared
$F_{i,c,\text{Ed}}$	Fuerza de reacción compresiva de diseño en el extremo de un panel de pared
$F_{i,t,\text{Ed}}$	Fuerza de reacción tensil de diseño en el extremo de un panel de pared
$F_{i,v,\text{Rd}}$	Resistencia al diseño bajo acción de diafragma para componente constituyente i o pared i
$f_{m,\alpha,d}$	Resistencia a la flexión de diseño a un ángulo α respecto a la veta
$F_{M,\text{Ed}}$	Fuerza de diseño proveniente de un momento de diseño
$f_{m,k}$	Resistencia característica a la flexión
$f_{m,y,d}$	Resistencia a la flexión de diseño alrededor del eje principal y
$f_{m,z,d}$	Resistencia a la flexión de diseño alrededor del eje principal z
$f_{t,0,d}$	Resistencia tensil de diseño a lo largo de la veta
$f_{t,0,k}$	Resistencia tensil característica a lo largo de la veta
$f_{t,90,d}$	Resistencia tensil de diseño perpendicular a la veta
$F_{t,\text{Rk}}$	Valor característico para la capacidad de carga tensil de una conexión
$f_{t,w,d}$	Resistencia tensil de diseño del alma
F_t	Fuerza tensil
$f_{u,k}$	Resistencia tensil característica de un tornillo
$F_{v,0,\text{Rk}}$	Capacidad de carga característica de un tornillo con arandela a lo largo de la veta
$f_{v,0,d}$	Resistencia al corte de diseño del panel
$F_{v,\text{Ed}}$	Fuerza de corte de diseño por plano de corte del fijador; efecto de diseño horizontal en un panel de pared
$F_{v,\text{Rd}}$	Capacidad de carga de corte de diseño por plano de corte para un fijador; capacidad de carga de corte de diseño
$F_{v,\text{Rk}}$	Capacidad de carga de corte característica por plano de corte para un fijador
$f_{v,ax,90,k}$	Resistencia característica al arrancamiento perpendicular a la veta
$f_{v,ax,\alpha,k}$	Resistencia característica al arrancamiento a un ángulo α respecto a la veta
$f_{v,d}$	Resistencia al corte de diseño

$F_{v,w,Ed}$	Fuerza de corte de diseño en el alma
$F_{x,Ed}$	Valor de diseño de una fuerza en la dirección x
$F_{x,Rd}$	Valor de diseño de la capacidad de carga de una placa en la dirección x
$F_{x,Rk}$	Capacidad de carga característica de una placa en la dirección x
$F_{y,Ed}$	Valor de diseño de una fuerza en la dirección y
$F_{y,Rd}$	Valor de diseño de la capacidad de carga de una placa en la dirección y
$F_{y,Rk}$	Capacidad de carga característica de una placa en la dirección y
$G_{0,05}$	Módulo de cizalladura, fractil del 5 por ciento
G_{mean}	Módulo de cizalladura, valor medio
G_d	Módulo de cizalladura, valor de diseño
H	Altura total de un armazón de techo
h	Altura; altura de la pared
h_{ap}	Altura de la zona del ápice
h_{ef}	Altura efectiva
h_{rl}	Distancia desde el borde inferior del agujero hasta el borde inferior del componente
h_{ru}	Distancia desde el borde superior del agujero hasta el borde superior del componente
h_d	Profundidad del agujero
h_e	Profundidad de incrustación; distancia al borde cargado
$h_{f,c}$	Altura de la brida en compresión
$h_{f,t}$	Altura de la brida en tensión
h_w	Altura del alma
i	Inclinación de la muesca
I_f	Momento de inercia de una brida
I_{tor}	Momento de inercia torsional
I_z	Momento de inercia torsional alrededor del eje más débil
$K_{ser,fin}$	Módulo de deslizamiento en la condición final
K_{ser}	Módulo de deslizamiento
K_u	Módulo de deslizamiento para el estado límite último en la condición instantánea
$L_{net,t}$	Ancho neto del área transversal perpendicular a la veta
$L_{net,v}$	Longitud neta del área de fallo bajo tensión de cizalla
$M_{ap,d}$	Momento de diseño en la zona del ápice
$M_{A,Ed}$	Momento de diseño
M_d	Momento de diseño
$M_{y,Rk}$	Momento de fluencia característico del fijador
N	Fuerza axial
$R_{90,d}$	Capacidad de división de diseño
$R_{90,k}$	Capacidad de división característica
$R_{ax,d}$	Capacidad de carga de diseño de una conexión cargada axialmente
$R_{ax,k}$	Capacidad de carga característica de una conexión cargada axialmente
$R_{ax,\alpha,k}$	Capacidad de carga característica a un ángulo α respecto a la veta
$R_{ef,k}$	Capacidad de carga efectiva característica de una conexión
$R_{iv,d}$	Capacidad de carga de corte de diseño de una pared
$R_{sp,k}$	Capacidad de división característica

$R_{to,k}$	Capacidad de carga característica de una arandela dentada
R_d	Valor de diseño de la capacidad de carga
R_k	Capacidad de carga característica
$R_{v,d}$	Capacidad de carga de corte de diseño de una pared
s	Espaciado
s_0	Espaciado básico de fijadores
t	Espesor
t_{pen}	Profundidad de penetración
u_{creep}	Deformación por fluencia
$u_{fin,G}$	Deformación final por una acción permanente G
$u_{fin,Q,1}$	Deformación final por una acción variable principal Q1
$u_{fin,Q,i}$	Deformación final por acciones variables acompañantes Qi
u_{fin}	Deformación final
$u_{inst,G}$	Deformación instantánea por una acción permanente G
$u_{inst,Q,1}$	Deformación instantánea por una acción variable principal Q1
$u_{inst,Q,i}$	Deformación instantánea por acciones variables acompañantes Qi
u_{inst}	Deformación instantánea
V	Fuerza de corte; volumen
V_u, V_l	Fuerzas de corte en la parte superior e inferior de una viga con un agujero
w_{creep}	Deflexión por fluencia
w_c	Pre-curvatura
w_{fin}	Deflexión final
w_{inst}	Deflexión instantánea
$w_{net,fin}$	Deflexión final neta
W_y	Momento de resistencia alrededor del eje y
X_d	Valor de diseño de una propiedad de resistencia del material
X_k	Valor característico de una propiedad de resistencia del material