Centro UC
de Innovación
en Madera

Ministerio de
Vivienda y
Urbanismo

Gobierno de Chile



Manual de modelación computacional y diseño estructural de edificios de madera contralaminada (CLT)

Volumen II

Cristóbal Reyes, Pablo Guindos

Manual de modelación computacional y diseño estructural de edificios de madera contralaminada (CLT), Volumen II

Centro UC de Innovación en Madera (CIM UC), primera edición, diciembre de 2025.

Este manual ha sido creado gracias al convenio de colaboración y transferencia entre la División Técnica de Estudio y Fomento Habitacional (DITEC) del Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile (MINVU) y el Centro de Innovación en Madera (CIM UC), en el marco del Plan de Emergencia Habitacional.

Cualquier reproducción total o parcial de este manual debe ser reconocido referenciando esta publicación:

Citación: *"Reyes C., Guindos P. (2025) Manual de modelación computacional y diseño estructural de edificios de madera contralaminada, Volumen II. Centro UC de Innovación en Madera (CIM UC), primera edición, ISBN: 978-956-14-3553-7. Santiago, Chile".*

English citation: *"Reyes C., Guindos P. (2025) Guide for computational modelling and structural design of cross-laminated timber buildings, Volume II (in Spanish). Timber UC Innovation Center (CIM UC), first edition, ISBN: 978-956-14-3553-7. Santiago, Chile".*

ISBN: 978-956-14-3553-7

Autoría	**Colaboradores**	**Diagramación**	**Ilustración**
Cristóbal Reyes	Anderson Muñoz	Vanessa Naranjo	Cristóbal Reyes
Pablo Guindos			Vicente López
			Felipe Bascuñán

Contraparte técnica DITEC MINVU
Oscar Loyola

Los autores, colaboradores y editores no asumen ninguna responsabilidad por cualquier daño directo o indirecto, lesión, perjuicio o pérdida que pueda producirse o sufrirse como resultado del uso, la confianza, la aplicación y/o la referencia a la información incluida en esta publicación. Consulte a su jurisdicción local o a un profesional del diseño para asegurarse de que se cumplen las disposiciones legales y ordenanzas locales de construcción.

© 2025.Pontificia Universidad Católica de Chile, "Manual de modelación computacional y diseño estructural de edificios de madera contralaminada (CLT)". Todos los derechos reservados.



PREFACIO

El lector seguramente ha oído ese viejo refrán que dice que “segundas partes nunca fueron buenas”. Si usted adhiere a esta afirmación, entonces mi tarea de motivarlo a sumergirse en este segundo volumen del Manual de Modelación Computacional y Diseño Estructural de Edificios de CLT será más difícil. Pero a los ingenieros nos encantan los retos, y más aún si de construir con madera se trata.

Podríamos decir que existen dos razones que han dificultado que los diseñadores se decidan a usar la madera en sus proyectos. La primera es que requiere más atención en los detalles constructivos, especialmente en las conexiones entre elementos estructurales, lo que en la actualidad es menos decisivo en la construcción tradicional con hormigón armado o acero, donde el ingeniero puede “desligarse” de ciertos detalles porque las empresas constructoras ya saben cómo resolverlos. Y la segunda razón es que la madera es un material no homogéneo, con modos de falla menos intuitivos en relación con los materiales más homogéneos.

Pero lo anterior no significa que la formación tradicional que los ingenieros reciben en las universidades no esté “a la altura de la madera”. En realidad, la construcción con madera nos lleva a volver a los fundamentos mismos de la mecánica de sólidos y el análisis estructural, que son la columna vertebral de la ingeniería estructural. En ese sentido diseñar una estructura de madera es muy entretenido y estimulante. El principal reto es evitar que este proceso sea demasiado largo, y que corramos el riesgo de encarecer innecesariamente el proyecto. El primer volumen de este manual se hace cargo de una gran parte de este reto, pero este segundo volumen termina por consolidarlo, logrando satisfacer uno de los anhelos más importantes que el Ministerio de Vivienda y Urbanismo le solicitó al CIM UC: facilitar la adopción del CLT en la práctica profesional.

Uno de los aportes más significativos de este segundo volumen es que presenta una alternativa de modelación estructural del CLT que puede hacerse con software tradicional de análisis estructural. No es un tema menor, ya que quienes impulsamos el uso de la madera queremos llegar a todas las oficinas de ingeniería, no solamente a las especializadas. Este logro, que ha sido el fruto de muchos años de esfuerzo de sus autores y colaboradores, permite además que la construcción con CLT pueda beneficiarse con la incorporación de sistemas de protección sísmica. En ese sentido, el lector podrá descubrir que los conectores metálicos losa-losa o losa-muro, se pueden representar a través de los mismos elementos que se usan para modelar aisladores sísmicos o disipadores de energía. Esperamos que los próximos volúmenes muestren las grandes ventajas del uso de estos dispositivos en edificación con CLT.

Por otra parte, debemos destacar que el CLT es hoy en día el producto más valioso de la industria maderera chilena, que permite un mayor grado de industriali¬zación, certidumbre y digitalización de la construcción. Atributos muy valorados por los diseñadores y constructores de la actualidad, especialmente para proyectos de mediana y gran altura, donde el CLT resulta más competitivo.

No podemos dejar de señalar que el CLT ofrece una calidad en las terminaciones y una estética que pocas soluciones constructivas pueden alcanzar. Al recorrer este texto, el lector podrá disfrutar de hermosas ilustraciones, que le ayudarán no solo a comprender mejor los conceptos técnicos, sino también a sentir el placer de habitar una construcción de madera de la más alta calidad.

José Luis Almazán
Director Académico Centro UC de Innovación en madera

CONTENIDO

Capítulo 1 Introducción 9
1.1 Breve historia y ventajas del CLT en la construcción 9
1.2 Objetivos y orientación del manual 10
1.3 Sobre el Volumen I 10
1.3.1 Relación entre Volumen I y Volumen II 11
Capítulo 2 Glosario y símbolos. 13
2.1 Glosario 13
2.1.2 Acrónimos de uniones 14
2.1.1 Acrónimos 14
2.2 Símbolos 17
2.2.1. Letras mayúsculas latinas 17
2.2.2 Letras minúsculas latinas 19
2.2.3 Letras mayúsculas griegas 21
2.2.4 Letras minúsculas griegas 21
Capítulo 3 Modelación computacional de elementos 23
3.1 Modelación de paneles 23
3.1.1 Definición del material 24
3.1.2 Definición de la sección transversal – Armado de capas 25
3.2 Modelación de uniones 29
3.2.1 Strip de uniones (UMF y UMLM) 30
3.2.1.1 Supuestos 32
3.2.1.2 Fundamento analítico 33
3.2.1.3 Parámetros para la modelación computacional 37
3.2.2 Supuestos para otros tipos de uniones 41
3.3 Ejemplos simples 44
3.3.1 Losa simplemente apoyada 44
3.3.1.1 Cálculo analítico 44
3.3.1.2 Cálculo computacional 48
3.3.1.3 Comparación de resultados 52
3.3.2 Muro monolítico de 3 pisos 53
3.3.2.1 Cálculo analítico 55
3.3.2.2 Cálculo computacional 62
3.3.2.3 Comparación de resultados 69
3.3.3 Muro multi-panel de 1 piso 70
3.3.3.1 Cálculo analítico 72
3.3.3.2 Cálculo computacional 77
3.3.3.3 Comparación de resultados 81
3.4 Ejemplo simple 3D – Torre de 3 pisos 82

3.4.1 Modelación de torre de 3 pisos 84
3.4.1.1 Definiciones 84
3.4.1.2 Modelación geométrica y primer análisis 89
3.4.1.3 Segundo análisis: asignación de propiedades de strip de uniones 95
3.4.2 Descripción y análisis de resultados 97
Capítulo 4 Modelación computacional de edificios 105
4.1 Descripción de caso de estudio 106
4.1.1 Arquitectura 107
4.1.2 Ingeniería 109
4.1.2.1 Paneles de CLT 109
4.1.2.2 Uniones 114
4.1.2.3 Diferencias con respecto a Volumen I 117
4.2 Modelación de estructura 117
4.2.1 Definiciones 118
4.2.2 Modelación geométrica y replicación 122
4.3 Asignación de cargas y primer análisis 130
4.4 Comportamiento dinámico de la estructura 132
4.4.1 Análisis modal 133
4.4.2 Estimación del periodo natural de vibración 135
4.4.3 Asignación de carga sísmica 135
4.4.4 Análisis por torsión accidental 136
4.5 Sistema Resistente a Cargas Laterales (SRCL) 136
4.5.1 Rigidez de diafragmas 137
4.5.2 Verificación de drift 138
Capítulo 5 Variantes estructurales del CLT 141
5.1 CLT en balloon: muros de alta relación de aspecto 142
5.1.1 Casos reales 144
5.1.2 Comportamiento lateral del CLT en balloon 148
5.1.3 Modelo analítico de Chen & Popovski 149
5.2 Muros con aberturas recortadas: dinteles y antepechos continuos 155
5.2.1 Casos reales 155
5.2.2 Comportamiento lateral de muros con aberturas 157
5.2.2.1 Reducción de rigidez 158
5.2.2.2 Reducción de resistencia 161
5.2.2.3 Acoplamiento 163
5.3 Hibridez en madera: diafragmas de CLT con muros de entramado ligero 164
5.3.1 Casos reales 164
5.3.2 Comportamiento lateral de la hibridez EL+CLT 166
Referencias 167
Anexo A Origen de la modelación con strips horizontales y diferencias con la propuesta original 170
Anexo B Rigideces laterales y verticales de ABR255 172



CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

El presente manual tiene como objetivo proporcionar una guía comprensiva y detallada para la modelación computacional y el diseño estructural de la madera contralaminada, CLT por sus siglas en inglés (*Cross Laminated Timber*). Este documento está dirigido a ingenieros estructurales, estudiantes y profesionales del sector de la construcción que buscan aplicar tecnologías avanzadas en el diseño y construcción de edificaciones con CLT.

1.1 BREVE HISTORIA Y VENTAJAS DEL CLT EN LA CONSTRUCCIÓN

El CLT es un producto de ingeniería innovador, compuesto por capas de láminas de madera dispuestas perpendicularmente y unidas mediante adhesivos estructurales, conformando un panel macizo. Esta configuración proporciona una alta estabilidad dimensional y una considerable resistencia mecánica, permitiendo su uso en una amplia variedad de aplicaciones estructurales, desde edificios residenciales hasta puentes y estructuras de gran altura. El desarrollo del CLT comenzó en Europa en la década de 1990, específicamente en Austria y Alemania, como respuesta a la necesidad de un material de construcción sostenible y eficiente que pudiera competir con el hormigón armado y el acero. Desde entonces ha ganado popularidad en todo el mundo, siendo ampliamente utilizado en Europa, América del Norte y otras regiones.

Una de las particularidades más destacables del CLT es que cuenta con un amplio horizonte de ventajas en el sector de la construcción, desde su funcionalidad y sustentabilidad hasta su estética y biofilia. En términos de propiedades mecánicas, su configuración de capas cruzadas transforma el unidireccionalismo de la madera a una dimensión bidireccional que proporciona una alta resistencia y rigidez tanto en su plano como fuera de él. Esta disposición ortogonal de las capas mejora sustancialmente su estabilidad dimensional y minimiza las deformaciones y pandeos gracias a su robustez. Por otra parte, la naturaleza de su confección en fábrica favorece altos grados de prefabricación, industrialización y personalización de cada elemento, logrando niveles de precisión milimétrica en la producción que se traducen en una importante reducción de residuos y tiempos de montaje en terreno, permitiendo una construcción rápida y eficiente.

En cuanto a su sustentabilidad, al ser la madera un material renovable y en la medida que provenga de plantaciones con un manejo y gestión forestal sostenible, su vida útil se traduce en una huella de carbono considerablemente menor a la de materiales tradicionales de construcción como el acero y el hormigón armado. Por último, el CLT también ofrece excelentes propiedades de aislamiento térmico y acústico, mejorando la eficiencia energética y el confort de los edificios, además de una buena resistencia al fuego debido a su espesor y a la formación de una capa carbonizada que protege las capas internas. Con un diseño interdisciplinario en etapas tempranas de proyecto, todas estas ventajas del CLT tienen el potencial de materializar estructuras costo-económicamente competitivas durante toda su vida útil.

1.2 OBJETIVOS Y ORIENTACIÓN DEL MANUAL

El objetivo principal de este manual es proporcionar una guía práctica y detallada para ayudar y orientar al diseñador en la modelación computacional y cálculo estructural de edificios de CLT. A través de este manual, se pretende:

- Describir en modalidad paso a paso la modelación computacional[1] de elementos estructurales en edificios de CLT, explicando teóricamente las consideraciones necesarias para la modelación en un programa de elementos finitos.
- Presentar ejemplos prácticos y un caso de estudio que demuestren la aplicación de estas herramientas en proyectos reales.
- Diseñar estructuralmente el caso de estudio basado en normativas nacionales e internacionales.
- Introducir y presentar el estado del arte de algunas variantes estructurales del CLT.

Este manual se enfoca en aquellos profesionales que ya tienen conocimientos teóricos básicos de diseño y construcción en madera y de análisis estructural de edificios, que están interesados en aplicar tecnologías más avanzadas en la modelación computacional y el diseño estructural de edificaciones con CLT, que permitan optimizar el proyecto y reducir tiempos de diseño.

Este documento no es un manual de un programa de elementos finitos específico ni tampoco un manual de cálculo estructural general. Se asume que el usuario posee manejo de los softwares comerciales utilizados (o la capacidad de identificar sus funcionalidades a partir de los manuales y material en línea provistos por los desarrolladores), y que tiene los conocimientos básicos de ingeniería estructural y de los requerimientos normativos nacionales.

1.3 SOBRE EL VOLUMEN I

Este documento constituye el Volumen II del *Manual del manual de modelación computacional y diseño estructural de edificios de madera contralaminada (CLT)* (Reyes & Guindos, 2024).

El Volumen I de este Manual contiene 3 grandes temas a nivel general: el primero trata sobre las distintas variantes estructurales en que puede desenvolverse el CLT, introduciendo las variantes en plataforma, *balloon*, de muros monolíticos, muros segmentados, aberturas recortadas, aberturas segmentadas, las distintas hibrideces y las múltiples variantes según la filosofía de diseño sismorresistente y según la modularización de los elementos industrializados. Luego, se desarrolla en profundidad una variante 100% de CLT en plataforma, con muros y aberturas segmentadas, industrialización en 2D y encuentros de muros rígidos y elásticos, con una descripción constructiva de los elementos estructurales y de múltiples tipos de uniones.

El segundo tema general del Volumen I es la modelación computacional estructural, en que se desarrolla una modelación detallada y optimizada de los paneles de CLT y de sus uniones, presentando el fundamento teórico y ejemplificado en el software RFEM 6 de Dlubal. Posteriormente, se presenta un caso de estudio de un edificio de 3 pisos en que se demuestra la aplicación de la metodología propuesta.

Y el tercer tema general es el diseño estructural de paneles de CLT, presentando las ecuaciones analíticas para determinar sus valores seccionales, los factores de modificación propios del diseño en madera y las verificaciones analíticas frente a los

1. Para el desarrollo del manual, se utilizó el software ETABS de CSi, aunque buena parte del contenido puede ser traducido a otros softwares disponibles en el mercado.

distintos esfuerzos internos. Adicionalmente, se presentan las expresiones analíticas para determinar las rigideces de las uniones y un método de diseño para la vibración de losas.

1.3.1 Relación entre Volumen I y Volumen II

El presente Volumen II representa una extensión principalmente del segundo tema del Volumen I sobre la modelación computacional estructural, con el objetivo de proponer una alternativa de modelación más simplificada mediante el uso de uno de los softwares más utilizados a nivel nacional para el diseño de edificios. Cabe señalar que no se establece si una metodología de modelación es más correcta que la otra, sino que **el propósito de ambos documentos es presentar el fundamento teórico del comportamiento estructural del CLT y proponer distintas estrategias de modelación estructural que logren representar apropiadamente este comportamiento y a su vez sean una herramienta eficaz para el diseño y la iteración estructural**.

Dicho esto, los capítulos 3 y 4 de ambos volúmenes son análogos, manteniendo el mismo orden lógico de redacción y los mismos ejemplos prácticos. Con el fin de facilitar una lectura fluida, algunos contenidos de este Volumen II han sido reproducidos intencionalmente desde el Volumen I, de manera de consolidar la información en un solo documento. De este modo, ambos volúmenes pueden ser utilizados como manuales complementarios pero independientes, evitando la necesidad de consultarlos de forma paralela.

Adicionalmente, el Volumen II profundiza dos variantes estructurales que fueron introducidas en el Volumen I y que despiertan especial interés para el desarrollo del CLT en Chile: el CLT en *balloon* y los muros con aberturas recortadas. Si bien ambas variantes ya se aplican en proyectos reales a nivel internacional, su desempeño sísmico aún se encuentra en una etapa preliminar de investigación. Por esta razón, se presenta un estado del arte de cada una de ellas, con el objetivo de familiarizar al lector y de integrar al debate alternativas con un potencial relevante para el desarrollo de edificios de CLT con un mayor grado de personalización, ajustado a las necesidades específicas de cada proyecto.


The POSTMARK

CAPÍTULO 2

GLOSARIO Y SÍMBOLOS

2.1 GLOSARIO

Capacidad: fuerza o tensión que es capaz de soportar un elemento estructural. Puede ser determinada como magnitud de fuerza en [kN] o como magnitud de tensión [MPa].

Anclaje de vuelco: elemento de acero diseñado para limitar el levantamiento de un muro de corte como sólido rígido.

Anclaje de corte: elemento de placas de acero diseñado para limitar el deslizamiento de un muro de corte.

Costura o junta: unión lineal entre 2 paneles de CLT, empleada con conectores de forma cilíndrica espaciados a lo largo de la línea adyacente a ambos paneles.

Liberación lineal: objeto de modelación computacional que permite controlar ciertos grados de libertad entre dos superficies que comparten un borde.

Muro de CLT: elemento estructural formado por uno o más paneles de CLT.

Muro de corte: muro de CLT que forma parte del SRCL.

Muro gravitacional: muro de CLT que no forma parte del SRCL.

Muro monolítico: muro de corte formado por 1 solo panel de CLT.

Muro segmentado; muro multi-panel: muro de corte formado por 2 o más paneles de CLT.

Resistencia característica: valor característico de la capacidad de un elemento estructural frente a un esfuerzo simple.

Solicitación: fuerza o tensión producto de un estado de carga o combinación de cargas a la que está sometido un elemento estructural.

Tensión de diseño: capacidad de diseño para el método ASD, producto de la resistencia característica por un factor de conversión y los factores de modificación que resulten pertinentes.

Encolado de canto: encolado estructural entre láminas contiguas que forman una capa del panel de CLT.

Objeto de modelación: objeto geométrico de un programa computacional que representa un elemento estructural. Por ejemplo: *frame*, *shell*, *link*, etc.

2.1.1 Acrónimos

AB : Anclaje de corte (*angle bracket*)

CA : Cálculo analítico

CLT : Madera contralaminada (*Cross Laminated Timber*)

CP : Modo cinemático de paneles acoplados

EL : Entramado Ligero

FU : Factor de Utilización

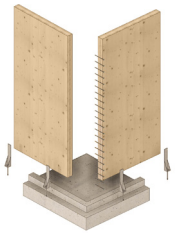
HD : *Hold-down.*
NOTA: En ocasiones, el acrónimo se utiliza para referirse a cualquier anclaje de vuelco.

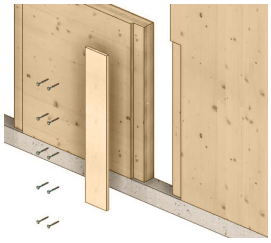
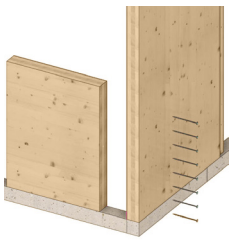
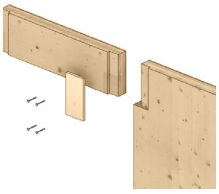
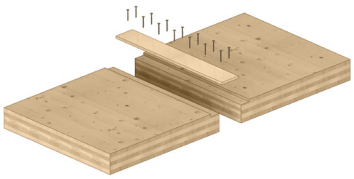
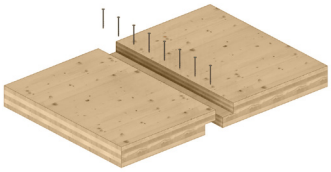
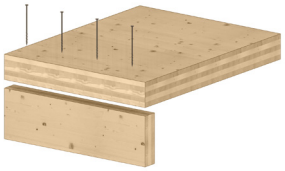
IN : Modo cinemático intermedio

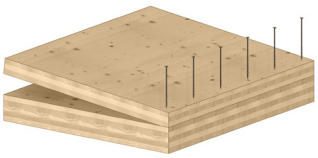
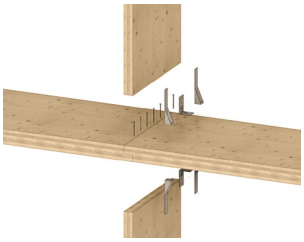
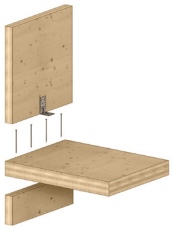
MLE : Madera Laminada Encolada

SW : Modo cinemático de muro único

2.1.2 Acrónimos de uniones

	Unión	Significado	Ilustración
Costuras	UMM	Unión Muro-Muro	
	UMMP	Unión Muro-Muro Perpendicular	
	UMMM	Unión Muro-Muro-Muro	
	UMGMP	Unión Muro Gravitacional-Muro Perpendicular	

	Unión	Significado	Ilustración
Costuras (Continuación)	UAM	Unión Antepecho-Muro	
	UAMP	Unión Antepecho-Muro Perpendicular	
	UDM	Unión Dintel-Muro	
	ULL-L	Unión Losa-Losa longitudinal (capas exteriores paralelas a la lengüeta)	
	ULL-T	Unión Losa-Losa transversal (capas exteriores perpendiculares a la lengüeta)	
	UDL	Unión Dintel-Losa	
	UCT	Unión Coronación-Techumbre	

	Unión	Significado	Ilustración
Costuras (Continuación)	ULT	Unión Losa-Techumbre	
Uniones discretas	UMF	Unión Muro-Fundación	
	UMLM	Unión Muro-Losa-Muro	
	UMLC	Unión Muro-Losa-Coronación	
	UDMP	Unión Dintel-Muro Perpendicular	
Uniones mixtas	UMLLM	Unión Muro-Losa-Losa-Muro	
	UDLA	Unión Dintel-Losa-Antepecho	

2.2 SÍMBOLOS

Para facilitar la comprensión de cada símbolo se incluyen las unidades más comunes en el sistema métrico. Esto no implica que no puedan emplearse en otras unidades, a no ser por expresa indicación en una fórmula empírica.

2.2.1. Letras mayúsculas latinas

A_T : área tributaria, en [m²]

A_g : área bruta, en [mm²]

A_o : área de una abertura, en [mm²]

$A_{w,full}$: área total de un muro sin abertura, en [mm²]

A_w : área real de un muro con abertura, en [mm²]

A_x : área transversal en dirección *x*, en [mm²]

A_y : área transversal en dirección *y*, en [mm²]

D : estado de carga permanente

D_{pp} : estado de carga permanente exclusivamente por peso propio del elemento estructural

E : estado de carga sísmica

E_X : estado de carga sísmica en dirección global *X*

E_Y : estado de carga sísmica en dirección global *Y*

E_i : módulo de elasticidad de la capa *i*, en [MPa]

E_i : módulo de elasticidad de la capa *i*, en [MPa]

E_n : módulo de elasticidad transversal, en [MPa]

$E_{net,Z}$: módulo de elasticidad neto en dirección vertical (eje global *Z*)

E_p : módulo de elasticidad longitudinal, en [MPa]

E_r : módulo de elasticidad de referencia, en [MPa]

E_{strip} : módulo de elasticidad vertical de un *strip* de uniones, en [MPa]

E_x : módulo de elasticidad en dirección *x* de un objeto *shell* (E_1), en [MPa]

$(EI)_{ef,x}$: rigidez efectiva a flexión del eje *x*, en [N·mm²]

$(EI)_{ef,y}$: rigidez efectiva a flexión del eje *y*, en [N·mm²]

$(EI)_{ef,canto}$: rigidez efectiva a flexión de canto, en [N·mm²]

$(EI)_{ef}$: rigidez efectiva a flexión, en [N·mm²]

F_i, F_k : fuerza lateral en el nivel *i* o *k*

G : módulo de corte, en [MPa]

G_A : rigidez lateral en el plano de un muro de corte, en [MPa]

G_r : módulo de corte rodante, en [MPa]

G_{strip} : rigidez al corte en el plano de un *strip* de uniones, en [MPa]

G_{xy}, G_{canto} : rigidez al corte en el plano de un objeto *shell* (G_{12}), en [MPa]

G_{xz} : rigidez al corte fuera del plano de un objeto shell (G_{13}), en [MPa]

G_{yz} : rigidez al corte rodante fuera del plano de un objeto *shell* (G_{23}), en [MPa]

$(GA)_{ef,x}$: rigidez efectiva a corte del eje *x*, en [N]

$(GA)_{ef,y}$: rigidez efectiva a corte del eje *y*, en [N]

$(GA)_{canto}$: rigidez a corte en el plano, en [N]

$(GA)_{ef}$: rigidez efectiva a corte, en [N]

H : altura total de piso, en [m] o [mm]

I_T : momento de inercia en torsión

I_{ef} : momento de inercia efectivo, en [mm^4]

$K'_{R,CP}$: rigidez rotacional equivalente en comportamiento de paneles acoplados, en [N·mm]

$K'_{R,SW}$: rigidez rotacional equivalente en comportamiento de panel único, en [N·mm]

K'_R : rigidez rotacional equivalente de un muro de corte, en [N·mm]

K_A : rigidez lateral al deslizamiento de cuerpo rígido de un muro de corte, en [kN/m] o [N/mm]

K_B : rigidez lateral a la flexión de un muro de corte, en [kN/m] o [N/mm]

K_D : factor de modificación por duración de la carga ASD

K_R : rigidez lateral al vuelco de cuerpo rígido de un muro de corte, en [kN/m] o [N/mm]

K_S : rigidez lateral al corte de un muro de corte, en [kN/m] o [N/mm]

K_{UMM} : rigidez vertical, en el eje local *z* de un muro, de la UMM, en [kN/m]

$K_{ser,v,hibrid,i}$: rigidez lateral de un conector por plano de corte en uniones híbridas, en [N/mm]

$K_{ser,v,i}$: rigidez lateral de un conector por plano de corte, en [N/mm]

$K_{ser,v}$: rigidez lateral de un conector

$K_{ser,v90,i}$: rigidez lateral de un conector por plano de corte cargado en dirección perpendicular a la fibra, en [N/mm]

$K_{w,full}$: rigidez lateral de un muro completo sin abertura, en [N/mm]

$K_{w,o}$: rigidez lateral de un muro con abertura, en [N/mm]

$K_{x,AB}$: rigidez lateral, en el eje local *x* de un muro, de un anclaje de corte, en [kN/m]

$K_{x,HD}$: rigidez lateral, en el eje local *x* de un muro, de un anclaje de vuelco, en [kN/m]

$K_{z,AB}$: rigidez vertical, en el eje local *z* de un muro, de un anclaje de corte, en [kN/m]

$K_{z,HD}$: rigidez vertical, en el eje local *z* de un muro, de un anclaje de vuelco, en [kN/m]

$K_{z,i}$: rigidez vertical, en el eje local *z* de un muro, de un conector que resiste el levantamiento, en [kN/m]

L : estado de carga de uso

L : largo del panel de CLT; luz libre entre apoyos, en [m] o [mm];

L_r : estado de carga de uso de techo

M_R : capacidad al vuelco de un muro de corte, en [kN·m]

$M_{i,top}$: momento en la parte superior del muro de corte del piso *i*, en [kN·m]

M_i : momento en la base del muro de corte del piso *i*, en [kN·m]

M_{max} : solicitación de momento máximo, en [kN·m]

M_{rest} : momento restituyente, en [kN·m]

N_i : fuerza gravitacional sobre el piso *i*, asumida en el centro del muro de corte, en [kN]

$\widetilde{N_l}$: carga vertical adimensional

P : carga gravitacional acumulada, en [kN]

$P_{d,UMM}$: capacidad de diseño de la UMM, en [kN]

$P_{d,z,HD}$: tracción de diseño de un anclaje de vuelco, en [kN]

Q : carga distribuida por área, en [kPa]

R : factor de reducción de respuesta sísmica

R_C : reacción basal de compresión

$S_{cz,x,net}$: momento estático en el centro de lámina longitudinal central, en dirección x de un panel de CLT, en [mm^3]

$S_{rod,x,net}$: momento estático en lámina transversal, en dirección x de un panel de CLT, en [mm^3]

$T_{1,est}$: periodo fundamental de vibración en dirección horizontal estimado, en [s]

T_{HD} : fuerza de tracción en anclaje de vuelco, en [kN]

T_n : periodo natural de vibración de la estructura, en [s]

V_{CLT} : volumen de un panel de CLT, en [m^3]

V_i : fuerza de corte en el piso i, en [kN]

V_{max} : solicitación de corte máximo, en [kN]

X : eje global

Y : eje global

Z : eje global

Z_i : cota del nivel i

2.2.2 Letras minúsculas latinas

b : ancho de panel de CLT, en [mm]
NOTA: Algunos cálculos consideran 1 [m] de ancho y no el ancho real del panel.

b_l : ancho nominal de lámina, en [mm]

d : diámetro del conector;

$f_{cz,d}$: capacidad de diseño en cizalle longitudinal, en [MPa]

$f_{zr,d}$: capacidad de diseño en cizalle rodante, en [MPa]

$f_{ft,d}$: capacidad de diseño en flexión fuera del plano en el borde traccionado, en [MPa]

$f_{fv,d}$: capacidad de diseño en flexión fuera del plano considerando efectos de inestabilidad por volcamiento, en [MPa]

g : constante de aceleración de gravedad, en [m/s^2]

h : altura de muro

h_o : altura de una abertura, en [m] o [mm]

h_{strip} : altura del *strip* de uniones, en [mm]

h_w : altura de muro, en [m] o [mm]

k_{creep} : factor de modificación por *creep*

k_{opp} : factor de modificación por abertura

k_t : factor de reducción de rigidez torsional

k_v : factor de reducción de rigidez de corte en el plano

k_x : factor de corrección de rigidez de corte fuera del plano en dirección x

k_y : factor de corrección de rigidez de corte fuera del plano en dirección $_y$

l : largo total del conector;

l'_w : distancia entre el centro de rotación y la ubicación del *hold-down* en tracción, en [m] o [mm]

l_c : largo comprimido de un muro de corte, en [m] o [mm]

l_o : largo de una abertura, en [m] o [mm]

l_{seg} : largo de un segmento de un muro segmentado, en [m] o [mm]

l_w : largo total real de un muro de corte, en [m] o [mm]

m : cantidad de segmentos en un muro segmentado

n_{AB} : cantidad de anclajes de corte en la base del muro

n_{HD} : cantidad de anclajes de vuelco en la base del muro

n_{Sx} : representa la mitad superior (o inferior) de las capas en la dirección x sin considerar la capa central (en caso de que fuese orientada en x)

n_Z : cantidad capas orientadas en dirección vertical (eje global Z)

p_S : parámetro de ajuste de corte en el plano

p_t : parámetro de ajuste de torsión

q : carga lineal distribuida, en [kN/m]

q_S : parámetro de ajuste de corte en el plano

q_t : parámetro de ajuste de torsión

r_o : mínima relación de aspecto de una abertura

$r_{o/w}$: máxima relación de aspecto entre abertura y muro

r_{off} : máxima relación de un desfase

r_w : relación de aspecto de un muro

t_{CLT} : espesor del panel de CLT, en [mm]

t_Z : espesor total de las capas orientadas verticalmente (eje global Z)

t_i : espesor de la capa i

t_l : espesor nominal de lámina, en [mm]

t_{losa} : espesor total de losa, en [mm]

t_w : espesor total de un muro, en [mm]

u : desplazamiento relativo de un muro de corte, en [mm]

u'_{sum} : desplazamiento total de un muro de corte sin contribución de deformación por rotación acumulada, en [mm]

u_A : desplazamiento lateral por deslizamiento de cuerpo rígido, en [mm]

u_B : deformación lateral por flexión en el plano, en [mm]

u_R : desplazamiento lateral por vuelco de cuerpo rígido, en [mm]

u_S : deformación lateral por corte en el plano, en [mm]

u_{sum} : desplazamiento total de un muro de corte, en [mm]

u_ϕ : desplazamiento lateral por rotación acumulada, en [mm]

x : eje local. Equivalente a eje local 1

$x'_{AB,i}$: distancia del anclaje de corte i al centro de rotación del panel, en [mm]

x'_{HD} : distancia del *hold-down* en tracción al centro de rotación del panel, en [mm]

x'_i : distancia del elemento i al centro de rotación de un panel de CLT, en [mm]

x_i : distancia del elemento i a la esquina de un panel de CLT, en [mm]

x_{off} : desfase horizontal de la abertura respecto al centro geométrico del muro, en [mm]

y : eje local. Equivalente a eje local 2

y_{off} : desfase vertical de la abertura respecto al centro geométrico del muro, en [mm]

z : eje local. Equivalente a eje local 3

z_i : distancia al eje neutro desde el centro de la capa i, en [mm]

2.2.3 Letras mayúsculas griegas

$\sum K_{ser}$: rigidez total de una unión

Δu_{lim} : límite de desplazamiento entre niveles, en [mm]

2.2.4 Letras minúsculas griegas

α : ángulo entre la dirección de la fibra y la dirección de la fuerza;

β_{CP} : relación entre las cargas vertical y lateral para el comportamiento de paneles acoplados

β_{K} : relación entre la rigidez vertical de los anclajes de vuelco y la rigidez de la costura UMM

β_{SW} : relación entre las cargas vertical y lateral para el comportamiento de muro único

δ_{0} : contraflecha, en [mm]

δ_{adm} : deflexión vertical admisible, en [mm]

δ_{cd} : deflexión elástica instantánea por carga de corta duración, en [mm]

$\delta_{ld,creep}$: deflexión de flujo plástico en el tiempo (*creep*) por carga de larga duración, en [mm]

δ_{ld} : deflexión elástica instantánea por carga de larga duración, en [mm]

$\delta_{max,z,HD}$: deformación vertical máxima de un anclaje de vuelco, en [mm]

δ_{max} : máxima deflexión fuera del plano de un panel de CLT, en [mm]

δ_{tot} : suma de las deflexiones por corta duración y por larga duración, en [mm]

$\delta_{z,i}$: deformación vertical de un conector, en [mm]

θ_{R} : rotación de un muro de corte por vuelco de cuerpo rígido

κ : valor de corrección de corte de la viga flexible de Timoshenko

μ : coeficiente de roce entre elementos

ρ_{12} : densidad normal media, en [kg/m^3]

$\sigma_{f,x}$: tensión por flexión fuera del plano en dirección x, en [MPa];

$\tau_{xz,cz}$: tensión por corte fuera del plano en la capa longitudinal crítica (cizalle puro) en cara menor x, en [MPa].

$\tau_{xz,czr}$: tensión por corte fuera del plano en la capa transversal crítica (cizalle rodante) en cara menor x, en [MPa].

ϕ : rotación de un muro de corte



CAPÍTULO 3

MODELACIÓN COMPUTACIONAL DE ELEMENTOS

El presente capítulo es análogo al capítulo 4 del Volumen I de este manual, en el sentido de describir en modalidad paso a paso la modelación computacional de los elementos estructurales en edificios de CLT. A diferencia del Volumen I, en que se presenta una modelación computacional con un alto nivel de detalle y ejemplificada en el programa comercial RFEM 6 de Dlubal, en este Volumen II se opta por presentar una alternativa de modelación más simple y ejemplificada en el programa comercial ETABS de CSi, con el objetivo de extender las posibilidades del diseñador de acuerdo con sus preferencias.

Cabe recalcar que la forma de modelación con un alto nivel de detalle presentada en el Volumen I es igualmente aplicable al programa ETABS. Si bien los objetos de modelación de cada programa no son necesariamente los mismos, los principios teóricos y mecánicos de los elementos que representan no varían, por lo que, con una adecuada elección de objetos de modelación, definiciones de propiedades y casos de carga, es posible obtener resultados equivalentes.

Dicho esto, las secciones 3.1 y 3.2 describen la modelación de paneles de CLT y de uniones, respectivamente. Cada una de estas secciones explica teóricamente las consideraciones necesarias para la modelación en el software ETABS[2]. Luego, la sección 3.3 presenta ejemplos simples en 2D que integran las modelaciones de los distintos elementos y compara los resultados computacionales con los resultados analíticos y los resultados obtenidos con la modelación del Volumen I, para evidenciar su correcto funcionamiento y sus ventajas. Finalmente, la sección 3.4 presenta un ejemplo en 3D de una torre simple de 3 pisos, aplicando la forma de modelación de este capítulo y comparándola con los resultados obtenidos con la modelación del Volumen I.

Se recomienda encarecidamente al usuario familiarizarse con esta (o cualquier otra) forma de modelación, ejercitando con modelos simples como los presentados en este capítulo. Esto permitirá interpretar con mayor facilidad los resultados del programa de elementos finitos, comparar con resultados analíticos esperados y proyectar estratégicamente la extracción de datos para un postproceso de diseño y verificación fuera del programa.

3.1 MODELACIÓN DE PANELES

Esta sección abarca la modelación computacional de paneles de CLT en general, independiente de cuál sea su uso estructural. Un panel de CLT puede

2. Si bien este manual se ejemplifica en el software ETABS, los mismos contenidos pueden ser traducidos a otros programas disponibles en el mercado.

modelarse de distintas formas, aunque principalmente se modela con: (i) objetos tipo *shell*, o bien (ii) como un conjunto de objetos tipo *frame* y *link*. En caso de modelarlo con objetos *shell*, existen dos consideraciones importantes a tener presente. La primera es que la matriz de rigidez debe ser capaz de considerar ciertas flexibilizaciones debidas al cortante, la flexión y la torsión. Típicamente se emplea la teoría de placas de Mindlin-Reissner (corte de primer orden) en contraposición a la teoría de Kirchhoff. Esto debido a que es importante capturar, en la medida de lo posible, las flexibilizaciones de corte que se producen fruto de la configuración del CLT y, en especial, su flexibilidad a la rodadura. La segunda consideración, es que el *shell* idealmente debe ser complementado con teoría clásica de laminación, de tal modo que el programa pueda relacionar la respuesta global del *shell* (en particular sus desplazamientos) con las tensiones y deformaciones que se producirán luego en cada una de las láminas. La principal ventaja del *shell* es que su implementación es simple y permite evaluar el comportamiento estructural de placas en un amplio rango de complejidad (pandeos locales, respuesta lateral, respuesta axial, uniones discretas y continuas, etc.). Además, según el programa que se utilice, es posible que el mismo modelo estructural pueda ser también empleado para cálculo en condición de incendio.

Una segunda opción para modelar el CLT, puede ser empleando objetos lineales (*frames* y *links*) en lugar de placas (*shell*). Dentro de las ventajas de esta modalidad, se cuenta la reducción del costo computacional y la posibilidad de evitar concentraciones de tensiones, a menudo poco realistas, que se producen en los *shell*.

En consecuencia, por las razones mencionadas en los párrafos anteriores, el manual emplea el modelo de placa en los capítulos dedicados a la modelación computacional.

Como ejemplo para introducir la modelación con objetos tipo *shell*, se define un panel de CLT de 5 capas de 30 [mm] de espesor cada una, de clase estructural CL-24/16c[3] . Este panel se ilustra en la Figura 3.1.

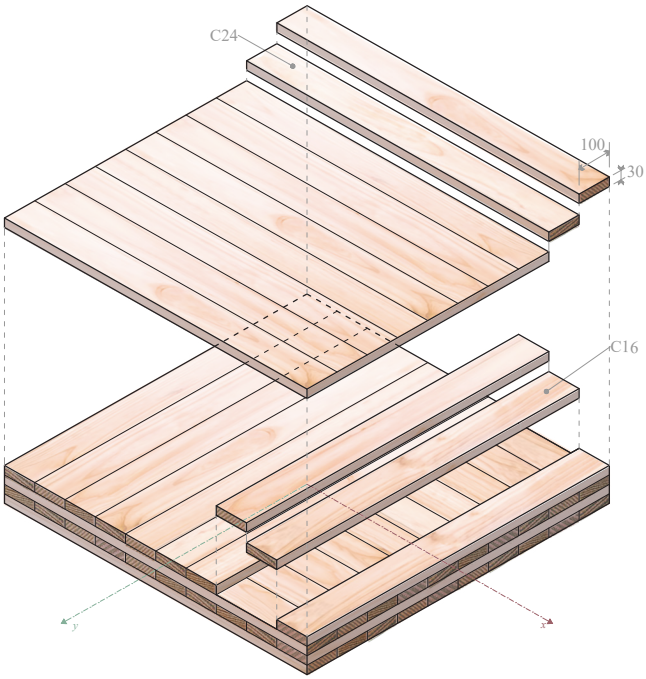


Figura 3.1 - *Panel de CLT combinado de 5 capas.*

Tal como se modela cualquier elemento estructural, primero se debe definir el material y luego su sección transversal.

3.1.1 Definición del material

Según sea el armado de capas del panel de CLT, se debe definir un material para cada clase estructural de las láminas de madera que conforman las capas. Por ejemplo, para el panel de CLT de la Figura 3.1, se debe definir un material con las propiedades de láminas C24 y otro material con las propiedades de láminas C16.

Cada material debe ser definido como ortotrópico y se le deben asignar los módulos de elasticidad y de corte correspondientes a la clase estructural de la madera aserrada que compone esa capa. De manera conservadora, se puede asumir que el módulo de elasticidad normal a la fibra, E_n, es igual a cero. Adicionalmente, si el programa

3. Láminas C24 en la dirección *x* (eje fuerte del panel) y láminas C16 en la dirección *y* (eje débil del panel).

lo permite, es una práctica habitual en madera atribuir un coeficiente de Poisson nulo para simplificar la matriz y omitir los acoplamientos de deformaciones, lo cual suele ser una suposición bastante razonable. Por otra parte, se debe definir la densidad del material para el cálculo del peso propio de la estructura. Esta densidad debe corresponder, como mínimo, al valor medio de la densidad normal, ρ_{12}. Por último, si el programa de elementos finitos lo permite, se deben definir las resistencias del material.

La aplicación de esta definición se ejemplifica paso a paso para el programa ETABS en la Figura 3.2 [4].

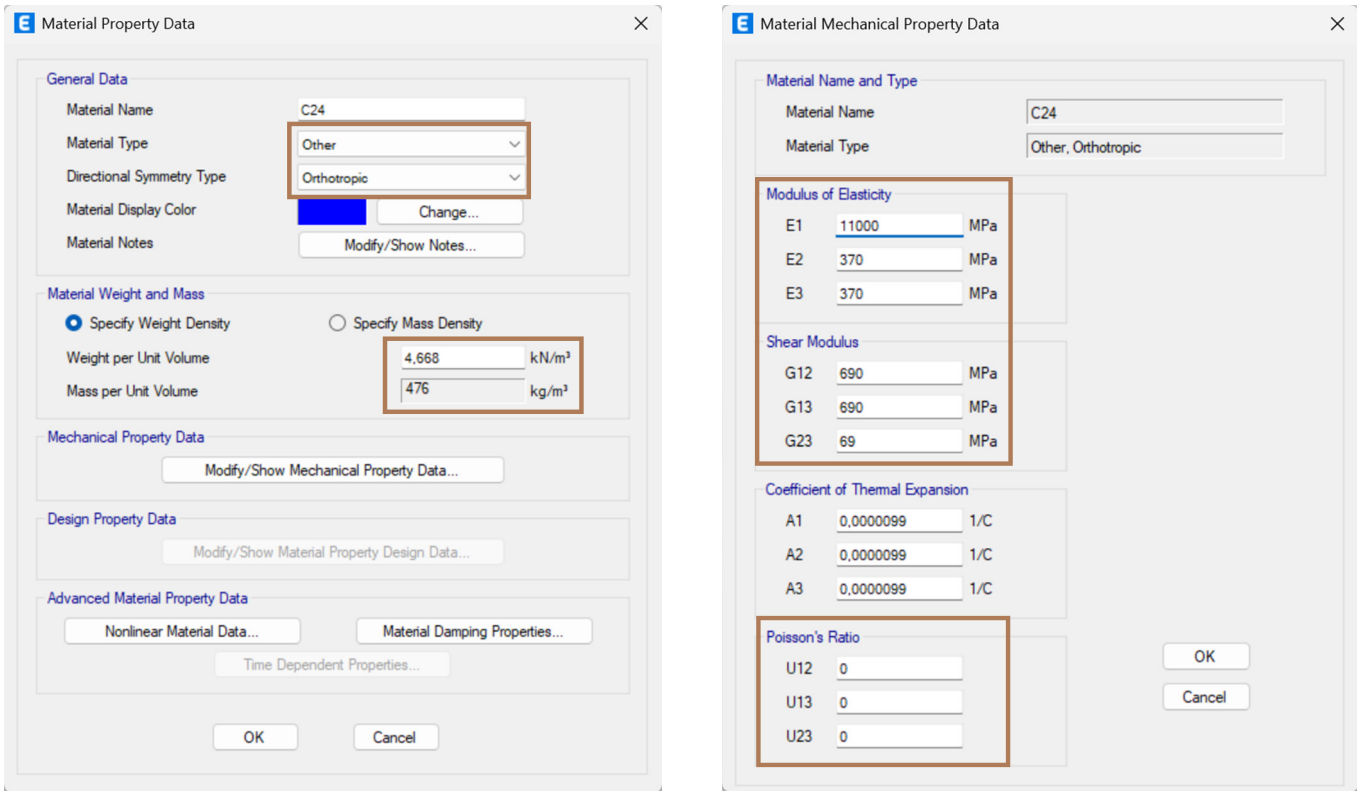


Figura 3.2 - *Definición de material ortotrópico, densidad y módulos de elasticidad y corte.*

3.1.2 Definición de la sección transversal – Armado de capas

Una vez definidos los materiales de las láminas, se debe definir una sección de objeto placa formado por capas. En cada capa se debe definir su material, su espesor y su orientación con respecto a los ejes locales del elemento placa. Se recomienda definir los ejes locales según la Figura 3.1, en que la dirección fuerte se orienta en el eje x y la dirección débil en el eje y.

Internamente, los programas comerciales de elementos finitos suelen calcular los elementos tipo placa formados por capas con la teoría clásica de placas laminadas de Kirchhoff o la teoría de placas laminadas con contribución de corte de Mindlin-Reissner[5]. Como ya se comentó, esta última es más conveniente para predecir el comportamiento del CLT debido a que considera las deformaciones por corte.

Adicionalmente a la teoría de Mindlin-Reissner, en la práctica se emplean factores de reducción de rigidez (flexibilización) para adaptarse mejor al comportamiento del CLT. Los factores son los siguientes (entre paréntesis se indica la nomenclatura de matriz):

4. Actualmente, en ETABS no existe la madera como material. En consecuencia, no es posible definir sus resistencias.
5. El objeto *Shell Layered* de ETABS utiliza el modelo de Mindlin-Reissner (Computers & Structures, 2017)

- k_t (k_{33}): factor de reducción de rigidez torsional.
- k_x y k_y (k_{44} y k_{55}): factores de corrección de rigidez de corte fuera del plano.
- k_v (k_{88}): factor de reducción de rigidez de corte en el plano.

Estos factores se deben principalmente a que la rigidez de corte por rodadura es muy baja en un panel de CLT, afectando la rigidez del panel en términos de su respuesta al corte dentro y fuera del plano, además de la torsión. El grado de flexibilización depende de la configuración específica del panel, particularmente del número de capas y si el espesor de estas es constante o no. También depende de la relación del módulo de corte longitudinal clásico y el módulo de corte a la rodadura (G/G_r). Afortunadamente, dicha relación elástica es relativamente constante (el corte a rodadura suele ser entre 10 y 14 veces más bajo que el corte longitudinal), con lo cual existen relaciones muy sencillas para determinar los factores de flexibilización.

Para los factores de reducción torsional k_t y corte en el plano k_v, se recomienda emplear el anexo austríaco del Eurocódigo 5, según las expresiones (3.1) y (3.2).

(3.1) $$k_t = \frac{1}{1 + 6 \cdot p_t \cdot \left(\frac{t_l}{b_l}\right)^{q_t}}$$

(3.2) $$k_v = \frac{1}{1 + 6 \cdot p_s \cdot \left(\frac{t_l}{b_l}\right)^{q_s}}$$

en que:

p_t y q_t = parámetros de ajuste de torsión según Tabla 3.1;

p_s y q_s = parámetros de ajuste de corte según Tabla 3.1.

t_l = espesor de las láminas, ver Figura 3.1;

b_l = ancho de las láminas, ver Figura 3.1;

TABLA 3.1 – Parámetros de ajuste para la reducción de rigideces.

		Número de capas		
		3	5	7
Parámetros de ajuste de torsión	p_t	0,89	0,67	0,55
	q_t	1,33	1,26	1,23
Parámetros de ajuste de corte	p_s	0,53	0,43	0,43
	q_s	1,21	1,21	1,21

Por otra parte, la flexibilización del corte transversal k_x y k_y depende del diseñador. Muy a menudo, por simplicidad se emplea la inversa del factor de modificación de rigidez cortante de la viga flexible de Timoshenko. Es decir, según las expresiones (3.3) y (3.4).

(3.3) $$k_x = \frac{1}{\kappa}$$

(3.4) $$k_y = \frac{1}{\kappa}$$

en que κ corresponde al valor de corrección de la viga flexible de Timoshenko y se determina según la expresión (3.5) en el caso de que los espesores de las láminas sean todos idénticos[6].

$$\kappa \approx \kappa_{10} + \frac{\kappa_{14,4} - \kappa_{10}}{4,4} \cdot \left(\frac{G}{G_r} - 10\right) \tag{3.5}$$

Los factores de modificación de rigidez cortante de la viga flexible de Timoshenko más típicos, para relaciones G/G_r entre 10 y 14,4 (que además se requieren para determinar κ según la expresión (3.5)), se incluyen en la Tabla 3.2.

TABLA 3.2 – Valores de corrección de rigidez de corte por no planicie de secciones debido a la flexibilidad de la rodadura, κ.

Número de laminaciones	Relación rigidez de cortante		
	$G/G_r \approx 10$ κ_{10}	$G/G_r \approx 13,8$ $\kappa_{13,8}$	$G/G_r \approx 14,4$ $\kappa_{14,4}$
3	4,854	6,468	6,723
5	4,107	5,441	5,652
7	3,873	5,116	5,313

Una vez definidos los factores de modificación de rigidez, se sugiere revisar la matriz de rigidez del elemento placa y compararla con un resultado analítico obtenido, por ejemplo, con el método de analogía de corte (ver Capitulo 5 del Volumen I).

La matriz global de rigidez del elemento placa, tiene la siguiente forma:

$$[K] = \begin{bmatrix} EI_x & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & EI_y & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & k_T \cdot GI_T & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & k_x \cdot GA_x & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & k_y \cdot GA_y & 0 & 0 & 0 \\ & & sim. & & & EA_x & 0 & 0 \\ & & & & & & EA_y & 0 \\ & & & & & & & k_v \cdot GA_g \end{bmatrix}$$

Este proceso debe aplicarse para cada sección transversal creada dentro del proyecto y se sugiere duplicarlas para los casos en que se utilice la misma sección para distintas funciones estructurales, por ejemplo, en muros y dinteles. Esto último facilita la modelación, la extracción de resultados y el postproceso de diseño.

6. Si las capas tienen distinto espesor se pueden emplear algunas sofisticaciones, aunque la flexibilización sigue siendo muy parecida.

La aplicación de esta definición se ejemplifica paso a paso para el programa ETABS en la Figura 3.3 y Figura 3.4.

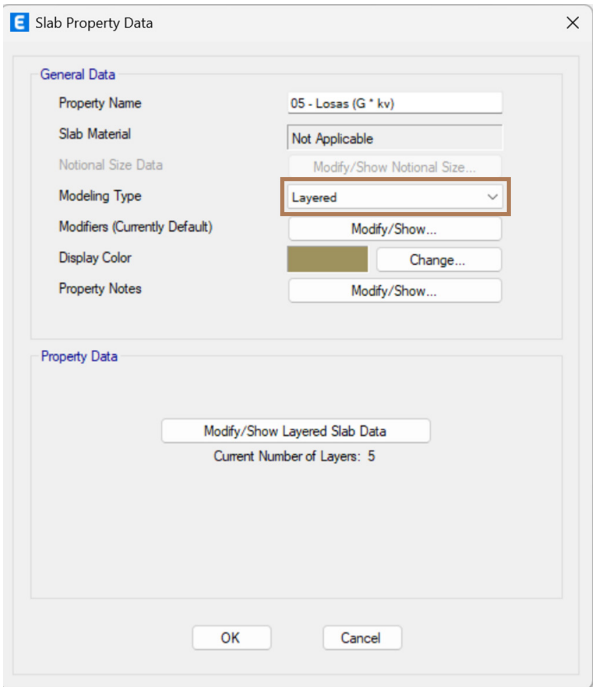


Figura 3.3 - *Definición de elemento placa formado por capas.*

NOTA TÉCNICA 3.1 – Modificador de rigidez de placa en ETABS

Si bien ETABS tiene una opción de modificar las rigideces de un elemento placa en la ventana *Property/Stiffness Modification Factors*, estos factores no tienen efecto en el objeto de modelación *Layered*, por lo que, independiente del valor que se asigne, el programa lo ignorará y no modificará la rigidez.

CONSEJO PRÁCTICO 3.1 – Flexibilización de corte por rodadura en ETABS

Como se advierte en la Nota técnica 3.1, un *Modification Factor* no afectará a un elemento *layered*. Alternativamente, la reducción se puede hacer en la definición de cada material (Figura 3.2), aplicando un único factor al módulo de corte G para incluir la flexibilización por rodadura. Si se opta por esta alternativa, el factor de reducción recomendado es el de rigidez de corte en el plano k_v (k_{88}). Es decir, en la definición de los módulos de corte se ingresaría:

$$G_{12} = G_{13} = G \cdot k_v \qquad G_{23} = G_r \cdot k_v$$

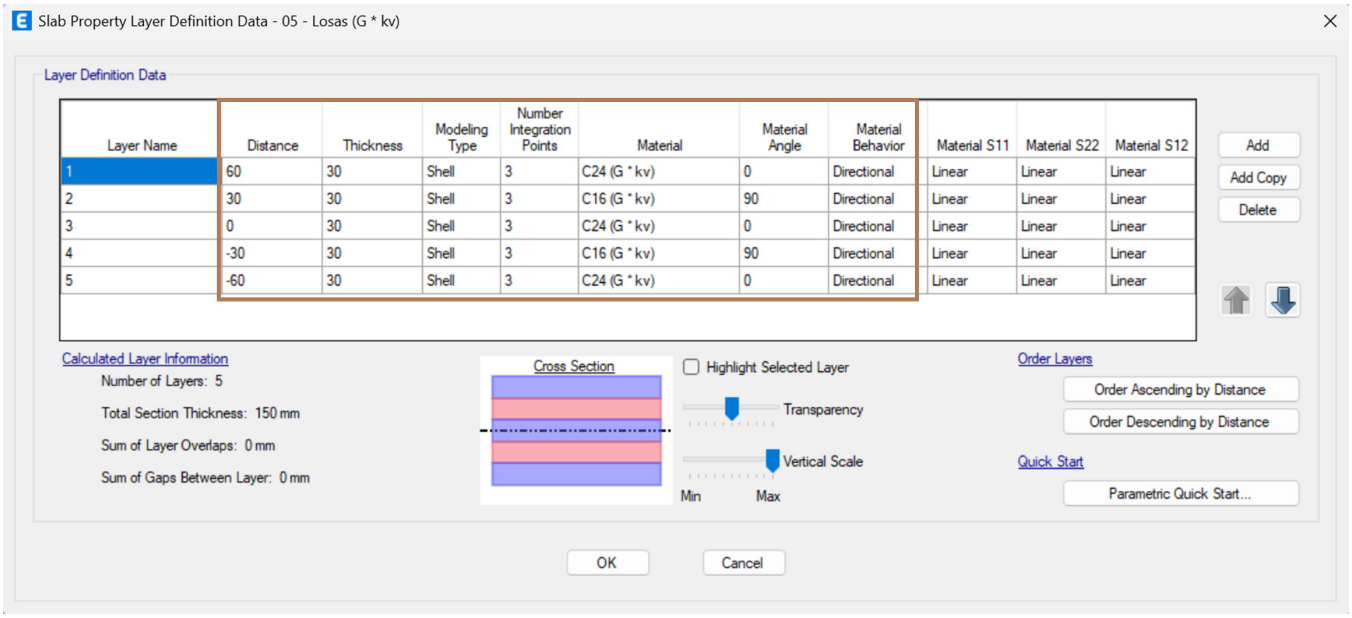


Figura 3.4 - *Definición de material, espesor y orientación de cada capa.*

Cabe mencionar que en ETABS se puede indicar el número de puntos de integración dentro de cada capa (*Number Integration Points*). Independiente de cuántos se indiquen, el programa siempre reportará los valores en los extremos de cada capa (*top* y *bottom*). Si se busca precisión, se recomienda definir 3 puntos de integración por capas. No obstante, con 1 sólo punto de integración es suficiente para obtener resultados confiables, dado que el error puede considerarse despreciable.

3.2 MODELACIÓN DE UNIONES

En la modelación en programas de elementos finitos, es común que cuando dos superficies se definen una al lado de la otra compartiendo un borde, se encuentren conectadas rígidamente a esa línea. Sin embargo, la semirrigidez de algunas uniones tiene una gran relevancia en el comportamiento global y local de un sistema discreto como lo es el CLT, y simplificarlas como uniones rígidas o rotuladas trae grandes desventajas al diseño final de la estructura.

Para lograr representar esta semirrigidez de las uniones existen múltiples alternativas. Una de ellas es emplear **modelos de emulación**, con una modelación de un alto nivel de detalle, discretización e inclusión de no linealidades que permitan representar con una alta fidelidad el comportamiento esperado. Este tipo de modelación se suele emplear en contextos de investigación académica que buscan emular resultados obtenidos experimentalmente con el menor error posible. Sin embargo, aplicar estos modelos para estructuras tridimensionales en el contexto del desarrollo de proyectos de ingeniería puede ser complejo y casi siempre de un considerable costo computacional y humano para una oficina de cálculo.

Como alternativa están los **modelos de verificación**, que simplifican parte de las propiedades mecánicas y geométricas que pueden considerarse despreciables en comparación con aquellas que tienen una influencia global determinante en los resultados. Esto es una práctica habitual en la ingeniería estructural y suele alivianar notoriamente el costo computacional y profesional asociado. Este tipo de modelos tiene un amplio espectro de simplificación o complejidad, y generalmente variadas formas de representar un mismo comportamiento.

Para el caso particular de la modelación de uniones entre paneles de CLT, en el Volumen I de este Manual se optó por un modelo de verificación con un alto nivel de detalle, en que las costuras y algunas uniones discretas se representan con liberaciones lineales, mientras que los anclajes de vuelco se

modelan explícitamente mediante objetos tipo viga. Ambas formas de modelación permiten representar la no linealidad constitutiva por la separación y aplastamiento entre paneles.

En el presente Volumen, con el fin de ofrecer al lector una alternativa diferente, se introduce una metodología más simplificada que representa las uniones más determinantes en el comportamiento global de la estructura, vale decir, los anclajes de vuelco, los anclajes de corte y la UMM. Esta metodología de modelación se detalla en la sección 3.2.1 y representa las UMF y UMLM. En línea con la simplificación del modelo, aquellas uniones que pueden considerarse secundarias por no tener una influencia determinante en el comportamiento global de la estructura se omiten intencionalmente como se detalla en la sección 3.2.2.

3.2.1 *Strip* de uniones (UMF y UMLM)

Esta metodología de modelación[7] se caracteriza por condensar la influencia de las uniones que determinan el comportamiento lateral de los muros de corte en un solo objeto de modelación tipo *shell* ortotrópico. Este *shell* se denominará en este manual como ***strip* de uniones**.

En otras palabras, el *strip* de uniones representa las contribuciones de desplazamiento por vuelco y por deslizamiento de cuerpo rígido[8], definidas por las rigideces de los anclajes de vuelco, los anclajes de corte y la UMM. Cabe notar que la misma forma de modelación aplica tanto para muros monolíticos como muros segmentados. La Figura 3.5 ilustra esquemáticamente la forma de modelación de un muro de corte con *strip* de uniones.

La altura de piso H se divide en dos partes: (i) el *strip* de uniones de altura h_{strip} en la base del muro, representando las propiedades de las uniones con un objeto *shell* ortotrópico; y (ii) el *shell* CLT de altura $H\text{-}h_{strip}$ representando las propiedades del CLT, según la metodología de modelación presentada en 3.1[9].

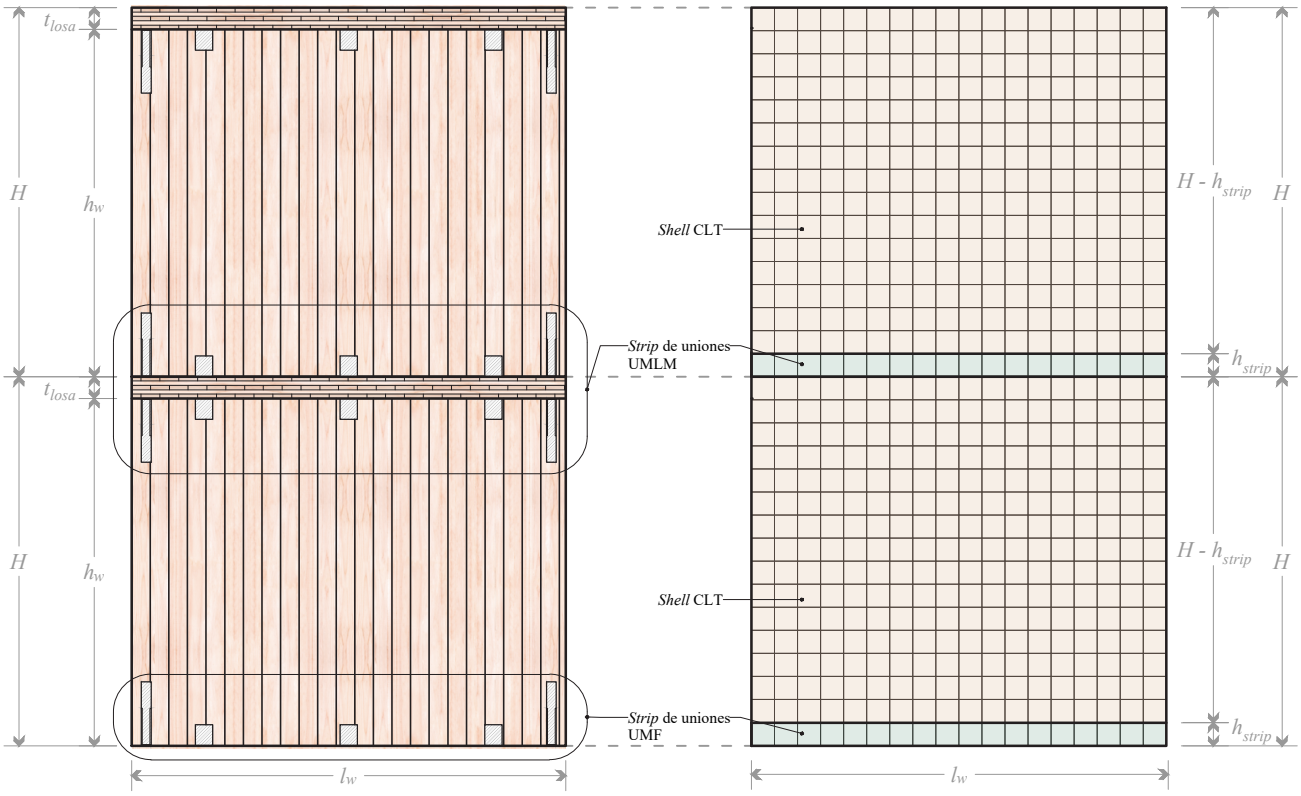
En el caso en que el *strip* de uniones representa una UMF, este considera la influencia de los anclajes de corte, los anclajes de vuelco y de la UMM (si es que es un muro segmentado). Por otro lado, en el caso en que el *strip* de uniones representa una UMLM, las propiedades incluyen el comportamiento en serie de los anclajes superiores del muro inferior con los anclajes inferiores del muro en cuestión. Debido a ello, no es necesario modelar un *strip* adicional en la parte superior de cada muro.

Ambos *shells* son definidos con el largo total real del muro de corte, l_w, y el espesor del CLT, t_{CLT}. Para la altura h_{strip} se recomienda una dimensión menor o igual al 7% de la altura del muro h_w, de manera tal que no se distorsionen mucho las contribuciones de desplazamiento por deformación por flexión y corte del panel de CLT, que dependerán de la altura restante $H\text{-}h_{strip}$. Para mantener valores de h_{strip} más

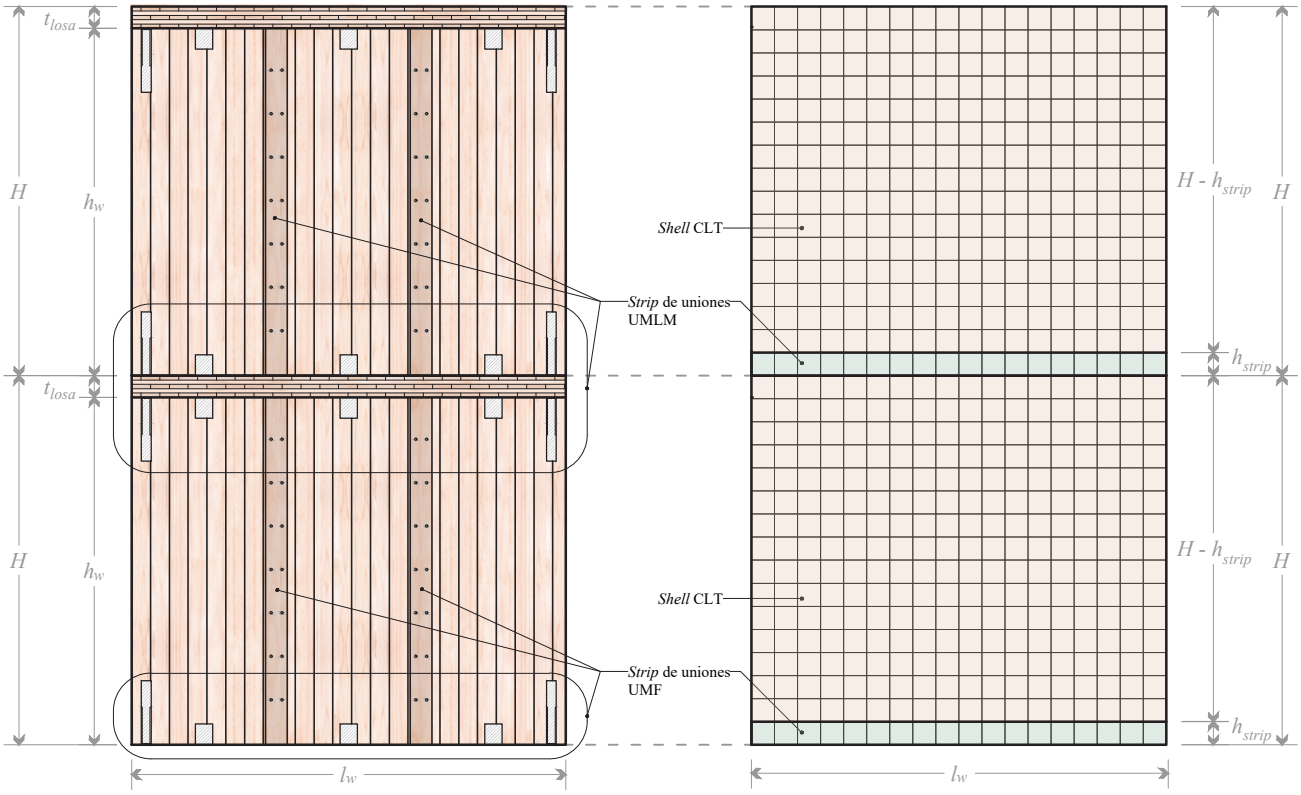
7. La metodología de modelación es una adaptación de la metodología desarrollada por Rinaldi et al. (2021). El Anexo A sintetiza las diferencias y otros aspectos de interés.

8. Las contribuciones de desplazamiento en muros monolíticos y en muros segmentados se detalla en las secciones 3.3.2.1 y 3.3.3.1, respectivamente.

9. Si bien en este manual se opta por modelar el CLT como objeto *shell layered* según la sección 3.1, otras formas de modelación mediante objetos *shell* son igualmente válidas. Los autores originales de esta metodología de modelación optaron por un *shell thick* ortotrópico con rigidez equivalente (Rinaldi et al., 2021).



a) muro monolítico



b) muro segmentado

Figura 3.5 - *Modelación computacional de muros de corte de CLT con strip de uniones.*

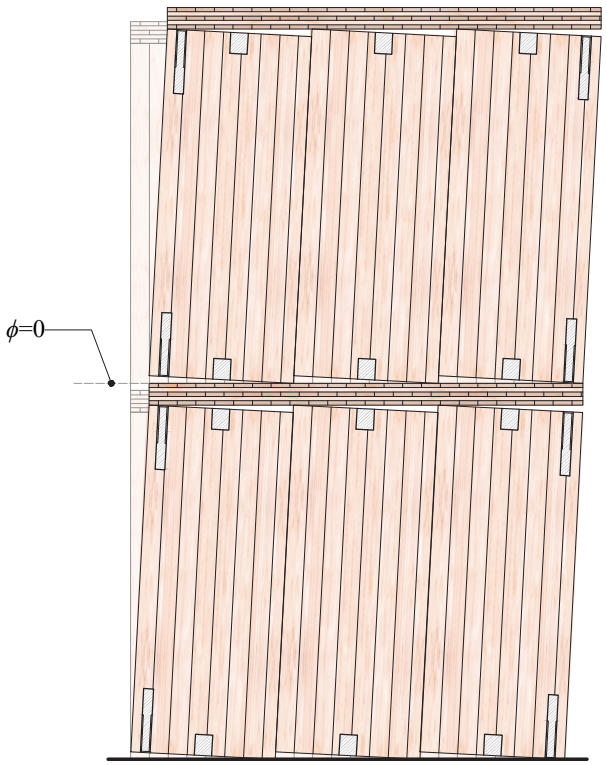


Figura 3.6 - *Modo cinemático CP en muros segmentados sin rotación acumulada.*

regulares para la modelación y el mallado de elementos finitos, se recomienda redondear hacia el múltiplo de 50 [mm] inferior.

3.2.1.1 Supuestos

Como toda modelación, para encontrar un equilibrio entre simplicidad y proximidad al comportamiento que se desea representar, se hacen ciertos supuestos. Para el *strip* de uniones, son tres los más relevantes:

a) **Comportamiento de paneles acoplados (CP)**: en el diseño de muros segmentados, si se quieren aprovechar las ventajas de ductilidad y disipación de energía, se debe asegurar un comportamiento CP en que la UMM fluye antes que los anclajes de vuelco[10]. Este comportamiento es el recomendado si se opta por la variante de muros segmentados, por lo que las ecuaciones analíticas del *strip* de uniones están calibradas sólo para este modo cinemático.

b) **No existe rotación acumulada:** en el caso de muros segmentados, se supone que un comportamiento CP no es capaz de levantar la losa, por lo que no habrá una contribución por rotación acumulada, tal como se ilustra en la Figura 3.6. En el caso de muros monolíticos, cuando se analiza bidimensionalmente un muro aislado, esta componente existe y puede ser una de las más relevantes en la deformación lateral total cuando los muros tienen una alta relación de aspecto

10. Las ecuaciones analíticas para asegurar este modo cinemático se presentan en la sección 3.3.3.1.

h_w/l_w (ver ejemplo en sección 3.3.2). Sin embargo, cuando se opta por la variante de muros monolíticos se suele aprovechar un mayor largo de panel, por lo que las relaciones de aspecto h_w/l_w son bajas y las deformaciones por corte y deslizamiento toman mayor protagonismo que la de vuelco.

Adicionalmente, cuando se analiza el muro como parte de una estructura completa, existen interacciones tridimensionales que dificultan el levantamiento de la losa y por ende se minimiza esta componente de deformación. Las interacciones más relevantes son la rigidez vertical de los muros perpendiculares y la rigidez fuera del plano de la losa.

Debido a estas interacciones, las relaciones de aspecto comunes y el comportamiento CP de muros segmentados, es razonable suponer una nula o baja influencia de la rotación acumulada[11].

c) **Se desprecia la contribución del roce:** pese a que existe, es común en la práctica despreciar el aporte del roce por la incertidumbre asociada a la dispersión de estos valores y para simplificar las expresiones analíticas.

3.2.1.2 Fundamento analítico

Para que el *strip* de uniones represente las contribuciones de desplazamiento por deslizamiento y vuelco de cuerpo rígido, se determinan primero las rigideces de ambas contribuciones, K_A y K_R, respectivamente. Todos los parámetros están referenciados al eje de coordenadas del muro según la Figura 3.7.

La rigidez al deslizamiento de cuerpo rígido del muro, K_A, se determina según la ecuación (3.6), considerando la rigidez lateral de anclajes de corte y de vuelco.

$$K_A = n_{AB} \cdot K_{x,AB} + n_{HD} \cdot K_{x,HD} \tag{3.6}$$

en que:

n_{AB} = cantidad de anclajes de corte en la base del muro

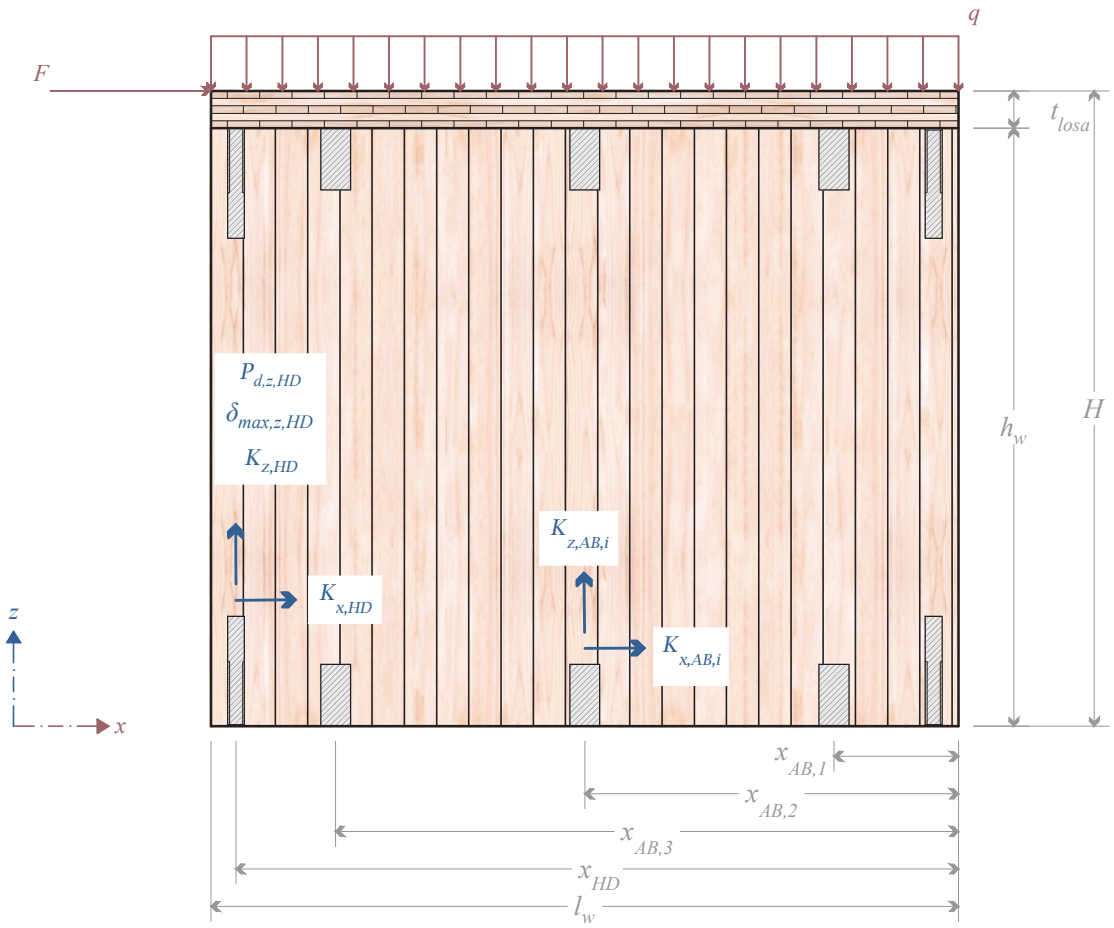
$K_{x,AB}$ = rigidez lateral, en el eje local x, de un anclaje de corte (o del par en serie para UMLM), en [kN/m]

n_{HD} = cantidad de anclajes de vuelco en la base del muro

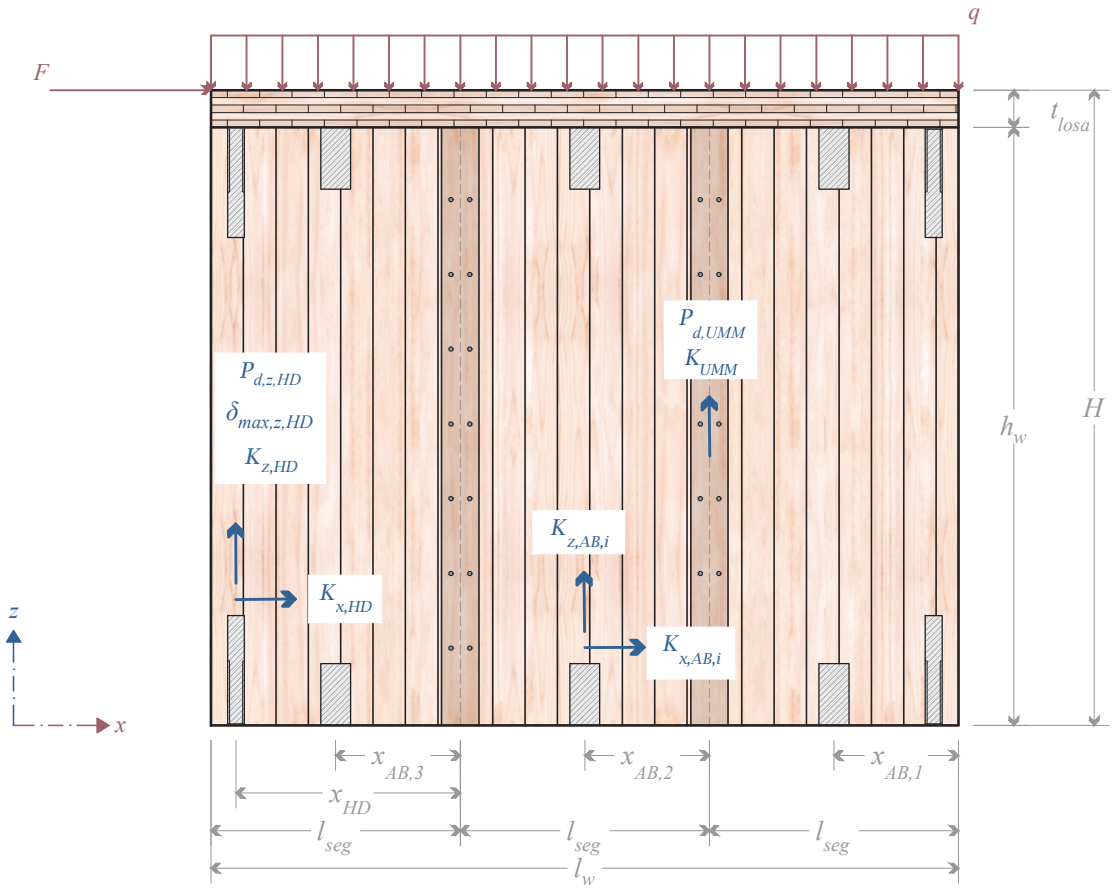
$K_{x,HD}$ = rigidez lateral, en el eje local x, de un anclaje de vuelco (o del par en serie para UMLM), en [kN/m]

En el caso de la UMLM, dado el funcionamiento en serie de los anclajes superiores del muro inferior con los anclajes en la base del muro superior, las rigideces laterales $K_{x,AB}$ y $K_{x,HD}$ deben considerar previamente la suma en serie.

11. En estructuras en que no es razonable suponer que no habrá vuelco acumulado, es recomendable una modelación más detallada, como la presentada en el Volumen I de este manual, en que se incorpore explícitamente la no linealidad entre el levantamiento de los paneles y su aplastamiento.

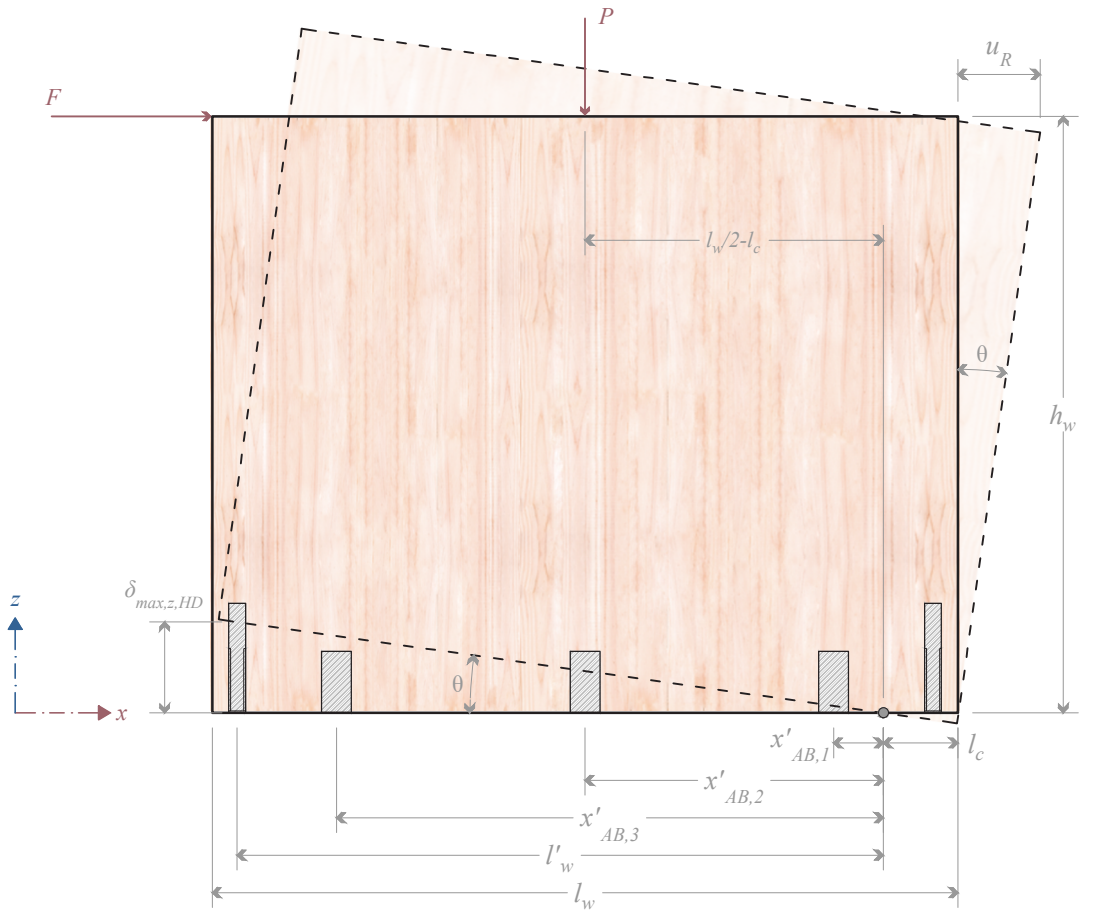


a) muro monolítico

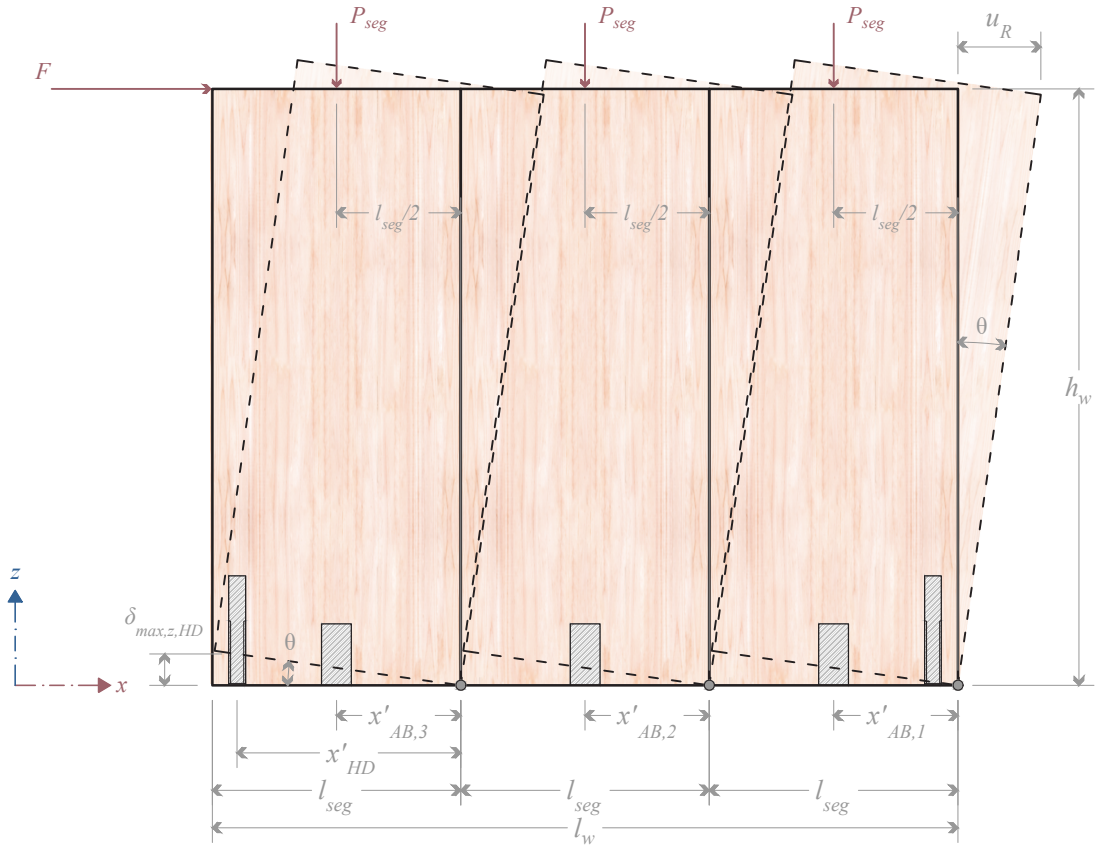


b) muro segmentado

Figura 3.7 - *Nomenclatura de propiedades y geometría de muros de corte.*



a) muro monolítico



b) muro segmentado

NOTA: las distancias con apóstrofe se toman al centro de rotación. Notar que en un muro segmentado, al suponerse el centro de rotación en la esquina del panel, $x_i = x_i'$.

Figura 3.8 - *Diagrama de cuerpo libre para la contribución de desplazamiento por vuelco de muros de corte.*

Por otra parte, para determinar la rigidez al vuelco del muro, K_R [12], se debe determinar primero su capacidad al vuelco M_R, la cual se estima en el punto de fluencia del anclaje de vuelco que está en tracción. Esta capacidad al vuelco se puede derivar de los diagramas de cuerpo libre de la Figura 3.8, de los cuales se obtienen las ecuaciones (3.7) para muros monolíticos y (3.8) para muros segmentados. En el caso de muros segmentados, de acuerdo con el modo cinemático CP, se asume que ya se alcanzó la capacidad de la UMM y esta mantiene un comportamiento elastoplástico perfecto.

(3.7) $$M_R = P_{d,z,HD} \cdot l'_w + \frac{\delta_{max,z,HD} \cdot K_{z,AB}}{l'_w} \cdot \sum_{i=1}^{n_{AB}} \left(x'_{AB,i}\right)^2 + P \cdot \left(\frac{l_w}{2} - l_c\right)$$

(3.8) $$M_R = P_{d,z,HD} \cdot x'_{HD} + \frac{\delta_{max,z,HD} \cdot K_{z,AB}}{x'_{HD}} \cdot \sum_{i=1}^{n_{AB}} \left(x'_{AB,i}\right)^2 + (m-1) \cdot P_{d,UMM} \cdot l_{seg} + P \cdot \frac{l_{seg}}{2}$$

en que:

M_R = capacidad al vuelco del muro de corte, en [kN-m]

l_w = largo del muro de corte, en [m]

l'_w = distancia entre el centro de rotación y la ubicación del *hold-down* en tracción, en [m]

l_c = largo comprimido, en [m]. Puede asumirse $l_c = 0{,}1 \cdot l_w$ [13].

l_{seg} = largo de un segmento de un muro segmentado, en [m]

m = cantidad de segmentos en un muro segmentado

$P_{d,z,HD}$ = tracción de diseño del anclaje de vuelco, en [kN]

$\delta_{max,z,HD}$ = deformación vertical máxima del anclaje de vuelco, en [m]

$K_{z,AB}$ = rigidez vertical de un anclaje de corte, en [kN/mm]

x'_{HD} = distancia del *hold-down* en tracción al centro de rotación del panel, en [mm] (ver Figura 3.8)

$x'_{AB,i}$ = distancia del anclaje de corte i al centro de rotación del panel, en [mm] (ver Figura 3.8)

$P_{d,UMM}$ = capacidad de diseño de la UMM, en [kN]

P = carga gravitacional acumulada, en [kN]

12. No confundir esta rigidez al vuelco del muro completo con la rigidez vertical de un anclaje de vuelco (o *hold-down*). Si bien el anclaje de vuelco es uno de los principales aportantes en la rigidez al vuelco del muro, otros elementos, como los anclajes de corte, las costuras UMM y la carga gravitacional también aportan a la rigidez al vuelco del muro completo.

13. Simplificación propuesta en el Anexo R del prEN 1995-1-1 (2023).

Luego, por compatibilidad geométrica en los diagramas de cuerpo libre de la Figura 3.8, se estima la deformación lateral del muro u_R según las ecuaciones (3.9) y (3.10) para muros monolíticos y segmentados respectivamente.

$$u_R = \frac{\delta_{max,z,HD}}{l'_w} \cdot h_w \quad (3.9)$$

$$u_R = \frac{\delta_{max,z,HD}}{l_{seg}} \cdot h_w \quad (3.10)$$

en que:

h_w = alto total del muro de corte, en [mm]

Finalmente, la rigidez al vuelco del muro se determina, tanto para muros monolíticos como segmentados según la ecuación (3.11).

$$K_R = \frac{M_R}{u_R \cdot h_w} \quad (3.11)$$

3.2.1.3 Parámetros para la modelación computacional

Habiendo determinado las rigideces al deslizamiento y al vuelco, K_A y K_R, y la geometría del *strip* de uniones, se deben traducir estas propiedades a los parámetros del modelo de elementos finitos.

Ambas contribuciones de deformación se condensan en la rigidez al corte en el plano del *shell* del *strip*, según la ecuación (3.12) [14] tanto para muros monolíticos como segmentados.

$$G_{xy} = G_{strip} = \left(\frac{1}{K_R} + \frac{1}{K_A}\right)^{-1} \cdot \frac{h_{strip}}{l_w \cdot t_{CLT}} \quad (3.12)$$

en que:

K_A = rigidez al deslizamiento de cuerpo rígido del muro, según (3.6); en [N/mm]

K_R = rigidez al vuelco de cuerpo rígido del muro, según (3.11); en [N/mm]

Por otra parte, cuando el *strip* de uniones participa en un modelo tridimensional, es necesario definir una rigidez al corte fuera del plano del muro, G_{xz}. Esta rigidez se puede determinar simplificadamente suponiendo la misma rigidez lateral de los anclajes, según la ecuación (3.13).

$$G_{xz} = G_A = K_A \cdot \frac{h_{strip}}{l_w \cdot t_{CLT}} \quad (3.13)$$

En cuanto al resto de rigideces del *shell* ortotrópico del *strip* de uniones, se recomienda asignar las propiedades del panel de CLT. La más relevante de estas, es la rigidez vertical, ya que representa la continuidad de la bajada de carga gravitacional. Este parámetro se determina según la ecuación (3.14).

$$E_x = E_{strip} = E_{net,Z} = \frac{\sum_i^{n_Z} E_i \cdot t_i}{t_{CLT}} \quad (3.14)$$

en que:

E_i = módulo de elasticidad de la capa i;

t_i = espesor de la capa i;

n_Z = representa las capas orientadas en dirección vertical (eje global Z);

El resumen de los parámetros para asignar al *strip* de uniones en un programa de elementos finitos se ilustra en la Figura 3.9 y se ejemplifica en el programa ETABS en la Figura 3.10 y Figura 3.11

14. Cabe notar que la ecuación (3.12) y la ecuación (3.13) hacen referencia a los módulos de corte según los ejes locales del *strip* de uniones, los cuales consideran el eje local x en dirección vertical.

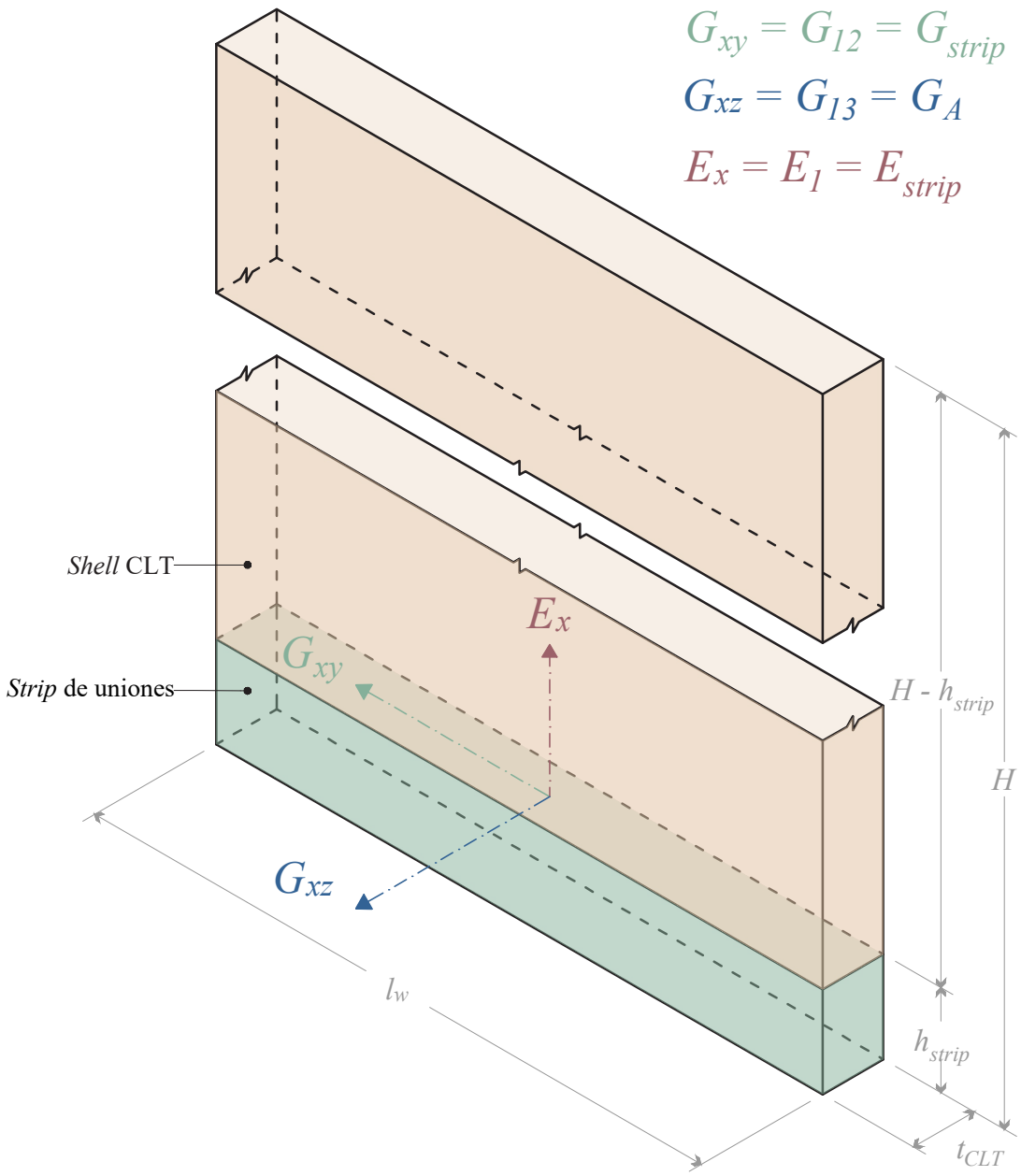


Figura 3.9 - *Dimensiones y rigidez de strip de uniones con eje local x en vertical.*

Dado que los parámetros de un *strip* de uniones dependen de las propiedades geométricas, de las propiedades mecánicas y de la carga gravitacional de un muro, necesariamente serán distintos para cada muro y cada nivel.

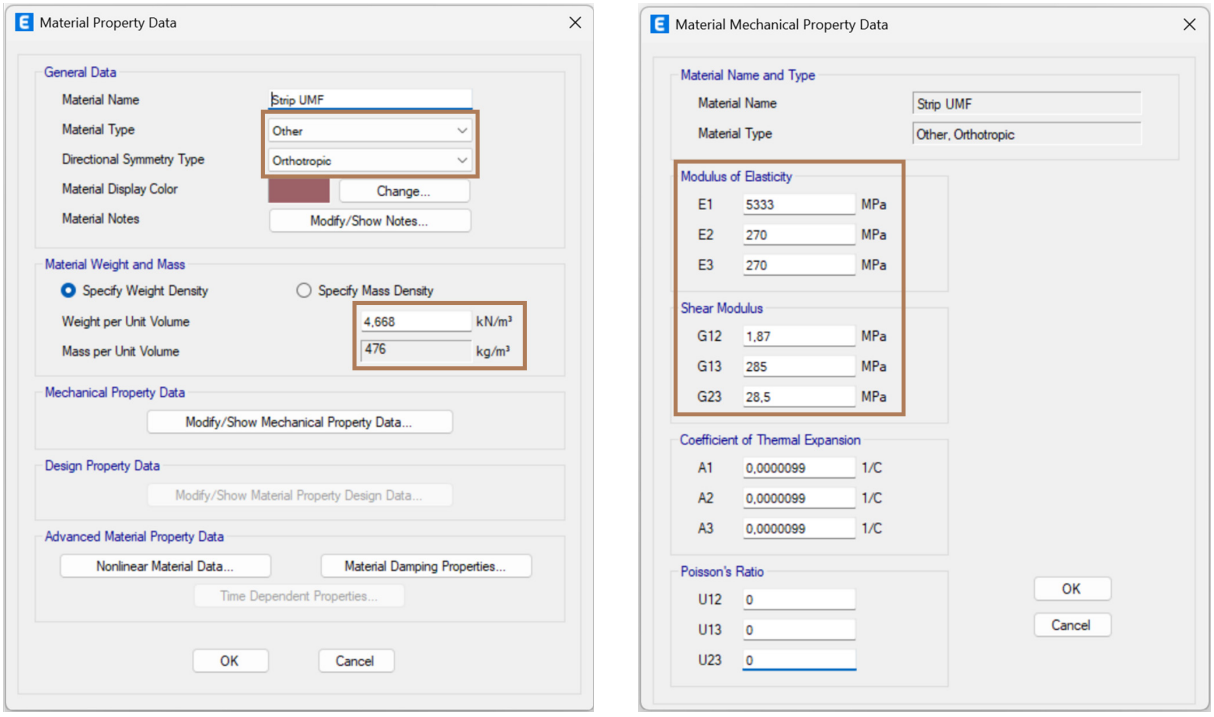


Figura 3.10 - *Definición de material ortotrópico con propiedades del strip de uniones.*

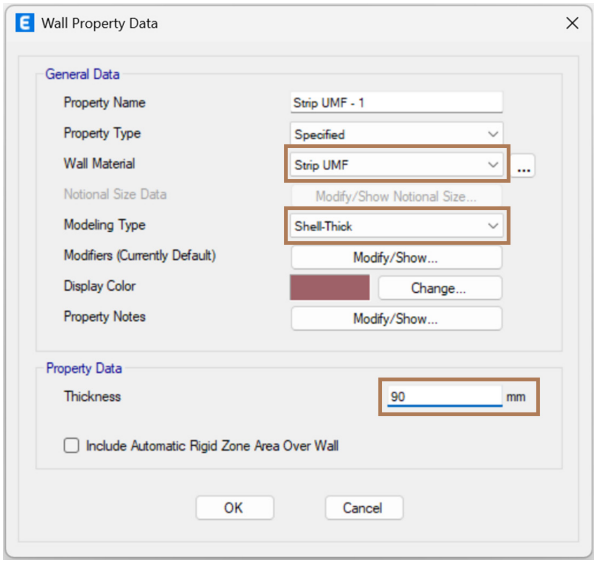


Figura 3.11 - *Definición de elemento shell del strip de uniones.*

NOTA TÉCNICA 3.2 - DEPENDENCIA DE LA CARGA GRAVITACIONAL DEL *STRIP* DE UNIONES Y COMBINACIONES DE CARGA

Dado que la determinación de la capacidad al vuelco M_R depende de la carga gravitacional P – para considerar su aporte como momento restituyente – y a su vez la carga gravitacional depende siempre de la combinación de carga que se está verificando, podría pensarse que los parámetros de los *strip* de uniones se deben modificar para cada combinación de carga y realizar análisis por separado para cada una. No obstante, esto pocas veces es necesario.

La carga gravitacional influye indirectamente en el parámetro G_{strip}, el cuál incide significativamente en las **deformaciones laterales, modos de vibrar** y **distribución de carga** de la estructura:

- Dado que las **deformaciones laterales** siempre son verificadas mediante las combinaciones de carga laterales ASD, es decir $D \pm E$, entonces basta definir G_{strip} considerando únicamente el 100% de la carga permanente D, sin necesidad de hacer modificaciones posteriores para cada análisis de resistencia o deformación.
- En la determinación de los **modos de vibración**, como estos dependen de la masa sísmica, sí habrá una carga gravitacional distinta, generalmente $D+0{,}25L$ o $D+0{,}5L$. Dependiendo de los porcentajes que representa cada estado de carga en la masa sísmica total, valdrá la pena o no realizar un análisis modal considerando el aumento de carga P en la determinación de M_R y por ende el aumento también del parámetro G_{strip}.

  Ejemplo 1:

  Si el porcentaje de $0{,}25L$ en la masa sísmica total es bajo → la carga P aumenta poco → la capacidad M_R también aumenta poco → el parámetro G_{strip} aumenta poco. Entonces, $G_{strip,(D)} \approx G_{strip,(D+0,25L)}$. En definitiva, no vale mucho la pena recalcular el parámetro G_{strip} y modificar las definiciones en el modelo de elementos finitos para determinar los modos de vibración.

Determinación / Verificación	G_{strip}
Periodo natural	$G_{strip,(D)}$
Resistencia	$G_{strip,(D)}$
Deformaciones	$G_{strip,(D)}$

  Ejemplo 2:

  Si el porcentaje de $0{,}5L$ en la masa sísmica total es alto → la carga P aumenta significativamente → la capacidad M_R también aumenta → el parámetro G_{strip} aumenta. Entonces, $G_{strip,(D)} < G_{strip,(D+0,5L)}$. En definitiva, para la determinación de los modos de vibración se usa en el modelo $G_{strip,(D+0,5L)}$, luego con el periodo fundamental se determina la carga sísmica a asignar según la normativa, posteriormente se ajusta en el modelo $G_{strip,(D)}$ y finalmente se verifican resistencias y deformaciones.

Determinación / Verificación	G_{strip}
Periodo natural	$G_{strip,(D+0,5L)}$
Resistencia	$G_{strip,(D)}$
Deformaciones	$G_{strip,(D)}$

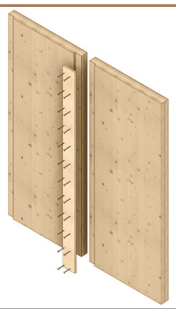
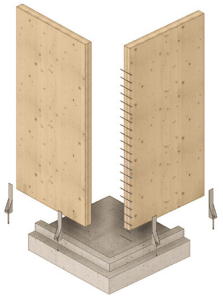
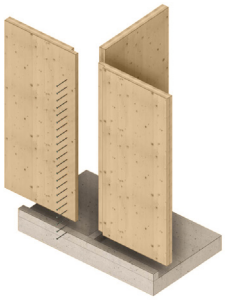
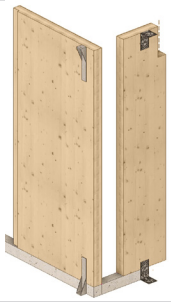
- Por otra parte, a nivel de **esfuerzos internos**, el parámetro G_{strip} influye en la trayectoria de cargas laterales, distribuyéndola según la rigidez de los distintos *strip* de uniones. Sin embargo, si todos los *strip* de uniones cambian su rigidez de manera proporcional (según la carga gravitacional por las distintas combinaciones de carga), el modelo no tendrá diferencias en la trayectoria de cargas laterales y por ende tampoco en los esfuerzos de corte.

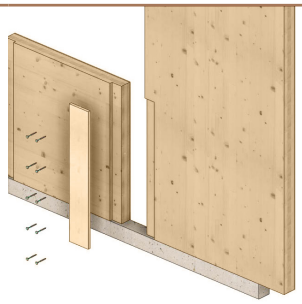
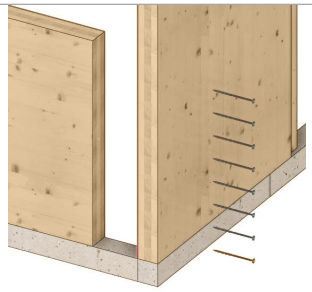
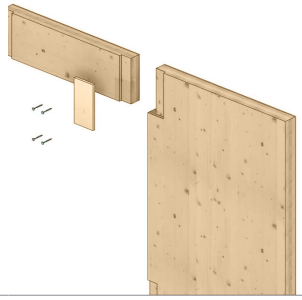
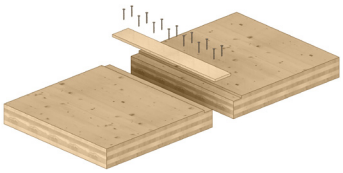
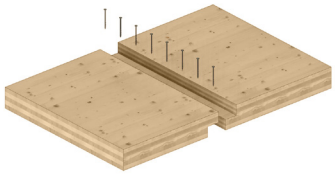
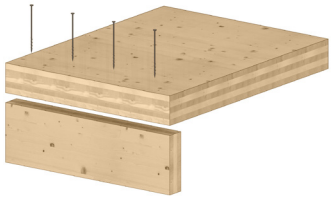
3.2.2 Supuestos para otros tipos de uniones

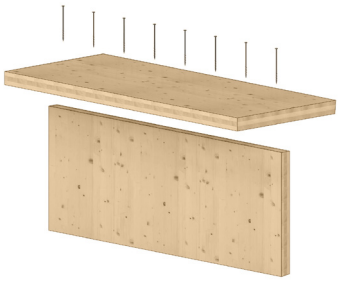
La modelación presentada en la sección anterior representa las uniones UMM, UMF y UMLM introducidas en el Volumen I de este manual. Los otros 15 tipos de uniones se simplifican según se indica en la Tabla 3.3.

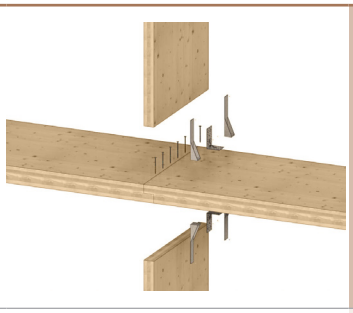
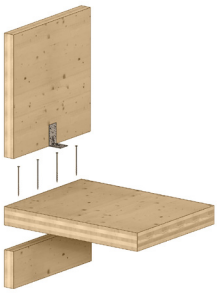
Tal como se mencionó al comienzo de la sección 3.2, esta metodología de modelación permite obtener un comportamiento global esperado en cuando a deformaciones, periodos y trayectoria de carga tanto gravitacional como lateral. Sin embargo, es importante recalcar que la forma de modelación simplificada presentada en la Tabla 3.3 omite ciertos efectos locales que en ocasiones puede ser importante verificar.

TABLA 3.3 – Resumen de modelación simplificada de uniones.

	Unión	Ilustración	Forma de modelación simplificada
Costuras	UMM		Condensada su influencia en UMF o UMLM
	UMMP		Unión rígida
	UMMM		Unión rígida
	UMGMP		No se modelan muros gravitacionales, por lo que no aparece este tipo de unión en el modelo

	Unión	Ilustración	Forma de modelación simplificada
Costuras (continuación)	UAM		No se modelan antepechos, por lo que no aparece este tipo de unión en el modelo. NOTA: Si bien los antepechos juegan un rol de acople lateral importante, este efecto se compensa con la rigidez de la UDM y la UDL)
	UAMP		No se modelan antepechos, por lo que no aparece este tipo de unión en el modelo NOTA: frente a cargas de viento perpendiculares al antepecho, se debiese verificar analíticamente la resistencia de la costura.
	UDM		Unión rígida NOTA: Si bien en la práctica esta unión es bastante flexible, se compensa con la carencia de antepechos.
	ULL-L		Unión rígida
	ULL-T		Unión rígida
	UDL		Unión rígida

	Unión	Ilustración	Forma de modelación simplificada
Costuras (continuación)	UCT		Unión rígida
	ULT		Unión rígida
Uniones discretas	UMF		Según sección 3.2.1
	UMLM		Según sección 3.2.1
	UMLC		Unión rígida
	UDMP		Unión rígida NOTA: En la práctica esta unión suele ser bastante flexible. Se sugiere verificar analíticamente la deflexión de la viga.

	Unión	Ilustración	Forma de modelación simplificada
Uniones mixtas	UMLLM		En el plano vertical según sección 3.2.1 para representar anclajes de corte y de vuelco. En el plano horizontal rígido.
	UDLA		No se modelan antepechos, por lo que no aparece este tipo de unión en el modelo

3.3 EJEMPLOS SIMPLES

Habiendo definido la forma de modelación de los paneles y de las uniones, siempre es recomendable verificar que su comportamiento sea el esperado y el modelo sea efectivamente representativo de la realidad. Esta sección presenta tres ejemplos simples, fácilmente comparables con cálculos analíticos, que evidencian el correcto funcionamiento de la modelación y, a su vez, sirven de ejercicio para el usuario.

3.3.1 Losa simplemente apoyada

El siguiente ejemplo consiste en el panel de CLT combinado de 5 capas de 30 [mm], con láminas C24 en x y C16 en y (ver Figura 3.1), utilizado como losa simplemente apoyada con un vano de 4 [m] de luz y 2 [m] de ancho. La losa está sometida a una carga permanente de $D=2$ [kPa] y una carga de uso de $L=2$ [kPa]. Se verifica su resistencia a la flexión y al cizalle fuera del plano y la deflexión.

3.3.1.1 Cálculo analítico

La combinación crítica para el diseño por el método ASD es $D+L$. Sumado a las cargas descritas en el enunciado, se considera el peso propio de la losa:

$$
\begin{aligned}
D_{pp} &= \frac{\rho_{12} \cdot V_{CLT} \cdot g}{A_T} \\
&= \frac{476\ [\mathrm{kg/m^3}] \cdot 4\ [\mathrm{m}] \cdot 2\ [\mathrm{m}] \cdot 0{,}15\ [\mathrm{m}] \cdot 9{,}81 [\mathrm{m/s^2}]}{8\ [\mathrm{m^2}]} \\
&= 0{,}7\ [\mathrm{kN/m^2}]
\end{aligned}
$$

Como resultado, se tiene una carga distribuida por área de $Q=4{,}7$ [kPa]. La Figura 3.12 ilustra el ejemplo descrito y su conversión a 1 [m] de ancho con carga lineal distribuida de $q=4{,}7$ [kN/m] para el análisis con el modelo de cálculo tipo viga de analogía de corte[15].

15. Las ecuaciones del modelo de analogía de corte y de los valores seccionales utilizados en este análisis se encuentran detalladas en el capítulo 5 del Volumen I.

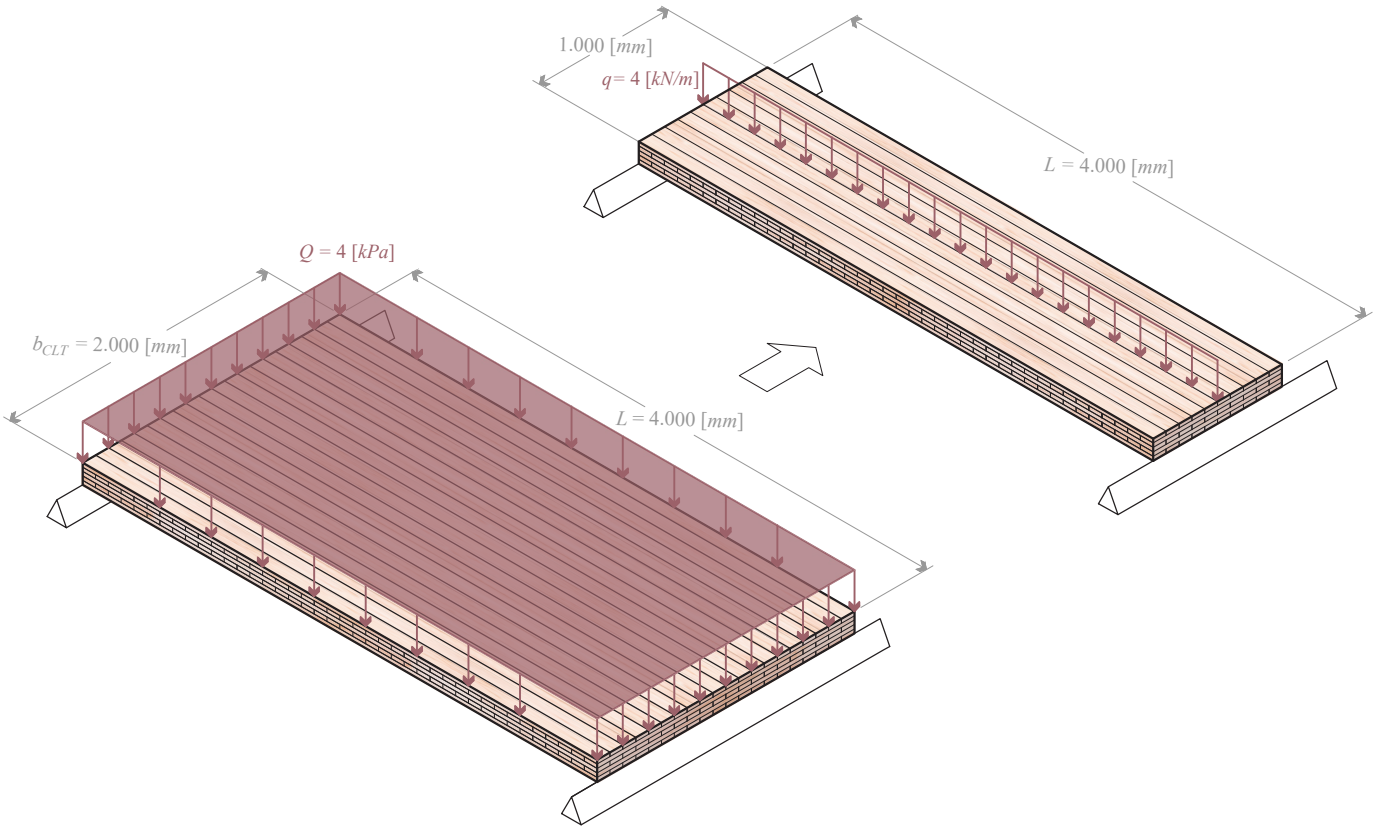


Figura 3.12 - *Ejemplo de losa simplemente apoyada sometida a una carga distribuida.*

Luego, el momento máximo y el corte máximo resultan:

MOMENTO MÁXIMO

$$M_{max} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{4{,}7\ [\text{kN/m}] \cdot (4\ [\text{m}])^2}{8} = 9{,}4\ [\text{kN} \cdot \text{m}]$$

CORTE MÁXIMO

$$V_{max} = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{4{,}7\ [\text{kN/m}] \cdot 4\ [\text{m}]}{2} = 9{,}4\ [\text{kN}]$$

Por otra parte, el panel CL-24/16c tiene las resistencias y rigideces según el método de la analogía de corte indicados en la Tabla 3.4.

TABLA 3.4 – Rigideces y resistencias fuera del plano de panel CL-24/16c de 5 capas de 30 [mm] (valores por 1 [m] de ancho).

Rigideces en flexión y corte según método de analogía de corte		
$(EI)_{ef,x}$	2.466	[10^9 N·mm^2]
$(EI)_{ef,y}$	469	[10^9 N·mm^2]
$(GA)_{ef,x}$	11,2	[10^6 N]
$(GA)_{ef,y}$	14,5	[10^6 N]

Resistencias en flexión y cizalle en eje x, con K_D=1,0		
$f_{ft,d}$	9,72	[MPa]
$f_{fv,d}$	9,72	[MPa]
$f_{cz,d}$	1,25	[MPa]
$f_{czr,d}$	0,25	[MPa]

El momento de inercia efectivo en la dirección x resulta:

$$
\begin{aligned}
I_{ef,x} &= \frac{(EI)_{ef,x}}{E_{r,x}} \\
&= \frac{2.466 \cdot 10^9 [\text{N} \cdot \text{mm}^2]}{11.000 \text{ [MPa]}} \\
&= 224.185.909 \text{ [mm}^4\text{]}
\end{aligned}
$$

Considerando las rigideces de la Tabla 3.4, se calcula la tensión por flexión fuera del plano en la capa externa:

$$
\begin{aligned}
\sigma_{f,x} &= \frac{M_{max}}{I_{ef,x}} \cdot \frac{t_{CLT}}{2} \\
&= \frac{9{,}4 \cdot 10^6 [\text{N} \cdot \text{mm}]}{224.185.909 \text{ [mm}^4\text{]}} \cdot \frac{150 \text{ [mm]}}{2} \\
&= 3{,}14 \text{ [MPa]}
\end{aligned}
$$

Por otra parte, la verificación de cizalle fuera del plano debe considerar el posible fallo de las láminas longitudinales por cizalle y el de las láminas transversales por rodadura, para lo cual se calcula el momento estático para ambos casos:

MOMENTO ESTÁTICO EN EL CENTRO DE LÁMINA LONGITUDINAL CENTRAL

$$
\begin{aligned}
S_{cz,x,net} &= \sum_{i=1}^{n_{S_x}} \frac{E_i}{E_r} \cdot b \cdot t_i \cdot z_i + \frac{E_i}{E_r} \cdot b \cdot \frac{t_i^2}{8} \\
&= 1.912.500 \text{ [mm}^3\text{]}
\end{aligned}
$$

MOMENTO ESTÁTICO EN LA LÁMINA TRANSVERSAL

$$
\begin{aligned}
S_{rod,x,net} &= \sum_{i=1}^{n_{S_x}} \frac{E_i}{E_r} \cdot b \cdot t_i \cdot z_i \\
&= 1.800.000 \text{ [mm}^3\text{]}
\end{aligned}
$$

Luego, se calcula la tensión por cizalle fuera del plano en la capa paralela crítica y en la capa perpendicular crítica:

CIZALLE LONGITUDINAL EN CAPA PARALELA

$$
\begin{aligned}
\tau_{xz,cz} &= \frac{V_{max} \cdot S_{cz,x,net}}{I_{ef,x} \cdot b} \\
&= \frac{9{,}4 \cdot 10^3 \text{ [N]} \cdot 1.912.500 \text{ [mm}^3\text{]}}{224.185.909 \text{ [mm}^4\text{]} \cdot 1000 \text{ [mm]}} \\
&= 0{,}080 \text{ [MPa]}
\end{aligned}
$$

RODADURA EN CAPA PERPENDICULAR

$$
\begin{aligned}
\tau_{xz,czr} &= \frac{V_{max} \cdot S_{rod,x,net}}{I_{ef,x} \cdot b} \\
&= \frac{9{,}4 \cdot 10^3 \text{ [N]} \cdot 1.800.000 \text{ [mm}^3\text{]}}{224.185.909 \text{ [mm}^4\text{]} \cdot 1000 \text{ [mm]}} \\
&= 0{,}075 \text{ [MPa]}
\end{aligned}
$$

La Tabla 3.5 resume las verificaciones tensionales de la flexión y el corte fuera del plano en la losa.

TABLA 3.5 – Verificaciones tensionales del ejemplo de losa simplemente apoyada.

Flexión fuera del plano	Cizalle longitudinal	Cizalle rodante
$FU = \frac{\sigma_{f,x}}{f_{ft,d}}$	$FU = \frac{\tau_{xz,cz}}{f_{cz,d}}$	$FU = \frac{\tau_{xz,czr}}{f_{czr,d}}$
$\frac{3{,}14\ [\text{MPa}]}{9{,}72\ [\text{MPa}]} = 0{,}32$	$\frac{0{,}080\ [\text{MPa}]}{1{,}25\ [\text{MPa}]} = 0{,}06$	$\frac{0{,}075\ [\text{MPa}]}{0{,}25\ [\text{MPa}]} = 0{,}30$

En cuanto a la deflexión, los límites según la Tabla 6 de NCh1198:2024 son:

EXCLUSIVAMENTE SOBRECARGA (L)	PESO PROPIO MÁS SOBRECARGA ($D+L$)
$\delta_{adm(L)} = \frac{L}{360}$	$\delta_{adm(D+L)} = \frac{L}{300}$
$= 11{,}1\ [\text{mm}]$	$= 13{,}3\ [\text{mm}]$

La máxima deflexión fuera del plano de un panel de CLT, se calcula como la suma de las deflexiones por corta duración y por larga duración, considerando el efecto de *creep* y una posible contraflecha, según la expresión:

$$\delta_{max} = \delta_{tot} - \delta_0 \tag{3.15}$$

$$\delta_{tot} = \delta_{cd} + \delta_{ld} + \delta_{ld,creep} \tag{3.16}$$

$$\delta_{ld,creep} = \delta_{ld} \cdot k_{creep} \tag{3.17}$$

La deflexión debida a una carga uniformemente distribuida (q) actuando fuera del plano, puede calcularse como una suma de las deflexiones debidas a los efectos de momento y de corte, utilizando la rigidez efectiva a flexión $(EI)_{ef}$ y la rigidez efectiva a corte $(GA)_{ef}$, mediante la expresión:

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q\,L^4}{(EI)_{ef}} + \frac{1}{8} \cdot \frac{q\,L^2}{(GA)_{ef}} \tag{3.18}$$

Las distintas deflexiones y su verificación se detallan en la Tabla 3.6.

TABLA 3.6 – Resultados de deflexión del ejemplo de losa simplemente apoyada.

Contribuciones de deflexión				Deflexión total	Verificaciones	
δ_0 [mm]	δ_{cd} [mm]	δ_{ld} [mm]	$\delta_{ld,creep}$ [mm]	δ_{max} [mm]	$FU = \frac{\delta_{cd}}{\delta_{(L)}}$	$FU = \frac{\delta_{max}}{\delta_{(D+L)}}$
0	3,1	4,1	4,1	11,3	0,28	0,85

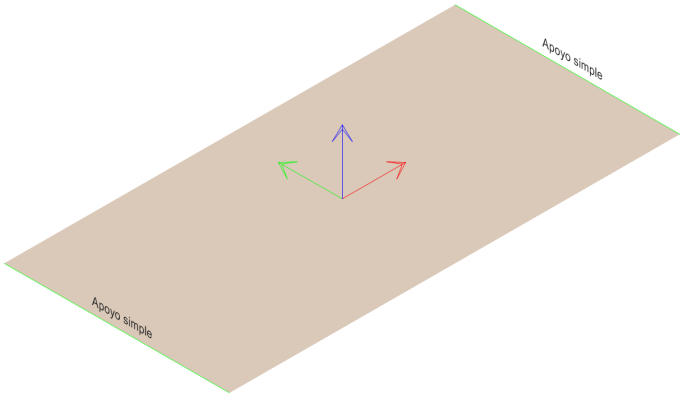
3.3.1.2 Cálculo computacional

La Figura 3.13 muestra el ejemplo modelado en el programa ETABS, utilizando la forma de modelación descrita en este capítulo. Para ello, se debe crear un objeto de área con la sección transversal previamente definida según 3.1 y dibujar el panel con el largo y ancho especificado. En este caso, se opta por aplicar la flexibilización de corte según el Consejo práctico 3.2, con $k_v=0,57$ y 3 puntos de integración por capa. Notar la orientación de los ejes locales del panel, con el eje x en la dirección de mayor luz, tal como se recomienda en la sección 3.1.2 (ver Figura 3.13b).

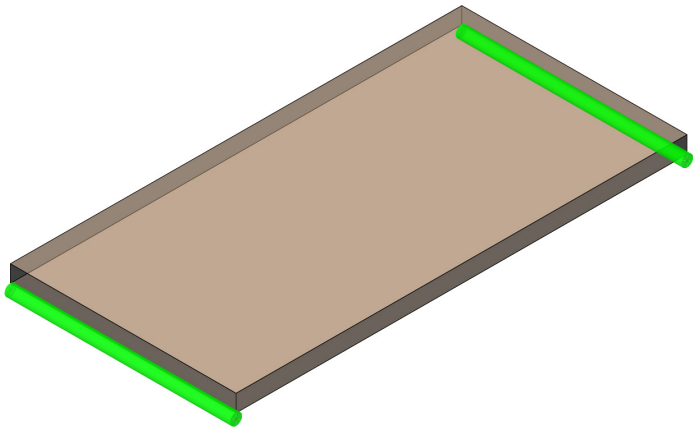
Luego se debe asignar la condición de apoyo (ver Consejo práctico 3.2) y las cargas superficiales permanente y de uso.



a) Dimensiones y asignación de sección.



b) ejes locales y apoyo lineal



c) vista geométrica extruída

Figura 3.13 - *Modelación de ejemplo de losa simplemente apoyada.*

CONSEJO PRÁCTICO 3.2 – Apoyo lineal en ETABS

En la modelación de elementos finitos, los apoyos lineales son la condición que mejor representa el apoyo de elementos planares en usos comunes, como por ejemplo en muros a fundaciones.

Si bien en ETABS no existe un objeto de modelación específico para apoyos lineales análogo al apoyo puntual (*joint restraints*), es posible representar esta condición a partir de distintos objetos disponibles.

Una práctica común es subdividir manualmente los objetos *shell* en varios objetos pequeños y asignar en sus esquinas apoyos puntuales.

Alternativamente, si no se desea subdividir el *shell*, se puede definir un resorte lineal (*line spring*) y asignar rigideces altas o nulas para emular restricción o liberación, respectivamente.

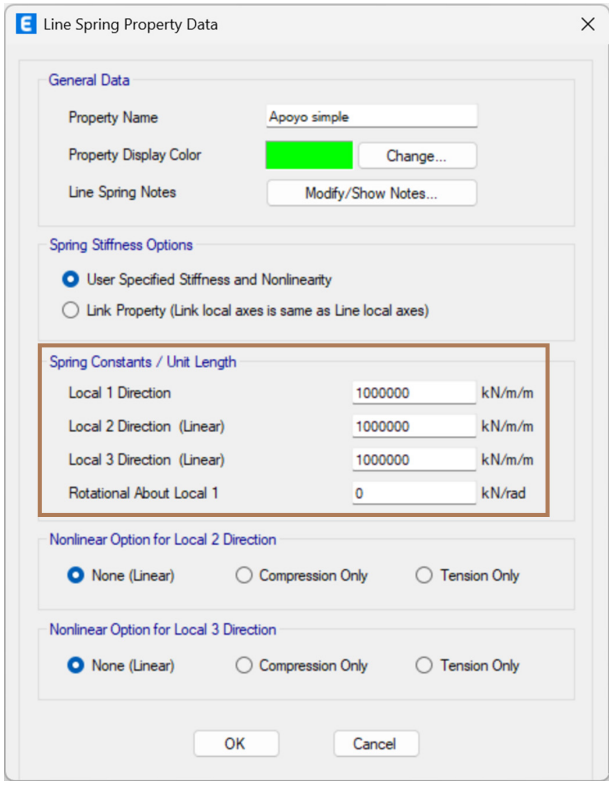


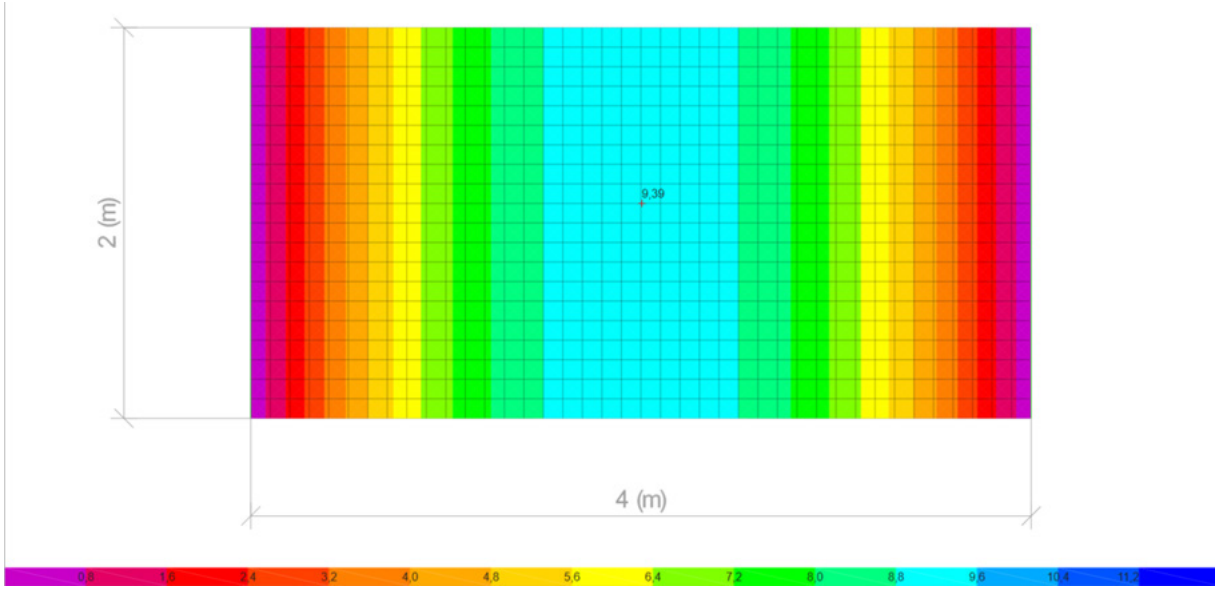
Figura 3.14 - *Definición de resorte lineal para la representación de apoyo lineal simple.*

Luego, dado que los *line spring* no se pueden asignar a bordes de objetos *shell*, se puede crear un *frame* auxiliar con una rigidez muy alta, dibujarlo sobre el borde del *shell* y asignarle el *line spring*.

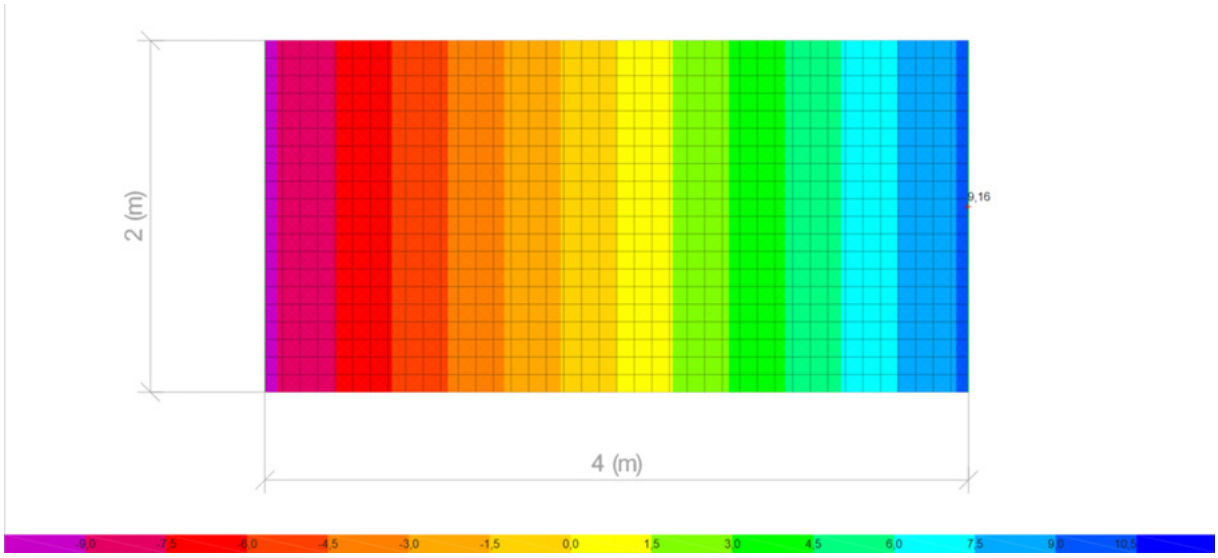
Para obtener resultados confiables, se debe controlar el mallado de elementos finitos, ya sea mediante un *mesh* manual o automático. Un *mesh* de 100 [mm] en una losa suele ser el tamaño máximo para dar resultados precisos; uno de 200 [mm] entrega muy buenos resultados con errores despreciables; uno de 400 [mm] entrega resultados aceptables y suficientes para un diseño general; y uno de 1.000 [mm] es insuficiente para obtener resultados fiables.

Dado que este ejemplo opta por un apoyo lineal con *line springs*, para no subdividir el *shell*, es necesario asignar un *auto mesh* al elemento placa. Los resultados se reportan para un *mesh* de 100 [mm].

Los resultados de esfuerzos de momento y corte se muestran gráficamente en la Figura 3.15, mientras que en la Tabla 3.7 se tabulan y grafican los resultados tensionales por capa para las verificaciones de flexión y corte fuera del plano.



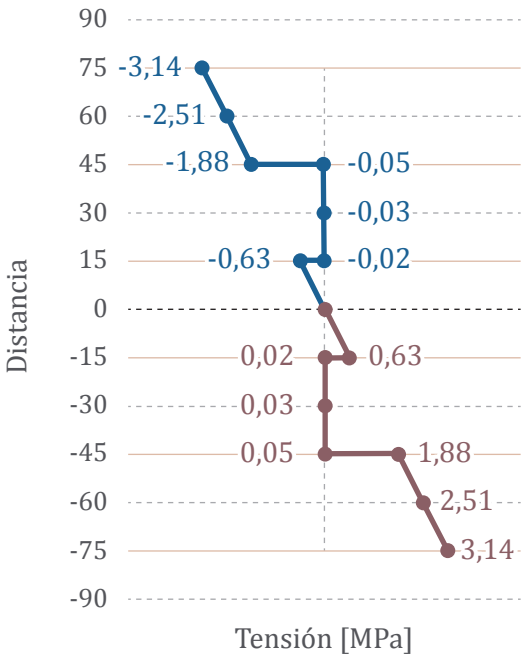
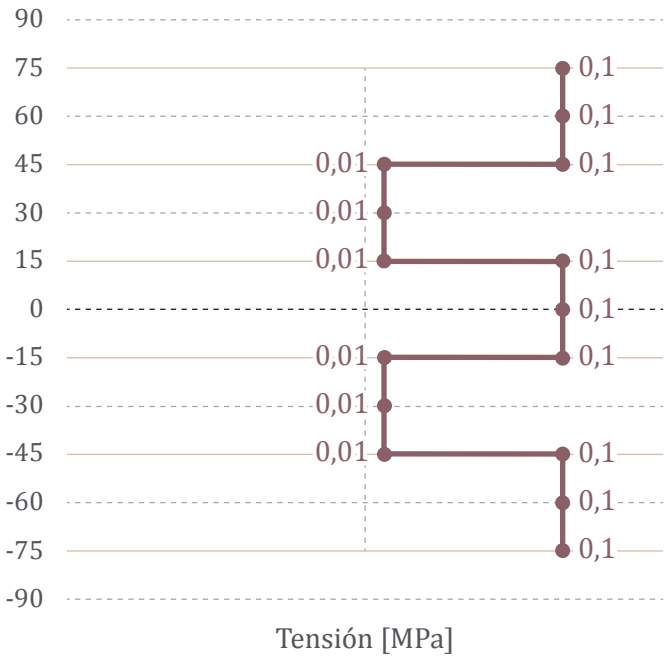
a) Diagrama de momento (M11)



b) Diagrama de corte (V13)

Figura 3.15 - *Diagramas de esfuerzos de ejemplo de losa simplemente apoyada.*

TABLA 3.7 – Resultados de modelación computacional del ejemplo de losa simplemente apoyada (unidades de longitud en [mm] y de tensión en [MPa]).

Tensiones axiales en eje x (S11 en ETABS)	Tensiones de corte fuera del plano (S13 en ETABS)
	

Flexión fuera del plano	Cizalle longitudinal	Cizalle rodante
$FU = \frac{\sigma_{f,x}}{f_{ft,d}}$	$FU = \frac{\tau_{xz,cz}}{f_{cz,d}}$	$FU = \frac{\tau_{xz,czr}}{f_{czr,d}}$
$\frac{3{,}14\ [\text{MPa}]}{9{,}72\ [\text{MPa}]} = 0{,}32$	$\frac{0{,}1\ [\text{MPa}]}{1{,}25\ [\text{MPa}]} = 0{,}08$	$\frac{0{,}1\ [\text{MPa}]}{0{,}25\ [\text{MPa}]} = 0{,}40$

NOTA: La extracción de tensiones en distintos puntos de cada capa no es directa en ETABS. Para observar cada valor se debe mostrar gráficamente la opción *Shell Layer Stresses* e ir variando la capa y el punto de integración. El gráfico presentado es una reconstrucción manual.

Como se puede apreciar en el gráfico de tensiones de corte fuera del plano de la Tabla 3.7, el programa no es capaz de representar la distribución de tensiones parabólica esperable con un máximo en el eje neutro y valores nulos en los extremos. En cambio, el resultado representa una tensión máxima por capa, en función de su módulo de corte e independiente de su distancia al eje neutro.

Por otra parte, tampoco es posible reportar los valores de cizalle en las capas transversales[16], los cuales completan el flujo de corte y permiten el traspaso entre capas longitudinales, por ejemplo, entre la capa 1 y 3.

De todas formas, el valor máximo es aceptable para el diseño, ya que se puede atribuir al cizalle

16. Teóricamente, la tensión de cizalle en las capas transversales se debiese apreciar en la componente S23 de ETABS. Para profundizar en las tensiones de corte esperadas para cada capa, se sugiere revisar las secciones 3.4.1 y 5.1.5 del Volumen I de este manual.

longitudinal máximo en la capa central y es un valor cercano y conservador para asumir como cizalle rodante máximo en las capas transversales.

Por otra parte, el resultado computacional de la deflexión máxima, considerando el efecto del *creep*, se grafica en la Figura 3.16.

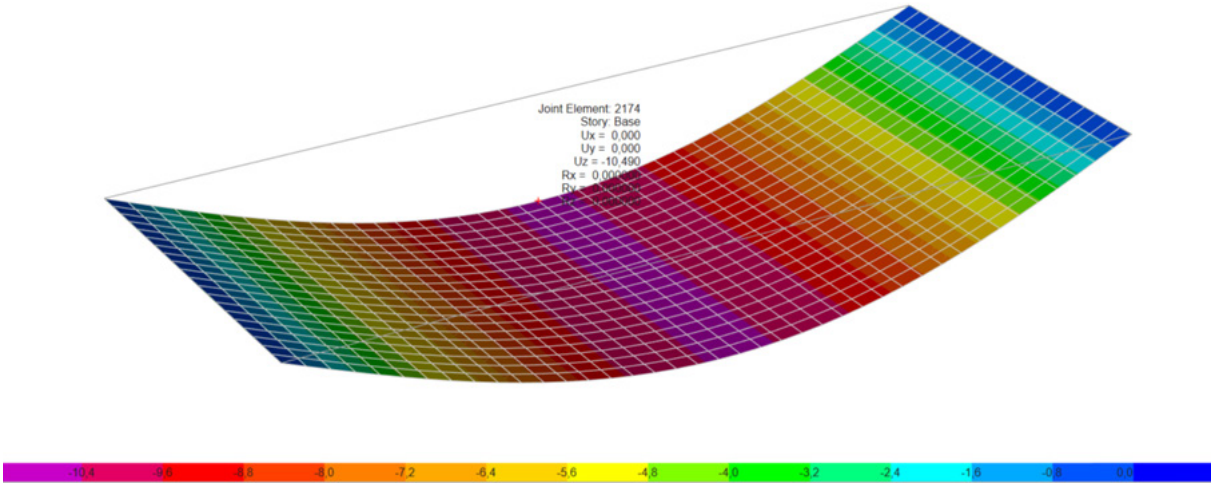


Figura 3.16 - *Deflexión máxima (2D+L) de ejemplo de losa simplemente apoyada (escala 1:50).*

3.3.1.3 Comparación de resultados

La Tabla 3.8 resume los resultados analíticos y los resultados computacionales obtenidos con RFEM 6 en el Volumen I y con ETABS en el presente capítulo. Se presentan los valores y las diferencias porcentuales.

TABLA 3.8 – Resultados de modelación computacional y comparación con resultados analíticos.

	Resultado			Diferencia porcentual		
	Cálculo analítico	RFEM 6	ETABS	*RFEM-CA / CA*	*ETABS-CA / CA*	*ETABS-RFEM / RFEM*
$\sigma_{f,x}$	3,145	3,145	3,14	0,0%	-0,16%	-0,16%
$\tau_{xz,cz}$	0,080	0,081	0,1	1,25%	25,00%	23,46%
$\tau_{xz,czr}$	0,075	0,076	0,01	1,33%	33,33%	31,58%
δ_{max}	11,3	11,2	10,49	-0,88%	-7,17%	-6,34%

Unidades de:
Tensiones en [MPa]
Deflexión en [mm]

La principal razón de esta diferencia se debe al modelo de cálculo utilizado para determinar las rigideces, especialmente la rigidez al corte fuera del plano. Tal como se comentó en 3.1.2, existen diferentes alternativas para determinar estas rigideces y considerar las flexibilizaciones al corte, así como también cada programa tiene sus propios métodos de integración para los resultados de elementos finitos, lo que inevitablemente resultará en diferencias.

Pese a que la diferencia porcentual obtenida en ETABS en comparación con el cálculo analítico y el resultado obtenido en RFEM 6 pareciera ser alta, la magnitud física del valor es la que realmente importa para el diseño estructural, siendo diferencias despreciables y concluyendo que todos los resultados son igualmente válidos.

3.3.2 Muro monolítico de 3 pisos

El siguiente ejemplo consiste en un muro monolítico de 3 pisos formado por paneles de CLT homogéneo de 3 capas de 30 [mm], con láminas C16. Los muros tienen 2,4 [m] de alto por 1 [m] de largo y soportan en cada piso una losa de 150 [mm] de espesor en la variante plataforma.

Los herrajes utilizados en este ejemplo son modelos comerciales de la empresa Simpson Strong-Tie®. Se emplean los *hold-downs* HHDQ11 y ángulos de corte E20/3 para la UMF, mientras que para la UMLM se utilizan los mismos anclajes de vuelco y ángulos de corte ABR9020. En cada piso, los muros reciben una carga gravitacional de $q=6$ [kN/m]. La estructura se encuentra sometida a las cargas laterales de la Figura 3.17.

El ejemplo compara el desplazamiento lateral del muro y la fuerza de tracción de los *hold-downs*.

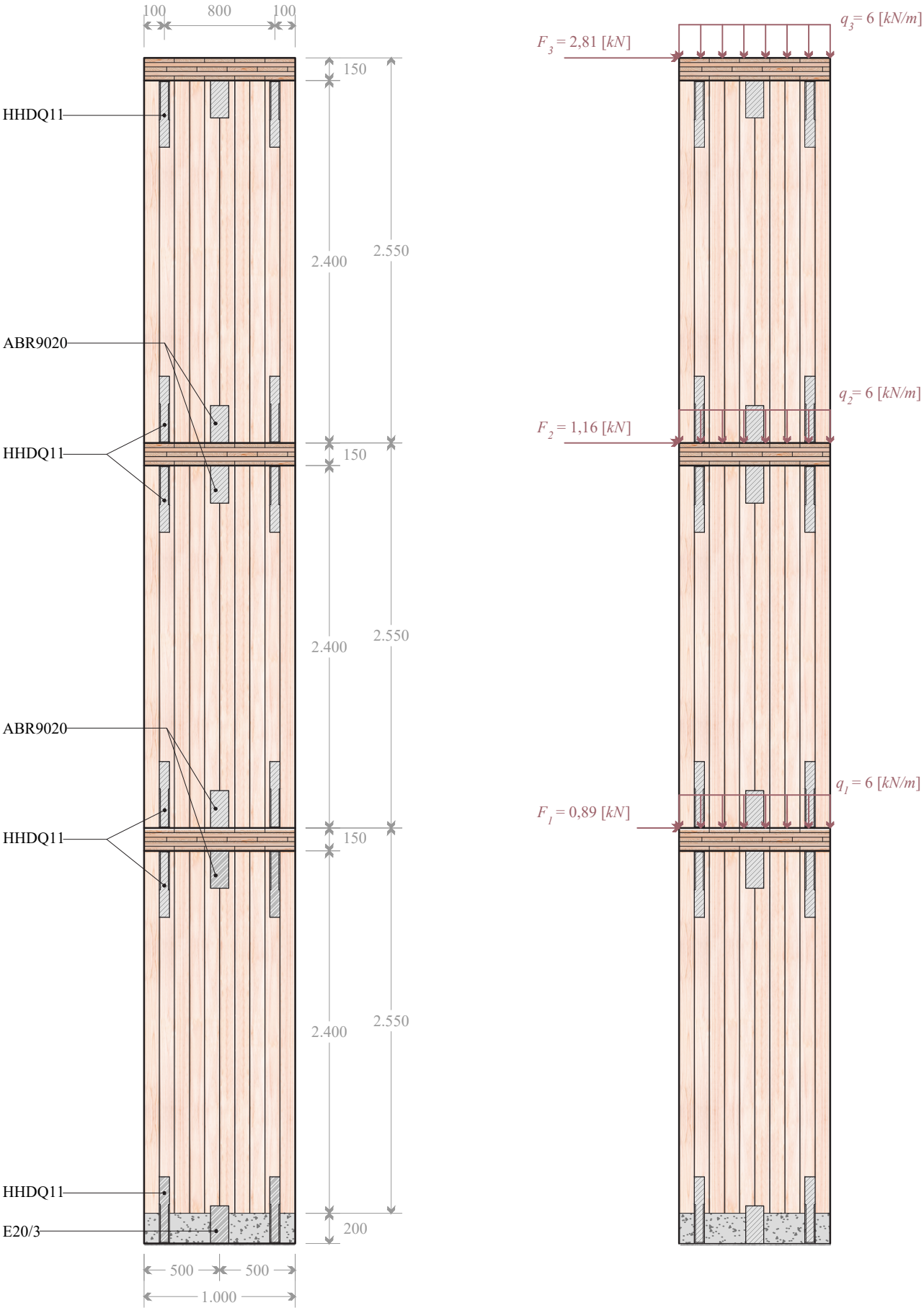


Figura 3.17 - *Ejemplo de muro monolítico de 3 pisos. Unidades de longitud en [mm].*

3.3.2.1 Cálculo analítico

En primer lugar, en caso de que la rigidez axial de los anclajes de vuelco y la rigidez lateral de los anclajes de corte no se encuentran indicadas directamente en los catálogos, se deben determinar teóricamente en base a la información disponible. De los *hold-downs* HHDQ11 se tiene la información indicada en la Tabla 3.9.

TABLA 3.9 – Valores de catálogo para HHDQ11-SDS2.5.

Modelo	Diámetro perno anclaje	Tornillos	Tracción de diseño	Deformación máxima
HHDQ11-SDS2.5	1 [in]	(24) 1/4 x 2 1/2 SDS	7.915 [lb]	0,131 [in]
	25,4 [mm]		31.685 [N]	3,327 [mm]

NOTA 1: información según catálogo C-C-MASSTIMBER24, p. 91, Simpson Strong-Tie®.
NOTA 2: tracción de diseño en sistema métrico incluye un factor de ajuste por especie de 0,9 considerando la gravedad específica del pino radiata *G=0,45*. Además, considera ya el factor de modificación por duración de carga.

La rigidez axial de un anclaje de vuelco HHDQ11 para la UMF se puede calcular como:

$$K_{z,HD,UMF} = \frac{P_d}{\delta_{max}} = \frac{31.685\ [N]}{3{,}327\ [mm]} = 9.523\ [N/mm]$$

Mientras que para la UMLM se consideran 2 de estos anclajes en serie[17]:

$$K_{z,HD,UMLM} = \left(\frac{1}{9.523\ [N/mm]} + \frac{1}{9.523\ [N/mm]}\right)^{-1} = 4.762\ [N/mm]$$

En cuanto a los anclajes de corte, se tiene la información indicada en la Tabla 3.10.

TABLA 3.10 – Valores de catálogo para ángulos de corte.

Modelo	Fijación ala horizontal	Fijación ala vertical
ABR9020	(10) SD #10 x 2 1/2"	(10) SD #10 x 2 1/2"
E20/3	(2) 3/8" bolt	(18) SD #10 x 2 1/2"

NOTA: información según catálogo C-C-MASSTIMBER24, p. 88, Simpson Strong-Tie®.

Al no tener más información de rigidez o deformación del herraje, el procedimiento en este caso consiste en determinar la rigidez de lo individual a lo grupal, según las ecuaciones de la sección 5.2.2 del Volumen I. Es decir, primero se determina la rigidez de un tornillo, luego de cada ala del herraje, posteriormente del herraje y por último de la unión completa.

17. La suma en serie o en paralelo de rigideces se detalla en la sección 5.2.2.4 del Volumen I

Ambos modelos comerciales se fijan al CLT con tornillos SD #10 x 2 1/2", los cuales tienen un diámetro *d=4,1* [mm]. Entonces, su rigidez lateral se calcula como:

$$\begin{aligned} K_{ser,v,i} &= 60 \cdot (0{,}7 \cdot d)^{1{,}7} \\ &= 60 \cdot (0{,}7 \cdot 4{,}1\ [\text{mm}])^{1{,}7} \\ &= 360\ [\text{N/mm}] \end{aligned}$$

Al corresponder a una unión madera-acero (entre el panel de CLT y el herraje), se tiene:

$$\begin{aligned} K_{ser,v,hibrid,i} &= 2 \cdot K_{ser,v,i} \\ &= 720\ [\text{N/mm}] \end{aligned}$$

Luego, dado que la fuerza lateral transmitida del tornillo a los paneles de CLT (tanto muro como losa) carga en dirección perpendicular a la fibra ($\alpha=90°$) (ver Figura 3.17), se tiene:

$$\begin{aligned} K_{ser,v90,hibrid,i} &= \frac{K_{ser,v,hibrid,i}}{2} \\ &= 360\ [\text{N/mm}] \end{aligned}$$

En el caso del ABR9020, cada ala se conecta con 10 tornillos que trabajan en paralelo, por lo que la rigidez total de cada ala por separada es:

$$\begin{aligned} \sum K_{ser,v,ala} &= \sum_{i=1}^{n} K_{ser,v90,hibrid,i} \\ &= 10 \cdot 360\ [\text{N/mm}] \\ &= 3.600\ [\text{N/mm}] \end{aligned}$$

La rigidez lateral del herraje ABR9020 es la suma en serie de ambas alas[18]:

$$\begin{aligned} \sum K_{ser,v} &= \left(\sum_{i=1}^{n} \frac{1}{K_{ser,i}} \right)^{-1} \\ &= \left(\frac{1}{3.600\ [\text{N/mm}]} + \frac{1}{3.600\ [\text{N/mm}]} \right)^{-1} \\ &= 1.800\ [\text{N/mm}] \end{aligned}$$

Finalmente, la UMLM considera 2 de estos anclajes en serie:

$$\begin{aligned} K_{x,AB,UMLM} &= \left(\frac{1}{1.800\ [\text{N/mm}]} + \frac{1}{1.800\ [\text{N/mm}]} \right)^{-1} \\ &= 900\ [\text{N/mm}] \end{aligned}$$

En cuanto a la UMF, se considera que el ala horizontal (que conecta el herraje con la fundación de hormigón mediante pernos de anclaje) es infinitamente rígida en comparación al ala vertical, por lo que su aporte en la suma en serie es despreciable. Dicho esto, la rigidez lateral del herraje E20/3 corresponde a la rigidez del ala vertical, conectada con 18 tornillos que trabajan en paralelo:

$$\begin{aligned} K_{x,AB,UMF} &= \sum_{i=1}^{n} K_{ser,v90,hibrid,i} \\ &= 18 \cdot 360\ [\text{N/mm}] \\ &= 6.484\ [\text{N/mm}] \end{aligned}$$

El resumen de los valores de rigideces en vertical y lateral de los anclajes de vuelco y de corte respectivamente se indican en la Tabla 3.11.

18. En la suma de rigideces en serie que involucran uno o más elementos adicionales a ambos paneles de CLT (por ejemplo, un herraje metálico) la rigidez de ese elemento se considera infinita en comparación a la de los tornillos. Es decir, su aporte en la sumatoria en serie es despreciable.

TABLA 3.11 – Rigideces de anclajes de vuelco y de corte de muro monolítico de 3 pisos.

Tipo de Unión	Anclajes de vuelco		Anclajes de corte	
	Configuración	$K_{x,AB}$ [kN/m]	Configuración	$K_{z,HD}$ [kN/m]
UMLM	(2) HHDQ11 en serie	4.762	(2) ABR9020 en serie	900
UMF	(1) HHDQ11	9.523	(1) E20/3	6.484

En conocimiento de las rigideces de los anclajes, se procede al cálculo analítico del desplazamiento lateral determinado según el Anexo R del prEN 1995-1-1 (2023), el cual parte de la base del comportamiento mecánico ilustrado en la Figura 3.18.

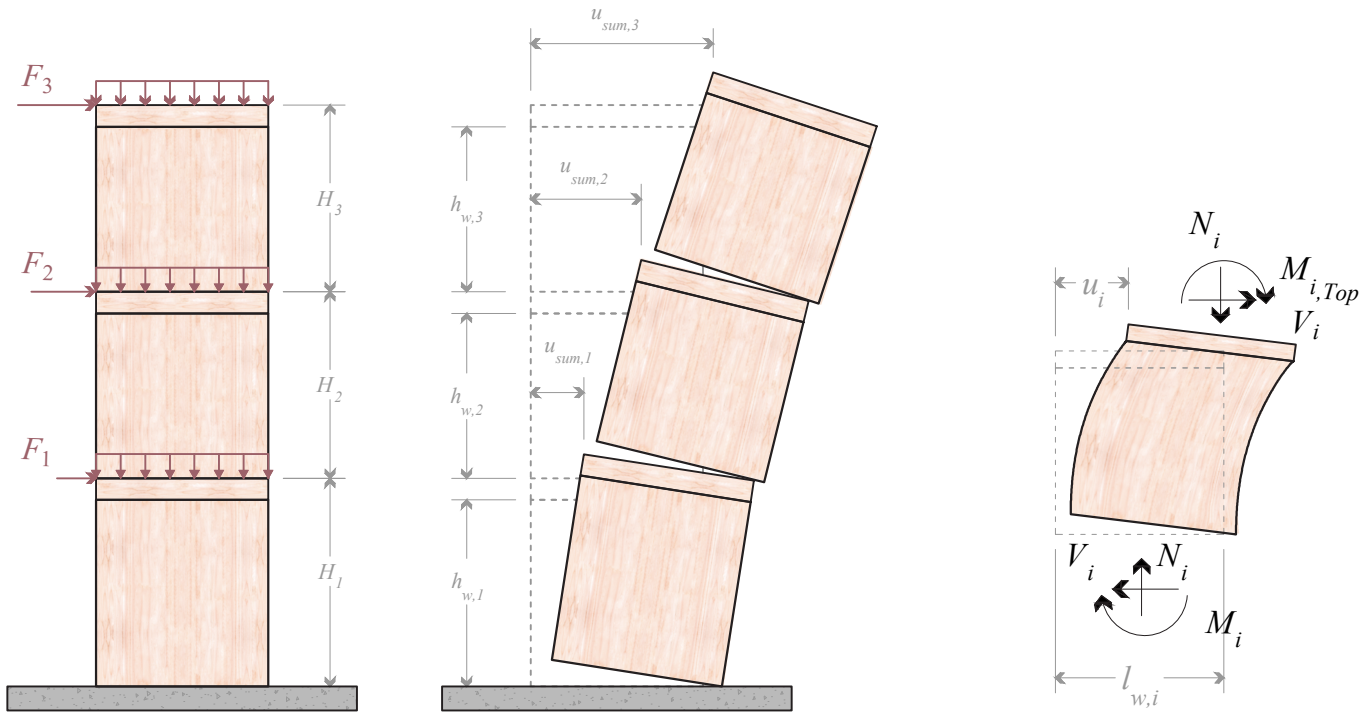


Figura 3.18 - *Desplazamiento lateral de un muro monolítico de múltiples pisos.*

en que:

F_i = fuerza lateral en el piso i

H_i = altura del piso i; $H_i=h_i+t_{losa,i}$

$h_{w,i}$ = altura del muro de corte del piso i

$l_{w,i}$ = largo del muro de corte del piso i

$u_{sum,i}$ = desplazamiento total del piso i; $u_{sum,i}=u_{sum,i-1}+u_i$

N_i = fuerza gravitacional sobre el piso i, asumida en el centro del muro de corte

V_i = fuerza de corte en el piso i

$M_{i,top}$ = momento en la parte superior del muro de corte del piso i

M_i = momento en la base del muro de corte del piso i

Luego, el desplazamiento por piso de un muro se determina como la suma de cinco componentes según la ecuación (3.19): flexión en el plano, vuelco de cuerpo rígido, deslizamiento de cuerpo rígido, corte en el plano y rotación acumulada. Cada componente de desplazamiento se determina según las ecuaciones de la Tabla 3.12. Cabe notar que el desplazamiento total del piso se mide en la cota superior de la losa, es decir, a la altura H_i. Sin embargo, se considera que sólo el muro de corte se desplaza o deforma, mientras que la losa se mantiene como cuerpo rígido, tal como se ilustra para cada componente de desplazamiento en la ecuación (3.19).

(3.19)

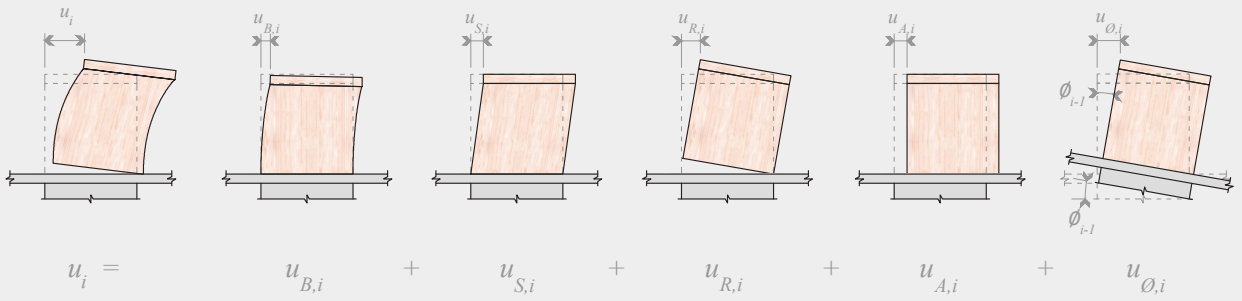
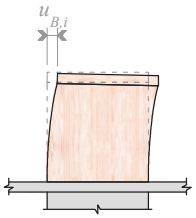


TABLA 3.12 – Contribuciones de desplazamiento en muros monolíticos de CLT.

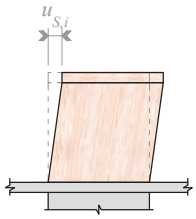


Deformación por flexión en el plano

$$u_{B,i} = \frac{M_{i,top} \cdot {h_{w,i}}^2}{2 \cdot (EI)_{ef,canto,i}} + \frac{V_i \cdot {h_{w,i}}^3}{3 \cdot (EI)_{ef,canto,i}}$$

en que $(EI)_{ef,canto,i}$ es la rigidez efectiva de canto, considerando solo las láminas orientadas verticalmente ($t_{Z,i}$):

$$(EI)_{ef,canto,i} = \frac{E_p \cdot t_{Z,i} \cdot {l_{w,i}}^3}{12}$$



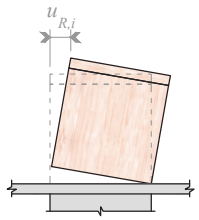
Deformación por corte en el plano

$$u_{S,i} = \frac{V_i \cdot h_{w,i}}{G_{canto,i} \cdot t_{w,i} \cdot l_{w,i}}$$

en que $G_{canto,i}$ es el módulo de corte en el plano, considerando la reducción de la ecuación (3.2):

$$G_{canto,i} = G \cdot k_v$$

y $t_{w,i}$ es el espesor total del muro t_{CLT}.



Desplazamiento por vuelco de cuerpo rígido

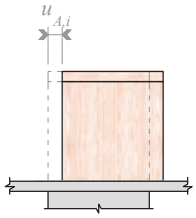
$$u_{R,i} = max\left\{\left(\frac{M_i}{K'_{R,i}} - \frac{N_i \cdot \left(\frac{l_{w,i}}{2} - l_c\right)}{K'_{R,i}}\right) \cdot H_i; 0\right\}$$

en que $K'_{R,i}$ es la rigidez rotacional equivalente del muro[19], debida a la rigidez vertical ($K_{z,j}$) de los j conectores que resisten el levantamiento, ubicados a una distancia x_j del borde del muro:

$$K'_{R,i} = \sum_j \left[K_{z,j} \cdot \left(x_j - l_c\right)^2\right]$$

y l_c la distancia entre el centro de rotación y el borde del muro (largo de la zona comprimida), pudiendo asumirse como l_c=0,1·$l_{w,i}$.

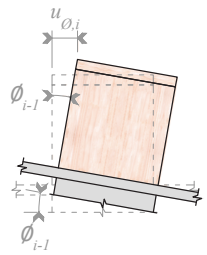
Es importante destacar, que $K_{z,j}$ debe considerar tanto la rigidez de los anclajes del muro superior como del inferior (notar la suma en serie en la Tabla 3.11). En este ejemplo, se asume que los anclajes de corte no tienen aporte frente al vuelco.



Desplazamiento por deslizamiento de cuerpo rígido

$$u_{A,i} = \frac{V_i}{K_{A,i}}$$

en que $K_{A,i}$ es la rigidez al deslizamiento del muro, debida a la rigidez lateral de los conectores que resisten el corte. Al igual que para la rigidez al vuelco, se consideran tanto los anclajes del muro superior como los del inferior (notar la suma en serie en la Tabla 3.11). En este ejemplo, se asume que los anclajes de vuelco no tienen aporte frente al deslizamiento.



Desplazamiento por rotación acumulada

$$u_{\phi,i} = \phi_{i-1} \cdot H_i \quad \text{para } i \geq 1$$

en que ϕ_{i-1} es la rotación en la parte superior del muro del piso inferior (i-1), considerando la contribución por su deformación en el plano ($\phi_{B,i-1}$) y por vuelco ($\phi_{R,i-1}$), sumando la rotación de muro del piso i-2:

$$\phi_{i-1} = \phi_{B,i-1} + \phi_{R,i-1} + \phi_{i-2}$$

$$\phi_{B,i-1} = \frac{M_{i-1,top} \cdot h_{w,i-1}}{(EI)_{ef,canto,i-1}} + \frac{V_{i-1} \cdot {h_{w,i-1}}^2}{2 \cdot (EI)_{ef,canto,i-1}} \quad ; \quad \phi_{R,i-1} = \frac{u_{R,i-1}}{H_{i-1}}$$

La aplicación de este procedimiento en el ejemplo en cuestión se resume en la Tabla 3.13, Tabla 3.14 y Tabla 3.15.

19. No confundir la rigidez rotacional equivalente $K'_{R,i}$ que está en unidades de [N·mm] con la rigidez lateral al vuelco K_R que está en unidades de [N/mm].

TABLA 3.13 – Dimensiones y solicitaciones del ejemplo de muro monolítico de 3 pisos.

Piso	Dimensiones				Solicitaciones	
	t_{losa} [mm]	$h_{w,i}$ [mm]	H_i [mm]	$l_{w,i}$ [mm]	F_i [kN]	q_i [kN/m]
3	150	2.400	2.550	1.000	2,81	6
2	150	2.400	2.550	1.000	1,16	6
1	150	2.400	2.550	1.000	0,89	6

TABLA 3.14 – Traspaso de carga del ejemplo de muro monolítico de 3 pisos.

Piso	Traspaso de Carga			
	N_i [kN]	V_i [kN]	$M_{i,top}$ [kN-m]	M_i [kN-m]
3	6	2,81	0,00	7,17
2	12	3,97	7,17	17,29
1	18	4,86	17,29	29,68

TABLA 3.15 – Resultados de desplazamientos por piso del ejemplo de muro monolítico de 3 pisos.

Piso	Contribuciones de desplazamiento					Desplazamiento relativo por piso	Desplazamiento total por piso
	$u_{B,i}$ [mm]	$u_{S,i}$ [mm]	$u_{R,i}$ [mm]	$u_{A,i}$ [mm]	$u_{\phi,i}$ [mm]	u_i [mm]	$u_{sum,i}$ [mm]
3	0,32	0,26	3,99	3,12	25,22	32,91	74,47
2	0,97	0,37	10,45	4,41	12,94	29,15	41,56
1	1,80	0,45	9,41	0,75	0,00	12,41	12,41

Por otra parte, las fuerzas de tracción en los *hold-downs* se pueden calcular simplificadamente considerando únicamente el comportamiento de vuelco de cuerpo rígido y asumiendo el centro de rotación a l_c del borde del muro. El momento volcante es el anteriormente calculado M_i, mientras que el momento restituyente por carga gravitacional se calcula como:

$$M_{rest} = N_i \cdot \left(\frac{l_{w,i}}{2} - l_{c,i}\right) \quad (3.20)$$

Considerando un brazo de momento entre el centro de rotación y la ubicación del *hold-down*, l'_w, las fuerzas de tracción en los *hold-downs* se calculan como:

$$T_{HD,i} = \frac{M_i - M_{rest}}{l'_w} \quad (3.21)$$

TABLA 3.16 – Fuerzas de tracción en *hold-downs* del ejemplo de muro monolítico de 3 pisos.

Piso	$l'_{w,i}$ [mm]	M_i [kN-m]	M_{rest} [kN-m]	$T_{HD,i}$ [kN]
3	800	7,17	2,40	5,96
2	800	17,29	4,80	15,61
1	800	29,68	7,20	28,10

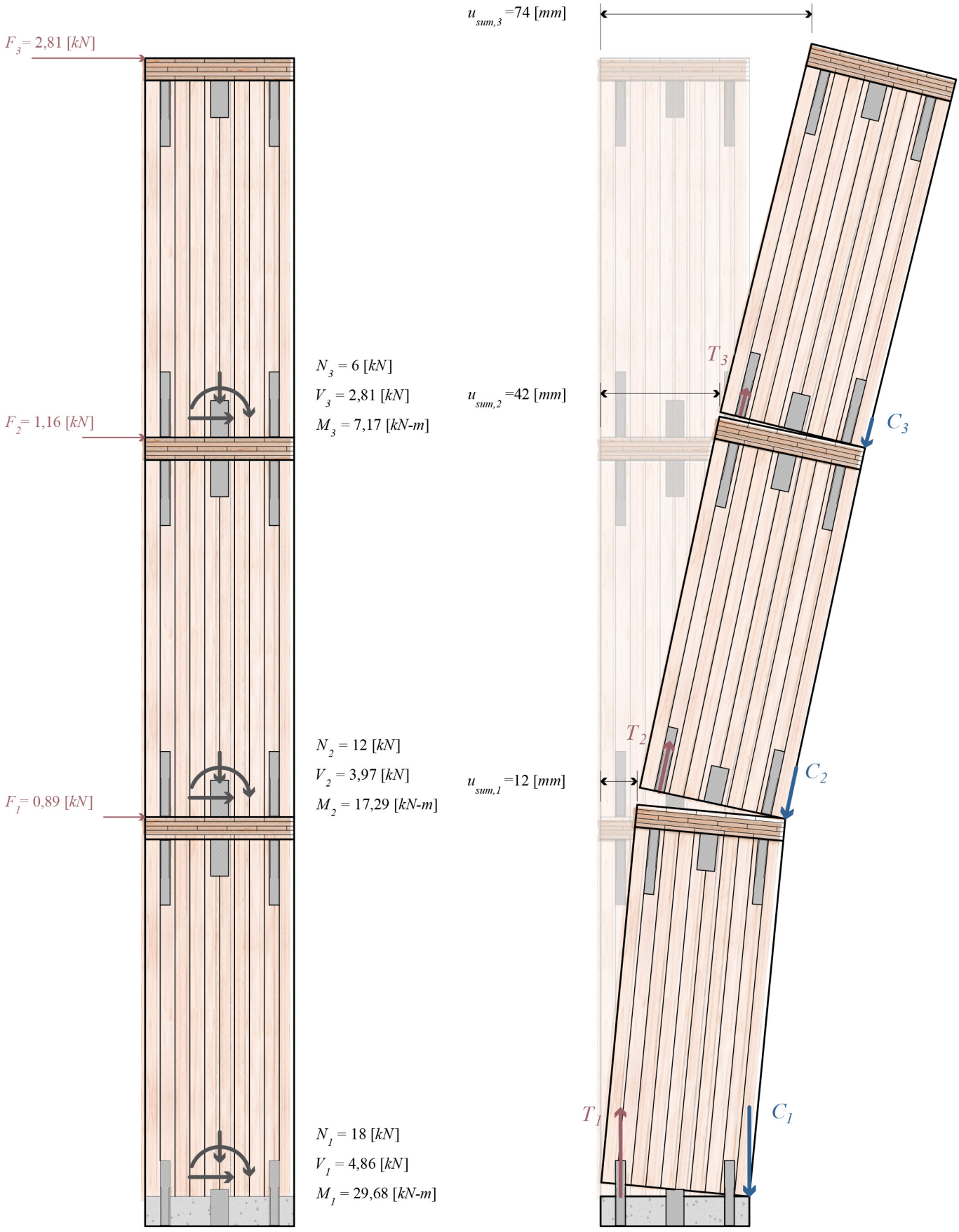


Figura 3.19 - *Resultado de traspaso de carga y desplazamientos (en escala 1:20) por piso en ejemplo de muro monolítico de 3 pisos.*

3.3.2.2 Cálculo computacional

La Figura 3.20 muestra el ejemplo modelado en el programa ETABS, utilizando la forma de modelación descrita en este capítulo.

Los *strip* de uniones se modelan con una altura cercana al 7% de la altura del muro (168 [mm]) redondeado al múltiplo de 50 [mm] inferior, es decir, h_{strip}=*150* [mm]. Luego, los muros se modelan con la altura de piso menos la altura del *strip* de uniones H_i-h_{strip}=*2.400* [mm] para poder mantener el máximo brazo de momento de las cargas laterales; mientras que su largo se modela con la dimensión real $l_{w,i}$=*1.000* [mm], con el objetivo similar de mantener el brazo del par tracción-compresión en la base. Notar también la orientación de los ejes locales de los paneles, con el eje *x* (eje local 1) en vertical según la definición de la sección 3.1.2.

Para determinar las propiedades mecánicas de los *strip* de uniones, despreciando la rigidez lateral de los *hold-downs* y la rigidez vertical de los anclajes de corte, se tienen los parámetros de la Tabla 3.17 según lo descrito en 3.3.2.1.

TABLA 3.17 – Cantidad y propiedades de anclajes de vuelco y de corte de muro monolítico de 3 pisos.

Tipo de Unión	Anclajes de vuelco					Anclajes de corte		
	n_{HD} [1] [kN/m]	$K_{x,HD}$ [kN]	$P_{d,z,HD}$ [mm]	$\delta_{max,z,HD}$	$K_{z,HD}$ [kN/m]	n_{AB} [2]	$K_{x,AB}$ [kN/m]	$K_{z,AB}$ [kN/m]
UMLM	2	0	31,685	3,327	4.762	1	900	0
UMF	2	0	31,685	3,327	9.523	1	6.484	0

Nota 1: si bien el parámetro n_{HD} contabiliza ambos herrajes, recordar que sólo 1 se activa en tracción (esto está implícito en la fórmula del cálculo de M_R).
Nota 2: el parámetro n_{AB} indica la cantidad de anclajes de corte en la base del muro.

Entonces, la rigidez al deslizamiento de cuerpo rígido del muro, K_A, para la UMF se calcula según la ecuación (3.6):

$$\begin{aligned} K_{A,UMF} &= n_{AB} \cdot K_{x,AB} + n_{HD} \cdot K_{x,HD} \\ &= 1 \cdot 6.484\ [\text{kN/m}] + 2 \cdot 0 \\ &= 6.484\ [\text{kN/m}] \end{aligned}$$

Por otra parte, para determinar la rigidez al vuelco del muro, K_R, se determina primero su capacidad al vuelco M_R, según la ecuación (3.7), que para la UMF resulta:

$$\begin{aligned} M_{R,UMF} &= P_{d,z,HD} \cdot l'_w + \frac{\delta_{max,z,HD} \cdot K_{z,AB}}{l'_w} \cdot \sum_{i=1}^{n_{AB}} \left(x'_{AB,i}\right)^2 + P \cdot \left(\frac{l_w}{2} - l_c\right) \\ &= 31,685\ [\text{kN}] \cdot 0,8\ [\text{m}] + \frac{0,003327\ [\text{m}] \cdot 0\ [\text{kN/m}]}{0,8\ [\text{m}]} \cdot (0,4\ [\text{m}])^2 + 18\ [\text{kN}] \cdot \left(\frac{1[\text{m}]}{2} - 0,1[\text{m}]\right) \\ &= 32,55\ [\text{kN} \cdot \text{m}] \end{aligned}$$

Luego, la deformación lateral del muro, u_R, según la ecuación (3.9) para la UMF resulta:

$$\begin{aligned} u_{R,UMF} &= \frac{\delta_{max,z,HD}}{l'_w} \cdot h_w \\ &= \frac{0{,}003327\ [\text{m}]}{0{,}8\ [\text{m}]} \cdot 2{,}4\ [\text{m}] \\ &= 9{,}98\ [\text{mm}] \end{aligned}$$

Finalmente, la rigidez al vuelco del muro se determina según la ecuación (3.11):

$$\begin{aligned} K_{R,UMF} &= \frac{M_{R,UMF}}{u_{R,UMF} \cdot h_w} \\ &= \frac{32{,}55\ [\text{kN} \cdot \text{m}]}{0{,}00998\ [\text{m}] \cdot 2{,}4\ [\text{m}]} \\ &= 1.359\ [\text{kN/m}] \end{aligned}$$

Luego, para las propiedades del modelo de elementos finitos, se condensan ambas rigideces, K_A y K_R, en la rigidez al corte en el plano del *shell* del *strip* de uniones, según la ecuación (3.12):

$$\begin{aligned} G_{strip,UMF} &= \left(\frac{1}{K_{R,UMF}} + \frac{1}{K_{A,UMF}}\right)^{-1} \cdot \frac{h_{strip,UMF}}{l_w \cdot t_{CLT}} \\ &= \left(\frac{1}{1.359\ [\text{kN/m}]} + \frac{1}{6.484\ [\text{kN/m}]}\right)^{-1} \cdot \frac{150\ [\text{mm}]}{1.000\ [\text{mm}] \cdot 90\ [\text{mm}]} \\ &= 1{,}87\ [\text{MPa}] \end{aligned}$$

Por otro lado, la rigidez vertical se determina según la ecuación (3.14):

$$\begin{aligned} E_{strip,UMF} &= \frac{\sum_i^{n_z} E_i \cdot t_i}{t_{CLT}} \\ &= \frac{8.000\ [\text{MPa}] \cdot 30\ [\text{mm}] + 8.000\ [\text{MPa}] \cdot 30\ [\text{mm}]}{90\ [\text{mm}]} \\ &= 5.333\ [\text{MPa}] \end{aligned}$$

La Tabla 3.18 muestra el resumen de este procedimiento, tanto para la UMF del piso 1 como para la UMLM de los pisos 2 y 3.

TABLA 3.18 – Resumen de propiedades y parámetros para la modelación de *strip* de uniones de muro monolítico de 3 pisos.

	Piso	K_A [kN/m]	M_R [kN·m]	u_R [mm]	K_R [kN/m]	h_{strip} [mm]	E_{strip} [MPa]	G_{strip} [MPa]
UMLM	3	900	27,75	9,98	1.158	150	5.333	0,84
	2	900	30,15	9,98	1.259	150	5.333	0,87
UMF	1	6.484	32,55	9,98	1.359	150	5.333	1,87

Para la extracción de resultados, se recomienda asignar *piers* a los elementos *shell* para integrar los esfuerzos internos a lo ancho de los elementos. Para este ejemplo, se utiliza la etiqueta de *pier* "1.01", como muestra la Figura 3.20b.

Por último, se asigna el estado de carga indicado en la Figura 3.17d. Para el cálculo, se define un tamaño objetivo de la malla de elementos finitos igual al ancho de lámina b_l=*100* [mm].

CONSEJO PRÁCTICO 3.3 – Inestabilidad en modelo planar

Al crear un nuevo modelo, los programas comerciales de elementos finitos suelen ofrecer como primera opción la elección de si el modelo es 1D, 2D, 3D u otras variantes. En caso de trabajar en un modelo tipo 3D con un caso planar, como los ejemplos de las secciones 3.3.2 y 3.3.2, es probable que el programa reporte que la estructura es inestable y la matriz de rigidez singular.

ETABS tiene la función *"Active Degrees of Freedom"* en donde se pueden desactivar los grados de libertad fuera del plano para evitar el error.

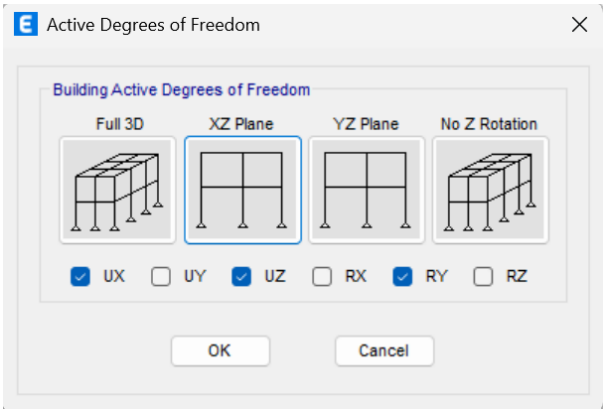
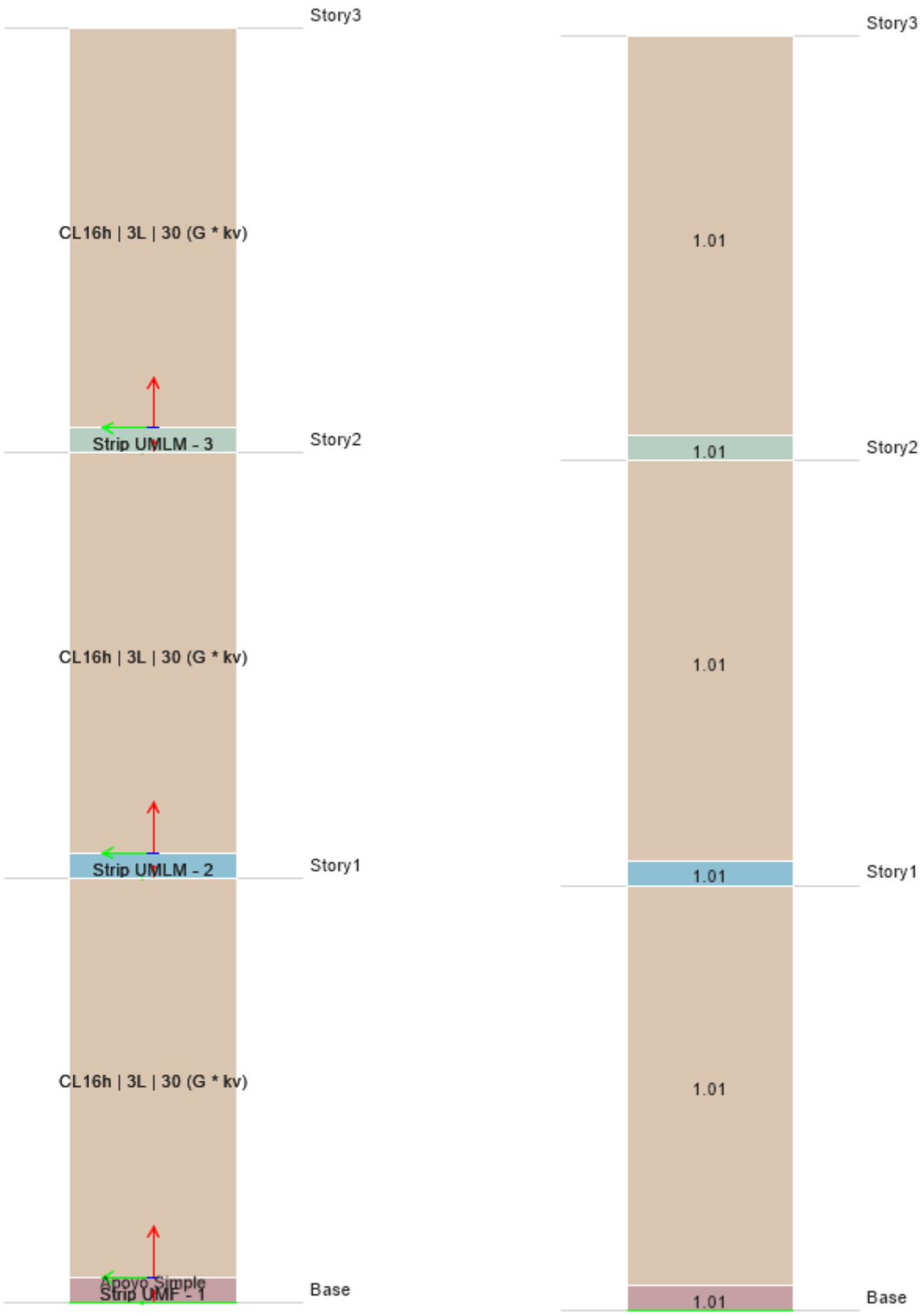


Figura 3.22 - *Activación/Desactivación de grados de libertad del modelo*

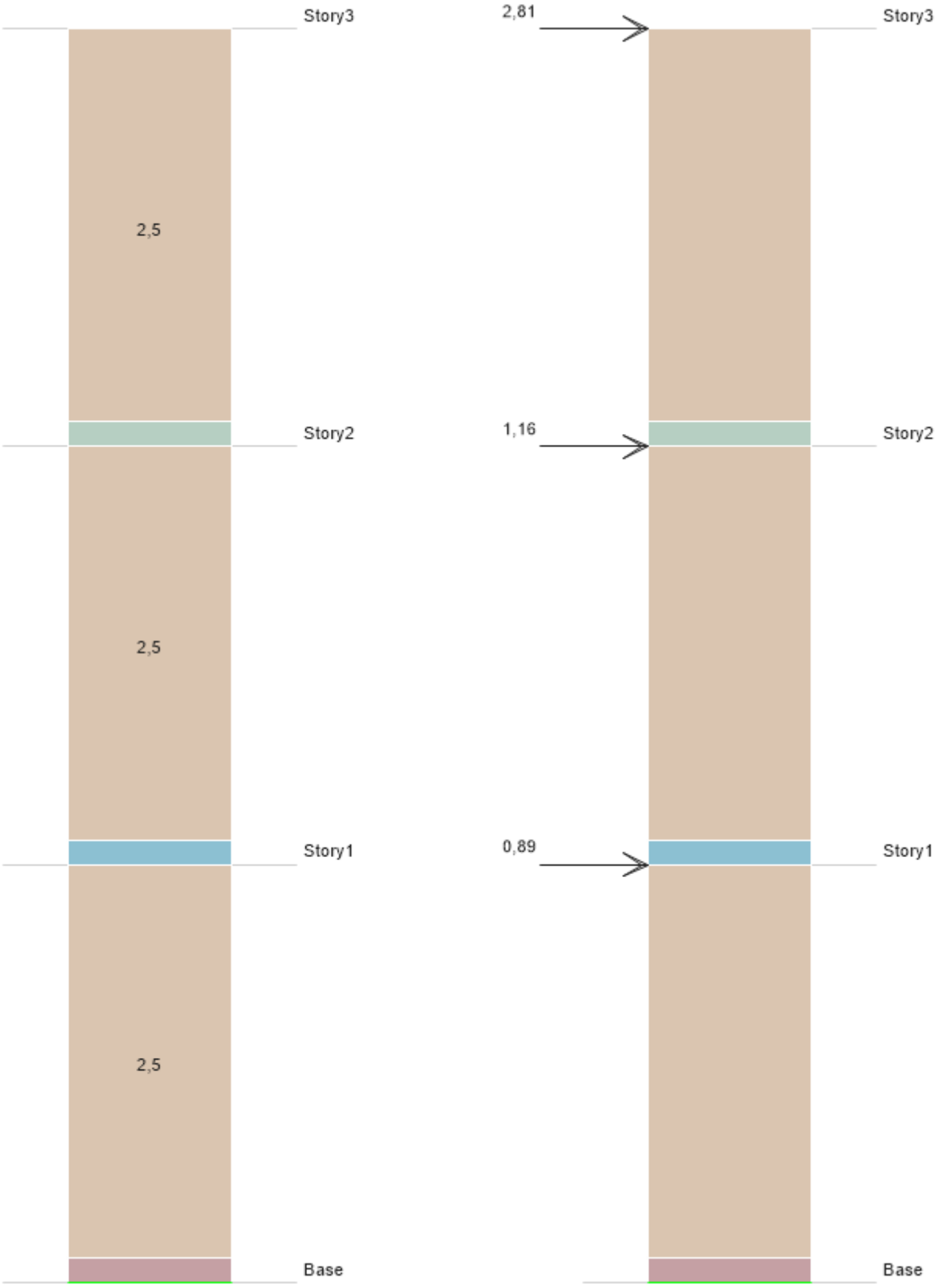
Los resultados del modelo computacional se muestran gráficamente en la Figura 3.23 y Figura 3.24. Dado que los *hold-downs* no se modelan explícitamente, para determinar la fuerza de tracción a la que están solicitados, se emplean las mismas fórmulas analíticas de la sección anterior, (3.20) y (3.21), que dependen de la geometría y los esfuerzos internos. Estos últimos se extraen de los resultados de los *piers*.



a) modelación geométrica

b) asignación de *piers*

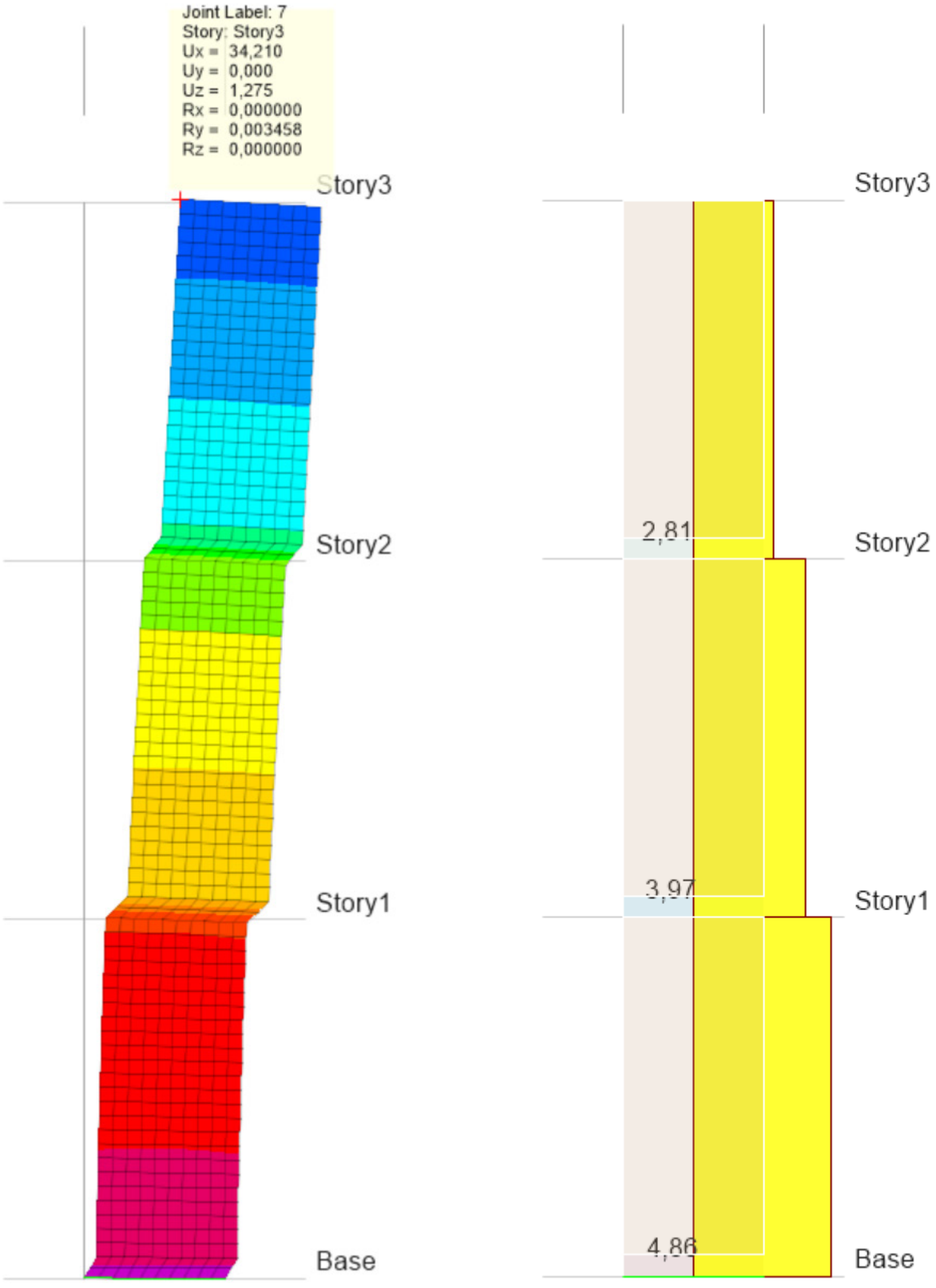
Figura 3.20 - *Modelación de ejemplo de muro monolítico de 3 pisos.*



c) asignación de cargas gravitacionales

d) asignación de cargas laterales

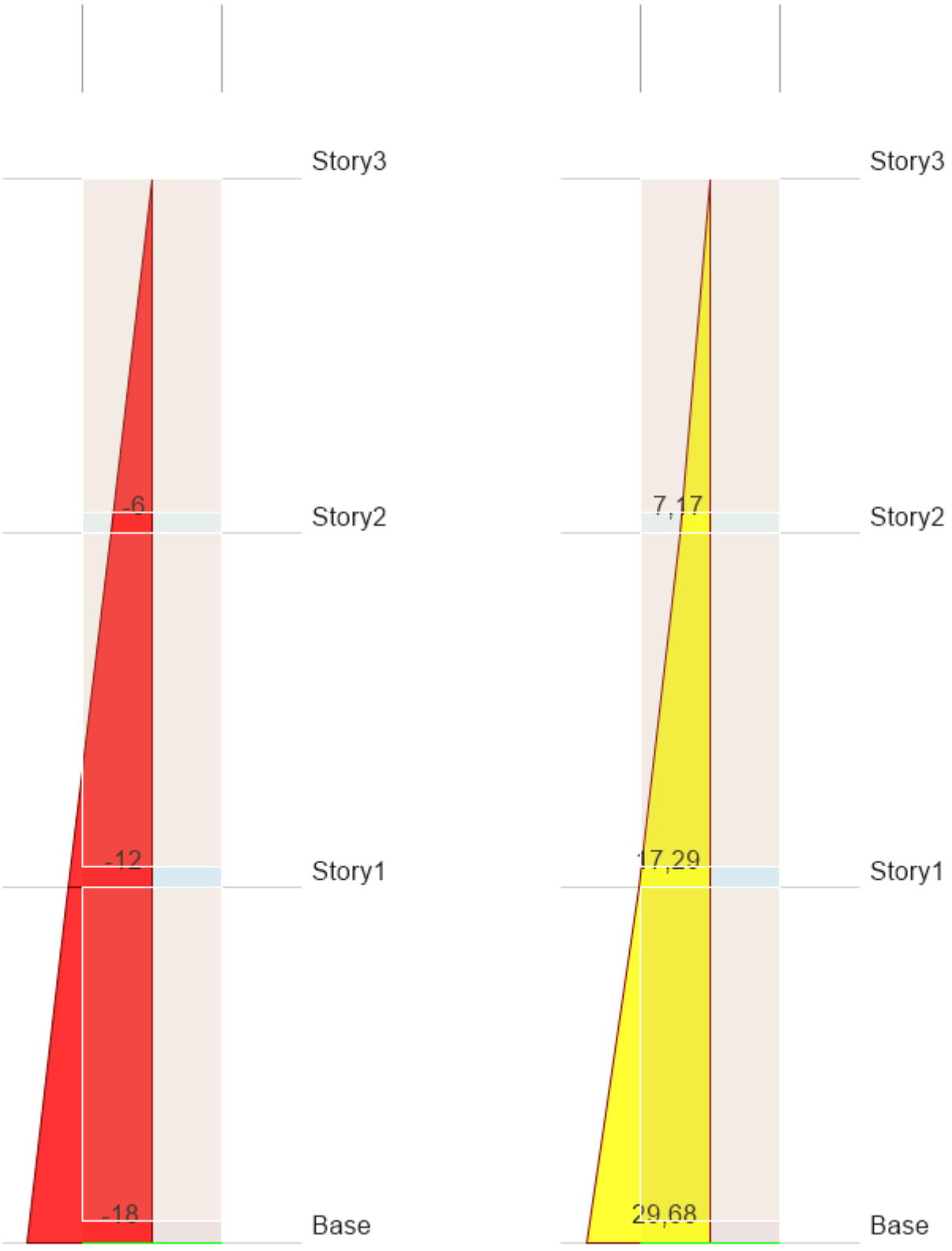
Figura 3.21 - *Asignación de cargas de ejemplo de muro monolítico de 3 pisos.*



a) deformaciones globales (escala 1:20).

b) esfuerzos de corte (*Shear* 2-2).

Figura 3.23 - *Resultado computacional de ejemplo de muro monolítico de 3 pisos – Parte 1.*



a) esfuerzo axial.

b) esfuerzos de momento (*Moment* 3-3).

Figura 3.24 - *Resultado computacional de ejemplo de muro monolítico de 3 pisos – Parte 2.*

3.3.2.3 Comparación de resultados

La Tabla 3.19 resume los resultados analíticos y los resultados computacionales obtenidos con RFEM 6 en el Volumen I y con ETABS en el presente capítulo. Se presentan los valores y las diferencias porcentuales.

TABLA 3.19 – Resultados de desplazamiento de modelación computacional y comparación con resultados analíticos.

	Resultado $u_{sum,i}$ [mm]			Diferencia porcentual		
	Cálculo analítico	RFEM 6	ETABS	*RFEM-CA / CA*	*ETABS-CA / CA*	*ETABS-RFEM / RFEM*
3	74,47	68,35	34,21	-8,2%	-54,1%	-49,9%
2	41,56	38,29	21,39	-7,9%	-48,5%	-44,1%
1	12,41	11,50	7,72	-7,3%	-37,8%	-32,9%

Tal como era de esperar, el resultado de la forma de modelación de este capítulo (ejemplificado en ETABS) es más rígido que los obtenidos con el cálculo analítico y con la metodología de modelación detallada (ejemplificada en RFEM 6). Esto se debe principalmente al segundo supuesto de la modelación con *strip* de uniones, que se anticipó en la sección 3.2.1.1, sobre la omisión de la contribución de deformación por rotación acumulada. Dado que en este ejemplo los muros tienen una alta relación de aspecto ($h_w/l_w = 2,4$) y no existe una interacción tridimensional por muros perpendiculares ni por rigidez de la losa, la componente de deformación por rotación acumulada toma un rol protagónico, de hasta el 77% en el último piso, como puede deducirse de la Tabla 3.15. Es por esta razón, que los desplazamientos obtenidos en ETABS son cerca de un 50% más bajos de lo esperado. Cabe destacar que esta diferencia se debe únicamente a las distintas metodologías de modelación y no al software de elementos finitos utilizado.

Dicho esto, la Tabla 3.20 compara los resultados obtenidos en ETABS con el cálculo analítico sin la contribución de deformación por rotación acumulada, es decir:

$$u'_{sum,i} = u_{B,i} + u_{S,i} + u_{R,i} + u_{A,i}$$

TABLA 3.20 – Resultados de desplazamiento de modelación computacional y comparación con resultados analíticos sin contribución de deformación por rotación acumulada.

Piso	$u'_{sum,i}$ [mm]		Diferencia porcentual
	Cálculo Analítico	ETABS	
3	36,31	34,21	-5,8%
2	28,61	21,39	-25,2%
1	12,41	7,72	-37,8%

La Tabla 3.20 muestra como al quitar la contribución de la rotación acumulada se obtienen valores bastante más cercanos, como la deformación total en el último piso con una diferencia de solo 2 [mm] entre la modelación computacional y el cálculo analítico, evidenciando que la mayor diferencia se debe a esta razón.

Inevitablemente los resultados diferirán del cálculo analítico debido a la simplificación de la metodología de modelación, lo cual también fue observado por los autores originales, quienes reportaron resultados entre un 7 y un 25% más rígido (Rinaldi et al., 2021). Sin embargo, se considera que los resultados igualmente siguen siendo aceptables para

TABLA 3.21 – Resultados de tracción en *hold-downs* de modelación computacional y comparación con resultados analíticos.

	Resultado $T_{HD,i}$ [mm]			Diferencia porcentual		
	Cálculo analítico	RFEM 6	ETABS	*RFEM-CA / CA*	*ETABS-CA / CA*	*ETABS-RFEM / RFEM*
3	5,96	5,22	5,96	-12,4%	0%	14,2%
2	15,61	13,78	15,61	-11,7%	0%	13,3%
1	28,10	24,50	28,10	-12,8%	0%	14,7%

la práctica ingenieril, sobre todo para estructuras tridimensionales en que se introducen los efectos de acoplamiento de losas y muros perpendiculares, que inciden en aumentos de rigidez que son difíciles de predecir con los métodos analíticos actuales.

En cuanto a las tracciones de los *hold-downs*, dado que con esta metodología de modelación se determinan indirectamente en base a los esfuerzos internos de los muros, el resultado necesariamente es idéntico al del cálculo analítico, tal como se presenta en la Tabla 3.21.

3.3.3 Muro multi-panel de 1 piso

El siguiente ejemplo consiste en un muro multi-panel de 1 piso formado por 3 paneles de CLT homogéneo de 3 capas de 30 [mm], con láminas C16. Los paneles tienen 2,4 [m] de alto por 1 [m] de ancho, formando un muro multi-panel de 3 [m] de largo, que soporta una losa de 150 [mm] de espesor en la variante plataforma.

Los herrajes utilizados en este ejemplo son modelos comerciales de la empresa Simpson Strong-Tie®, empleando para la UMF *hold-downs* HHDQ11 y ángulos de corte E20/3 en cada panel. Las rigideces axiales y laterales de los anclajes de vuelco y de corte respectivamente, se indican en la Tabla 3.22. Su cálculo analítico se detalla en la sección 3.3.2.1.

La costura de la UMM se materializa con una solución de lengüeta simple con un terciado de 18 [mm] y tornillos comerciales de Simpson Strong-Tie® SD9212 ($d=3,3$ [mm] y $l=64$ [mm]) espaciados a 300 [mm]. La rigidez lateral de esta unión es de $\sum K_{ser,v,cos}=415$ [kN/m/m], lo que en toda la longitud de la costura resulta en $K_{UMM}=996$ [kN/m]. La capacidad de diseño de la costura es de $P_{d,UMM}=5,32$ [kN].

El muro recibe una carga gravitacional de $q=6$ [kN/m] y una carga lateral de $F_1=6$ [kN].

El ejemplo compara el desplazamiento lateral del muro y la fuerza de tracción del *hold-down*.

TABLA 3.22 – Rigideces de anclajes de vuelco y de corte de muro tri-panel de 1 piso.

Tipo de Unión	Anclajes de vuelco		Anclajes de corte	
	Configuración	$K_{z,HD}$ [kN/m]	Configuración	$K_{x,AB}$ [kN/m]
UMF	(1) HHDQ11	9.523	(1) E20/3	6.484

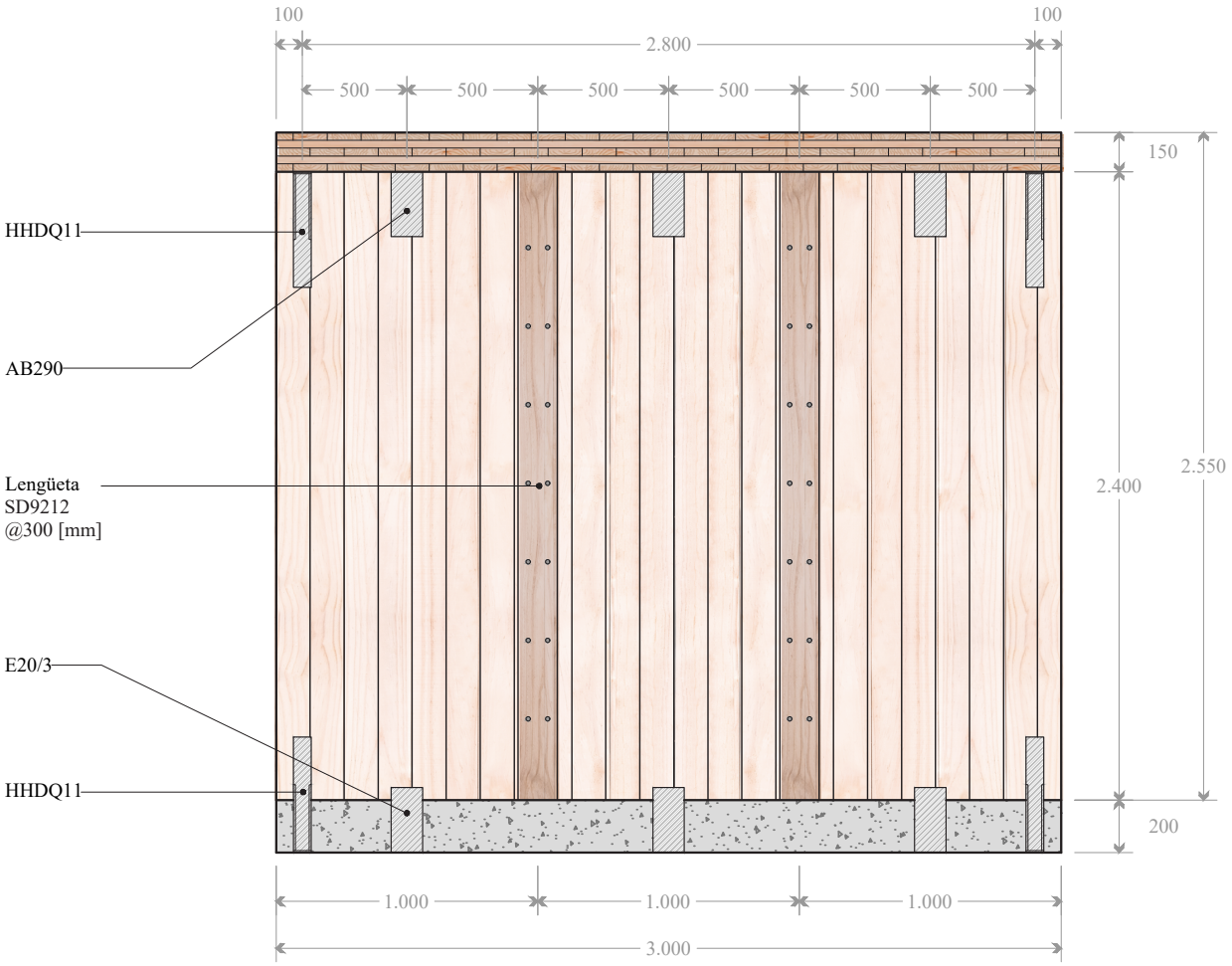


Figura 3.25 - *Ejemplo de muro multi-panel de 1 piso. Unidades de longitud en [mm].*

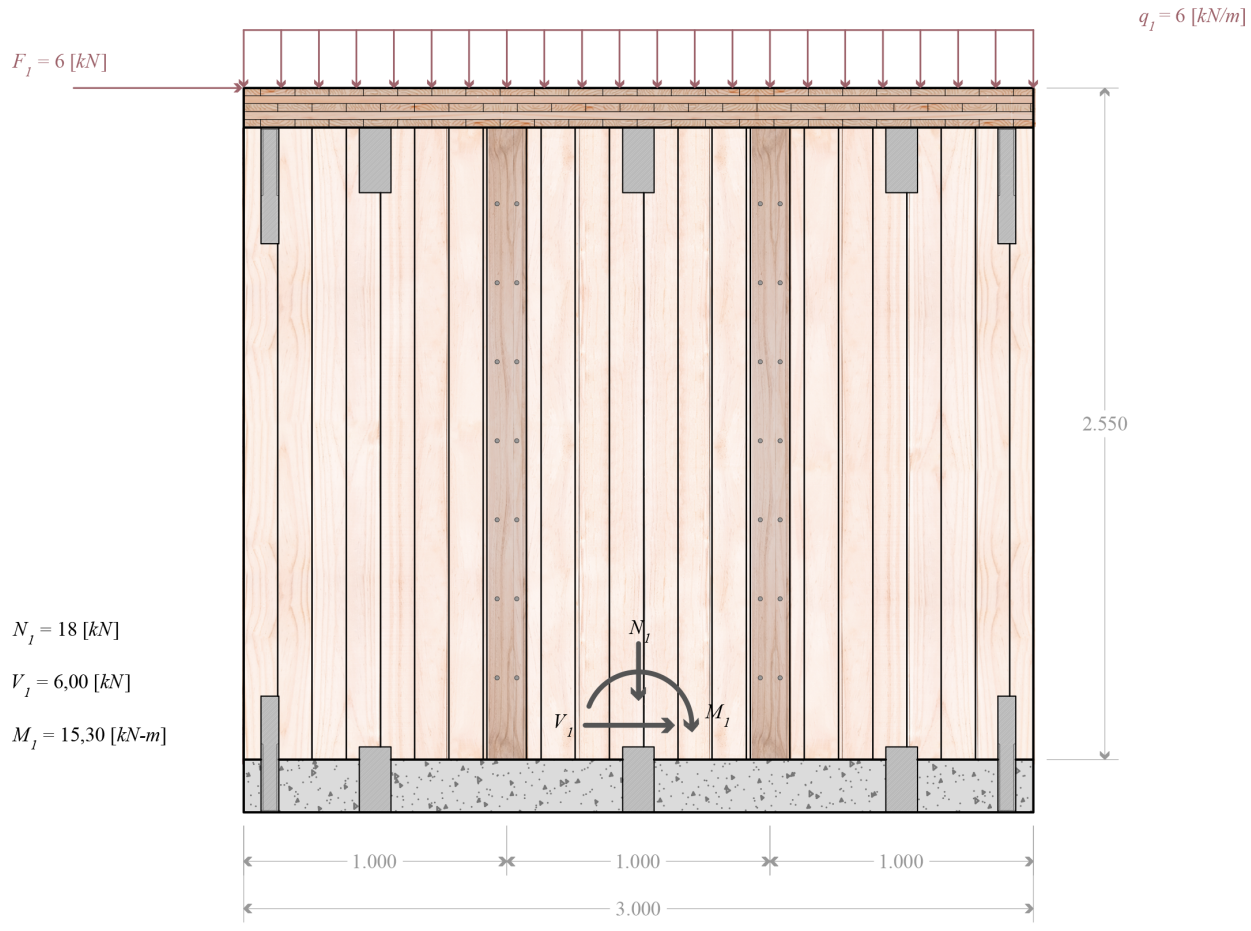


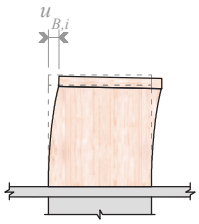
Figura 3.26 - *Solicitaciones en ejemplo de muro multi-panel de 1 piso.*

3.3.3.1 Cálculo analítico

El cálculo analítico del desplazamiento lateral se determina según el Anexo R del prEN 1995-1-1 (2023), el cual parte de la base del comportamiento mecánico ilustrado en la Figura 3.18.

La determinación del desplazamiento de un muro de 1 piso es similar a la descrita en el ejemplo de la sección 3.3.2.1, con las diferencias de cálculo indicadas en la Tabla 3.23. En este caso, al tratarse de 1 solo piso, no existe la componente de rotación acumulada.

TABLA 3.23 – Contribuciones de desplazamiento en muros multi-panel de CLT.



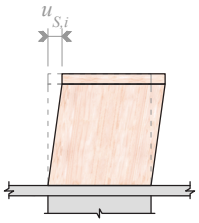
Deformación por flexión en el plano

$$u_B = \frac{M_{top} \cdot {h_w}^2}{2 \cdot (EI)_{ef,canto}} + \frac{V \cdot {h_w}^3}{3 \cdot (EI)_{ef,canto}}$$

en que $(EI)_{ef,canto}$ es la rigidez efectiva de canto del muro, considerando solo las láminas orientadas verticalmente (t_Z):

$$(EI)_{ef,canto} = m \cdot \frac{E_p \cdot t_Z \cdot {l_{seg}}^3}{12}$$

siendo m la cantidad de paneles y l_{seg} el largo de cada segmento



Deformación por corte en el plano

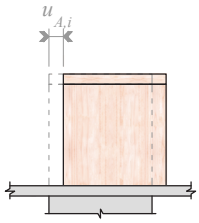
$$u_S = \frac{V \cdot h_w}{G_{canto} \cdot t_w \cdot l_w}$$

en que G_{canto} es el módulo de corte en el plano, considerando la reducción de la ecuación (3.2):

$$G_{canto} = G \cdot k_v$$

t_w es el espesor total del muro t_{CLT} y l_w el largo total del muro, es decir:

$$l_w = m \cdot l_{seg}$$



Desplazamiento por deslizamiento de cuerpo rígido

$$u_A = \frac{V}{K_A}$$

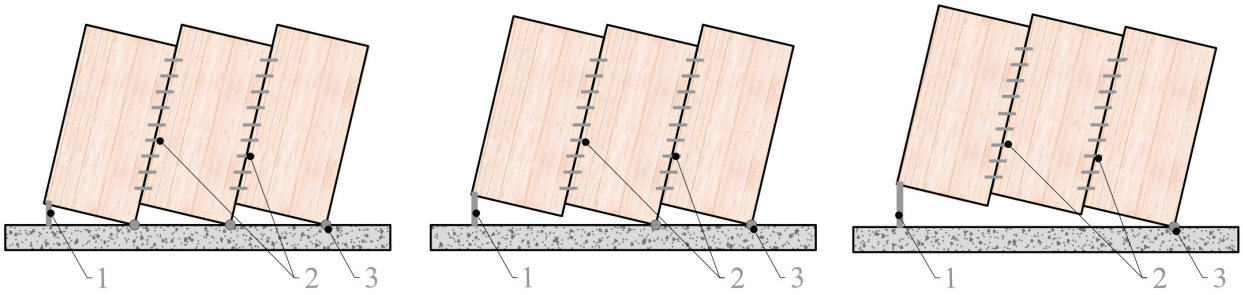
en que K_A es la rigidez al deslizamiento del muro, debida a la rigidez lateral de los conectores que resisten el corte. En este ejemplo, se asume que los anclajes de vuelco no tienen aporte frente al deslizamiento.

Cuando cada panel del muro multi-panel tiene 1 solo anclaje de corte, la rigidez al deslizamiento del muro resulta:

$$K_A = m \cdot K_{x,AB}$$

Desplazamiento por vuelco de cuerpo rígido

Si se desprecia el aporte de rigidez vertical de los anclajes de corte, existen 3 modos cinemáticos de vuelco para muros multi-panel, ilustrados en la Figura 3.27.



a) Modo cinemático de paneles acoplados (CP)
Coupled-panel kinematic mode

b) Modo cinemático intermedio (IN)
Intermediate kinematic mode

c) Modo cinemático de muro único (SW)
Single-wall kinematic mode

1. *hold-down*
2. UMM deformada
3. punto de rotación

Figura 3.27 - *Modos cinemáticos de vuelco para muros multi-panel*

La ocurrencia de uno u otro modo cinemático depende de dos relaciones: (a) la relación β_K entre la rigidez vertical de los anclajes de vuelco, $K_{z,HD}$, y la rigidez de la costura UMM, K_{UMM}; y (b) la relación β_{CP} o β_{SW} entre las cargas vertical y lateral, para la cual se utiliza la carga vertical adimensional:

$$\widetilde{N_l} = \frac{N \cdot l_w}{2 \cdot M} \tag{3.22}$$

- **Modo cinemático de paneles acoplados (CP):** es un modo en que cada panel que compone el muro de corte está en contacto con la fundación (o la losa inferior), teniendo un centro de rotación de acuerdo con la Figura 3.27a. Es el modo que experimentalmente ha demostrado mayor ductilidad y que mejor provecho saca a la utilización de muros segmentados. Para alcanzar este modo, se debe cumplir:

$$\beta_K = \frac{K_{z,HD}}{K_{UMM}} \geq \beta_{CP} \tag{3.23}$$

$$\beta_{CP} = \frac{m^2 - \widetilde{N_l} \cdot (3m - 2)}{m^2 - \widetilde{N_l} \cdot (m - 2)} \tag{3.24}$$

Cuando se cumple la expresión (3.23), la rigidez rotacional equivalente del muro[20] se determina como:

$$K'_{R,CP} = \frac{\left[K_{z,HD} + (m-1)\cdot K_{UMM}\right]}{m^2}\cdot {l_w}^2 \tag{3.24}$$

- **Modo cinemático de muro único (SW):** es un modo en que ocurre 1 solo centro de rotación en el último panel del muro de corte, de acuerdo con la Figura 3.27c. Este modo se asemeja a un muro monolítico. Para que ocurra este modo, se debe cumplir

$$\beta_K = \frac{K_{z,HD}}{K_{UMM}} \leq \beta_{SW} \tag{3.27}$$

$$\beta_{SW} = \frac{1-\widetilde{N_l}}{1+\widetilde{N_l}\cdot(m-2)} \tag{3.28}$$

Cuando se cumple la expresión (3.27), la rigidez rotacional equivalente del muro se determina como:

$$K'_{R,SW} = \left[\frac{1}{K_{z,HD}} + \frac{(m-1)}{K_{UMM}}\right]^{-1}\cdot {l_w}^2 \tag{3.29}$$

y la deformación por vuelco de cuerpo rígido resulta:

$$u_{R,SW} = max\left\{\left(\frac{M}{K'_{R,SW}} - \frac{N}{2\cdot K_{z,HD}\cdot l_w}\right)\cdot h_w; 0\right\} \tag{3.30}$$

- **Modo cinemático intermedio (IN):** es un modo en que solo algunos de los paneles que componen el muro de corte están en contacto con la fundación (o la losa inferior), teniendo más de 1 centro de rotación y menos de m, de acuerdo con la Figura 3.27b. Como su nombre lo indica, es el caso intermedio entre CP y SW. Este modo ocurre cuando no se cumple ni la expresión (3.23) ni (3.27), en cuyo caso, se permite la siguiente interpolación lineal:

$$u_{R,IN} = \frac{(u_{R,CP} - u_{R,SW})}{(\beta_{CP} - \beta_{SW})}\cdot(\beta_K - \beta_{CP}) + u_{R,CP} \tag{3.31}$$

Para el ejemplo en cuestión, según las fuerzas y momentos en la base del muro de la Figura 3.26 y las rigideces indicadas en el enunciado, se tiene:

CARGA VERTICAL ADIMENSIONAL	RELACIÓN DE RIGIDECES
$\widetilde{N_l} = \frac{18\ [kN]\cdot 3\ [m]}{2\cdot 15{,}3\ [kN\cdot m]}$	$\beta_K = \frac{9.523\ [kN/m]}{996\ [kN/m]}$
$= 1{,}76$	$= 9{,}56$

20. No confundir la rigidez rotacional equivalente K'_R que está en unidades de [N·mm] con la rigidez lateral al vuelco K_R que está en unidades de [N/mm].

Luego, según las ecuaciones (3.24) y (3.28) se tiene:

COMPORTAMIENTO CP

$$\beta_{CP} = \frac{3^2 - 1{,}76 \cdot (3 \cdot 3 - 2)}{3^2 - 1{,}76 \cdot (3 - 2)} = -0{,}46$$

COMPORTAMIENTO SW

$$\beta_{SW} = \frac{1 - 1{,}76}{1 + 1{,}76 \cdot (3 - 2)} = -0{,}28$$

Como $\beta_K > \beta_{CP}$, se cumple la inecuación (3.23) y el comportamiento del muro es CP. Entonces, la rigidez rotacional equivalente resulta:

$$K'_{R,CP} = \frac{(9.523\ [\text{kN/m}] + (3-1) \cdot 996\ [\text{kN/m}])}{3^2} \cdot (3\ [\text{m}])^2 = 11.515 [\text{kN} \cdot \text{m}]$$

y la componente de deformación por vuelco de cuerpo rígido:

$$u_{R,CP} = max\left\{\left(\frac{15{,}30\ [\text{kN} \cdot \text{m}]}{11.515\ [\text{kN} \cdot \text{m}]} - \frac{18\ [\text{kN}] \cdot 1 [\text{m}]}{2 \cdot 11.515\ [\text{kN} \cdot \text{m}]}\right) \cdot 2.400\ [\text{mm}]; 0\right\} = max\{1{,}31\ [\text{mm}]; 0\} = 1{,}31\ [\text{mm}]$$

Las otras contribuciones de desplazamiento se detallan en la Tabla 3.24 y la Figura 3.28 ilustra el muro deformado.

TABLA 3.24 – Resultados de desplazamientos del ejemplo de muro multi-panel de 1 piso.

Piso	Contribuciones de desplazamiento				Desplazamiento por piso
	$u_{B,i}$ [mm]	$u_{R,i}$ [mm]	$u_{A,i}$ [mm]	$u_{S,i}$ [mm]	u_i [mm]
1	0,23	1,31	0,31	0,19	2,04

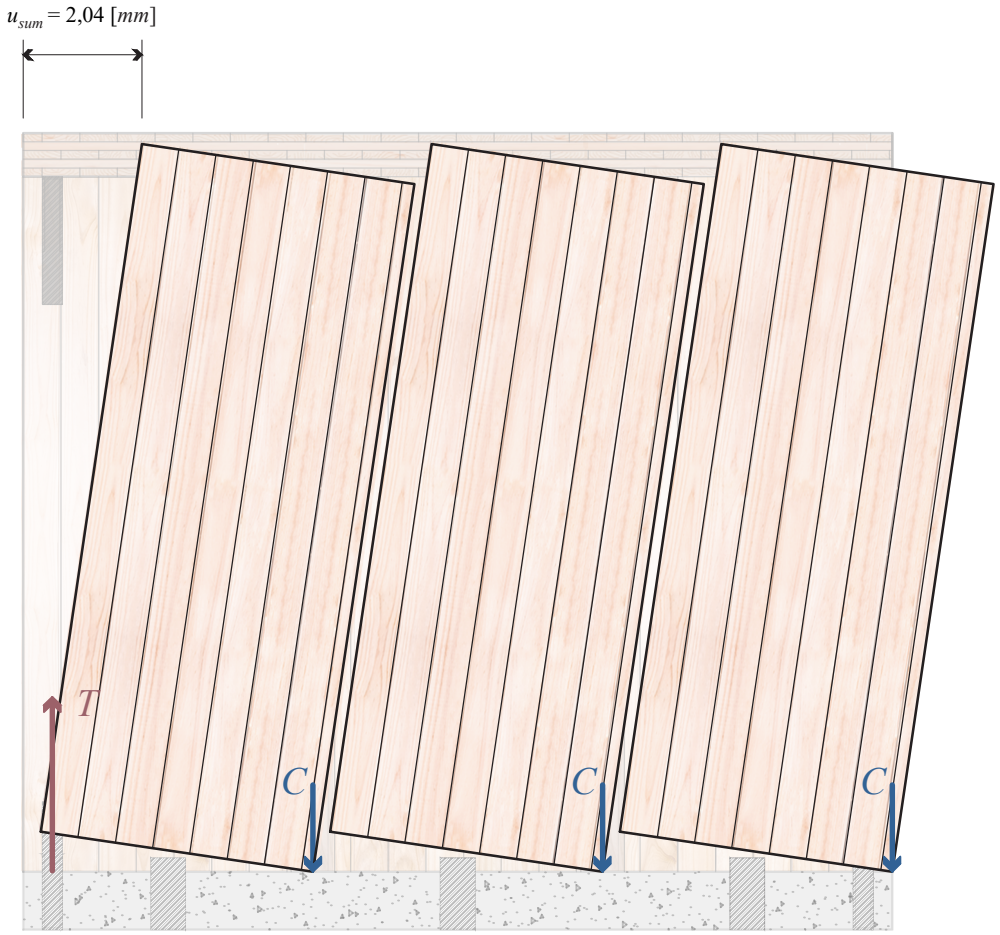


Figura 3.28 - *Resultado de desplazamiento (en escala 1:200) en ejemplo de muro multi-panel de 1 piso.*

Por otra parte, la fuerza de tracción en el *hold-down* para el comportamiento CP[21], se puede calcular simplificadamente a partir del equilibrio del diagrama de cuerpo libre de la contribución por vuelco de cuerpo rígido, como:

(3.32)
$$T_{R,CP} = K_{z,HD} \cdot l_{seg} \cdot \left(\frac{M}{K'_{R,CP}} - \frac{N \cdot l_{seg}}{2 \cdot K'_{R,CP}} \right)$$

Para el ejemplo en cuestión resulta:

$$\begin{aligned} u_{R,CP} &= max\left\{ \left(\frac{15{,}30\ [\text{kN} \cdot \text{m}]}{11.515\ [\text{kN} \cdot \text{m}]} - \frac{18\ [\text{kN}] \cdot 1[\text{m}]}{2 \cdot 11.515\ [\text{kN} \cdot \text{m}]} \right) \cdot 2.400\ [\text{mm}]; 0 \right\} \\ &= max\{1{,}31\ [\text{mm}]; 0\} \\ &= 1{,}31\ [\text{mm}] \end{aligned}$$

21. La ecuación (3.32) no es válida para el comportamiento IN o SW. En caso de querer profundizar en los cálculos analíticos para estos comportamientos, se recomienda revisar el artículo de Nolet et al. (2019).

3.3.3.2 Cálculo computacional

La Figura 3.29 muestra el ejemplo modelado en el programa ETABS, utilizando la forma de modelación descrita en este capítulo.

Los *strip* de uniones se modelan con una altura cercana al 7% de la altura del muro (168 [mm]) redondeado al múltiplo de 50 [mm] inferior, es decir, h_{strip}=*150* [mm]. Luego, los muros se modelan con la altura de piso menos la altura del *strip* de uniones H_i-h_{strip}=*2.400* [mm] para poder mantener el máximo brazo de momento de las cargas laterales; mientras que su largo se modela con la dimensión real l_w=*3.000* [mm], con el objetivo similar de mantener el brazo del par tracción-compresión en la base. Cabe recordar que, con esta metodología de modelación, no es necesario modelar explícitamente la segmentación del muro. Notar también la orientación de los ejes locales de los paneles, con el eje *x* (eje local 1) en vertical según la definición de la sección 3.1.2.

Para determinar las propiedades mecánicas del *strip* de uniones, despreciando la rigidez lateral de los *hold-downs* y la rigidez vertical de los anclajes de corte, se tienen los parámetros de la Tabla 3.25 según lo descrito en 3.3.3.

TABLA 3.25 – Cantidad y propiedades de anclajes de vuelco, anclajes de corte y UMM de muro multi-panel

Tipo de Unión	Anclajes de vuelco					Anclajes de corte			UMM	
	n_{HD}	$K_{x,HD}$ [kN/m]	$P_{d,z,HD}$ [kN]	$\delta_{max,HD}$ [mm]	$K_{z,HD}$ [kN/m]	n_{AB}	$K_{x,AB}$ [kN/m]	$K_{z,AB}$ [kN/m]	K_{UMM} [kN/m]	$P_{d,UMM}$ [kN]
UMF	2	0	31,685	3,327	9.523	3	6.484	0	996	5,32

Nota: el parámetro n_{AB} indica la cantidad de anclajes de corte en la base del muro.

Entonces, la rigidez al deslizamiento de cuerpo rígido del muro, K_A, para la UMF se calcula según la ecuación (3.6):

$$\begin{aligned} K_{A,UMF} &= n_{AB} \cdot K_{x,AB} + n_{HD} \cdot K_{x,HD} \\ &= 3 \cdot 6.484\ [\text{kN/m}] + 2 \cdot 0 \\ &= 19.452\ [\text{kN/m}] \end{aligned}$$

Por otra parte, para determinar la rigidez al vuelco del muro, K_R, se determina primero su capacidad al vuelco M_R, según la ecuación (3.8), que para la UMF resulta:

$$\begin{aligned} M_{R,UMF} &= P_{d,z,HD} \cdot x'_{HD} + \frac{\delta_{max,z,HD} \cdot K_{z,AB}}{x'_{HD}} \cdot \sum_{i=1}^{n_{AB}} \left(x'_{AB,i}\right)^2 + (m-1) \cdot P_{d,UMM} \cdot l_{seg} + P \cdot \frac{l_{seg}}{2} \\ &= 31,685\ [\text{kN}] \cdot 0,9\ [\text{m}] + \frac{0,003327\ [\text{m}] \cdot 0\ \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right]}{0,9\ [\text{m}]} \cdot 3 \cdot (0,5\ [\text{m}])^2 + (3-1) \cdot 5,32\ [\text{kN}] \cdot 1[\text{m}] \\ &\quad + 18\ [\text{kN}] \cdot \frac{1[\text{m}]}{2} \\ &= 48,01\ [\text{kN} \cdot \text{m}] \end{aligned}$$

Luego, la deformación lateral del muro, u_R, según la ecuación (3.10) para la UMF resulta:

$$\begin{aligned} u_{R,UMF} &= \frac{\delta_{max,z,HD}}{l_{seg}} \cdot h_w \\ &= \frac{0{,}003327\ [\text{m}]}{1\ [\text{m}]} \cdot 2{,}4\ [\text{m}] \\ &= 7{,}98\ [\text{mm}] \end{aligned}$$

Finalmente, la rigidez al vuelco del muro se determina según la ecuación (3.11):

$$\begin{aligned} K_{R,UMF} &= \frac{M_{R,UMF}}{u_{R,UMF} \cdot h_w} \\ &= \frac{48{,}01\ [\text{kN} \cdot \text{m}]}{0{,}00798\ [\text{m}] \cdot 2{,}4\ [\text{m}]} \\ &= 2.505\ [\text{kN/m}] \end{aligned}$$

Luego, para las propiedades del modelo de elementos finitos, se condensan ambas rigideces, K_A y K_R, en la rigidez al corte en el plano del *shell* del *strip* de uniones, según la ecuación (3.12):

$$\begin{aligned} G_{strip,UMF} &= \left(\frac{1}{K_{R,UMF}} + \frac{1}{K_{A,UMF}}\right)^{-1} \cdot \frac{h_{strip,UMF}}{l_w \cdot t_{CLT}} \\ &= \left(\frac{1}{2.505\ [\text{kN/m}]} + \frac{1}{19.452\ [\text{kN/m}]}\right)^{-1} \cdot \frac{150\ [\text{mm}]}{3.000\ [\text{mm}] \cdot 90\ [\text{mm}]} \\ &= 1{,}23\ [\text{MPa}] \end{aligned}$$

Por otro lado, la rigidez vertical se determina según la ecuación (3.14):

$$\begin{aligned} E_{strip,UMF} &= \frac{\sum_i^{nz} E_i \cdot t_i}{t_{CLT}} \\ &= \frac{8.000\ [\text{MPa}] \cdot 30\ [\text{mm}] + 8.000\ [\text{MPa}] \cdot 30\ [\text{mm}]}{90\ [\text{mm}]} \\ &= 5.333\ [\text{MPa}] \end{aligned}$$

La Tabla 3.18 muestra el resumen de este procedimiento para la UMF.

TABLA 3.26 – Resumen de propiedades y parámetros para la modelación de *strip* de uniones de muro monolítico de 3 pisos.

	Piso	K_A [kN/m]	M_R [kN·m]	u_R [mm]	K_R [kN/m]	h_{strip} [mm]	E_{strip} [MPa]	G_{strip} [MPa]
UMF	1	19.452	48,01	7,98	2.505	150	5.333	1,23

Finalmente, se asigna el estado de carga indicado en la Figura 3.26, asignando la carga lateral como una carga lineal distribuida en el borde superior de los paneles de F=2,0 [kN/m], para lograr la distribución homogénea supuesta en el cálculo analítico.



a) carga gravitacional b) carga lateral

Figura 3.29 - *Modelación de ejemplo de muro multi-panel de 1 piso*

Los resultados del modelo computacional se muestran gráficamente en la Figura 3.30 y Figura 3.31. Dado que los *hold-downs* no se modelan explícitamente, para determinar la fuerza de tracción a la que están solicitados, se emplea la misma fórmula analítica de la sección anterior, (3.32), que depende de la geometría y los esfuerzos internos. Estos últimos se extraen de los resultados de los *piers*.

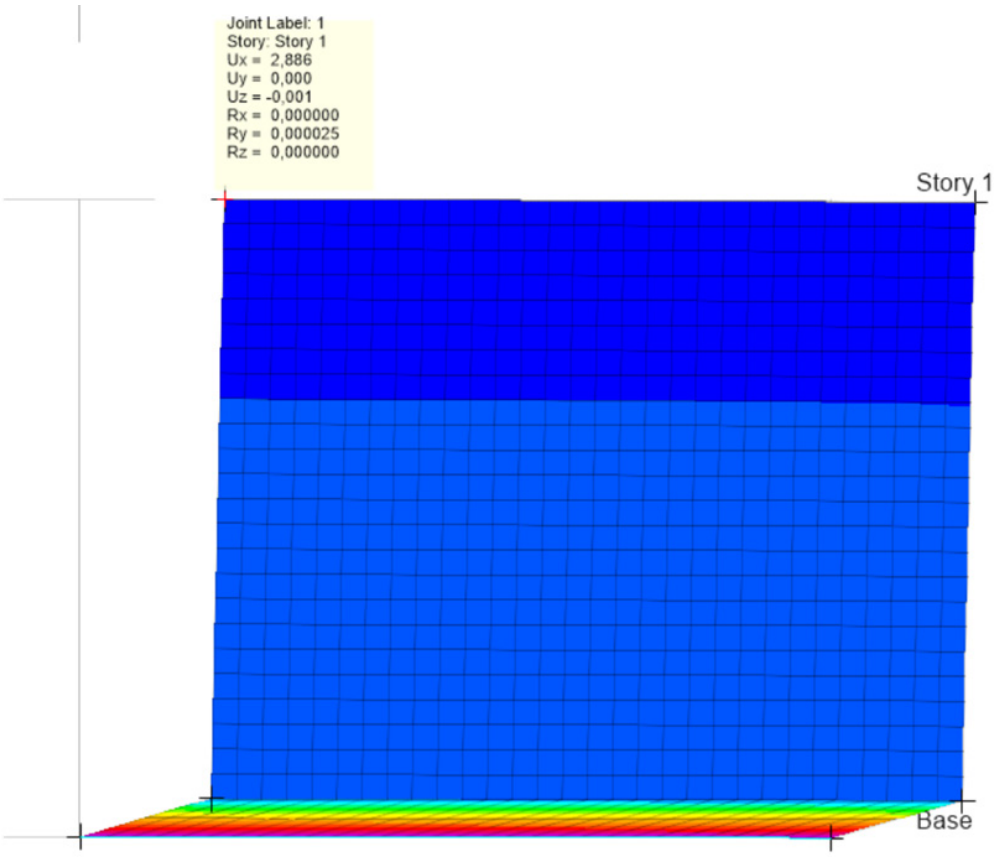
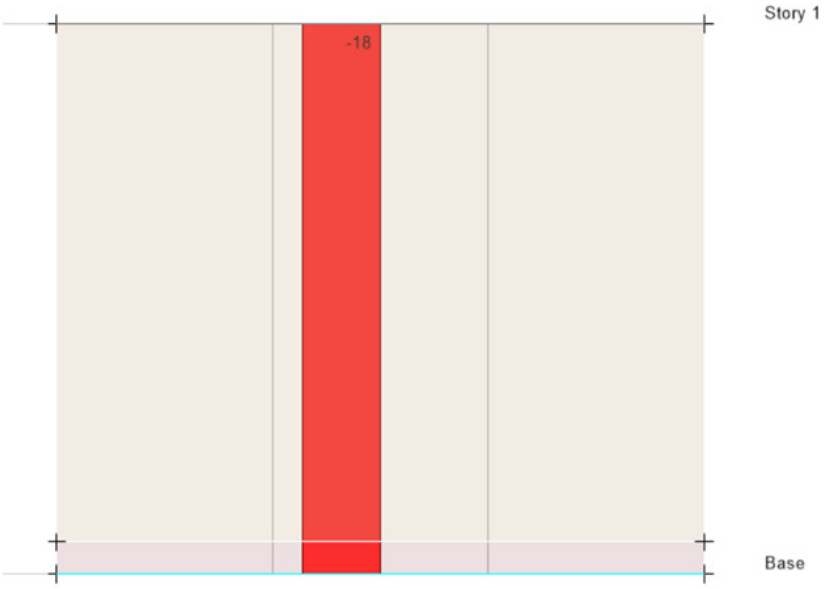
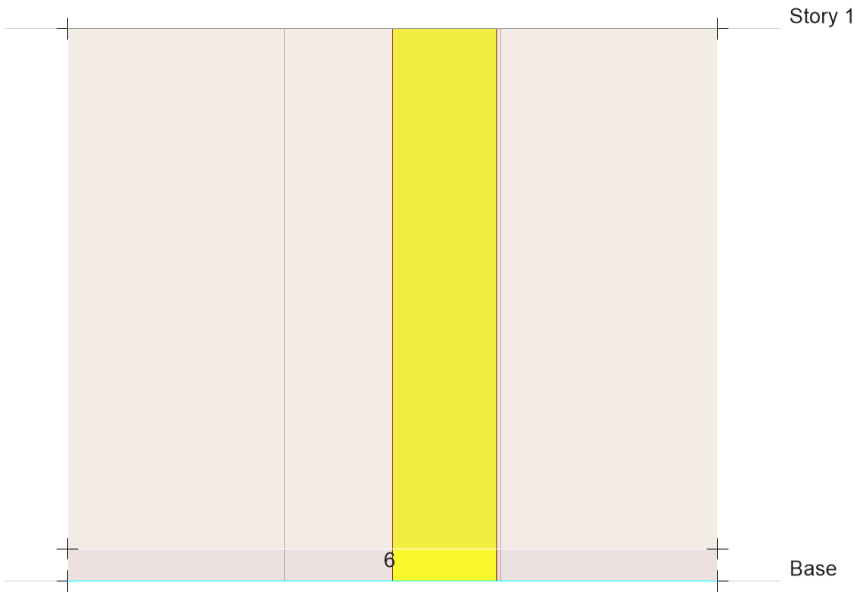


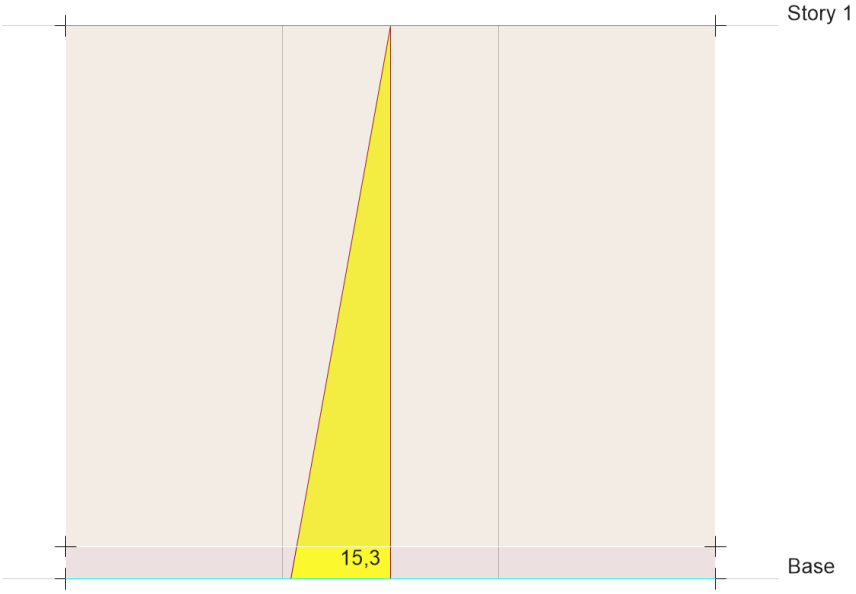
Figura 3.30 - *Resultado computacional desplazamiento de ejemplo de muro multi-panel de 1 piso.*



a) esfuerzo axial.



b) esfuerzo de corte (*Shear* 2-2).



c) esfuerzos de momento (*Moment* 3-3).

Figura 3.31 - *Resultado computacional de esfuerzos internos de ejemplo de muro multi-panel de 1 piso.*

3.3.3.3 Comparación de resultados

La Tabla 3.27 resume los resultados analíticos y los resultados computacionales obtenidos con RFEM 6 en el Volumen I y con ETABS en el presente capítulo. Se presentan los valores y las diferencias porcentuales.

TABLA 3.27 – Resultados de desplazamiento de modelación computacional y comparación con resultados

	Resultado $u_{sum,i}$ [mm]			Diferencia porcentual		
	Cálculo analítico	RFEM 6	ETABS	*RFEM-CA / CA*	*ETABS-CA / CA*	*ETABS-RFEM / RFEM*
1	2,04	1,60	2,88	-21,4%	41,3%	79,8%

A diferencia del resultado obtenido en el ejemplo 3.3.2, dado que en este ejemplo no existe la contribución por rotación acumulada, los resultados entre el cálculo analítico y ETABS son mucho más cercanos[22]. Si bien la diferencia porcentual de 41,3% parece ser alta, en términos de desplazamiento los resultados difieren en menos de 1 [mm], lo cual es un resultado razonable y aceptable para las verificaciones estructurales.

En cuanto a las tracciones de los *hold-downs*, dado que con esta metodología de modelación se determinan indirectamente en base a los esfuerzos internos de los muros, el resultado necesariamente es idéntico al del cálculo analítico, tal como se presenta en la Tabla 3.28. Esto es positivo desde el punto de vista que los resultados son conservadores y tienen un respaldo normativo detrás. Sin embargo, si se compara con los resultados de una modelación más detallada, como la realizada en el Volumen I de este manual en el programa RFEM 6, se puede notar que el resultado de tracción en el HD obtenido en ETABS (5,21 [kN]) es casi el doble de la calculada en el Volumen I de este manual (2,65 [kN]).

TABLA 3.28 – Resultados de tracción en *hold-downs* de modelación computacional y comparación con resultados analíticos.

	Resultado $T_{HD,i}$ [kN]			Diferencia porcentual		
	Cálculo analítico	RFEM 6	ETABS	*RFEM-CA / CA*	*ETABS-CA / CA*	*ETABS-RFEM / RFEM*
1	5,21	2,65	5,21	49,1%	0%	96,6%

La principal razón de esta diferencia reside en los supuestos y simplificaciones del cálculo analítico del vuelco de cuerpo rígido, en que se traslada toda la rigidez vertical (HD + costuras = $K'_{R,CP}$) a la posición del HD en tracción. Esto implica que a medida que se tienen más paneles, el brazo de momento es mayor y, por ende, la deformación total y la fuerza de tracción en el HD también lo son. En cambio, el modelo computacional detallado (Volumen I) considera cada rigidez vertical en su posición, lo que se traduce en pares tracción/compresión en cada panel y, por ende, brazos de momento menores, deformaciones menores y menor fuerza de tracción en el HD.

En conclusión, los resultados de la metodología de modelación presentada en este Volumen II son razonables, conservadores y permiten estimar las

22. La explicación de las diferencias con respecto a los resultados computacionales con la modelación detallada de RFEM 6 se explican en el Volumen I de este manual.

deformaciones considerando la semirrigidez de las uniones, con la desventaja de que sobreestima la fuerza de tracción en los *hold-downs*.

3.4 EJEMPLO SIMPLE 3D – TORRE DE 3 PISOS

En la sección 3.3 se ejemplificó y validó el correcto funcionamiento de la modelación propuesta en este manual con ejemplos simples en 2D comparables analíticamente. Esta sección presenta un ejemplo en 3D de una torre simple de 3 pisos en la variante plataforma (ilustrada en la Figura 3.32), unificando en un solo modelo los tres ejemplos simples anteriores e incluyendo algunos de los tipos de uniones más comunes presentados en el Volumen I de este manual.

Cada piso de la torre está compuesto por muros tri-panel en el eje *X* y muros monolíticos en el eje *Y*. Todos los muros están formados con paneles de CLT de 2,4 [m] de alto por 1 [m] de ancho, mientras que las losas de cada piso se materializan con un solo panel de CLT de 3 [m] de largo y 1 [m] de ancho. Todos los paneles son CL-24/16c con capas de 30 [mm], siendo los paneles de muro de 3 capas ($t_{CLT,w}$=*90* [mm]) y los paneles de losa de 5 capas ($t_{CLT,losa}$=*150* [mm]).

Los herrajes utilizados en este ejemplo son modelos comerciales de la empresa Simpson Strong-Tie®, empleando para la UMF *hold-downs* HHDQ11 y ángulos de corte E20/3; mientras que para la UMLM se utilizan los mismos anclajes de vuelco y ángulos de corte ABR9020. Las rigideces axiales y laterales de los anclajes de vuelco y de corte respectivamente, se indican en la Tabla 3.29. Su cálculo analítico se detalla en la sección 3.3.2.1.

La costura de la UMM se materializa con una solución de lengüeta simple con un terciado de 18 [mm] y tornillos comerciales de Simpson Strong-Tie® SD9212 (*d=3,3* [mm] y *l=64* [mm]) espaciados a 300 [mm], con una rigidez lateral de K_{UMM}=*996* [kN/m] y una capacidad de diseño de $P_{d,UMM}$=*5,32* [kN]. Mientras que la costura de la UMMP se materializa con una solución de tope con tornillos SDCP22700 (*d=8* [mm] y *l*=180 [mm]) del mismo proveedor, espaciados a 150 [mm], y asumida como rígida en la modelación.

En cada piso, las losas están sometidas a una carga permanente de *D=2* [kPa] y una carga de uso de *L=2* [kPa]. La estructura se encuentra sometida a las cargas laterales de la Figura 3.33.

El ejemplo muestra los valores de desplazamiento lateral de la torre, las fuerzas de tracción de los *hold-downs* y las fuerzas laterales en los ángulos de corte. El diseño y verificación de elementos está fuera del alcance de este ejemplo [23]. Para efectos de síntesis, todos los resultados se presentan solo para la combinación $D+E_x$.

TABLA 3.29 – Rigideces de anclajes de vuelco y de corte de torre de 3 pisos.

Tipo de Unión	Anclajes de vuelco		Anclajes de corte	
	Configuración	$K_{z,HD}$ [kN/m]	Configuración	$K_{x,AB}$ [kN/m]
UMLM	(2) HHDQ11 en serie	4.762	(2) ABR9020 en serie	900
UMF	(1) HHDQ11	9.523	(1) E20/3	6.484

23. Las fórmulas analíticas para las verificaciones de resistencia de paneles de CLT se encuentran en el Volumen I de este manual.

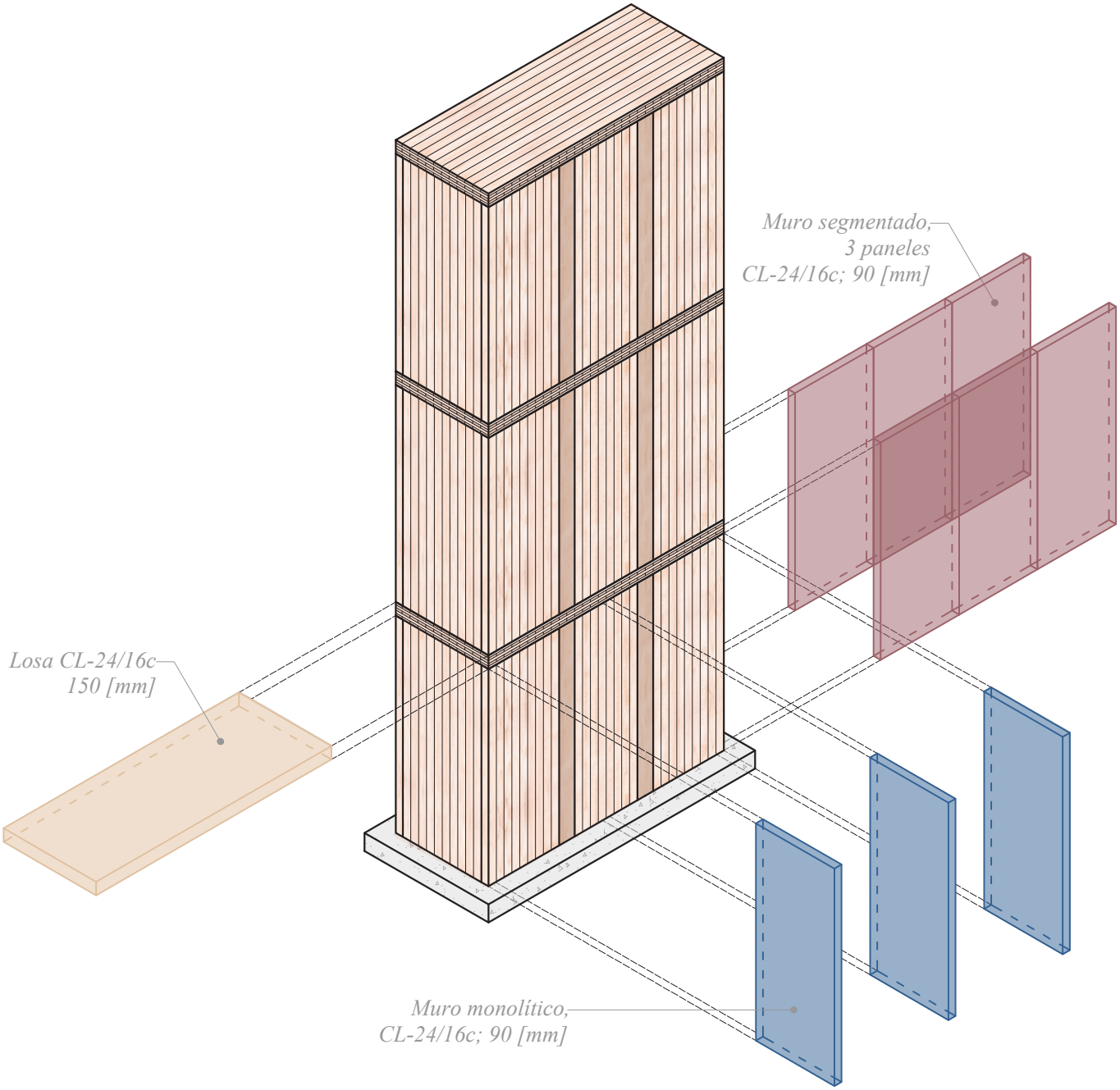


Figura 3.32 - *Axonométrica de torre de 3 pisos.*

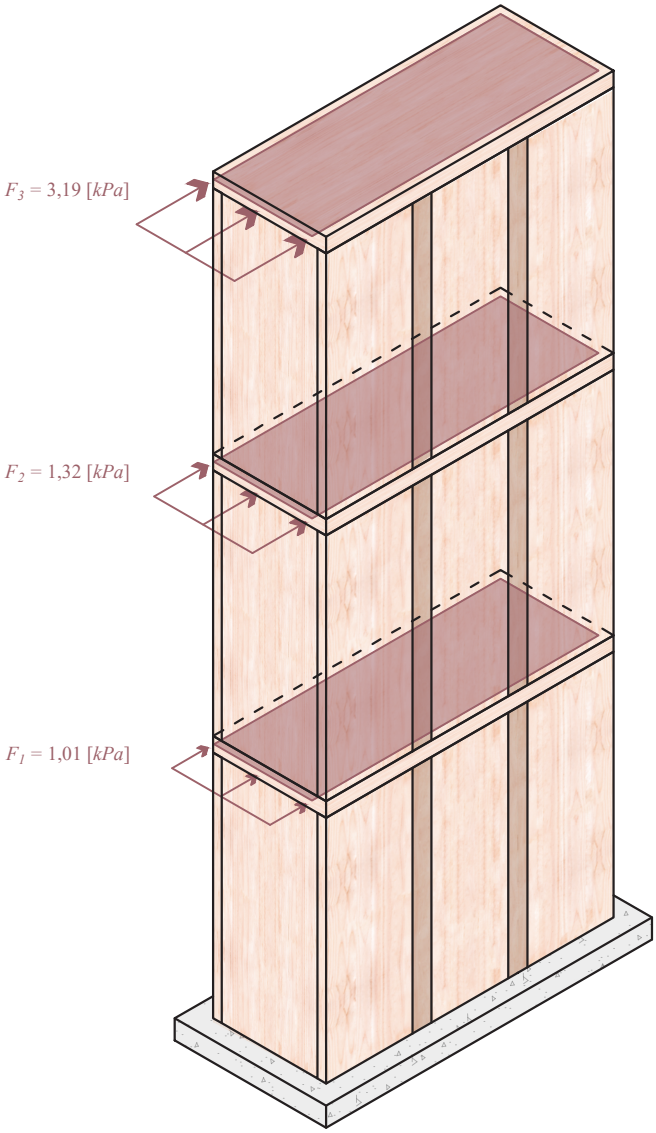


Figura 3.33 - *Cargas laterales en torre de 3 pisos.*

3.4.1 Modelación de torre de 3 pisos

Para modelos más complejos que los ejercicios simples de la sección 3.3 (como es el caso de la torre en cuestión o cualquier estructura real), se recomienda tener una estrategia de modelación, de forma que el modelo quede lo más "limpio" posible, se disminuya la posibilidad de errores y se ahorre tiempo de trabajo. Si bien la estrategia siempre dependerá del modelador, en esta sección se incluyen consejos prácticos que optimizarán la forma de modelación propuesta.

A diferencia de la metodología de modelación presentada en el Volumen I de este manual, en que se modelan explícitamente las uniones y el mayor énfasis e inversión de tiempo está en el dibujo geométrico y las replicaciones, la metodología de modelación de este Volumen II requiere una estrategia distinta, en que la mayor inversión de tiempo se realiza fuera del programa de análisis computacional.

3.4.1.1 Definiciones

En un flujo de trabajo de modelación computacional, es común definir primero los materiales y luego las secciones con las que se trabajará. Pese a ser siempre un proceso iterativo, se recomienda seguir los pasos del Consejo práctico 3.4.

CONSEJO PRÁCTICO 3.4 – Preproceso, armado de planilla y definición de paneles de CLT

Debido a que la metodología de modelación presentada en este capítulo tiene una alta dependencia de parámetros que no son incorporados explícitamente en el programa, es necesario realizar una planilla de cálculo con las propiedades de cada muro, por piso, para determinar los parámetros para la modelación. Posteriormente, la misma planilla servirá para el postproceso de diseño e iteraciones.

Recopilando las definiciones descritas en las secciones anteriores, previo a la modelación geométrica, se recomienda seguir los siguientes pasos:

Panelizado de CLT:

1. Definir cuáles muros son monolíticos y cuáles son segmentados.

Preproceso en planilla de cálculo (Excel):

2. Asignar un código de identificación a cada muro. En este manual se ocupa el código "Eje.contador - piso", por ejemplo, el tercer muro del eje B en un piso 4 tendría el código: "B.3 - 4"
3. Identificar las propiedades de cada muro: h_w, l_w, l_{seg}, t_{CLT}, m, $E_{net,Z}$
4. Identificar y determinar las propiedades de anclajes de corte: n_{AB}, $P_{d,x,AB}$, $K_{x,AB}$, $K_{z,AB}$, $x'_{AB,i}$.
5. Identificar y determinar las propiedades de anclajes de vuelco: n_{HD}, $P_{d,z,HD}$, $\delta_{max,z,HD}$, $K_{x,HD}$, $K_{z,HD}$, x_{HD}, l'_w.
6. Identificar y determinar las propiedades de la UMM: $\Sigma K_{ser,v}$, K_{UMM}, $P_{d,UMM}$.

Definición de paneles de CLT en programa (sección 3.1):

7. Definir un material por cada clase estructural de láminas (ejemplo: C16, C24).
8. Definir una sección transversal de *shell layered* para cada configuración de armado de panel distinto (ejemplo: 3 capas de 30 [mm], 5 capas de 30 [mm], etc.).
9. Determinar el factor de reducción para la flexibilización al corte de los paneles (Consejo práctico 3.1).
10. Duplicar los materiales del paso 7 y redefinir multiplicando por el factor de reducción k_v.
11. Redefinir paso 8 con materiales incluyendo el factor de reducción k_v.
12. Replicar las secciones transversales que se utilicen de modo de generar familias de elementos estructurales que faciliten el análisis de datos (ejemplo: muros en *X*, muros en *Y*).

Definición de un *strip* de uniones base:

13. Definir un material preliminar para la modelación de los *strip* de uniones. Asignar propiedades de muros de CLT.
14. Definir una sección transversal de *shell-thick* con el material preliminar de *strip* y espesor t_{CLT}.

NOTA: Se recomienda ver la Figura 3.7 y Figura 3.8 para realizar los pasos 3 a 5.

Siguiendo los pasos del Consejo práctico 3.4, para el ejemplo en cuestión, la panelización (paso 1) ya viene definida por enunciado, según la Figura 3.32. Los pasos 2 y 3 se detallan en la Tabla 3.30. Luego las propiedades de anclajes de corte (paso 4) y de vuelco (paso 5) se detallan en la Tabla 3.31 y Tabla 3.32 respectivamente. Las propiedades de la UMM (paso 6) están definidas en el enunciado.

TABLA 3.30 – Pasos 2 y 3: ID de muros y *strips* y propiedades geométricas de muros.

Nombre ***Strip*** de Uniones	Piso	Direc-ción	Muro / ***Pier***	Propiedades de muro (paso 3)						
				h_w [mm]	l_w [mm]	t_{CLT} [mm]	Tipo de muro	m [-]	l_{seg} [mm]	$E_{net,Z}$ [MPa]
1.1 - 1	1	Y	1.1	2.400	1.000	90	Mon.	1	1.000	7.333
2.1 - 1	1	Y	2.1	2.400	1.000	90	Mon.	1	1.000	7.333
3.1 - 1	1	Y	3.1	2.400	1.000	90	Mon.	1	1.000	7.333
A.1 - 1	1	X	A.1	2.400	3.000	90	Seg.	3	1.000	7.333
B.1 - 1	1	X	B.1	2.400	3.000	90	Seg.	3	1.000	7.333
1.1 - 2	2	Y	1.1	2.400	1.000	90	Mon.	1	1.000	7.333
2.1 - 2	2	Y	2.1	2.400	1.000	90	Mon.	1	1.000	7.333
3.1 - 2	2	Y	3.1	2.400	1.000	90	Mon.	1	1.000	7.333
A.1 - 2	2	X	A.1	2.400	3.000	90	Seg.	3	1.000	7.333
B.1 - 2	2	X	B.1	2.400	3.000	90	Seg.	3	1.000	7.333
1.1 - 3	3	Y	1.1	2.400	1.000	90	Mon.	1	1.000	7.333
2.1 - 3	3	Y	2.1	2.400	1.000	90	Mon.	1	1.000	7.333
3.1 - 3	3	Y	3.1	2.400	1.000	90	Mon.	1	1.000	7.333
A.1 - 3	3	X	A.1	2.400	3.000	90	Seg.	3	1.000	7.333
B.1 - 3	3	X	B.1	2.400	3.000	90	Seg.	3	1.000	7.333

TABLA 3.31 – Paso 4: propiedades de anclajes de corte

Nombre ***Strip*** de Uniones	Modelo AB	n_{AB} [-]	$P_{d,x,AB}$ [kN]	$K_{x,AB}$ [1] [kN/m]	$K_{z,AB}$ [kN/m]	$x'_{AB,1}$ [mm]	$x'_{AB,2}$ [mm]	$x'_{AB,3}$ [mm]
1.1 - 1	(1) E20/3	1	6,96	6.484	0	400	0	0
2.1 - 1	(1) E20/3	1	6,96	6.484	0	400	0	0
3.1 - 1	(1) E20/3	1	6,96	6.484	0	400	0	0
A.1 - 1	(1) E20/3	3	6,96	6.484	0	500	500	500
B.1 - 1	(1) E20/3	3	6,96	6.484	0	500	500	500
1.1 - 2	(2) ABR9020	1	6,58	900	0	400	0	0
2.1 - 2	(2) ABR9020	1	6,58	900	0	400	0	0
3.1 - 2	(2) ABR9020	1	6,58	900	0	400	0	0
A.1 - 2	(2) ABR9020	3	6,58	900	0	500	500	500
B.1 - 2	(2) ABR9020	3	6,58	900	0	500	500	500
1.1 - 3	(2) ABR9020	1	6,58	900	0	400	0	0
2.1 - 3	(2) ABR9020	1	6,58	900	0	400	0	0
3.1 - 3	(2) ABR9020	1	6,58	900	0	400	0	0
A.1 - 3	(2) ABR9020	3	6,58	900	0	500	500	500
B.1 - 3	(2) ABR9020	3	6,58	900	0	500	500	500

NOTA 1: La rigidez lateral $K_{x,AB}$ en los pisos 2 y 3 (UMLM) considera el funcionamiento en serie de los anclajes superiores del muro inferior con los anclajes en la base del muro superior.

TABLA 3.32 – Paso 5: propiedades de anclajes de vuelco

Nombre *Strip* de Uniones	Modelo HD	n_{HD} [-]	x_{HD} [mm]	$K_{x,HD}$ [kN/m]	$P_{d,z,HD}$ [kN]	$\delta_{max,z,HD}$ [mm]	$K_{z,HD}$ [1] [kN/m]	l'_w [2] [mm]
1.1 - 1	(1) HHDQ11	2	900	0	31,7	3,33	9.524	800
2.1 - 1	(1) HHDQ11	2	900	0	31,7	3,33	9.524	800
3.1 - 1	(1) HHDQ11	2	900	0	31,7	3,33	9.524	800
A.1 - 1	(1) HHDQ11	2	900	0	31,7	3,33	9.524	900
B.1 - 1	(1) HHDQ11	2	900	0	31,7	3,33	9.524	900
1.1 - 2	(2) HHDQ11	2	900	0	31,7	3,33	4.762	800
2.1 - 2	(2) HHDQ11	2	900	0	31,7	3,33	4.762	800
3.1 - 2	(2) HHDQ11	2	900	0	31,7	3,33	4.762	800
A.1 - 2	(2) HHDQ11	2	900	0	31,7	3,33	4.762	900
B.1 - 2	(2) HHDQ11	2	900	0	31,7	3,33	4.762	900
1.1 - 3	(2) HHDQ11	2	900	0	31,7	3,33	4.762	800
2.1 - 3	(2) HHDQ11	2	900	0	31,7	3,33	4.762	800
3.1 - 3	(2) HHDQ11	2	900	0	31,7	3,33	4.762	800
A.1 - 3	(2) HHDQ11	2	900	0	31,7	3,33	4.762	900
B.1 - 3	(2) HHDQ11	2	900	0	31,7	3,33	4.762	900

NOTA 1: La rigidez vertical $K_{z,HD}$ en los pisos 2 y 3 (UMLM) considera el funcionamiento en serie de los anclajes superiores del muro inferior con los anclajes en la base del muro superior.

NOTA 2: La distancia entre el centro de rotación y la ubicación del *hold-down* en tracción, l'_w, considera un largo comprimido de $l_c=0,1 \cdot l_w=100$ [mm] en muros monolíticos y l_c=0 en muros segmentados.

Habiendo realizado algunas definiciones previas en el preproceso, se realizan las primeras definiciones en el programa computacional de análisis estructural. Las Tabla 3.33 y Tabla 3.34 muestran los valores para la definición computacional de los paneles de CLT de la torre de 3 pisos.

TABLA 3.33 – Paso 7: Definición de materiales para torre de 3 pisos (ver 3.1.1).

Material	Modelo constitutivo	ρ_{12} [kg/m^3]	E_x (E1) [MPa]	$E_y=E_z$ (E2=E3) [MPa]	G_{xy} (G12) [MPa]	G_{xz} (G13) [MPa]	G_{yz} (G23) [MPa]
C24	Ortotrópico	476	11.000	370	690	690	69
C16	Ortotrópico	476	8.000	270	500	500	50

TABLA 3.34 – Paso 8: Definición de sección transversal de elemento placa para torre de 3 pisos (ver 3.1.2).

Espesor	Capa 1	t_l	β	Capa 2	t_l	β	Capa 3	t_l	β	Capa 4	t_l	β	Capa 5	t_l	β
Muros en X	C24	30	0	C16	30	90	C24	30	0						
Muros en Y[1]	C24	30	0	C16	30	90	C24	30	0						
Losas	C24	30	0	C16	30	90	C24	30	0	C16	30	90	C24	30	0

NOTA 1: Resulta de replicar la sección "Muros en X" (Paso 12).

El factor de reducción por flexibilización al corte (paso 9) se determina según la ecuación (3.2) para cada armado de panel distinto:

CL-24/16C DE 3 CAPAS

$$k_{v(3l)} = \frac{1}{1 + 6 \cdot p_s \cdot \left(\frac{t_l}{b_l}\right)^{qs}} = \frac{1}{1 + 6 \cdot 0{,}53 \cdot \left(\frac{30}{100}\right)^{1{,}21}} = 0{,}57$$

CL-24/16C DE 5 CAPAS

$$k_{v(5l)} = \frac{1}{1 + 6 \cdot p_s \cdot \left(\frac{t_l}{b_l}\right)^{qs}} = \frac{1}{1 + 6 \cdot 0{,}43 \cdot \left(\frac{30}{100}\right)^{1{,}21}} = 0{,}62$$

Luego, las redefiniciones según los pasos 10 y 11 se detallan en la Tabla 3.35.

TABLA 3.35 – Paso 10 y 11: Redefinición de materiales y secciones para torre de 3 pisos.

Material	Modelo constitutivo	ρ_{12} [kg/m³]	E_x (E1) [MPa]	$E_y=E_z$ (E2=E3) [MPa]	G_{xy} (G12) [MPa]	G_{xz} (G13) [MPa]	G_{yz} (G23) [MPa]
C24 (×0,57)	Ortotrópico	476	11.000	370	390	390	39
C16 (×0,57)	Ortotrópico	476	8.000	270	285	285	28,5
C24 (×0,62)	Ortotrópico	476	11.000	370	430	430	43
C16 (×0,62)	Ortotrópico	476	8.000	270	310	310	31

NOTA: Posterior a esta redefinición, se deben verificar (y redefinir en caso de ser necesario) las secciones transversales de los paneles, para asignar el material correcto (paso 11). En el ejemplo en cuestión, queda como sigue:
Muros en X y Muros en Y: C24 (×0,57) y C16 (×0,57)
Losas: C24 (×0,62) y C16 (×0,62)

Por último, se define un material preliminar para la modelación de los *strip* de uniones (ver Figura 3.10 y Figura 3.11) y se le asignan las propiedades de los muros de CLT.

3.4.1.2 Modelación geométrica y primer análisis

Habiendo definido los materiales y las secciones, el siguiente paso es dibujar la geometría. Al igual que en los ejemplos de la sección 3.3, los paneles de muros se modelan con la altura de piso menos la altura del *strip* de uniones H_i-h_{strip}=*2.400* [mm] y con su largo l_w real. Se recomienda seguir los pasos del Consejo práctico 3.5 para modelar una estructura.

CONSEJO PRÁCTICO 3.5 – Pasos de modelación computacional por piso

Dibujar líneas de referencia:

1. Dibujar la grilla con niveles a la cota superior de la losa (H_i=h_w+t_{CLT}).
2. Dibujar planos de referencia para la modelación de *strip* de uniones en las cotas Z_{i-1}+$h_{strip,i}$.

Modelación de geométrica y asignaciones:

3. Modelar todos los *strip* de uniones del 1er piso, entre la cota *0* y $h_{strip,1}$.
4. Modelar todos los muros del 1er piso, entre las cotas $h_{strip,1}$ y H_1.
5. Modelar apoyos lineales bajo los *strip* de uniones (ver Consejo práctico 3.2).
6. Modelar la losa del 1er piso.
7. Replicar todos los elementos *shell* del 1er piso a una distancia z=H_i, la cantidad de pisos que sea necesario.
8. Asignar un *mesh* automático a los muros (*Auto Rectangular Mesh*). Se recomienda un *mesh* de 200 [mm].
9. Asignar un *mesh* automático a las losas (*Auto Cookie Cut*) con la misma discretización que se les dio a los muros en el paso 8.
10. Asignar *pier labels* a todos los muros.
11. Asignar un *auto edge constraint* a los muros.
12. Asignar un diafragma a las losas (se recomienda un diafragma semirrígido en las primeras iteraciones)

Primer análisis y definición de *strip* de uniones:

13. Asignar la carga vertical *D*.
14. Correr el modelo y extraer la carga gravitacional *P* de cada *pier*, por nivel.
15. Corresponder la carga gravitacional con los parámetros identificados en el preproceso (ver Consejo práctico 3.4)
16. Determinar las capacidades y rigideces al corte (F_{A1} y K_A) y al vuelco de cada muro (M_R, u_R y K_R), según sección 3.2.1.2.
17. Determinar los parámetros de cada *strip* de uniones: E_{strip}, G_A y G_{strip}, según sección 3.2.1.3.

NOTA 1: La capacidad al corte del muro se determina de forma análoga a su rigidez al deslizamiento según ecuación (3.6).

La Figura 3.34 presenta la modelación del 1er piso, luego de los pasos 1 hasta 6. Cabe notar en esta figura varios aspectos: (i) el primero, es la cantidad de nodos, sin necesidad de subdividir manualmente cada *shell*, y cómo los muros segmentados son modelados como 1 sólo elemento; (ii) el segundo aspecto para notar es la grilla, que ya tiene definidos los planos de referencia que luego deben coincidir con los *strip* de uniones; (iii) y el último punto, es que, por ahora, todos los *strip* de uniones están modelados con la misma sección.

Luego la Figura 3.35 muestra la modelación completa de la torre, como resultado de los pasos 7 al 12. Una vez modelada la estructura, se asignan las cargas indicadas.

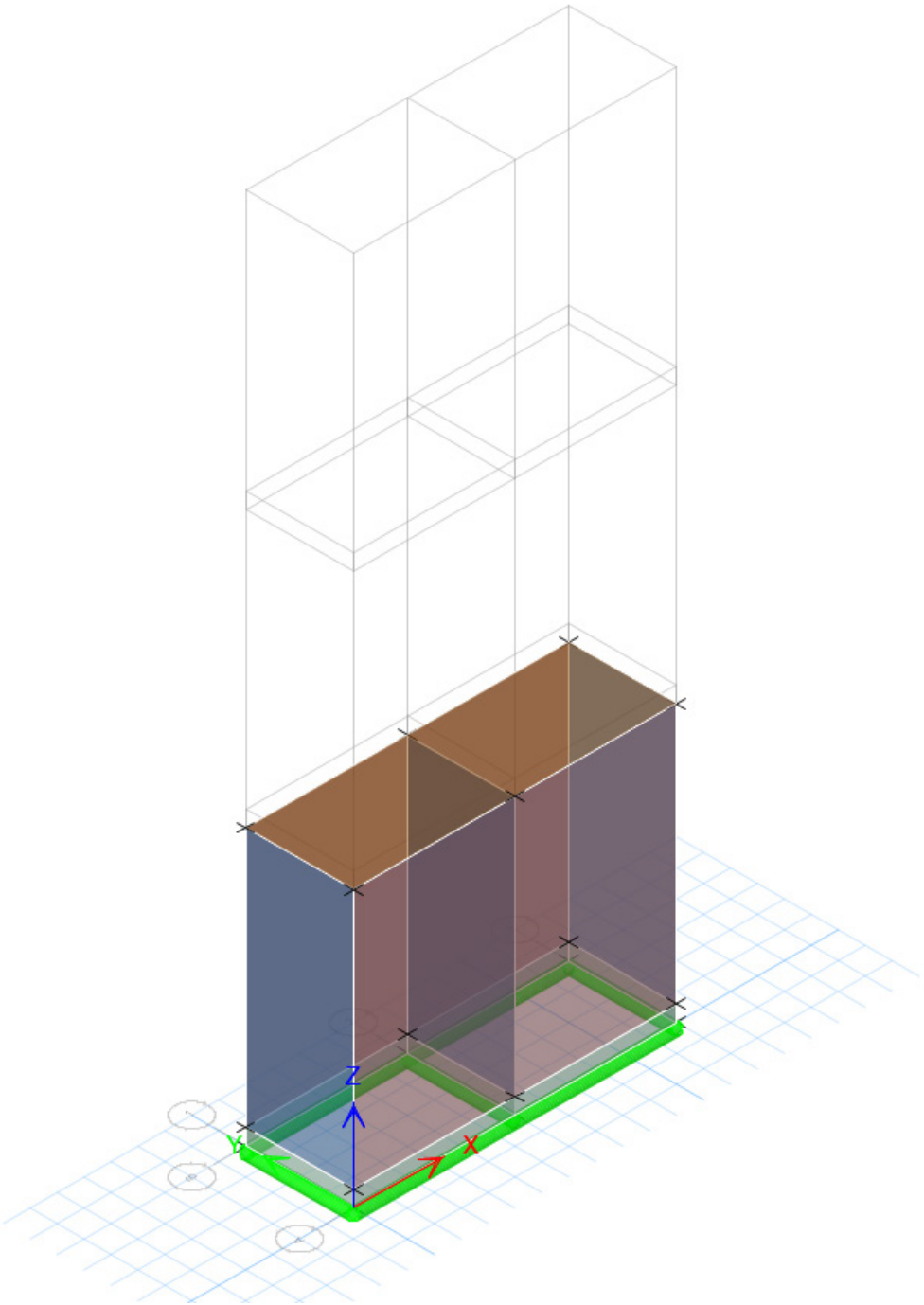
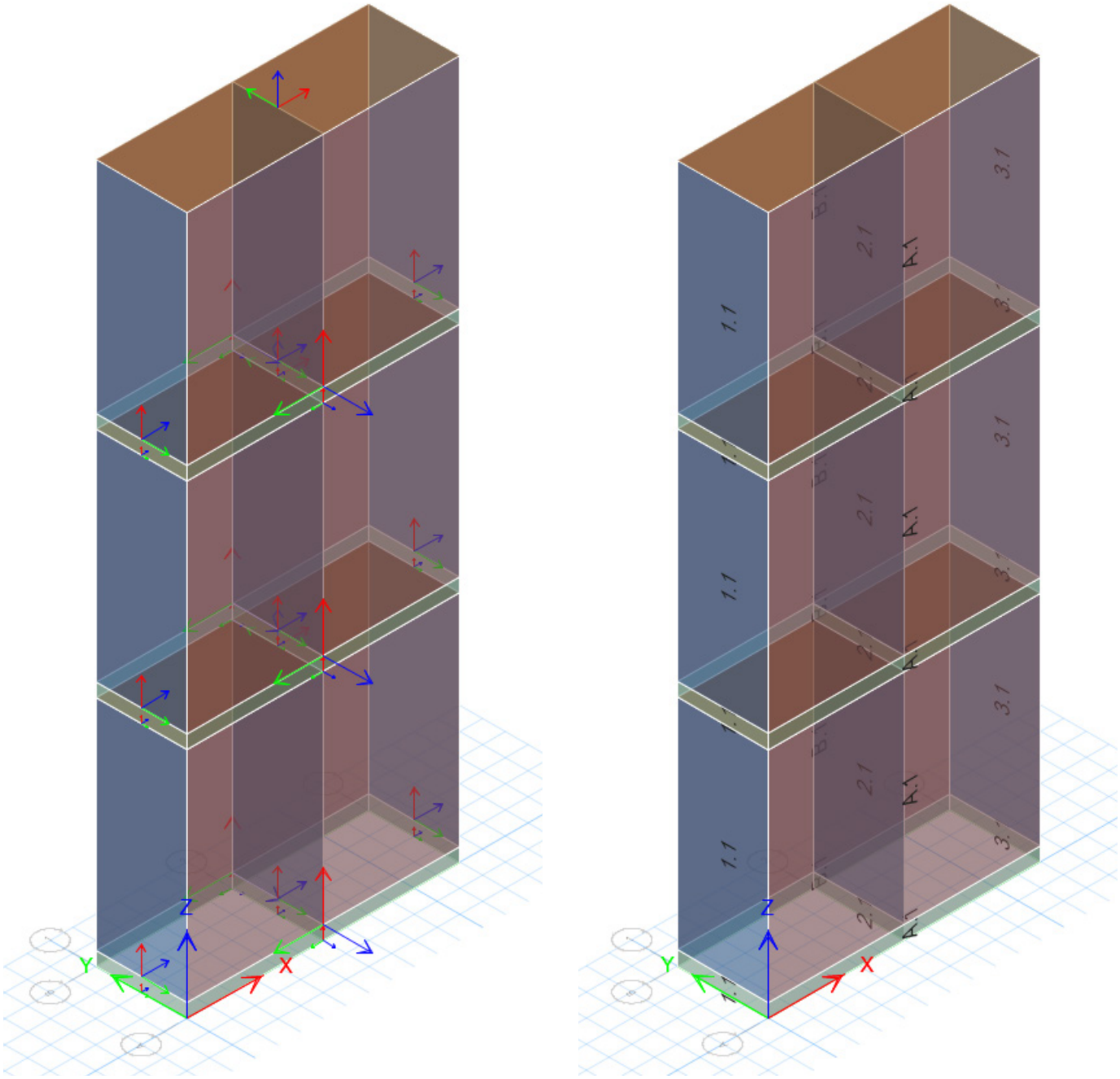


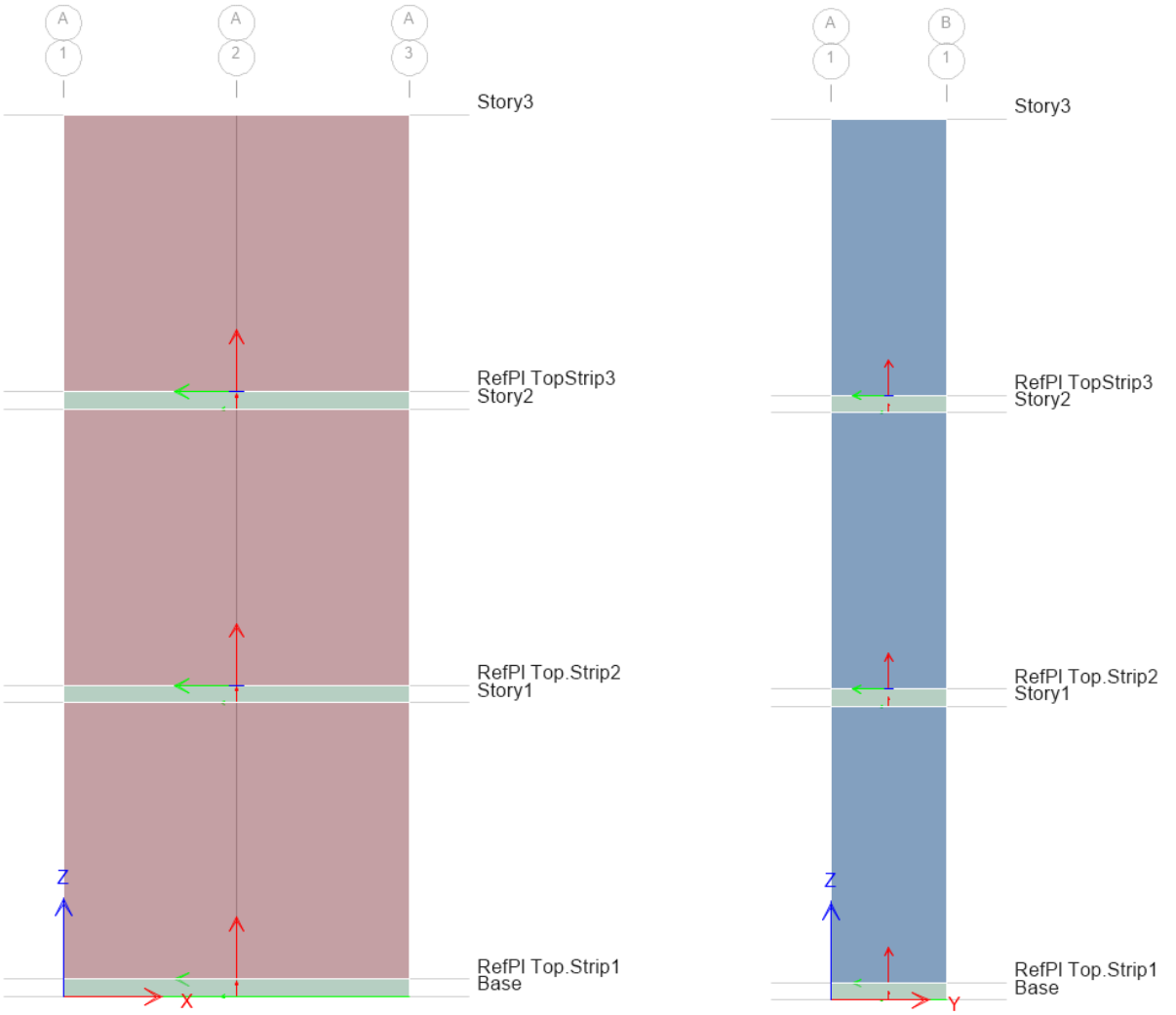
Figura 3.34 - *Modelación de 1er piso "listo para replicar".*



a) Ejes locales de elementos *shell*

b) Asignación de *piers*

Figura 3.35 - *Modelación de torre completa.*



a) Elevación muros en eje *X*

b) Elevación muros en eje *Y*

Figura 3.36 - *Elevaciones tipo de torre de 3 pisos.*

CONSEJO PRÁCTICO 3.6 – *Checklist* previo al primer análisis

Antes de correr el modelo, es bueno verificar los siguientes puntos:

En los elementos tipo placa (*shell*):

1. Ejes locales
2. Sección de muro (*wall section*) asignada (fijarse en los *strip* de uniones también)
3. Tipo de mallado de elementos finitos (*wall meshing options* y *floor meshing options*)
4. Asignación de *pier labels*

En los elementos tipo viga (*frame*):

5. Asignación de apoyo lineal en la base (*line spring*)

Luego de asignar la carga gravitacional (paso 13) y correr el modelo (paso 14), la Tabla 3.36 resume los pasos 15 al 17 con los parámetros definidos para seguir con el segundo análisis.

TABLA 3.36 – Pasos 15 al 17: Determinación de parámetros de *strip* de uniones.

Nombre ***Strip*** de Uniones	Carga gravitacional	Capacidades			Rigideces		Strip de uniones		
	P [kN]	F_A [kN]	M_R [kN-m]	u_R [mm]	K_A [kN/m]	K_R [kN/m]	E_{strip} [MPa]	G_A [MPa]	G_{strip} [MPa]
1.1 - 1	5,73	6,96	27,64	9,98	6.484	1.154	7.333	10,81	1,63
2.1 - 1	6,38	6,96	27,90	9,98	6.484	1.165	7.333	10,81	1,65
3.1 - 1	5,73	6,96	27,64	9,98	6.484	1.154	7.333	10,81	1,63
A.1 - 1	17,69	20,88	48,01	7,98	19.452	2.505	7.333	10,81	1,23
B.1 - 1	17,69	20,88	48,01	7,98	19.452	2.505	7.333	10,81	1,23
1.1 - 2	3,81	6,58	26,87	9,98	900	1.122	7.333	1,50	0,83
2.1 - 2	3,76	6,58	26,85	9,98	900	1.121	7.333	1,50	0,83
3.1 - 2	3,81	6,58	26,87	9,98	900	1.122	7.333	1,50	0,83
A.1 - 2	12,05	19,74	45,19	7,98	2.700	2.358	7.333	1,50	0,70
B.1 - 2	12,05	19,74	45,19	7,98	2.700	2.358	7.333	1,50	0,70
1.1 - 3	1,90	6,58	26,11	9,98	900	1.090	7.333	1,50	0,82
2.1 - 3	1,71	6,58	26,03	9,98	900	1.087	7.333	1,50	0,82
3.1 - 3	1,90	6,58	26,11	9,98	900	1.090	7.333	1,50	0,82
A.1 - 3	6,11	19,74	42,22	7,98	2.700	2.203	7.333	1,50	0,67
B.1 - 3	6,11	19,74	42,22	7,98	2.700	2.203	7.333	1,50	0,67

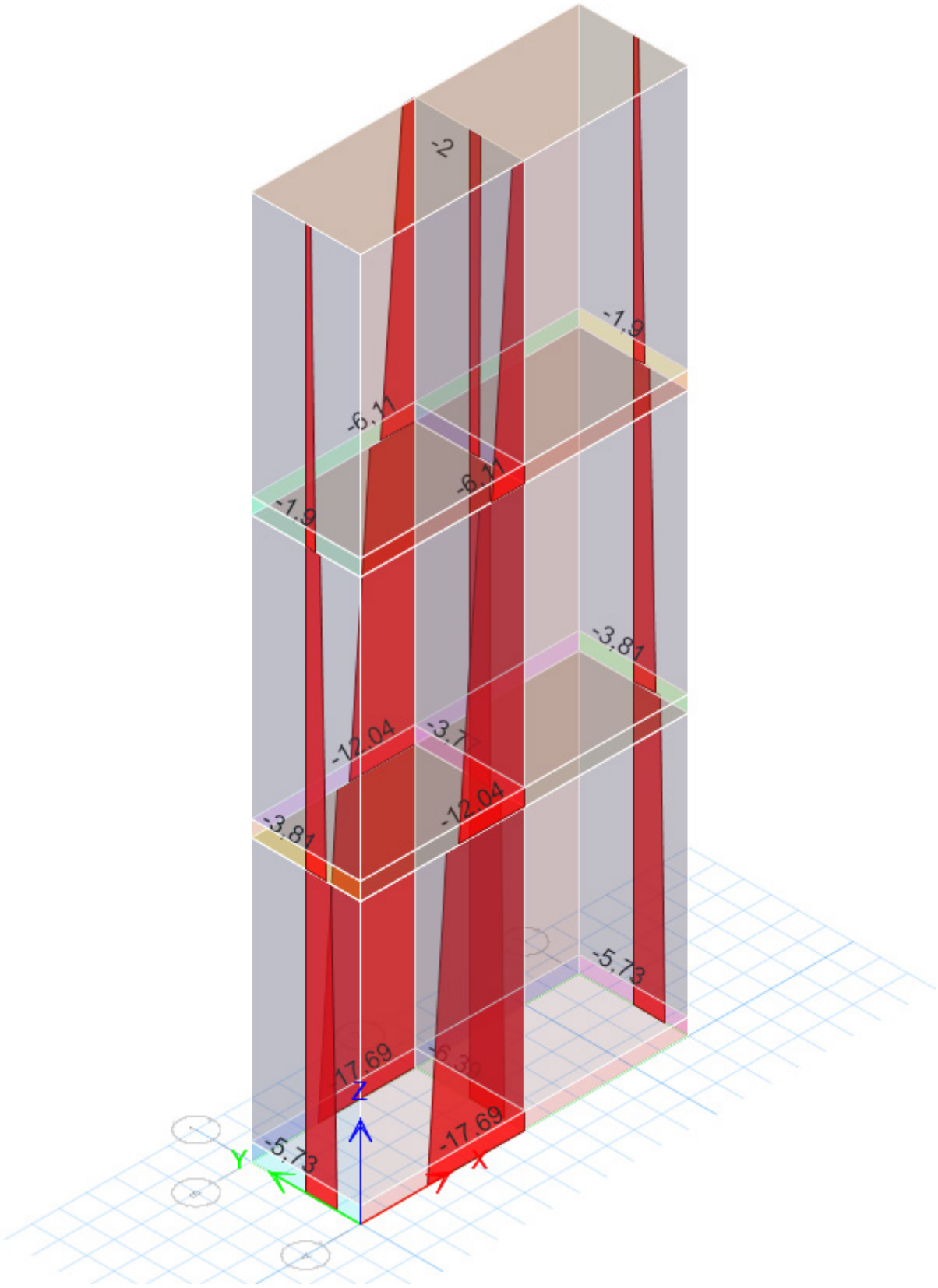


Figura 3.37 - *Primer análisis: esfuerzo axial (P) en muros por carga D.*

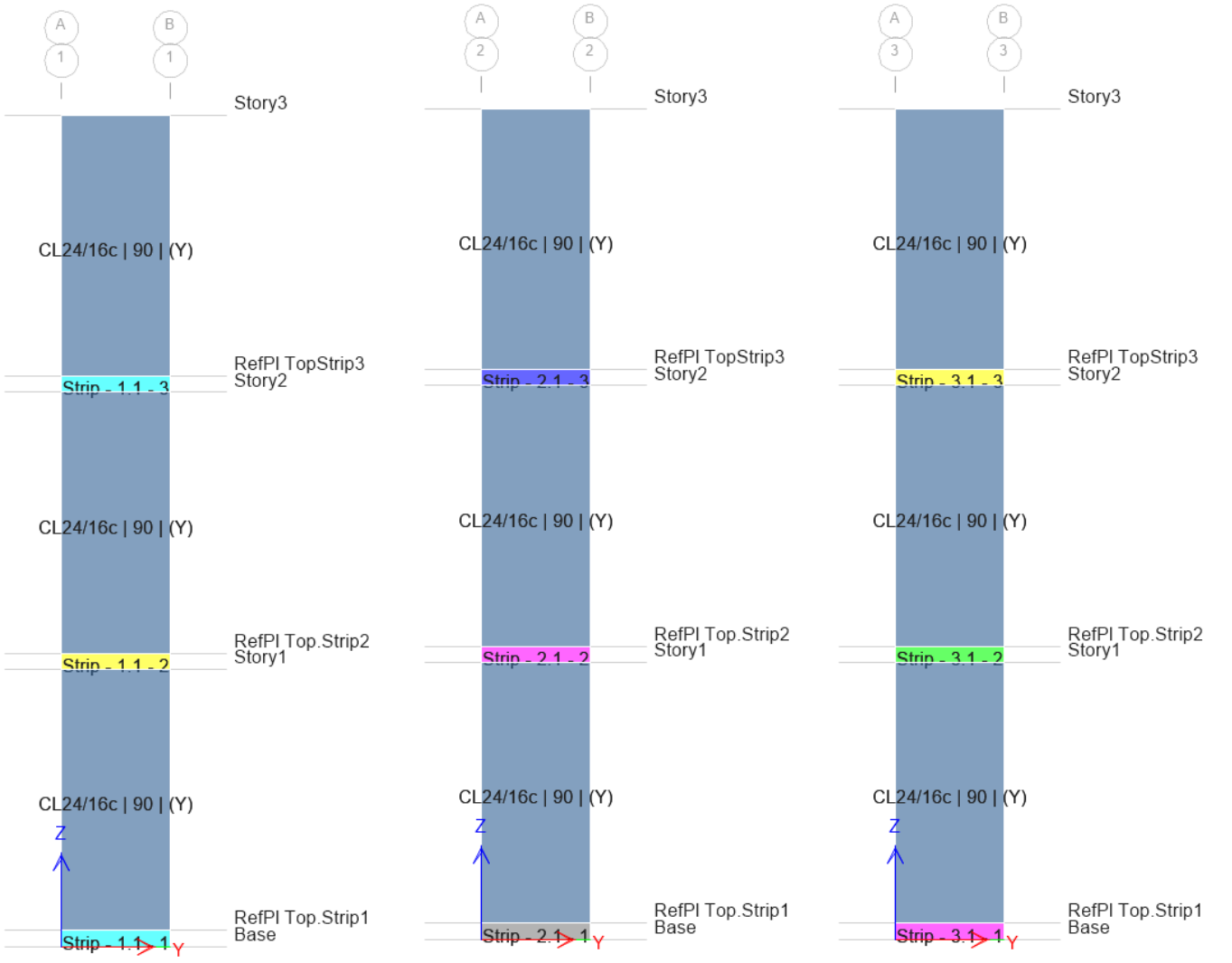
3.4.1.3 Segundo análisis: asignación de propiedades de *strip* de uniones

Una vez determinados los parámetros de cada *strip* de uniones (Tabla 3.36), se deben definir en el software de análisis estructural. Generalmente, estos programas trabajan internamente con tablas que pueden ser modificables para una iteración más expedita. En ETABS, existe la función "*Interactive Database Editing*" (Ctrl+E) que permite modificar las definiciones del modelo mediante tablas "dentro del programa" o "por fuera" en una planilla Excel.

Para la definición de los *strip* de uniones se deben modificar 3 tablas:

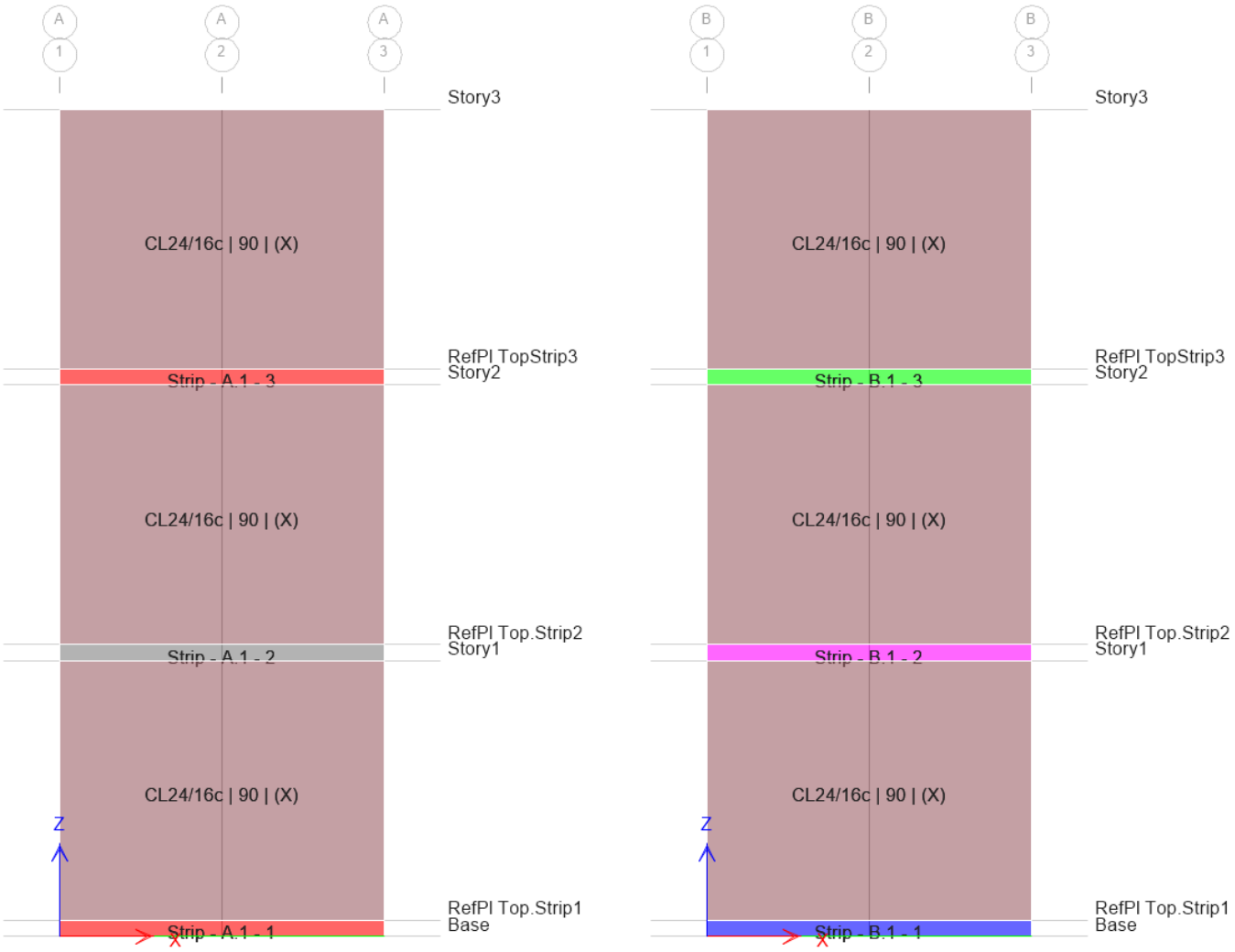
1. ***Material Properties*** – ***General***: en que se define un material ortotrópico con el nombre del *strip* de uniones (columna 1 de la Tabla 3.30) para cada unión (ver Figura 3.10)
2. ***Material Properties*** - ***Basic Mechanical Properties***: en que se definen las rigideces y densidad (ver Figura 3.10)
3. ***Wall Property Definitions*** – ***Specified***: en que se define una sección correlativa por cada material de *strip* de uniones y se le asigna el espesor t_{CLT} del muro que le corresponde.

Posterior a las definiciones en el programa, se debe ir elevación por elevación reasignando la sección (*wall section*) de cada *strip* de uniones. La Figura 3.38 y Figura 3.39 muestran este procedimiento para las elevaciones de los ejes *Y* y *X*, respectivamente. Finalmente, la Figura 3.40 muestra una axonométrica del modelo completo, listo para asignar las cargas laterales y realizar el segundo análisis.



a) Eje 1 b) Eje 2 c) Eje 3

Figura 3.38 - *Elevaciones ejes en Y con asignación de strip de uniones.*



a) Eje A

b) Eje B

Figura 3.39 - *Elevaciones ejes en X con asignación de strip de uniones.*

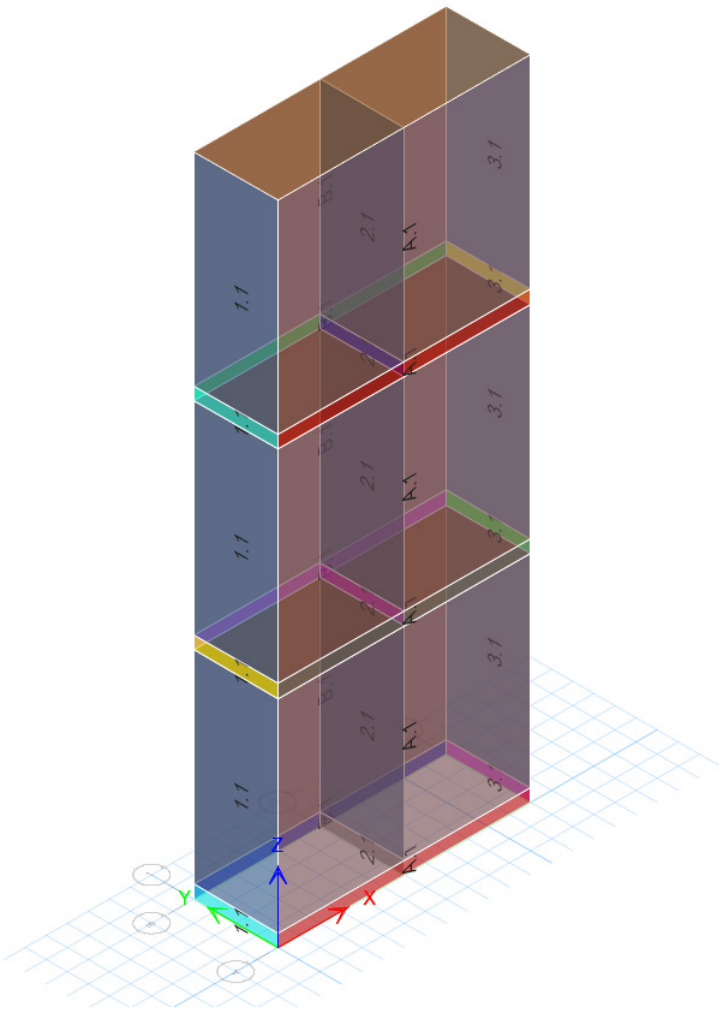


Figura 3.40 - *Modelo de torre de 3 pisos con strip de uniones.*

3.4.2 Descripción y análisis de resultados

La Figura 3.41 y la Figura 3.42 muestran el resultado de deformaciones globales frente a la combinación $D+E_x$ en vista axonométrica y vista en elevación respectivamente, siendo 6,82 [mm] el máximo desplazamiento en el 3er piso. Ambas figuras permiten identificar la mayor responsabilidad en las deformaciones que tienen los *strip* de uniones en comparación con los *shell* de paneles de CLT. En otras palabras, se aprecia una mayor contribución de las componentes de desplazamiento por vuelco y deslizamiento de cuerpo rígido, en comparación con las componentes de deformación por flexión y por corte del panel de CLT.

Notar además que los muros en la dirección *Y* también se deforman acompañando a la estructura, debido a la UMMP asumida rígida y el efecto caja provocado por el diafragma. En el mismo sentido, la Figura 3.43a muestra los esfuerzos axiales frente a la combinación sísmica en *X*, donde se aprecia que los muros perpendiculares del eje 1 están en tracción y los del eje 2 y 3 en compresión, interactuando y colaborando en la rigidez y resistencia de la estructura completa.

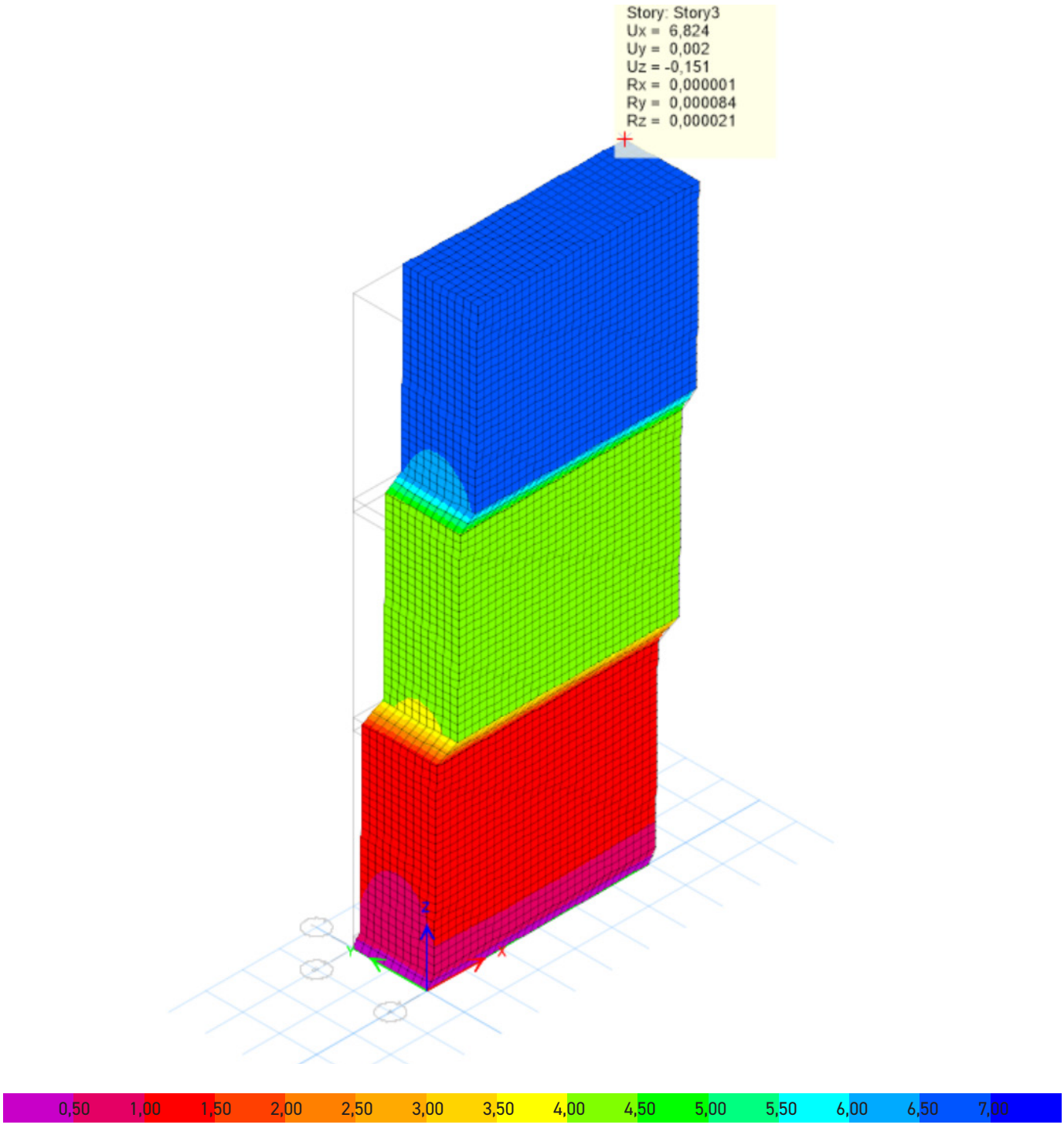


Figura 3.41 - *Resultado de deformaciones globales en estructura completa frente a la combinación $D+E_x$.*

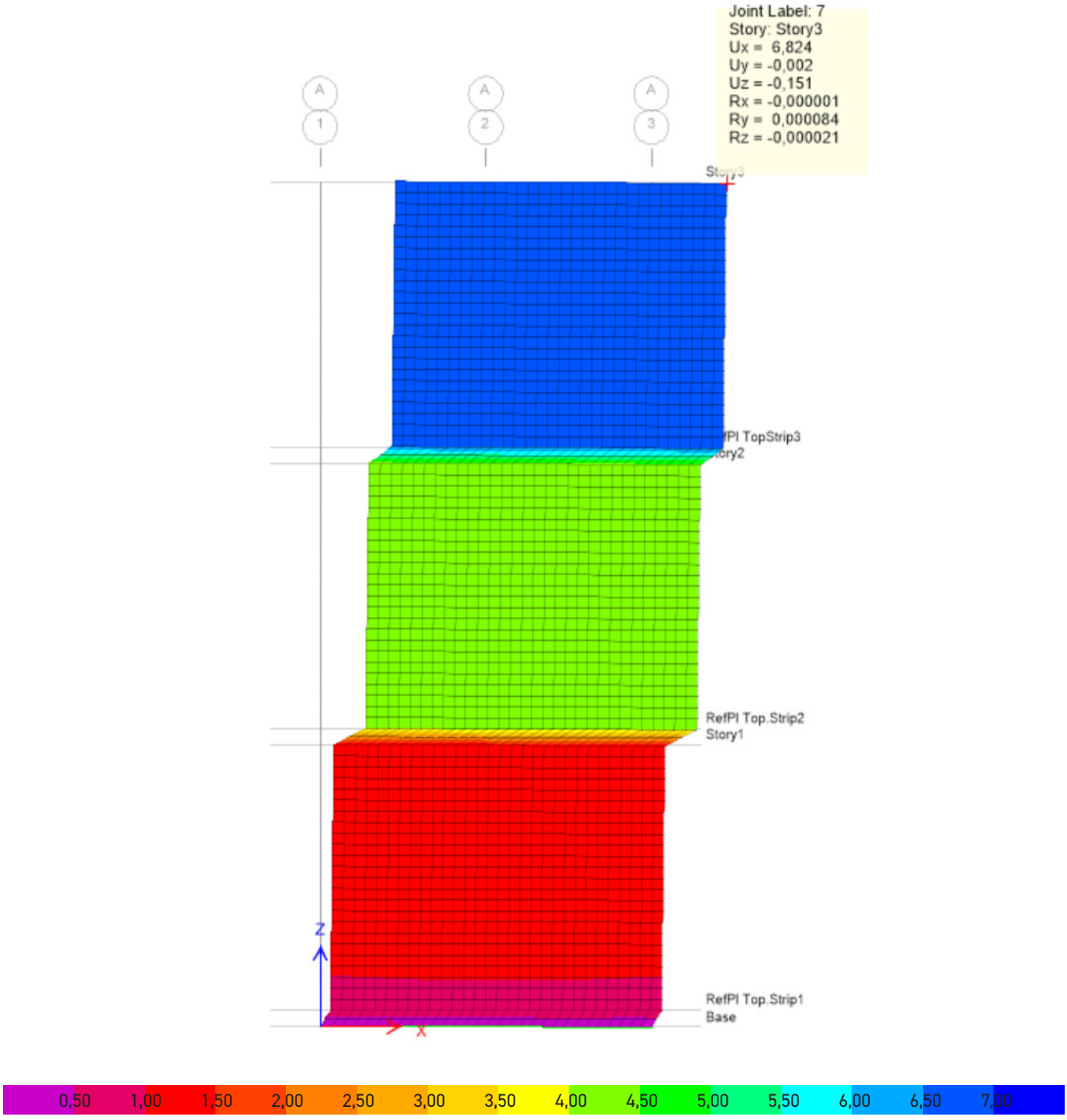


Figura 3.42 - *Resultado de deformaciones en muros en X frente a la combinación D+E_x.*

Por otra parte, la Figura 3.43b muestra los esfuerzos de momento volcante en los muros en *X*, a partir de los cuales se determina simplificadamente la fuerza de tracción en los *hold-downs*. La Tabla 3.37 resume el postproceso para determinarlas.

TABLA 3.37 – Postproceso: determinación de fuerzas de tracción en *hold-downs* para la combinación de carga $D + E_x$.

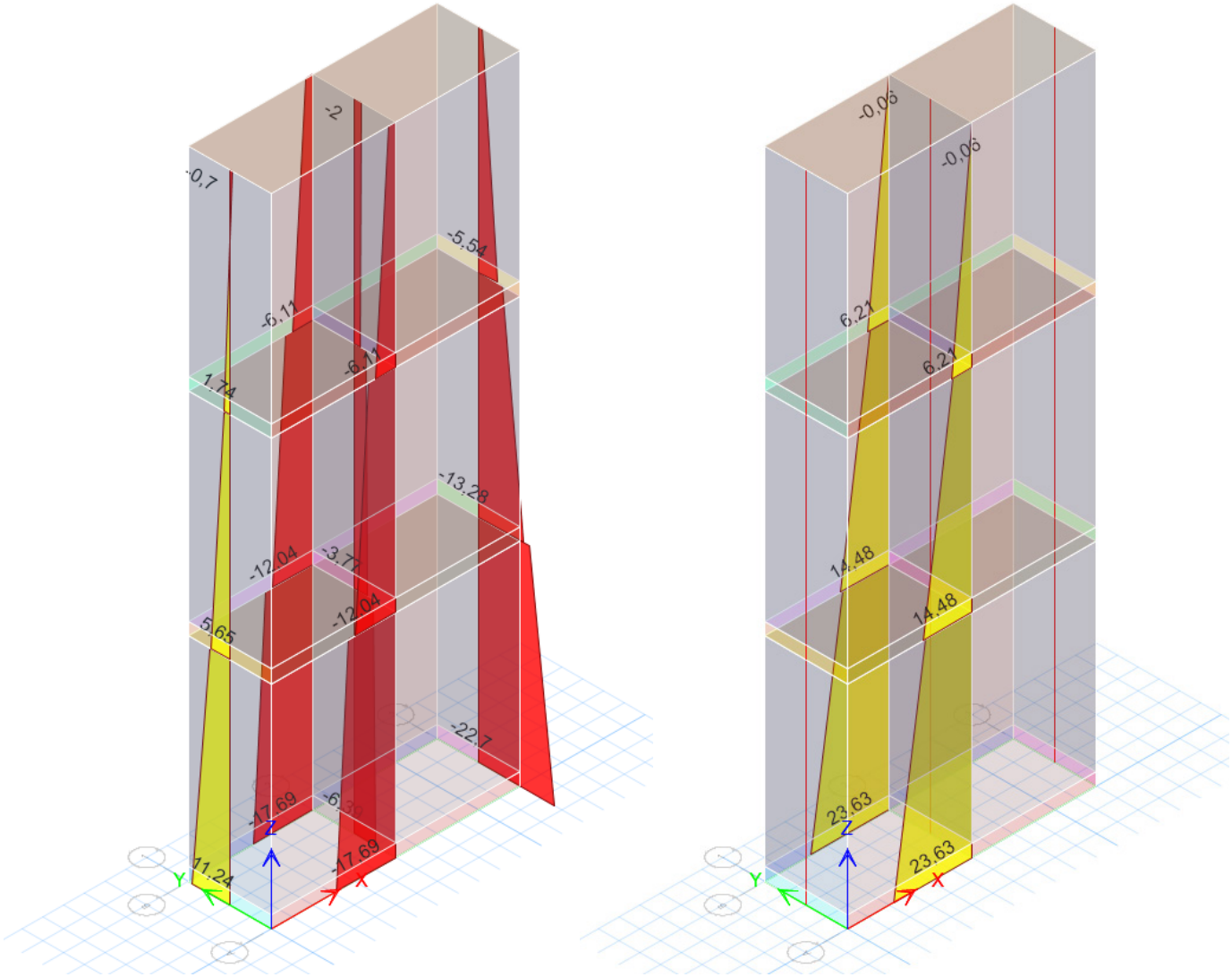
Nombre *Strip* de Uniones	Cargas ETABS		Interpretación		Tracción en *hold-downs*		
	M3 [kN-m]	*P* [kN]	M_{rest} [1] [kN-m]	Anclajes de vuelco (E_x)[2]	$T_{HD,mon}$ [kN]	$T_{HD,seg}$ [kN]	T_{HD} [kN]
1.1 - 1	0,00	11,24	0,00	2 Activos	0,00	0,00	5,62
2.1 - 1	0,00	-6,38	2,55	Inactivos	0,00	0,00	0,00
3.1 - 1	0,00	-22,70	9,08	Inactivos	0,00	0,00	0,00
A.1 - 1	23,64	-17,69	8,85	1 Activo	0,00	12,24	12,24
B.1 - 1	23,64	-17,69	8,85	1 Activo	0,00	12,24	12,24
1.1 - 2	0,00	5,66	0,00	2 Activos	0,00	0,00	2,83
2.1 - 2	0,00	-3,76	1,50	Inactivos	0,00	0,00	0,00
3.1 - 2	0,00	-13,29	5,31	Inactivos	0,00	0,00	0,00
A.1 - 2	14,48	-12,05	6,02	1 Activo	0,00	5,96	5,96
B.1 - 2	14,48	-12,05	6,02	1 Activo	0,00	5,96	5,96
1.1 - 3	0,00	1,74	0,00	2 Activos	0,00	0,00	0,87
2.1 - 3	0,00	-1,71	0,68	Inactivos	0,00	0,00	0,00
3.1 - 3	0,00	-5,55	2,22	Inactivos	0,00	0,00	0,00
A.1 - 3	6,21	-6,11	3,06	1 Activo	0,00	2,22	2,22
B.1 - 3	6,21	-6,11	3,06	1 Activo	0,00	2,22	2,22

NOTA 1: El programa no reconoce el momento restituyente, ya que los resultados se reportan para un punto en el centro del muro y no en el centro de rotación supuesto analíticamente, por ende, para el programa el brazo de momento de la carga *P* es 0. Dicho esto, para determinar la tracción en los *hold-downs*, se calcula en el postproceso de forma analítica como:

$M_{rest} = P \cdot \left(\frac{l_w}{2} - l_c\right)$ para muros monolíticos.

$M_{rest} = P \cdot \frac{l_{seg}}{2}$ para muros segmentados.

NOTA 2: Si la carga *P* en el muro es positiva, es decir, está en tracción, se asume que ambos *hold-downs* se activan llevando cada uno una carga de *P/2*.



a) Esfuerzos axiales

b) Esfuerzos de momento en el plano (3-3)

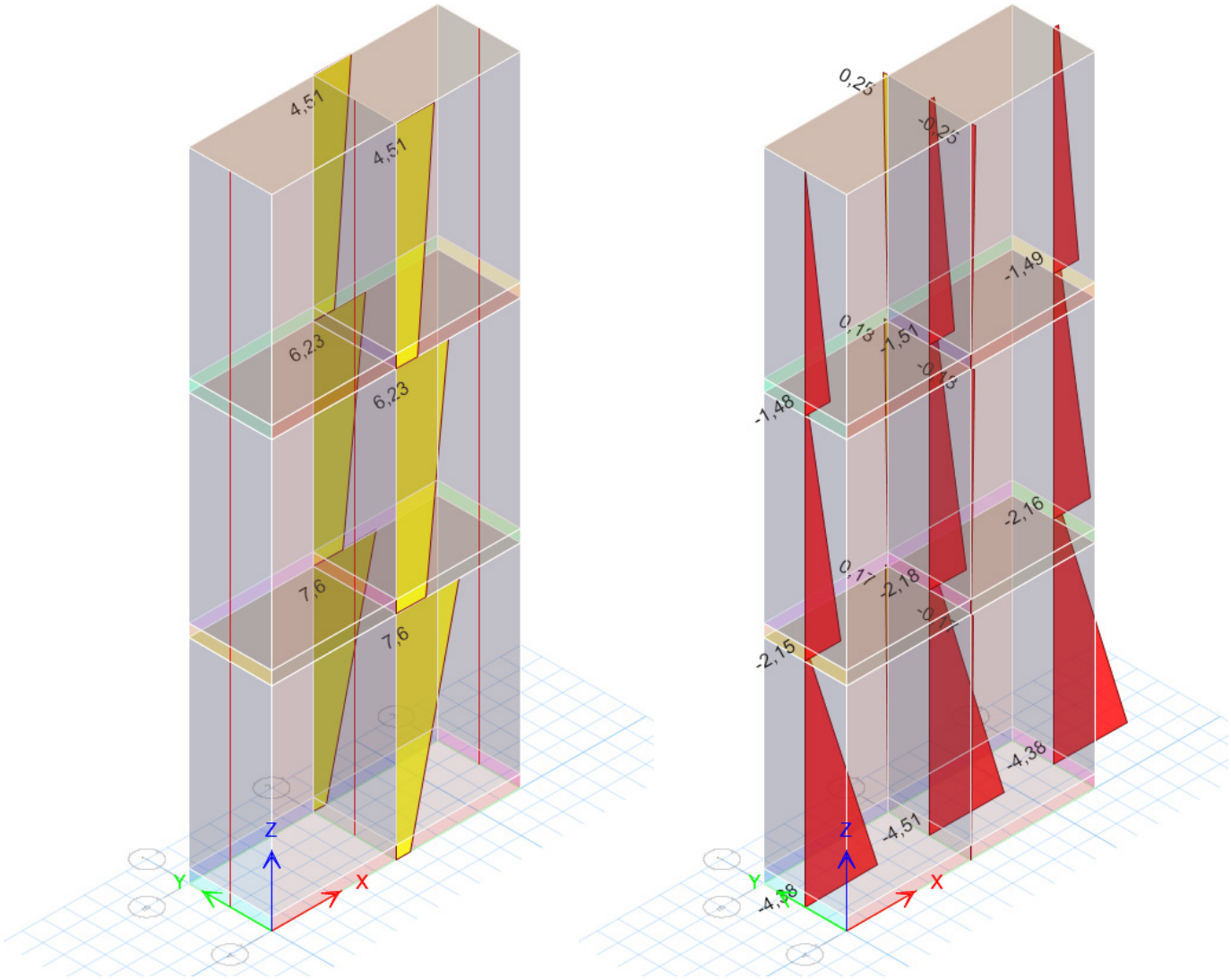
Figura 3.43 - *Esfuerzos frente a la combinación D+E_x – Parte 1.*

Por último, la Figura 3.44 muestra los esfuerzos de corte en el plano (2-2) y fuera de él (3-3). A partir de estos valores, se verifica la resistencia a corte de los anclajes de corte (F_A en Tabla 3.36), la resistencia del panel de CLT y el diseño de la UMM[24]. Cabe notar la contribución de los ángulos de corte dispuestos en los muros en *Y*, como se aprecia en la Figura 3.44b, que pese a no ser la dirección principal de trabajo para la que se instalan, tienen una rigidez considerable fuera del plano del muro, razón por la cual se recomienda incluir la rigidez G_{xz}=G_A, tal como se mencionó en la sección 3.2.1.3.

Una consideración importante de las distribuciones de corte de la Figura 3.44 es notar que a lo largo de la altura de cada muro esta distribución no es constante, sino que es decreciente en una dirección global (Figura 3.44a) y creciente en la otra (Figura 3.44b). Esto se debe principalmente a que la rigidez fuera del plano del *strip* de uniones, G_A, es siempre mayor que la rigidez definida en el plano, G_{strip}, (ver Tabla 3.36), básicamente porque esta última incorpora la rigidez al vuelco en serie. Entonces, al ser más rígidos los *strip* de uniones en la dirección perpendicular, la carga buscará ir por ese camino, en atención a que la UMMP definida como totalmente rígida admite este flujo de carga.

En este punto, el ingeniero debe tomar una decisión sobre el valor de esfuerzo de corte que ocupará para el diseño de los muros (panel CLT, ángulos de corte y UMM). Si se toma el valor máximo entre la parte superior (*top*) y la parte inferior (*bottom*) del *pier*, el resultado será conservador y se sobreestimará el corte total en el nivel, pudiendo llegar a ser casi el doble del real. En otras palabras, el diseño sobredimensionará los ángulos de corte. Como alternativa, tomar el promedio entre ambos valores puede ser una solución más razonable y representativa de la realidad, siempre y cuando la suma total de esos promedios no sea inferior al corte por piso.

24. Por brevedad, las verificaciones de resistencia del del muro no se detallan en este ejemplo. Para ello, referirse al Volumen I de este manual.



a) Esfuerzos de corte en el plano (2-2)

b) Esfuerzos de corte fuera del plano (3-3)

Figura 3.44 - *Esfuerzos frente a la combinación D+E$_x$ – Parte 2.*


BEHR BROS

CAPÍTULO 4

MODELACIÓN COMPUTACIONAL DE EDIFICIOS

En este capítulo se presenta la modelación y análisis de un edificio de 3 pisos con el sistema constructivo desarrollado en el capítulo 2 del Volumen I de este manual y utilizando la metodología de modelación computacional descrita en el Capítulo 3 de este Volumen. En las secciones siguientes se describe el edificio diseñado, su planta de arquitectura, la planta de estructura y los muros de corte que serán parte del Sistema Resistente a Cargas Laterales (SRCL). Luego, se describe e ilustra la modelación de la estructura, sus principales pasos, sus consideraciones, supuestos, replicación y estados de carga. Posteriormente, se verifica el comportamiento dinámico de la estructura mediante un análisis modal, se estima el periodo fundamental de vibración y se asigna la carga sísmica según la normativa nacional vigente, para finalmente concluir con algunas verificaciones del SRCL, entre ellas las verificaciones de desplazamientos laterales[25].

Es importante mencionar que queda a criterio del ingeniero el nivel de detalle y refinamiento que incorpora en su modelo computacional y cuántos modelos distintos o complementarios requiere para representar la estructura o para estudiar algún comportamiento específico. En general, cuanto más detalle introduce en el modelo, menor es la cantidad de supuestos conservadores, menor es el postproceso para el diseño de elementos, menor es la necesidad de verificaciones analíticas y mayor es la facilidad para la optimización de elementos y uniones. Esto implica que el modelo tiene el potencial de traducirse en estructuras menos sobredimensionadas y más económicas, a expensas de mayor tiempo requerido de modelación, mayor complejidad del modelo y mayor costo computacional.

A diferencia del Volumen I de este manual, en que se desarrolló una metodología de modelación más detallada, la metodología de este Volumen implica lo opuesto en casi todos los puntos mencionados recientemente. La Tabla 4.1 presenta una comparación cualitativa de ambas metodologías de modelación, a modo de orientación, para que el usuario escoja la que más se acomode a sus necesidades.

25. El diseño estructural relativo a las verificaciones de capacidad de paneles, capacidad de uniones y criterios de serviciabilidad se trata en el capítulo 5 del Volumen I de este manual.

TABLA 4.1 – Comparación cualitativa de metodologías de modelación propuestas en Volumen I y Volumen II de este manual

		Volumen I	Volumen II
Sobre el preproceso	Tiempo de preproceso	●●○	●●●
Sobre el proceso de modelación	Tiempo de modelación	●●●	●●○
	Nivel de detalle del modelo	●●●	●○○
	Complejidad del modelo	●●●	●●○
	Cantidad de modelos distintos	1	1
	Supuestos conservadores	●○○	●●○
	Costo computacional	●●●	●○○
Sobre el postproceso	Tiempo de postproceso	●○○	●●●
	Verificaciones analíticas	●○○	●●●
	Facilidad de optimización	●●●	●●○
Sobre el resultado	Sobredimensionamiento	●○○	●●○

4.1 DESCRIPCIÓN DE CASO DE ESTUDIO

Se trata de un edificio de CLT de 3 pisos para uso residencial. Sin perjuicio que es posible materializar con CLT edificios de mayor altura, el objetivo es presentar un ejemplo que contenga todos los aspectos de cálculo y pueda ser fácilmente replicable o extrapolable. El edificio está ubicado en un lugar de Chile que corresponde a Zona Sísmica 2 y en un Suelo Tipo C, de acuerdo con las disposiciones de la NCh433-Of.1996-Mod.2009 Diseño Sísmico de Edificios y el (DS61-2011 Diseño Sísmico de Edificios, 2011), en adelante mencionados como NCh433/DS61.

La variante estructural de CLT del edificio es la descrita en detalle en el capítulo 2 del Volumen I de este Manual, en que el 100% de los elementos estructurales son materializados con paneles CLT, en la variante plataforma, con muros segmentados, dinteles y antepechos discontinuos, paneles 2D prefabricados y encuentros de muros rígidos y elásticos que aseguran un comportamiento conjunto de clústeres de muros. Tal como ya se comentó en capítulos anteriores, la tipología estructural propuesta y el hecho de que todo el edificio sea de CLT, probablemente no será la opción más costo-competitiva ni óptima. Cada proyectista debe buscar el óptimo para su caso particular. Sin embargo, esta configuración permitirá mostrar prácticamente el cálculo de todos los elementos posibles en CLT, además en un nivel muy avanzado con respecto al estado del arte, considerando premisas de diseño por capacidad.

La altura total del edificio es de 8,18 [m] sobre el nivel del terreno, con una altura libre por piso de 2,4 [m]. Las dimensiones máximas de las plantas son de 20,34×18,58 [m]. El área neta de cada nivel es de 315 [m^2] por planta. Todos los paneles son clase estructural combinada CL-24/16c. Los muros de corte, muros gravitacionales, dinteles y antepechos se conforman con paneles de 3 capas de 30 [mm], con un espesor total de 90 [mm]; mientras que losas y techumbres corresponden a paneles de 5 capas de 30 [mm], con un espesor total de 150 [mm].

Los conectores y herrajes utilizados corresponden a productos comerciales de la empresa Simpson Strong-Tie®. Nuevamente, es importante enfatizar que las soluciones constructivas de uniones y distintas configuraciones aquí descritas no son más que una alternativa de abordar el problema y pueden existir muchas variantes. De cualquier modo, las premisas de modelación serán similares a las que aquí se presentan o, dicho de otro modo, a partir de la modelación de este edificio y sus uniones el diseñador debería ser capaz de modelar prácticamente cualquier variante.

4.1.1 Arquitectura

La Figura 4.1 presenta el plano arquitectónico de la planta tipo, que consiste en un edificio de vivienda social DS49 de cuatro departamentos por piso.

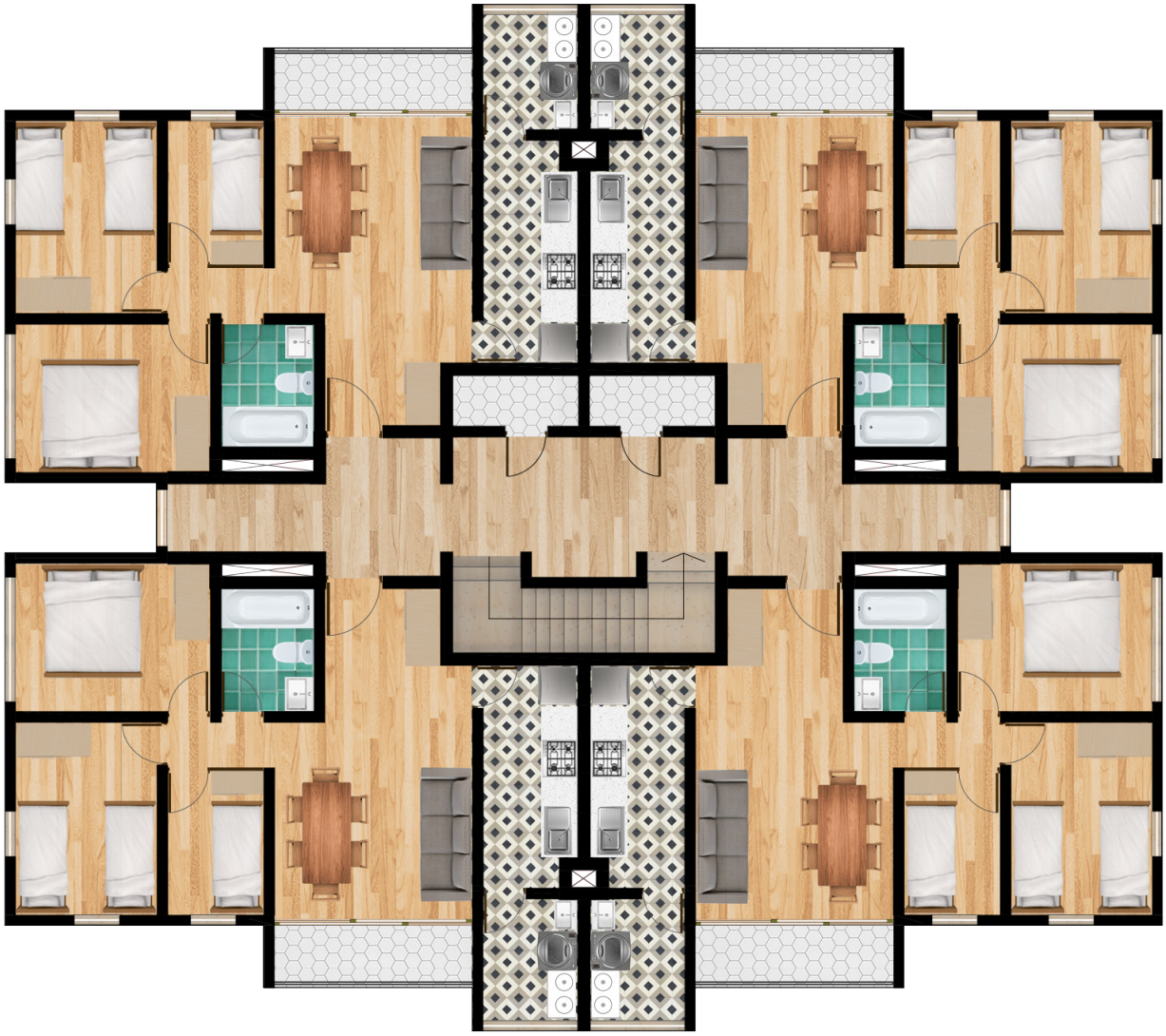


Figura 4.1 - *Planta arquitectónica del edificio.*

Por otra parte, la Figura 4.2 presenta la elevación norte-sur del edificio y la Figura 4.3 la elevación este-oeste. Todos los antepechos tienen una altura de 1.000 [mm], mientras que dinteles y vigas son de 300 [mm] de alto. En cuanto a la techumbre, el panel de coronación más alto es de 900 [mm], generando una pendiente de techo de 6°.

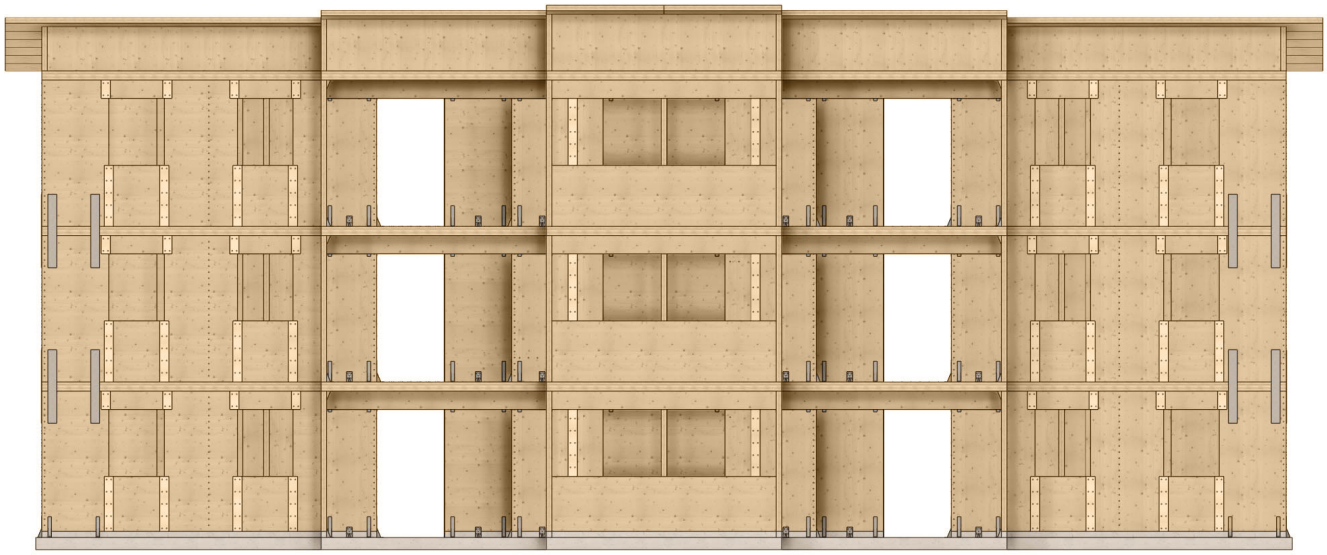


Figura 4.2 - *Elevación norte-sur.*

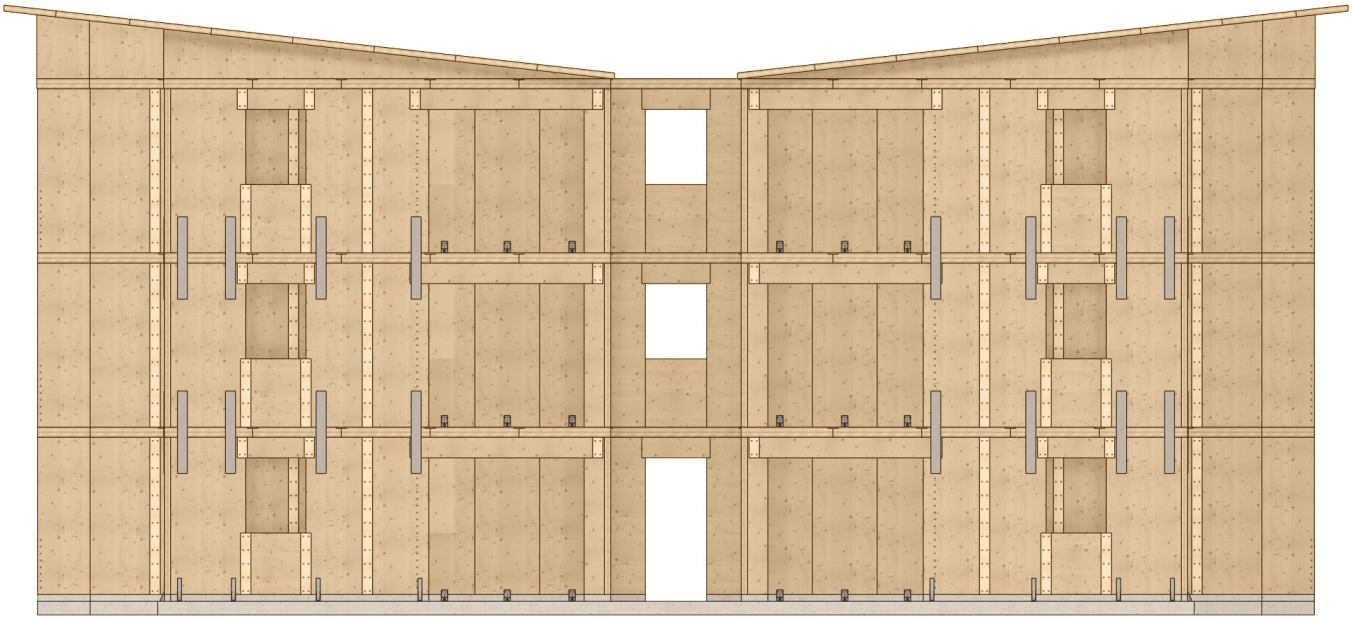


Figura 4.3 - *Elevación este-oeste.*

Por último, la Figura 4.4 presenta una axonométrica completa del edificio.



Figura 4.4 - *Vista axonométrica del edificio.*

4.1.2 Ingeniería

4.1.2.1 Paneles de CLT

Primero se definen los muros de la planta de arquitectura. Para esto, la primera característica estructural a definir en el proyecto es la relación de aspecto de los paneles de CLT para considerarlos como muros de corte[26]. Como estos deben ser de altura completa en cada piso, se tiene que la altura de muro es h_w=2,4 [m], que corresponde a la altura libre del piso. Luego, el largo mínimo de un muro resulta

$l_{w,min}=h_w/4=600$ [mm]. Para este caso, se decidió modelar el edificio considerando muros multi-panel, con lo cual el largo máximo de cada segmento se corresponde con la altura, es decir, $l_{seg,max}=h_w=2.400$ [mm]. Sin embargo, en este ejemplo en particular, se optó por panelizar el edificio con segmentos relativamente estrechos para maximizar su ductilidad y disipación, razón por la cual se consideran segmentos de $l_{seg,max}=h_w/2=1.200$ [mm]. Cabe destacar nuevamente, que en Chile aún no existe caracterización del factor R para muros multi-panel, por lo que técnicamente no existe el beneficio de emplear un muro multi-panel con respecto a uno monolítico (R=2 en ambos casos). No obstante, el edificio en estudio se modeló en multi-panel para buscar un mejor comportamiento sísmico, requerir una modelación más sofisticada y desarrollar un análisis estructural más avanzado, incluyendo principios de diseño por capacidad. Naturalmente, el diseñador es libre de emplear cualquier variante de muros en tanto cumplan con las restricciones y relaciones de aspecto que se citaron en el Volumen I de este manual.

Una vez definida la segmentación base de muros de corte, se identifican los largos de todas las líneas de muro de la planta de arquitectura, como se ejem-

26. Basado en las normativas europea y norteamericana de diseño sísmico de estructuras de madera. Referirse al Volumen I de este manual para más información.

plifica en la esquina inferior izquierda de la Figura 4.5. En base a esta identificación, se definen como muros gravitacionales todos aquellos que tienen un largo inferior a b_{min}, como por ejemplo, el muro B.3 de 560 [mm].

Luego, se define una cantidad razonable de anchos de paneles (entre b_{min} y b_{max}). En este caso, se definen anchos de 900, 1.000, 1.100 y 1.200 [mm]. Con estos 4 anchos de paneles, se busca cubrir de manera óptima los largos de muros restantes. Por ejemplo, para el muro B.1 se asigna un ancho de panel de 1.100 [mm] y para el muro B.2 se asigna un ancho de 1.200 [mm], resultando ambos por definición en muros monolíticos. En cambio, el muro C.1 de largo de arquitectura de 2.800 [mm] supera el ancho máximo de panel b_{max}, por lo que se debe materializar con 2 o más paneles con la misma relación de aspecto, resultando por definición en un muro multi-panel. En este caso, el muro C.1 se define con 3 paneles de 900 [mm] de ancho.

La Figura 4.6 muestra el panelizado completo de los muros siguiendo este proceso, el cual se recomienda encarecidamente realizar de forma colaborativa con las especialidades de arquitectura, industrialización y construcción/montaje. Una mala coordinación puede resultar en un sobrecosto considerable del proyecto.

Como recomendaciones de ingeniería, un panelizado eficiente debe buscar privilegiar la continuidad de los muros en la dirección con menor largo total disponible y, para un mejor comportamiento sísmico de disipación de energía, preferir la mayor segmentación posible.

En el edificio se tiene un largo total de muros en *X* de 65 [m], mientras que en la dirección *Y* se tiene un largo total de 98,6 [m], por lo que se privilegia la continuidad de muros en *X*. Esta diferencia también permite predecir cuál será la dirección fuerte y la dirección débil del edificio. Dado que los muros son el principal SRCL, es esperable que los muros más críticos estén en la dirección *X*, así como se espera que el modo de vibración en esta dirección tenga un periodo mayor al modo de vibración en la dirección *Y*.

Una consideración estructural importante para tener en cuenta es la solución constructiva de la losa de entrepiso, pues determina el peso propio de la misma y, por tanto, las cargas gravitacionales y sísmicas que actúan sobre los muros. La solución constructiva está determinada principalmente por aspectos: estructurales (resistencia, deflexión y vibración), térmicos, acústicos, así como los necesarios para cumplir los requerimientos de resistencia al fuego. Estos aspectos determinan la cantidad de capas y el espesor del panel de CLT, la cantidad de placas de yeso cartón a usar, el tipo de aislamiento, la necesidad de utilización de sobrelosa o loseta de hormigón, entre otros[27].

Para las losas se recomienda aprovechar la mayor longitud posible de panel en base a las limitaciones de transporte y fabricación. Considerar 12 [m] como máximo largo de panel suele ser razonable. La orientación principal de los paneles de losa dependerá de las luces máximas y la utilización de vigas para proporcionar apoyos adicionales a los muros. Una orientación perpendicular a la dirección con mayor cantidad de muros probablemente requiera de menor cantidad de vigas.

En este caso, se decide orientar los paneles de losa en la dirección *X*. La Figura 4.6 muestra la planta del edificio con los muros y vigas que soportan las losas, mientras que la Figura 4.7 ilustra el panelizado de estas, siendo de 11,26 [m] los paneles con mayor longitud (entre los ejes 3 y 7) y 3,7 [m] la mayor luz (entre los ejes 3 y 4). La Figura 4.8 complementa con una vista axonométrica del panelizado.

27. Para información sobre los requerimientos no estructurales de las losas, referirse a la "Guía de diseño y especificación de CLT" (Reyes et al., 2024).

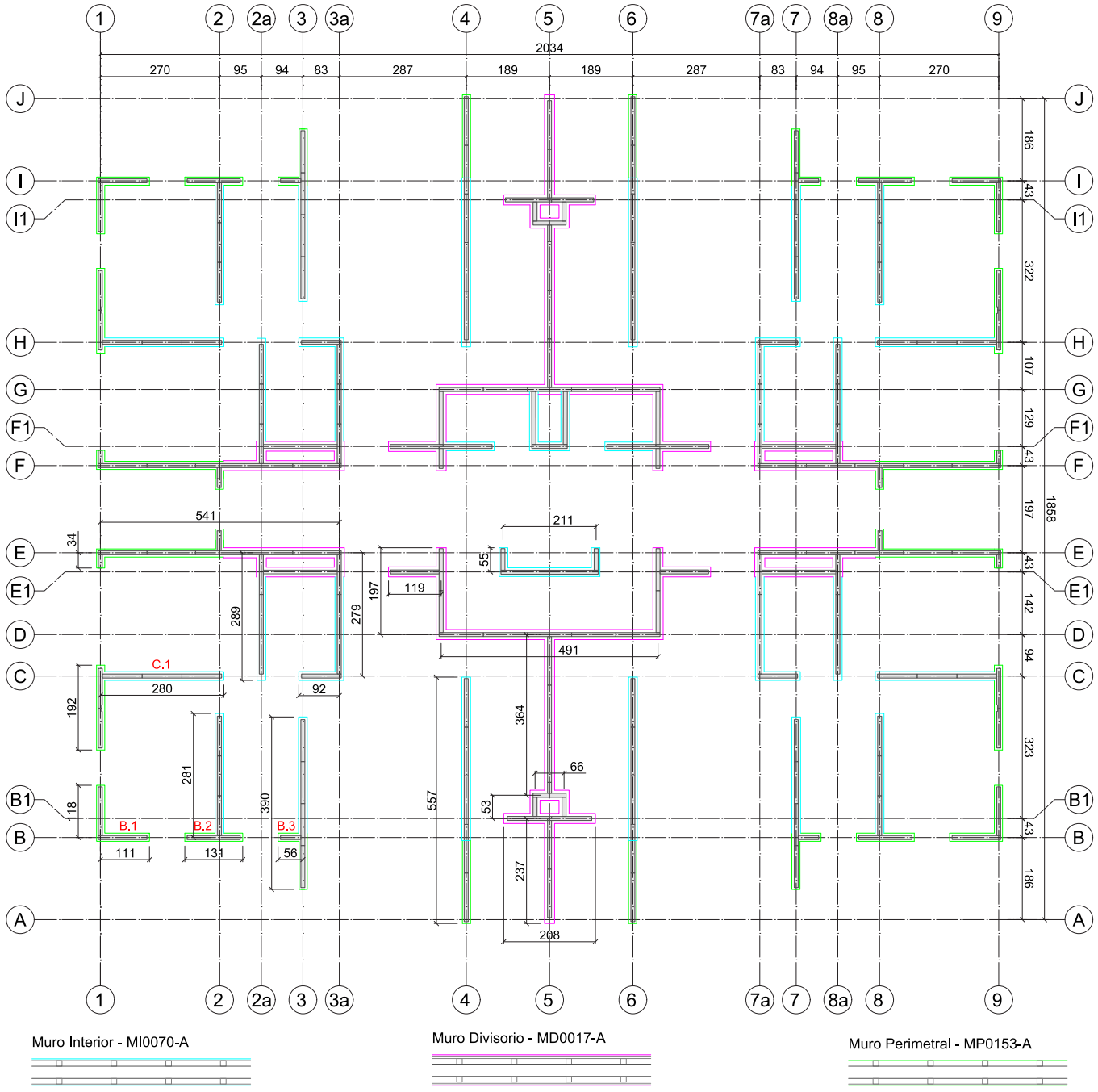


Figura 4.5 - *Identificación de largos totales de muros l_w y tipo de solución constructiva (unidades en* [cm]*).*

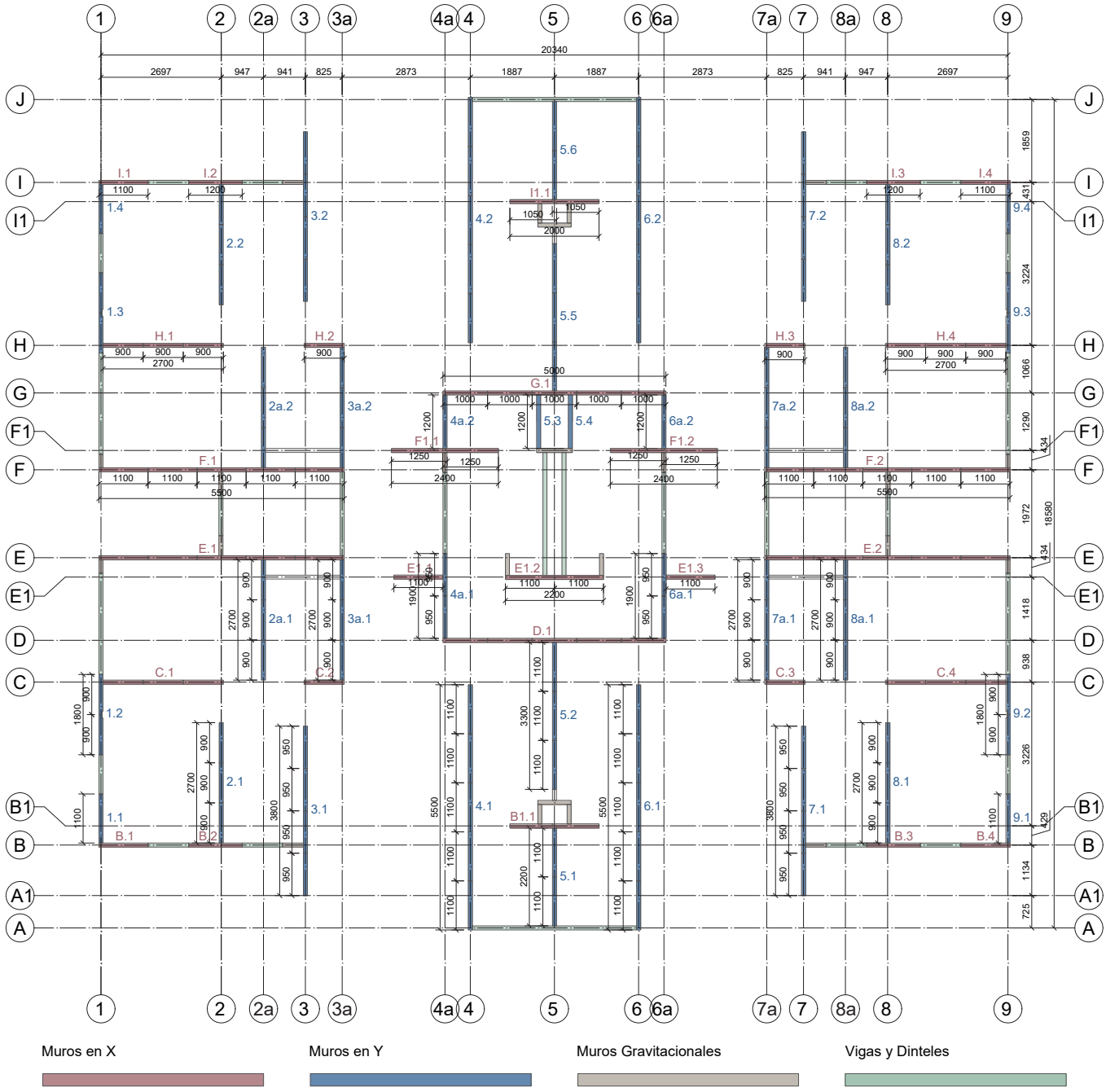


Figura 4.6 - *Muros estructurales y panelización del edificio (unidades en* [mm]*).*

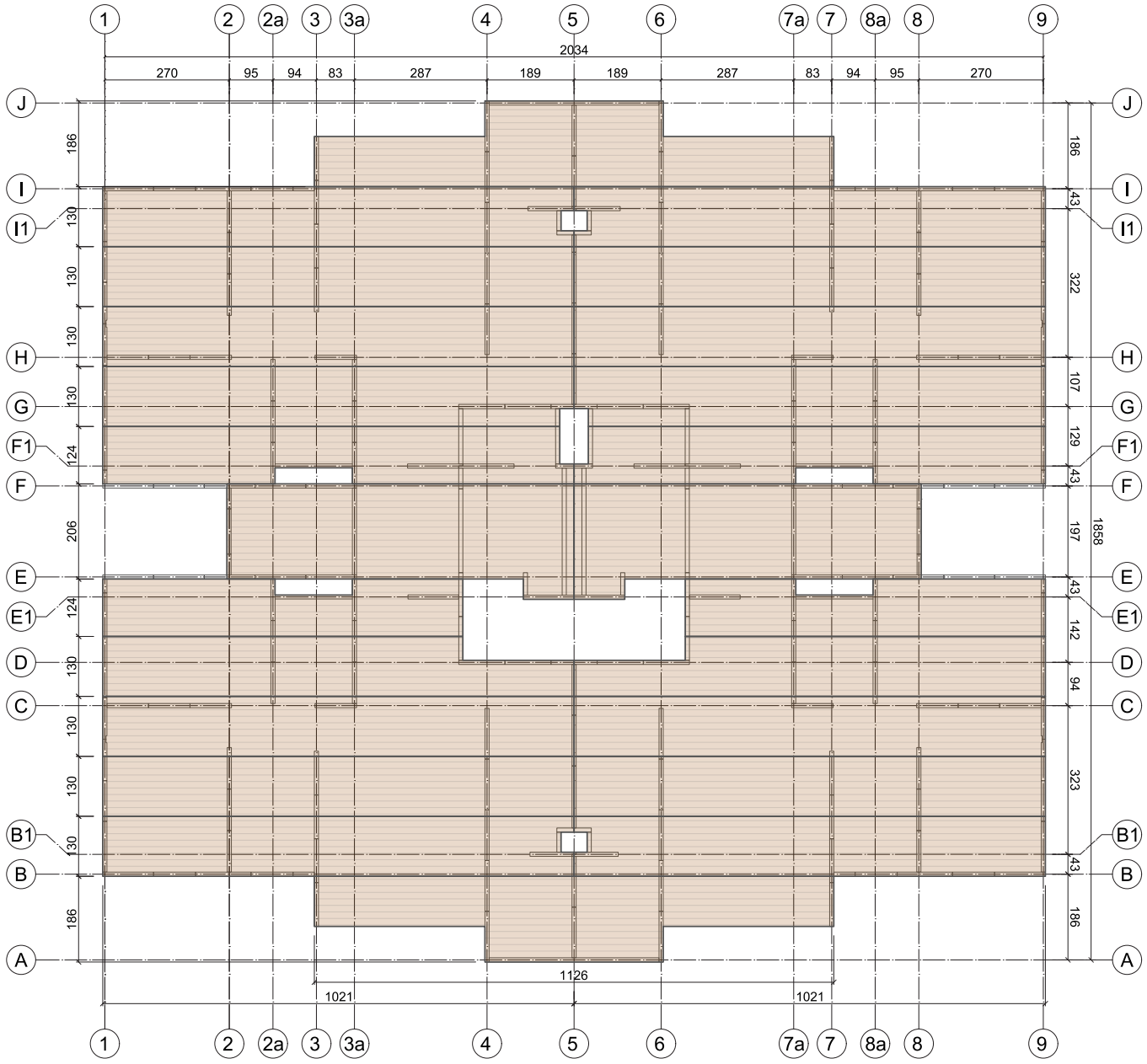


Figura 4.7 - *Panelizado de losas de CLT del edificio (unidades en* [cm]*).*

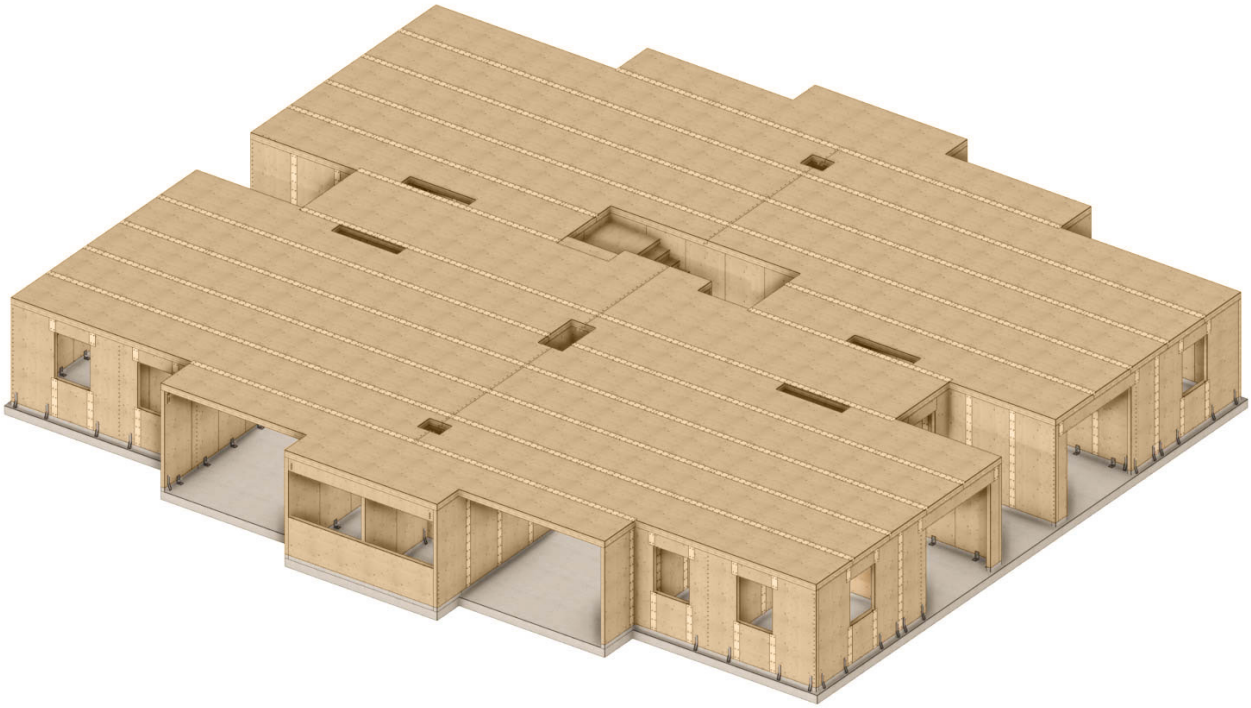


Figura 4.8 -*Axonométrica de panelizado de losa.*

4.1.2.2 Uniones

Para determinar la rigidez de la UMM con valores razonables es recomendable definir, al menos como prediseño, los conectores que la materializarán. Para ello, se sugiere definir geométricamente primero los largos y diámetros. La Tabla 4.2 presenta estos valores para los de tornillos utilizados (en este caso, de marca Simpson Strong-Tie®). Luego, la Tabla 4.3 y Tabla 4.4 presenta la configuración de la UMM. Con los valores de estas tres tablas, es posible calcular las rigideces, resistencias y espaciamientos mínimos. Se sugiere trabajar en una planilla de cálculo para facilitar posteriores iteraciones .

CONSEJO PRÁCTICO 4.1 – Modelación geométrica en programas CAD/CAM

En el diseño de un edificio de CLT resulta prácticamente indispensable realizar un modelo geométrico detallado del edificio, en especial de los encuentros de paneles, uniones, etc. Esto facilitará mucho la visualización geométrica de los ejes de cada unión, longitudes de tornillo, etc. En el caso de este ejemplo, se empleó el programa Cadwork que permite ya no solo la completa modelación tridimensional de todos los componentes, sino también la automatización de las uniones e incluso la propia fabricación con CNC. Sin embargo, el diseñador es libre de emplear cualquier otro programa que considere oportuno.

TABLA 4.2 – Tornillos para la UMM.

Código	Diámetros				Largos				
	d [mm]	d_c [mm]	d_v [mm]	d_{int} [mm]	l [mm]	l_c [mm]	l_v [mm]	l_r [mm]	l_p [mm]
SD9212	3,3	9,4	3,3	2,1	64	0	31,7	29	3,3

28. El mismo procedimiento es aplicable para todas las costuras del edificio. El Volumen I de este manual presenta los valores para los otros 15 tipos de uniones no tratadas en este Volumen.

TABLA 4.3 – Configuración de la UMM - Parte 1.

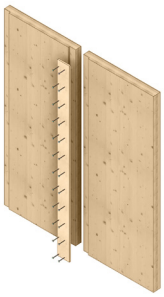
Tipo de Unión	Ilustración	Instalación			Ángulos		
		Conector código	Transversal	s_p [mm]	α [°]	β [°]	ε [°]
UMM	 *Con doble terciado de 15 [mm]*	SD9212	Duplas	50	0°	90°	90°

TABLA 4.4 – Configuración de la UMM - Parte 2.

Tipo de Unión	Elemento Lateral (1)			Elemento Central (2)		
	Material 1	t_1 [mm]	$\rho_{12,1}$ [kg/m³]	Material 2	t_2 [mm]	$\rho_{12,2}$ [kg/m³]
UMM	2×Terciado	30	500	CLT	60	476

Habiendo definido la configuración de la costura, es posible calcular las profundidades de aplastamiento y longitudes de extracción que tendrá cada conector cilíndrico, lo que posteriormente permitirá determinar las rigideces y resistencias de estos. La **Tabla 4.5** presenta los valores para las costuras del edificio. Las fórmulas de cálculo se detallan en el Volumen I de este manual.

TABLA 4.5 – Profundidades y longitudes de conectores en UMM.

Unión	Conector			Elemento Lateral (1)				Elemento Central (2)			
	d [mm]	l [mm]	ε [mm]	t_1 [mm]	$t_{h,1}$ [mm]	l_1 [mm]	$l_{w,1}$ [mm]	t_{-2} [mm]	$t_{h,2}$ [mm]	l_2 [mm]	$l_{w,2}$ [mm]
UMM	3,3	64	90°	30	30	30	0	60	31	34	29

En conocimiento de la configuración de la costura y las longitudes de extracción, es posible calcular la rigidez lineal de esta en sus 3 ejes locales. La **Tabla 4.6** presenta la rigidez por conector para cada plano de corte y la **Tabla 4.7** presenta finalmente la rigidez lineal de cada costura del edificio. Las fórmulas de cálculo se detallan en el capítulo 5 del Volumen I de este manual, siguiendo el método europeo del (prEN 1995-1-1, 2023).

TABLA 4.6 – Rigidez por conector para cada plano de corte.

Unión	Configuración					Lateral	Axial		
	d [mm]	$l_{w,1}$ [mm]	$l_{w,2}$ [mm]	n_x [-]	n_y [-]	$K_{ser,v,i}$ [N/mm]	$K_{ser,ax,1}$ [N/mm]	$K_{ser,ax,2}$ [N/mm]	$K_{ser,ax}$ [N/mm]
UMM	3,3	0	29	20	2,0	249	0	3.930	3.930

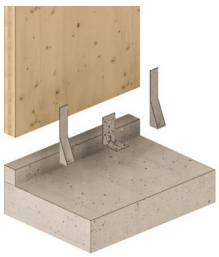
NOTA: El cálculo de $K_{ser,ax,2}$ se determina en este caso con la densidad del segundo elemento, vale decir $\rho_{12,2}=476$ [kg/m³].

TABLA 4.7 – Rigidez lineal de UMM.

Unión	Lateral con $\alpha=0°$		Lateral con $\alpha=90°$		Axial	
	$K_{ser,v}$ [kN/m]	$\sum K_{ser,v}$ [kN/m/m]	$K_{ser,v90}$ [kN/m]	$\sum K_{ser,v,90}$ [kN/m/m]	$K_{ser,ax}$ [kN/m]	$\sum K_{ser,ax}$ [kN/m/m]
UMM	249	2.491	125	1.245	3.930	39.303

Por otra parte, la Tabla 4.8 detalla las propiedades de los ángulos de corte y de vuelco de la UMF y UMLM.

TABLA 4.8 – Tipo de solución y rigideces de uniones discretas y mixtas.

Tipo de Unión	Ilustración	Tipo de Solución
UMF		*Hold-downs* y ángulos de corte. Los HD son modelos HHDQ14 (Simpson Strong-Tie®, USA), con una rigidez axial de $K_{z,HD}=13.528$ [kN/m]. Los ángulos de corte son 2 modelos ABR255 – Pattern 9 con tornillos CSA 5,0 × 50 de Simpson Strong-Tie® - Europa (ETA-06-0106, 2021), con una rigidez lateral de $K_{x,AB}=21.000$ [kN/m], rigidez vertical $K_{z,AB}=26.400$ [kN/m], y una capacidad lateral de $P_{d,x,AB}=46,4$ [kN]
UMLM		*Hold-downs* y ángulos de corte. Los HD son modelos HHDQ14 (Simpson Strong-Tie®, USA), con una rigidez axial de $K_{z,HD}=13.528$ [kN/m]. Los ángulos de corte son 2 modelos ABR255 – Pattern 1 con tornillos CSA 5,0 × 40 de Simpson Strong-Tie® - Europa (ETA-06-0106, 2021), con una rigidez lateral de $K_{x,AB}=11.400$ [kN/m] y rigidez vertical $K_{z,AB}=27.600$ [kN/m], y una capacidad lateral de $P_{d,x,AB}=33,28$ [kN]

NOTA: El cálculo de $P_{d,x,AB}$ se determina a partir de la resistencia característica $R_{2/3,k}$ reportada en la Table D58-6-2 de la evaluación técnica del producto (ETA-06-0106, 2021), divida entre 2,5 según cláusula 10.1.2.2 de NCh1198:2024. Luego se multiplica por 2 por la cantidad de anclajes de corte.

4.1.2.3 Diferencias con respecto a Volumen I

Tal como se ha mencionado anteriormente, los supuestos y simplificaciones en la forma de modelación y la necesidad de verificaciones con fórmulas analíticas conservadoras, tienen repercusión en el dimensionamiento de uniones. Debido a ello, las uniones modeladas en este Volumen II difieren de las presentadas en el Volumen I, por la necesidad de proveer la rigidez y resistencia requerida para cumplir con las verificaciones estructurales. Los principales cambios son:

- **Menor espaciamiento de conectores en UMM:** cambio de 300 [mm] a 50 [mm] manteniendo el mismo tornillo. Esto asegura que el modo de falla y su sobrerresistencia inherente sigan siendo las mismos, pero al haber más cantidad de fijaciones, se aumenta la rigidez y la resistencia de la unión.

- **Doble de anclajes de corte en UMF:** cambio de una unidad de ABR255 – *Pattern* 9 con tornillos CSA 5,0 × 50 a dos unidades (instaladas a cada lado del panel de CLT o bien una al lado de la otra). Esto duplica la rigidez y la resistencia lateral.

- **Doble de anclajes de corte en UMLM y cambio de patrón de clavado:** cambio de una unidad de ABR255 – *Pattern* 4 con clavos CNA 4,0 × 60 a dos unidades ABR255 – *Pattern* 1 con tornillos CSA 5,0 × 35 (instaladas a cada lado del panel de CLT o bien una al lado de la otra). Esto aumenta la rigidez lateral de $K_{x,AB}$=*4.300* [kN/m] a $K_{x,AB}$=*11.400* [kN/m]; la rigidez vertical de $K_{z,AB}$=*8.900* [kN/m] a $K_{z,AB}$=*27.600* [kN/m], y la capacidad lateral de $P_{d,x,AB}$=*12,6* [kN] a $P_{d,x,AB}$=*33,28* [kN].

- **Cambio de modelo de *hold-down* en UMF y UMLM:** cambio del HHDQ11 a un HHDQ14 en todos los *hold-downs*. Esto implica un aumento de rigidez de $K_{z,HD}$=*9.523* [kN/m] a $K_{z,HD}$=*13.528* [kN/m].

Los valores de rigidez y capacidad de los ABR255 se obtienen de la evaluación técnica del producto (ETA-06-0106, 2021). Para facilidad del usuario, el Anexo B incluye un extracto del documento referenciado indicando gráficamente los cambios de rigidez descritos recientemente.

Notar que todos estos cambios implican un aumento en las rigideces K_A y K_R de los *strip* de uniones, lo cual es necesario principalmente para cumplir con la verificación de *drift* realizada en la sección 4.5.2.

4.2 MODELACIÓN DE ESTRUCTURA

Lo primero a definir para la modelación computacional de una estructura es el nivel de detalle que tendrá el modelo, es decir, qué se va a modelar y cómo. En este ejemplo, entre los paneles de CLT se modelan: muros de corte, dinteles, vigas, losas y techumbre, con la forma de modelación de la sección 3.1; mientras que se omiten los muros gravitacionales y antepechos[29]. Entre las uniones, se modelan implícitamente la UMM, UMF y UMLM dentro de los *strip* de uniones, mientras que para los otros encuentros entre paneles se toman los supuestos mencionados en la 3.2.2.

Previo a la modelación se requiere como antecedente el panelizado definido de la estructura ya que, como se menciona en el Consejo práctico 3.4, es necesario tener identificadas las propiedades de cada muro para determinar los parámetros de modelación de los *strip* de uniones. Cabe señalar que para definir el panelizado, conviene conocer la capacidad productiva del fabricante.

Las ventajas de esta metodología de modelación están principalmente en la simplicidad y velocidad de modelación a un bajo costo com-

29. Cabe señalar que las uniones modeladas como rígidas según se indica en 3.2.2, conducirían a incrementar la rigidez global del edificio. Por esta razón, se opta por no modelar los antepechos de manera de introducir un efecto compensatorio de flexibilidad. Luego, para mantener consistencia con esta decisión, se recomienda no diseñar la UMA a partir de fuerzas obtenidas del análisis (como fuerzas derivadas de colectores o cuerdas), sino a partir de criterios funcionales secundarios (como la fuerza fuera del plano establecida en NCh1537 – sección 7.1 para antepechos o una presión de viento fuera del plano según NCh432).

putacional, obteniendo resultados razonables y conservadores para el diseño paneles de CLT y las principales uniones sismorresistentes. También es importante mencionar que, en la modelación propuesta, tan solo se requiere la realización de un único modelo que sirve para todos los análisis laterales y gravitacionales. Cabe mencionar que estas simplificaciones generalmente tienen consecuencias en forma de sobredimensionamiento de las uniones.

No existe solo una forma de modelación. El ingeniero decide hasta qué punto simplifica o complejiza su modelo.

4.2.1 Definiciones

Al igual que para el ejemplo simple de la torre de 3 pisos, se realizan las definiciones de materiales y secciones según el Consejo práctico 3.4. Los pasos 2 y 3 se detallan en la Tabla 4.9. Luego, las propiedades de anclajes de corte (paso 4) y de vuelco (paso 5) se detallan en la Tabla 4.10 y Tabla 4.11 respectivamente. Por brevedad, estas tablas presentan los parámetros para sólo 2 ejes del edificio: el eje E en la dirección *X* por ser el eje de muros crítico del edificio; y el eje 1 en la dirección *Y* para mostrar la convivencia de muros segmentados y monolíticos en un mismo eje.

TABLA 4.9 – Pasos 2 y 3: ID de muros y *strips* y propiedades geométricas de muros en ejes 1 y E.

Nombre *Strip* de Uniones	Piso	Dirección	Muro / *Pier*	Propiedades de muro (paso 3)						
				h_w [mm]	l_w [mm]	t_{CLT} [mm]	Tipo de muro	m [-]	l_{seg} [mm]	$E_{net,Z}$ [MPa]
1.1 - 1	1	Y	1.1	2.400	1.100	90	Mon.	1	1.100	7.333
1.2 - 1	1	Y	1.2	2.400	1.800	90	Seg.	2	900	7.333
1.3 - 1	1	Y	1.3	2.400	1.800	90	Seg.	2	900	7.333
1.4 - 1	1	Y	1.4	2.400	1.100	90	Mon.	1	1.100	7.333
E.1 - 1	1	X	E.1	2.400	5.500	90	Seg.	5	1.100	7.333
E.2 - 1	1	X	E.2	2.400	5.500	90	Seg.	5	1.100	7.333
1.1 - 2	2	Y	1.1	2.400	1.100	90	Mon.	1	1.100	7.333
1.2 - 2	2	Y	1.2	2.400	1.800	90	Seg.	2	900	7.333
1.3 - 2	2	Y	1.3	2.400	1.800	90	Seg.	2	900	7.333
1.4 - 2	2	Y	1.4	2.400	1.100	90	Mon.	1	1.100	7.333
E.1 - 2	2	X	E.1	2.400	5.500	90	Seg.	5	1.100	7.333
E.2 - 2	2	X	E.2	2.400	5.500	90	Seg.	5	1.100	7.333
1.1 - 3	3	Y	1.1	2.400	1.100	90	Mon.	1	1.100	7.333
1.2 - 3	3	Y	1.2	2.400	1.800	90	Seg.	2	900	7.333
1.3 - 3	3	Y	1.3	2.400	1.800	90	Seg.	2	900	7.333
1.4 - 3	3	Y	1.4	2.400	1.100	90	Mon.	1	1.100	7.333
E.1 - 3	3	X	E.1	2.400	5.500	90	Seg.	5	1.100	7.333
E.2 - 3	3	X	E.2	2.400	5.500	90	Seg.	5	1.100	7.333

TABLA 4.10 – Paso 4: propiedades de anclajes de corte de muros en ejes 1 y E.

Nombre *Strip* de Uniones	Modelo AB	n_{AB} [-]	$P_{d,x,AB}$ [kN]	$K_{x,AB}$ [1] [kN/m]	$K_{z,AB}$ [kN/m]	$x'_{AB,1}$ [mm]	$x'_{AB,2}$ [mm]	$x'_{AB,3}$ [mm]	$x'_{AB,4}$ [mm]	$x'_{AB,5}$ [mm]
1.1 - 1	(2) ABR255 - *Pattern* 9 - ETA	1	46,40	21.000	26.400	440	0	0	0	0
1.2 - 1	(2) ABR255 - *Pattern* 9 - ETA	2	46,40	21.000	26.400	450	450	0	0	0
1.3 - 1	(2) ABR255 - *Pattern* 9 - ETA	2	46,40	21.000	26.400	450	450	0	0	0
1.4 - 1	(2) ABR255 - *Pattern* 9 - ETA	1	46,40	21.000	26.400	440	0	0	0	0
E.1 - 1	(2) ABR255 - *Pattern* 9 - ETA	5	46,40	21.000	26.400	550	550	550	550	550
E.2 - 1	(2) ABR255 - *Pattern* 9 - ETA	5	46,40	21.000	26.400	550	550	550	550	550
1.1 - 2	(4) ABR255 - *Pattern* 1 - ETA	1	33,28	11.400	27.600	440	0	0	0	0
1.2 - 2	(4) ABR255 - *Pattern* 1 - ETA	2	33,28	11.400	27.600	450	450	0	0	0
1.3 - 2	(4) ABR255 - *Pattern* 1 - ETA	2	33,28	11.400	27.600	450	450	0	0	0
1.4 - 2	(4) ABR255 - *Pattern* 1 - ETA	1	33,28	11.400	27.600	440	0	0	0	0
E.1 - 2	(4) ABR255 - *Pattern* 1 - ETA	5	33,28	11.400	27.600	550	550	550	550	550
E.2 - 2	(4) ABR255 - *Pattern* 1 - ETA	5	33,28	11.400	27.600	550	550	550	550	550
1.1 - 3	(4) ABR255 - *Pattern* 1 - ETA	1	33,28	11.400	27.600	440	0	0	0	0
1.2 - 3	(4) ABR255 - *Pattern* 1 - ETA	2	33,28	11.400	27.600	450	450	0	0	0
1.3 - 3	(4) ABR255 - *Pattern* 1 - ETA	2	33,28	11.400	27.600	450	450	0	0	0
1.4 - 3	(4) ABR255 - *Pattern* 1 - ETA	1	33,28	11.400	27.600	440	0	0	0	0
E.1 - 3	(4) ABR255 - *Pattern* 1 - ETA	5	33,28	11.400	27.600	550	550	550	550	550
E.2 - 3	(4) ABR255 - *Pattern* 1 - ETA	5	33,28	11.400	27.600	550	550	550	550	550

NOTA 1: La rigidez lateral $K_{x,AB}$ en los pisos 2 y 3 (UMLM) considera el funcionamiento en serie de los anclajes superiores del muro inferior con los anclajes en la base del muro superior.

TABLA 4.11 – Paso 5: propiedades de anclajes de vuelco de muros en ejes 1 y E.

Nombre *Strip* de Uniones	Modelo HD	n_{HD} [-]	x_{HD} [mm]	$K_{x,HD}$ [kN/m]	$P_{d,z,HD}$ [kN]	$\delta_{max,z,HD}$ [mm]	$K_{z,HD}$ [1] [kN/m]	l'_w [2] [mm]
1.1 - 1	(1) HHDQ14	2	1.000	0	36,8	2,72	13.528	890
1.2 - 1	(1) HHDQ14	2	800	0	36,8	2,72	13.528	800
1.3 - 1	(1) HHDQ14	2	800	0	36,8	2,72	13.528	800
1.4 - 1	(1) HHDQ14	2	1.000	0	36,8	2,72	13.528	890
E.1 - 1	(1) HHDQ14	2	1.000	0	36,8	2,72	13.528	1.000
E.2 - 1	(1) HHDQ14	2	1.000	0	36,8	2,72	13.528	1.000
1.1 - 2	(2) HHDQ14	2	1.000	0	36,8	2,72	6.764	890
1.2 - 2	(2) HHDQ14	2	800	0	36,8	2,72	6.764	800
1.3 - 2	(2) HHDQ14	2	800	0	36,8	2,72	6.764	800
1.4 - 2	(2) HHDQ14	2	1.000	0	36,8	2,72	6.764	890
E.1 - 2	(2) HHDQ14	2	1.000	0	36,8	2,72	6.764	1.000
E.2 - 2	(2) HHDQ14	2	1.000	0	36,8	2,72	6.764	1.000
1.1 - 3	(2) HHDQ14	2	1.000	0	36,8	2,72	6.764	890
1.2 - 3	(2) HHDQ14	2	800	0	36,8	2,72	6.764	800
1.3 - 3	(2) HHDQ14	2	800	0	36,8	2,72	6.764	800
1.4 - 3	(2) HHDQ14	2	1.000	0	36,8	2,72	6.764	890
E.1 - 3	(2) HHDQ14	2	1.000	0	36,8	2,72	6.764	1.000
E.2 - 3	(2) HHDQ14	2	1.000	0	36,8	2,72	6.764	1.000

NOTA 1: La rigidez vertical $K_{z,HD}$ en los pisos 2 y 3 (UMLM) considera el funcionamiento en serie de los anclajes superiores del muro inferior con los anclajes en la base del muro superior.

NOTA 2: La distancia entre el centro de rotación y la ubicación del *hold-down* en tracción, l'_w, considera un largo comprimido de $l_c=0{,}1 \cdot l_w=100$ [mm] en muros monolíticos y $l_c=0$ en muros segmentados.

Por otra parte, las propiedades de la UMM (paso 6) fueron definidas en la sección 4.1.2.2, resultando en una rigidez por metro de $\sum Kser,v=2.491$ [kN/m/m], lo que en la altura $h_w=2{,}4$ [m] se traduce en $K_{UMM}=5.978$ [kN/m].

Habiendo realizado algunas definiciones previas en el preproceso, se realizan las primeras definiciones en el programa computacional de análisis estructural. Las Tabla 4.12 y Tabla 4.13 muestran los valores para la definición de los paneles de CLT del edificio.

TABLA 4.12 – Paso 7: Definición de materiales para ejemplo de edificio (ver 3.1.1).

Material	Modelo constitutivo	ρ_{12} [kg/m³]	E_x (E1) [MPa]	$E_y=E_z$ (E2=E3) [MPa]	G_{xy} (G12) [MPa]	G_{xz} (G13) [MPa]	G_{yz} (G23) [MPa]
C24	Ortotrópico	476	11.000	370	690	690	69
C16	Ortotrópico	476	8.000	270	500	500	50

TABLA 4.13 – Paso 8: Definición de sección transversal de elemento placa para ejemplo de edificio (ver 3.1.2).

Espesor	Capa 1	t_l	β	Capa 2	t_l	β	Capa 3	t_l	β	Capa 4	t_l	β	Capa 5	t_l	β
Muros en *X*	C24	30	0	C16	30	90	C24	30	0						
Muros en *Y*[1]	C24	30	0	C16	30	90	C24	30	0						
Vigas, dinteles y coronación[1]	C24	30	0	C16	30	90	C24	30	0						
Losas	C24	30	0	C16	30	90	C24	30	0	C16	30	90	C24	30	0
Techumbre	C24	30	0	C16	30	90	C24	30	0						

NOTA 1: Resulta de replicar la sección "Muros en *X*" (Paso 12).

El factor de reducción por flexibilización al corte (paso 9) se determina según la ecuación (3.2) para cada armado de panel distinto:

CL-24/16C DE 3 CAPAS

$$k_{v(3l)} = \frac{1}{1 + 6 \cdot p_S \cdot \left(\frac{t_l}{b_l}\right)^{qs}} = \frac{1}{1 + 6 \cdot 0{,}53 \cdot \left(\frac{30}{100}\right)^{1{,}21}} = 0{,}57$$

CL-24/16C DE 5 CAPAS

$$k_{v(5l)} = \frac{1}{1 + 6 \cdot p_S \cdot \left(\frac{t_l}{b_l}\right)^{qs}} = \frac{1}{1 + 6 \cdot 0{,}43 \cdot \left(\frac{30}{100}\right)^{1{,}21}} = 0{,}62$$

Luego, las redefiniciones según los pasos 10 y 11 se detallan en la Tabla 3.35.

TABLA 4.14 – Paso 10 y 11: Redefinición de materiales y secciones para torre de 3 pisos.

Material	Modelo constitutivo	ρ_{12} [kg/m³]	E_x (*E1*) [MPa]	E_y=E_z (*E2=E3*) [MPa]	G_{xy} (*G12*) [MPa]	G_{xz} (*G13*) [MPa]	G_{yz} (*G23*) [MPa]
C24 (×0,57)	Ortotrópico	476	11.000	390	390	39	390
C16 (×0,57)	Ortotrópico	476	8.000	285	285	28,5	285
C24 (×0,62)	Ortotrópico	476	11.000	430	430	43	430
C16 (×0,62)	Ortotrópico	476	8.000	310	310	31	310

NOTA: Posterior a esta redefinición, se deben verificar (y redefinir en caso de ser necesario) las secciones transversales de los paneles, para asignar el material correcto (paso 11). En el ejemplo en cuestión, queda como sigue:
Muros en *X*; Muros en *Y*; Vigas, dinteles; y Techumbre: C24 (×0,57) y C16 (×0,57)
Losas: C24 (×0,62) y C16 (×0,62)

Por último, se define un material preliminar para la modelación de los *strip* de uniones (ver Figura 3.10 y Figura 3.11) y se le asignan las propiedades de los muros de CLT.

4.2.2 Modelación geométrica y replicación

Habiendo definido los materiales y las secciones, el siguiente paso en un flujo de trabajo de modelación computacional común es dibujar la geometría en el software FEM. Es recomendable siempre dibujar la grilla de arquitectura, para tener una referencia y no perder las dimensiones a grandes rasgos. Sin embargo, en la modelación de muros, tal como se realizó en los ejemplos de las secciones 3.3.2 y 3.3.3, se privilegian los anchos reales de paneles para respetar los largos de volcamiento, es decir, las distancias entre el *hold-down* en tracción y la zona de compresión. Por esta preferencia, la estructura modelada no necesariamente va a coincidir con la grilla de arquitectura. En compensación, para no desvirtuar las luces reales de las losas, se da flexibilidad a los largos de dinteles. En definitiva, el orden de preferencia es el siguiente:

1. Largo de muros de corte.
2. Grilla de arquitectura.
3. Largos de dinteles y vigas.

Dependiendo de la planta de arquitectura, en algunas estructuras se puede identificar uno o más ejes de simetría y, por ende, un sector mínimo replicable. Para una modelación más expedita y con menor probabilidad de errores, se recomienda identificar este sector y realizar los pasos del 1 al 5 del Consejo práctico 3.5. Desde la Figura 4.9 hasta la Figura 4.11 se abarcan estos pasos. La Figura 4.9 muestra el sector identificado, el cual es replicable a través del eje 5 y del eje denotado como E.S, entre los ejes F y E. Notar también la orientación de los ejes locales de los elementos placa. Recordar que la variante estructural desarrollada en este manual considera

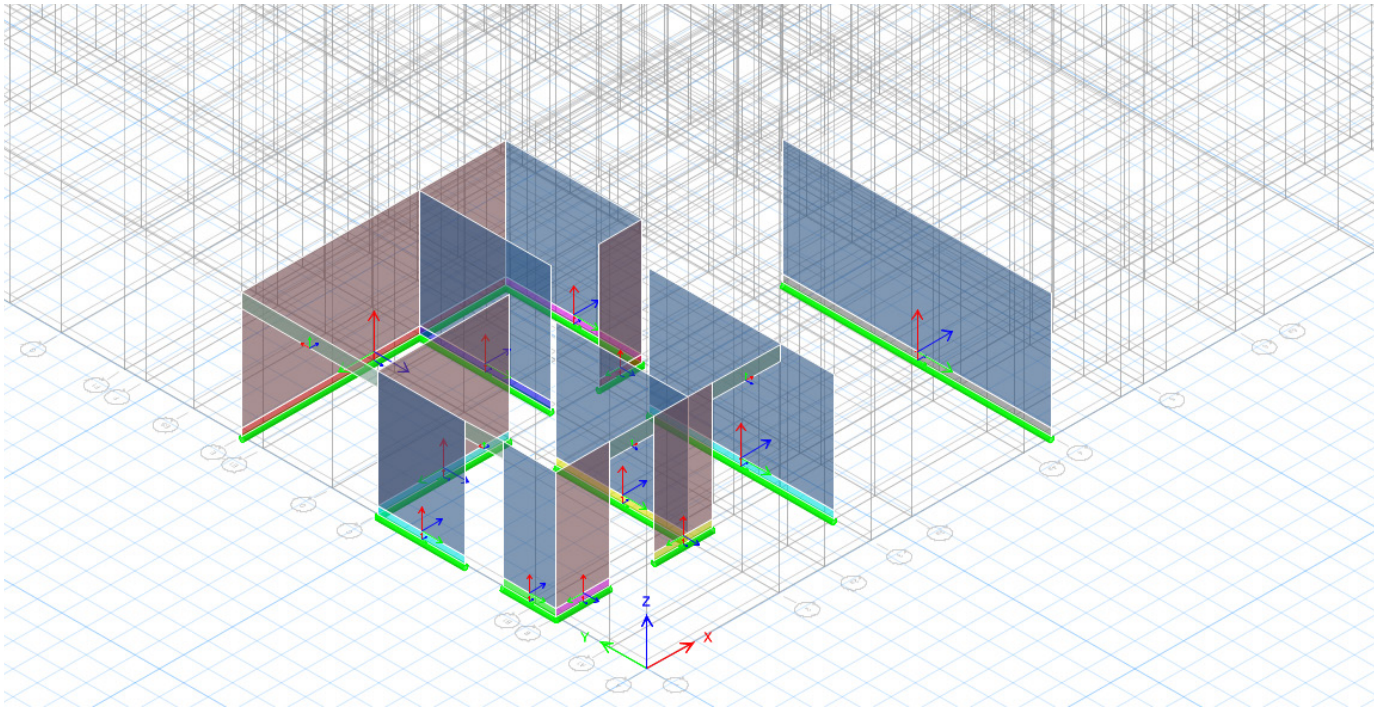


Figura 4.9 - *Vista axonométrica del sector mínimo replicable por simetría en ejes 5 y E.S.*

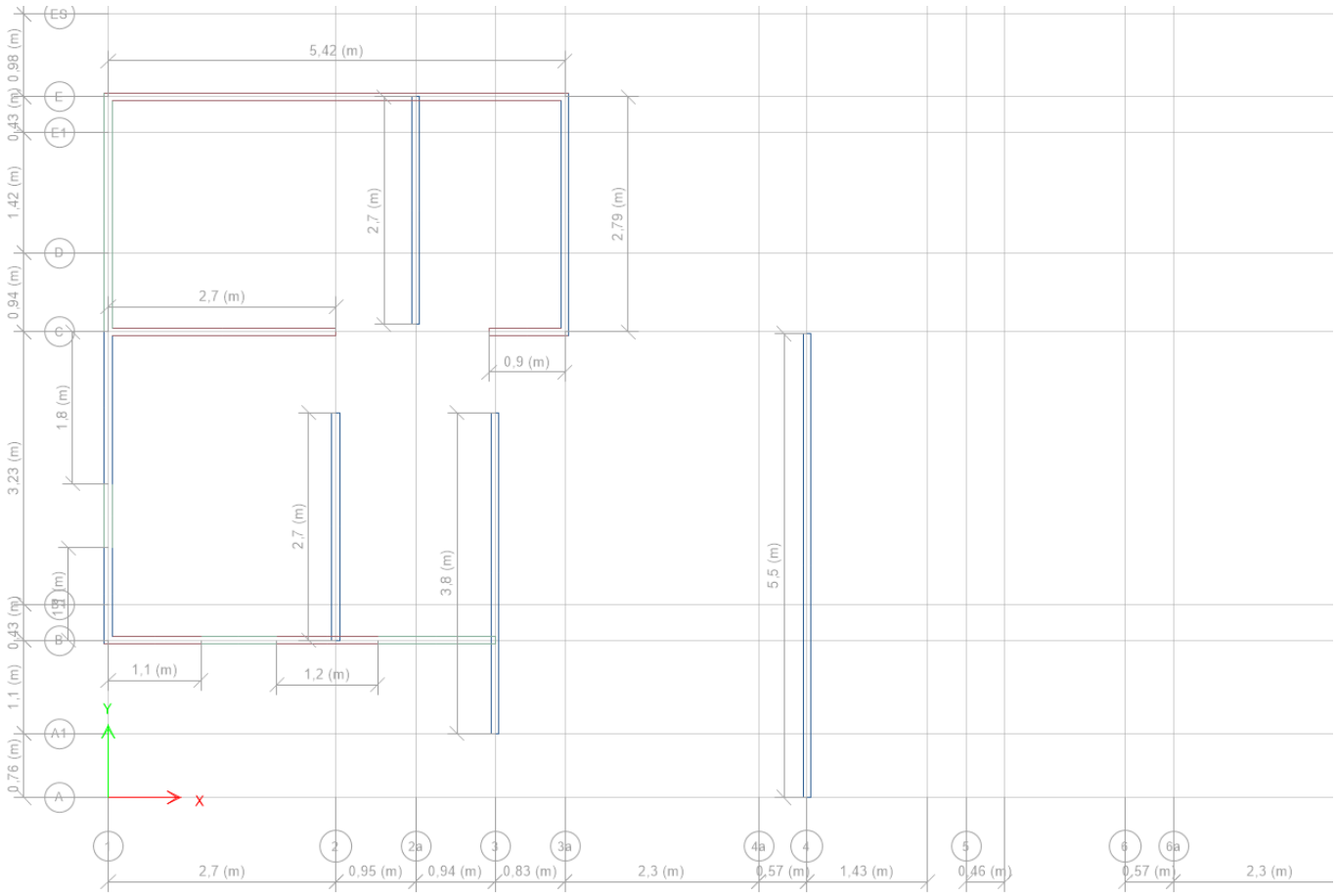


Figura 4.10 - *Vista en planta del sector mínimo replicable por simetría, con anchos de paneles y largos de muro.*

los muros orientados verticalmente, mientras que vigas y dinteles se orientan horizontalmente.

La Figura 4.10 muestra la vista en planta del sector mínimo replicable por simetría con las dimensiones de los anchos de paneles y largos de muro siguiendo la preferencia de modelación descrita en el comienzo de esta sección.

Habiendo verificado que el sector mínimo replicable por simetría se encuentra modelado correctamente[30], se procede a su replicación a través del eje 5 y luego del eje E.S. Posteriormente, se modelan los elementos restantes para completar los elementos verticales del 1er piso, como el núcleo del edificio, los muros que se ubican en los ejes de simetría (muros en eje 5, en este caso) y los elementos que unen cada sector replicado (por ejemplo, vigas entre ejes E y F). La Figura 4.11 muestra la vista en planta del modelo del primer piso del edificio incluyendo muros, vigas y dinteles, concluyendo los pasos 1 al 5 del Consejo práctico 3.5.

30. Se recomienda correr el modelo y verificar que no existan inestabilidades o advertencias. También es una buena práctica observar las reacciones basales, deformaciones y modos de vibración del sector mínimo replicable para sensibilizar el modelo.

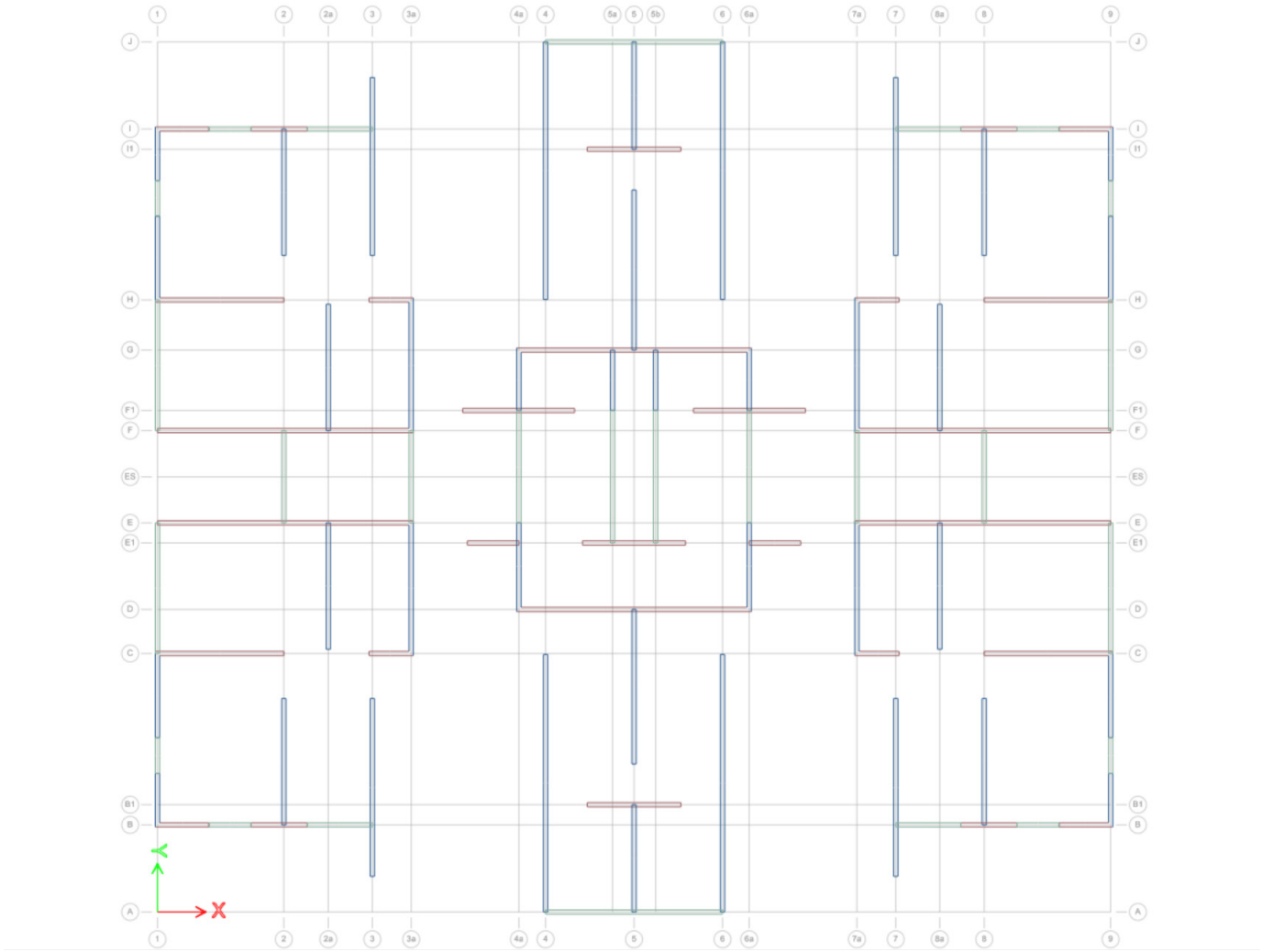


Figura 4.11 - *Vista en planta de modelo de primer piso del edificio.*

El siguiente paso, es la modelación de la losa. Dado que la metodología de modelación de este Volumen II no modela explícitamente las costuras entre paneles de losa y se asume un comportamiento de diafragma rígido en todo el nivel, los elementos *shell* no se limitan a geometrías reales de paneles. La Figura 4.12 muestra la vista en planta de las losas modeladas, con sus ejes locales orientados según se definió en la sección 4.1.

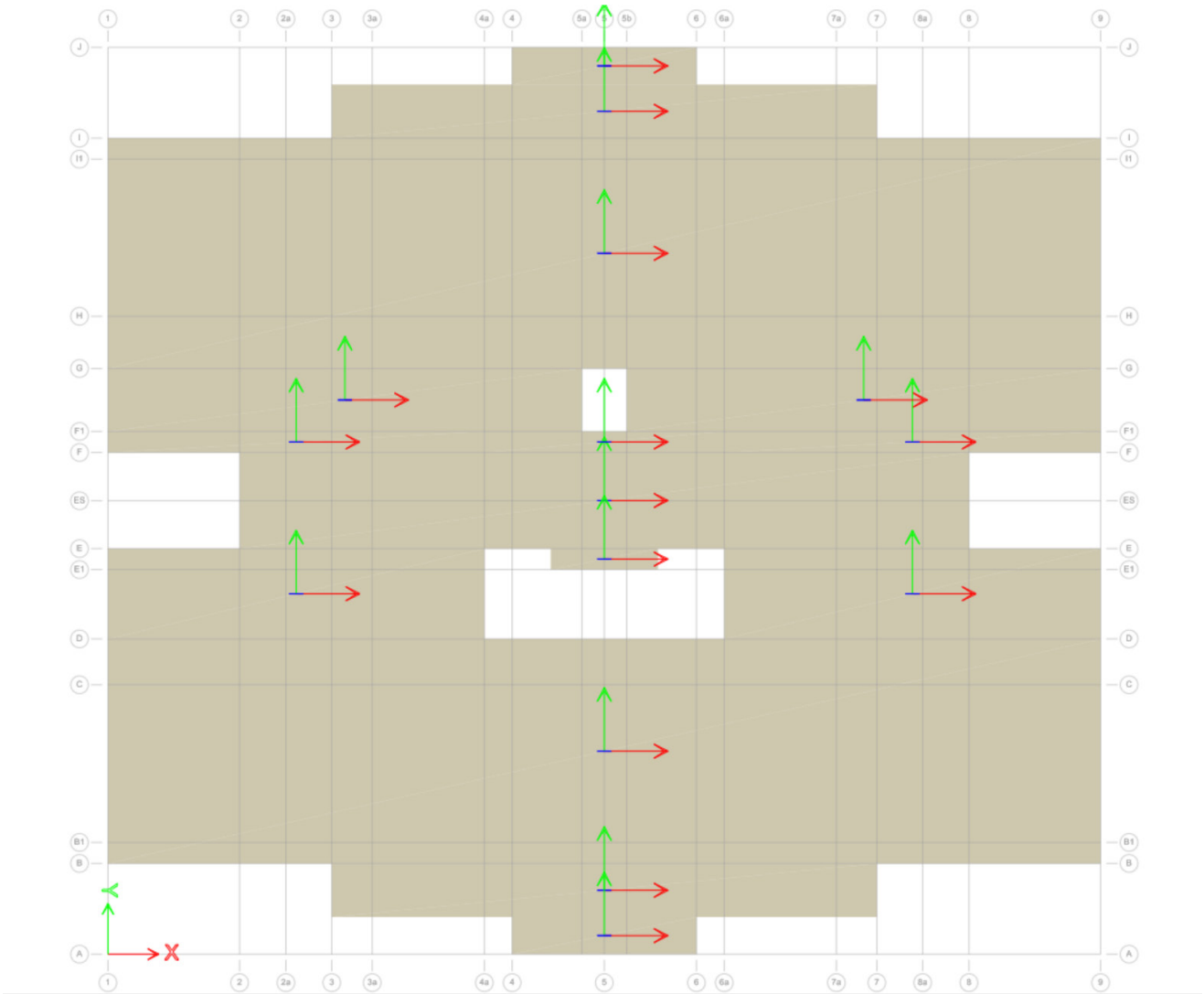


Figura 4.12 - *Vista en planta de losas modeladas en primer piso del edificio.*

La Figura 4.13 presenta una axonométrica completa del 1er piso listo para replicar y continuar con el 2do piso. La siguiente etapa consiste en replicarlo y luego asignar la malla de elementos finitos y los pier labels a todo el edificio (pasos 7 al 10 del Consejo práctico 3.5).

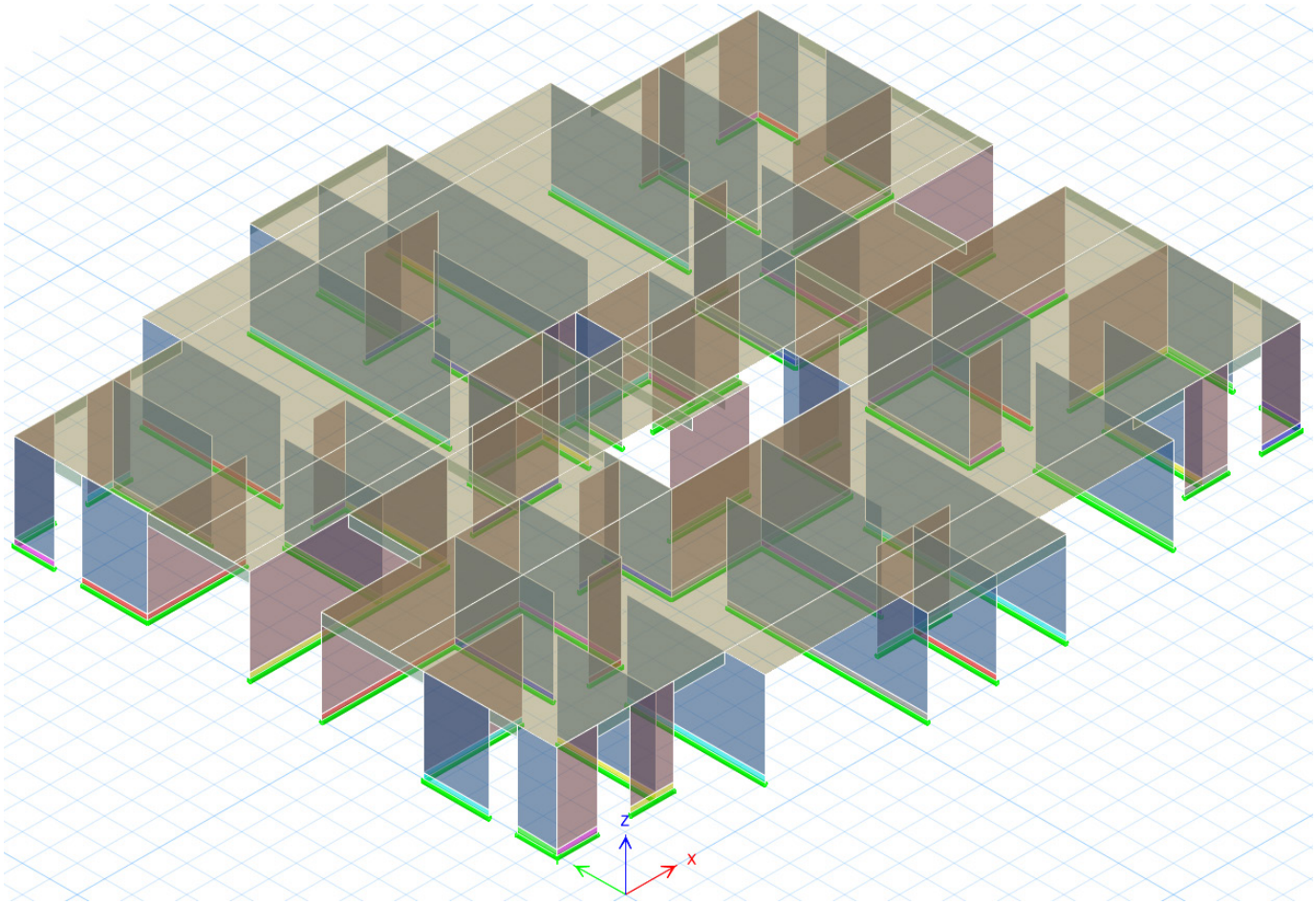


Figura 4.13 - *Axonométrica de 1er piso listo para replicar.*

La Figura 4.14 y Figura 4.15 completan la modelación hasta el 3er piso. Notar en la Figura 4.15 la orientación de los ejes locales de los paneles de CLT y de los *strip* de uniones, orientados todos verticalmente. Para cerrar la modelación geométrica, la Figura 4.16 presenta una vista axonométrica del modelo completo del edificio, incluyendo la techumbre y los antepechos de coronación en los que se apoya para conseguir la pendiente. Recordar, además, verificar los ejes locales de todos los dinteles y antepechos, los cuales deben estar orientados horizontalmente.

Finalmente, siguiendo los pasos 8 al 10 del Consejo práctico 3.5, se asigna la condición de la malla de elementos finitos a los muros y las losas, como se muestra en la Figura 4.17. Para este modelo se decidió definir una malla de tamaño máximo de 400 [mm]. Por otra parte, la Figura 4.18 muestra la asignación de *piers* a los muros y *strip* de uniones.

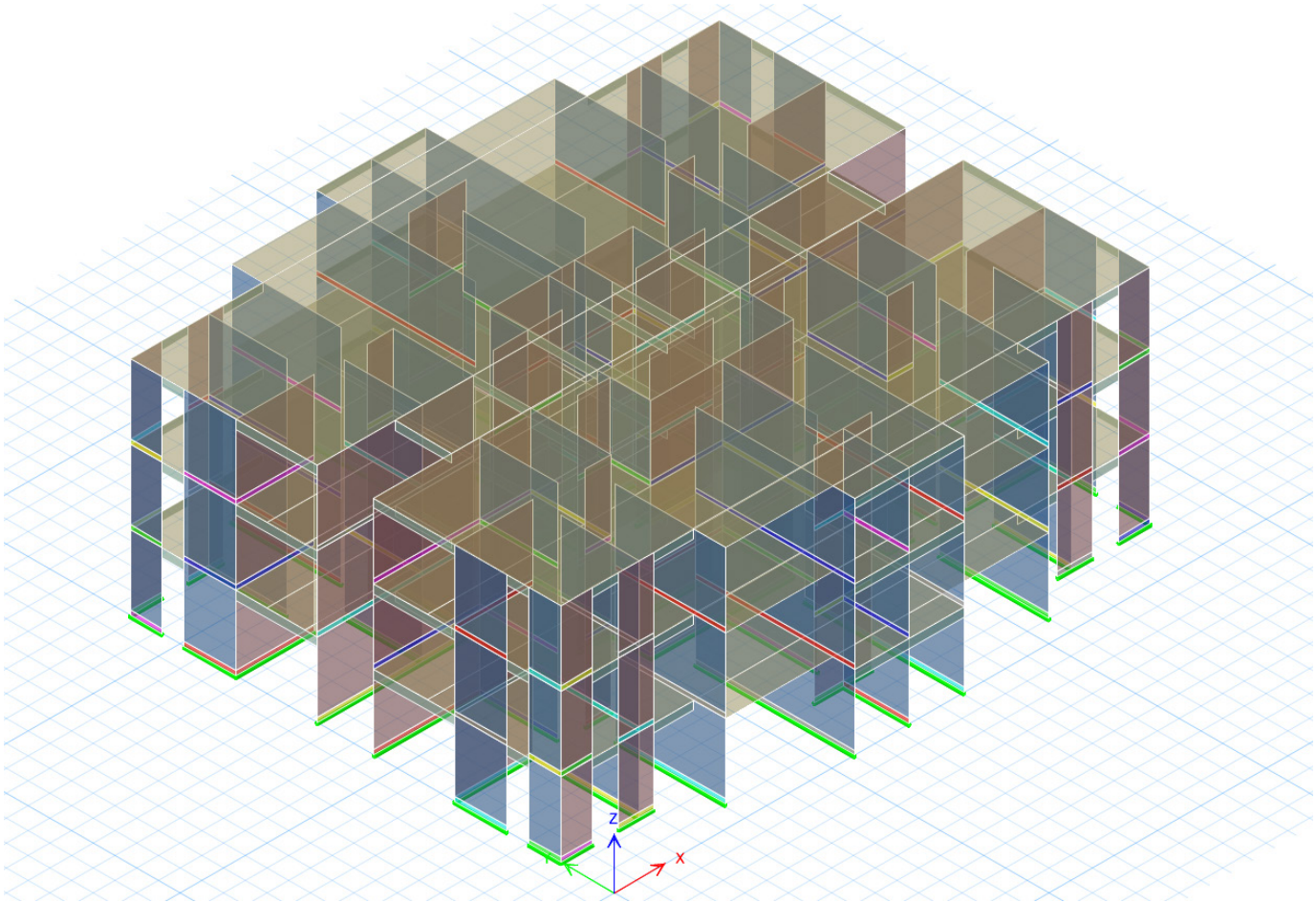


Figura 4.14 - *Axonométrica de modelo desde 1er hasta 3er piso.*

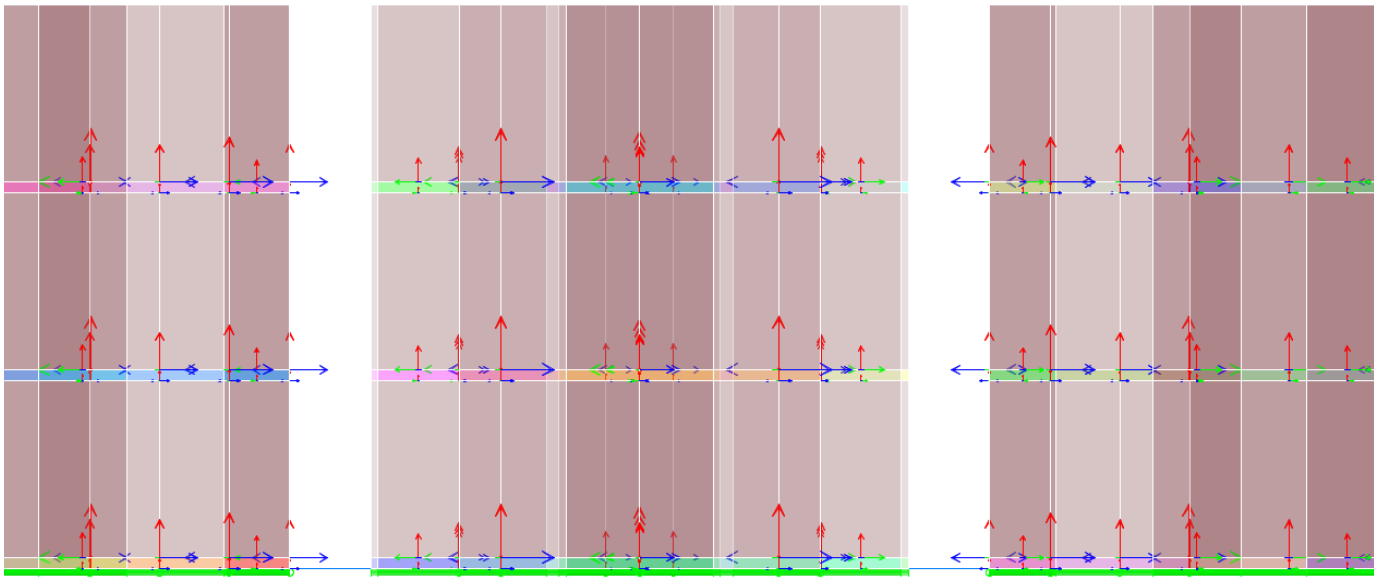


Figura 4.15 - *Vista en elevación de 1er, 2do y 3er piso con ejes locales de muros y de strip de uniones.*

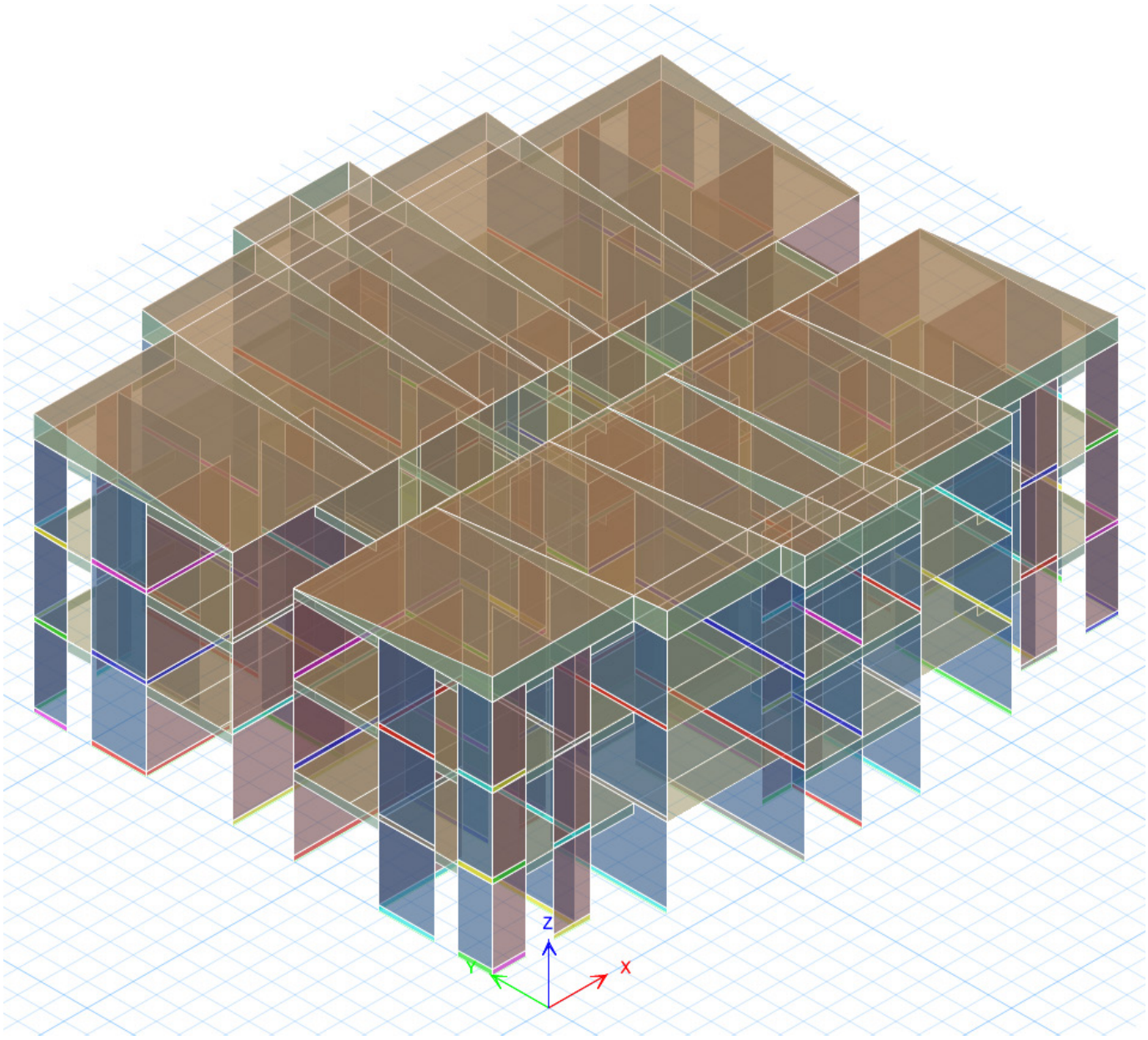


Figura 4.16 -*Modelo geométrico de edificio completo.*

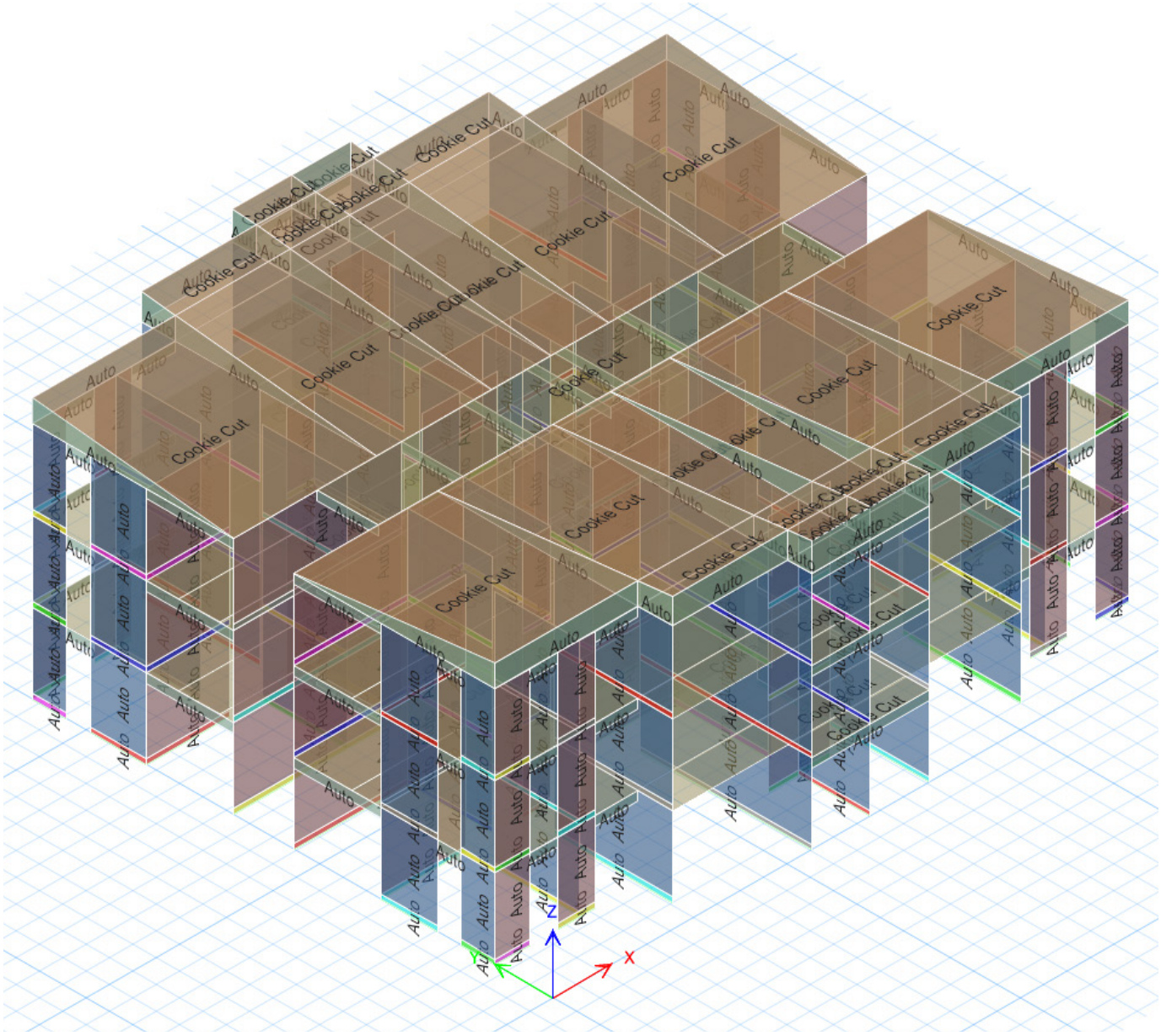


Figura 4.17 - *Asignación de mesh automático a muros y losas*

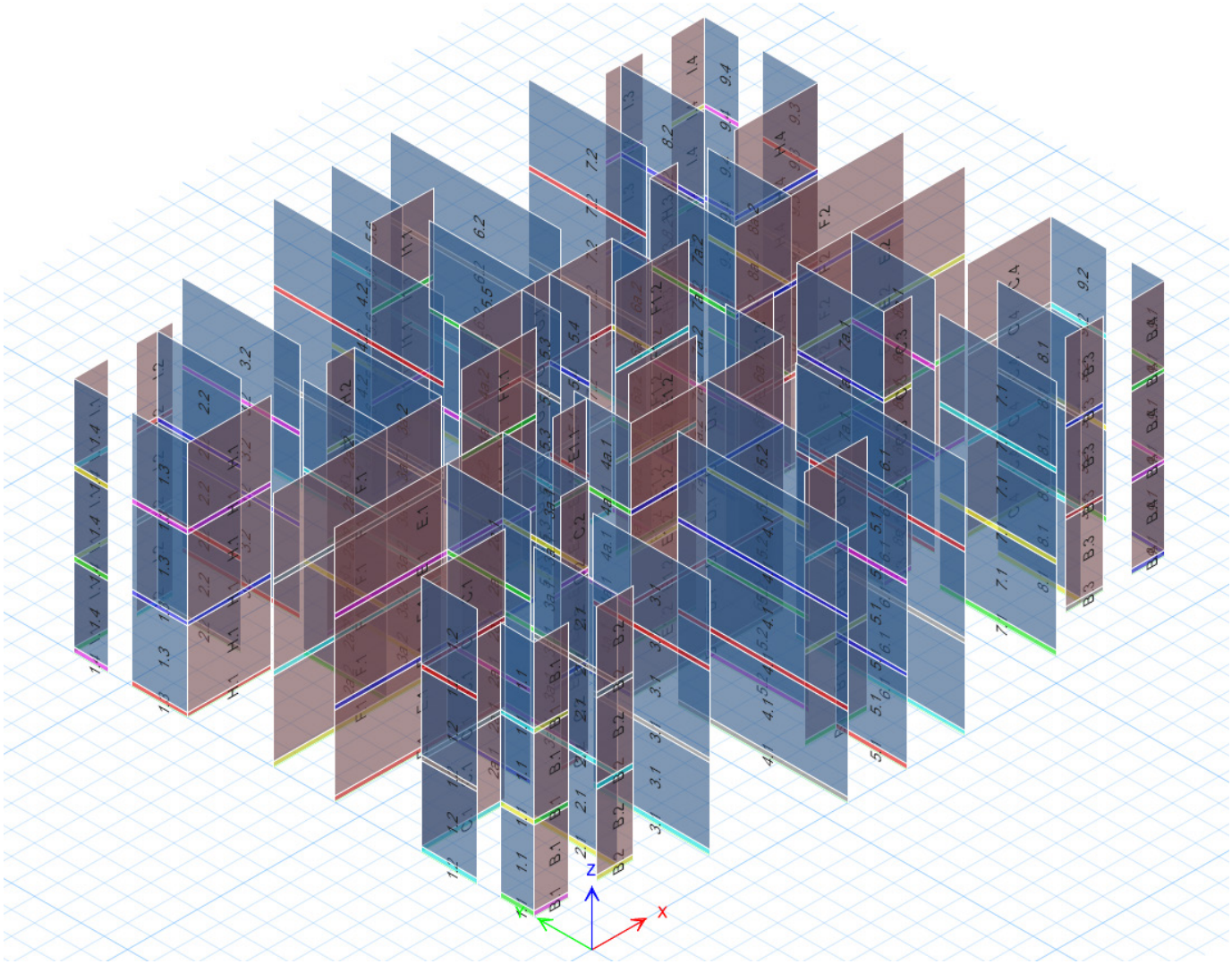


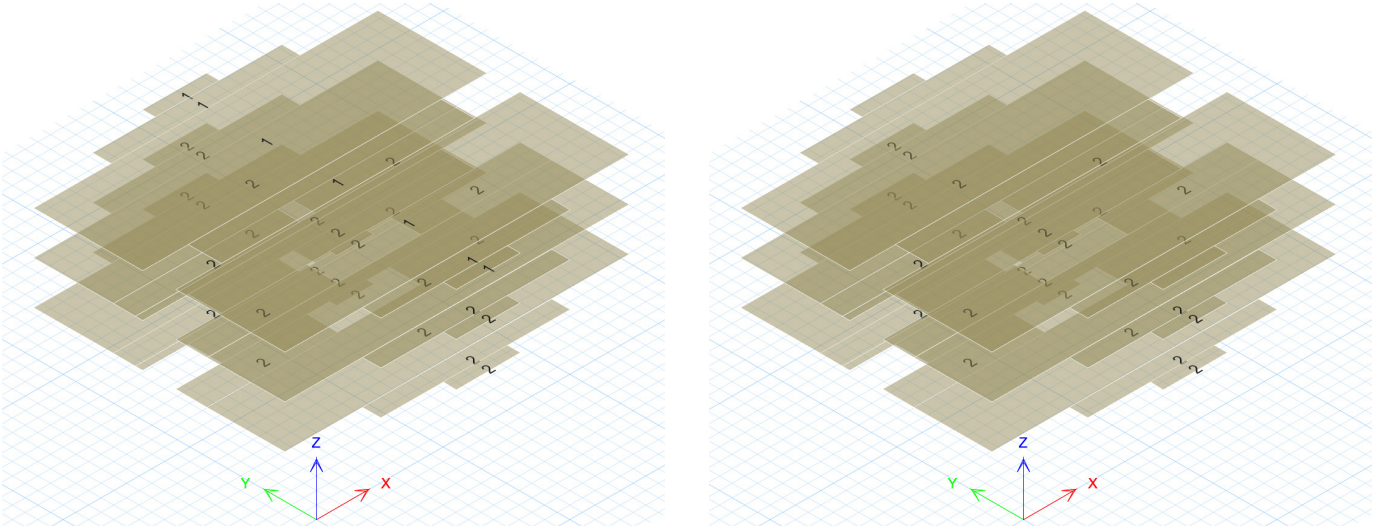
Figura 4.18 - *Asignación de pier labels a muros y strip de uniones*

4.3 ASIGNACIÓN DE CARGAS Y PRIMER ANÁLISIS

Con la modelación geométrica de la estructura finalizada, resta asignar los estados de carga, para luego realizar el análisis estructural. En este caso de estudio, se incluyen las cargas permanentes, de uso, de techo y sísmicas. La asignación y análisis de otras cargas, como carga de viento o de nieve, se han omitido intencionalmente en este manual por brevedad. Su consideración en un proyecto real es exclusiva responsabilidad del ingeniero calculista a cargo, entendiéndose que lo desarrollado en este manual es fácilmente extrapolable.

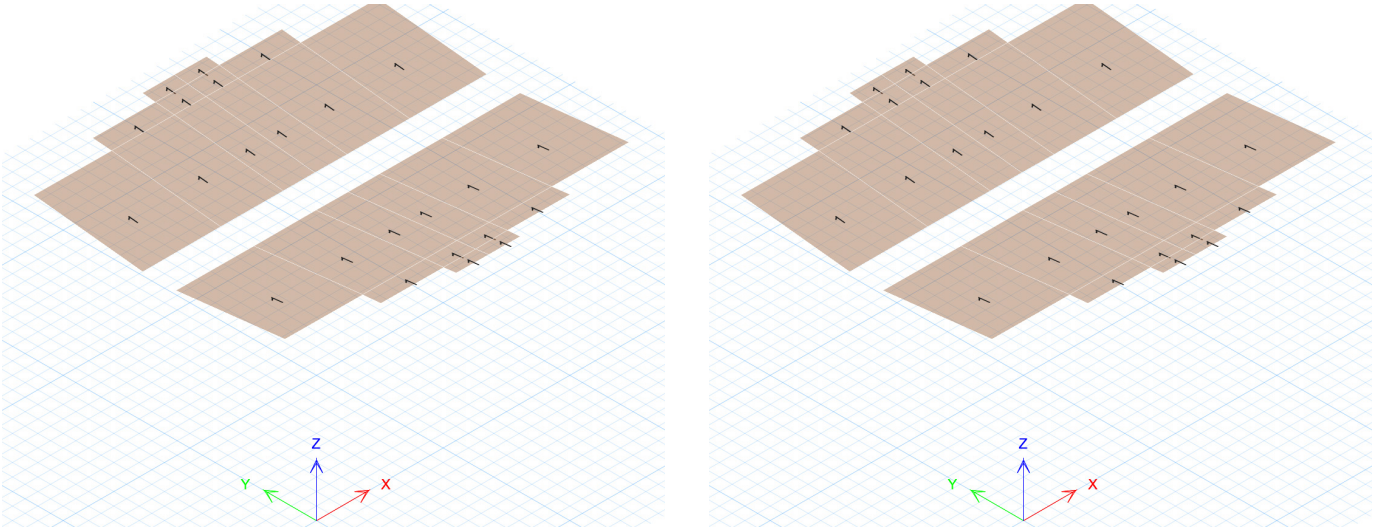
En los pisos 1 y 2, las losas están sometidas a una carga permanente de $D=2$ [kPa] y una sobrecarga de uso de $L=2$ [kPa][31]. La losa del piso 3, al no estar habilitada para uso, está sometida únicamente a una carga permanente de $D=1$ [kPa]. Por otra parte, la techumbre se considera sometida a cargas $D=1$ [kPa] y $L_r=1$ [kPa].

31. Si bien la NCh1537 establece que los pasillos públicos y balcones deben tener una sobrecarga de uso de $L=5$ [kPa] y $L=3$ [kPa] respectivamente, en este ejercicio se considera una sobrecarga de uso pareja por simplicidad.



a) Carga permanente b) Sobrecarga de uso

Figura 4.19 - *Asignación de cargas en 1er, 2do y 3er piso.*



a) Carga permanente b) Sobrecarga de uso de techo

Figura 4.20 - *Asignación de cargas en techumbre.*

Luego de asignar las cargas gravitacionales, se corre el modelo para determinar los parámetros de los *strip* de uniones, en función de la carga *D*. La Tabla 4.15 muestra los parámetros para los ejes 1 y E.

TABLA 4.15 – Pasos 15 al 17: Determinación de parámetros de strip de uniones para ejes 1 y E.

Nombre *Strip* de Uniones	Carga gravitacional	Capacidades			Rigideces		*Strip* de uniones		
	P [kN]	F_A [kN]	M_R [kN-m]	u_R [mm]	K_A [kN/m]	K_R [kN/m]	E_{strip} [MPa]	G_A [MPa]	G_{strip} [MPa]
1.1 - 1	10,88	46,40	53,12	7,33	21.000	3.020	7.333	31,82	4,00
1.2 - 1	26,77	92,80	106,82	7,25	42.000	6.141	7.333	38,89	4,96
1.3 - 1	26,61	92,80	106,75	7,25	42.000	6.137	7.333	38,89	4,96
1.4 - 1	10,69	46,40	53,04	7,33	21.000	3.015	7.333	31,82	3,99
E.1 - 1	74,10	232,00	327,98	5,93	105.000	23.045	7.333	31,82	5,73
E.2 - 1	74,09	232,00	327,97	5,93	105.000	23.044	7.333	31,82	5,73
1.1 - 2	7,63	33,28	52,40	7,33	11.400	2.979	7.333	17,27	3,58
1.2 - 2	19,49	66,56	105,19	7,25	22.800	6.047	7.333	21,11	4,43
1.3 - 2	19,34	66,56	105,13	7,25	22.800	6.043	7.333	21,11	4,42
1.4 - 2	7,45	33,28	52,32	7,33	11.400	2.974	7.333	17,27	3,57
E.1 - 2	49,91	166,40	319,61	5,93	57.000	22.456	7.333	17,27	4,88
E.2 - 2	49,91	166,40	319,61	5,93	57.000	22.456	7.333	17,27	4,88
1.1 - 3	4,11	33,28	50,85	7,33	11.400	2.891	7.333	17,27	3,49
1.2 - 3	8,48	66,56	100,24	7,25	22.800	5.762	7.333	21,11	4,26
1.3 - 3	10,17	66,56	101,00	7,25	22.800	5.806	7.333	21,11	4,28
1.4 - 3	3,91	33,28	50,76	7,33	11.400	2.886	7.333	17,27	3,49
E.1 - 3	25,01	166,40	305,91	5,93	57.000	21.494	7.333	17,27	4,73
E.2 - 3	25,01	166,40	305,91	5,93	57.000	21.494	7.333	17,27	4,73

En cuanto a la acción sísmica, de acuerdo con NCh433/DS61, el CLT como principal SRCL no es asimilable a ninguno de los sistemas estructurales de la Tabla 5.1 "Valores máximos de los factores de modificación de respuesta" por lo que, a la fecha de publicación de este manual, corresponde diseñar con un factor de reducción de respuesta *R=2*, pese a que está comprobado que la filosofía estructural desarrollada en profundidad en este manual permite un desempeño sísmico superior. Por otra parte, la nota 3 de la misma Tabla no admite el uso del análisis modal espectral y solo acepta un análisis estático por el método de fuerzas equivalentes. No obstante, cabe mencionar que la metodología de modelación desarrollada en este Volumen II permite un análisis modal espectral sin problemas, dada la simplificación que se realiza sobre las no-linealidades constitutivas.

Para asignar la acción sísmica, es necesario conocer el comportamiento dinámico de la estructura, particularmente sus periodos de vibración en las direcciones principales, lo cual se detalla en la siguiente sección.

4.4 COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LA ESTRUCTURA

Analizar el comportamiento dinámico de la estructura no solo permite estimar los periodos de vibración en sus direcciones principales para determinar la acción sísmica, sino que también permite al ingeniero sensibilizar su estructura y comprender el comportamiento global de esta en base a sus rigideces locales. En otras palabras, es-

timar los modos de vibración propicia una mirada a nivel macroestructural que debe ser consistente con las definiciones geométricas y mecánicas a nivel de elementos y uniones.

Por ejemplo, en la sección 4.1.2.1 se identificó una predominancia de muros en la dirección global *Y* lo cual implica que, al ser los muros el principal SRCL y no existir diferencia geométrica ni mecánica entre los muros de ambas direcciones, la estructura a nivel global tendrá una mayor rigidez en esta dirección y, por ende, es esperable que el modo fundamental en la dirección *X* sea más flexible y tenga un mayor periodo de vibración.

Existen diversas formas de calcular los periodos de vibración, lógicamente unas más complejas que otras. En este caso de estudio, se aprovecha el modelo computacional para realizar un análisis modal y posteriormente se compara el resultado con una estimación analítica simplificada[32].

4.4.1 Análisis modal

Sin entrar en detalle en la teoría del análisis modal, en esta sección se presentan los 3 primeros modos de vibración obtenidos del modelo en el programa ETABS, considerando una masa sísmica de *D+0,25L*.

Los resultados del primer, segundo y tercer modo de vibración se ilustran en la Figura 4.21, Figura 4.22 y Figura 4.23 respectivamente. Puede notarse que el primer modo es torsional, lo que es esperable por la geometría en planta del edificio, luego el segundo modo corresponde al de mayor masa traslacional en *X* y el tercer modo se corresponde con la dirección *Y*. Se observa que los períodos obtenidos con esta metodología de modelación simplificada no difieren significativamente de los obtenidos con la metodología de modelación detallada desarrollada en el Volumen I de este manual. La estrategia de no modelar la rigidez parcial de aquellas uniones con influencia limitada en la respuesta de la estructura, sumada a la decisión de no introducir el aporte de rigidez de los antepechos, conduciría a resultados razonables y suficientemente buenos para efectos de diseño estructural. De cualquier modo, se reitera que esta es una decisión del ingeniero a partir del tipo y complejidad del proyecto, así como del balance entre tiempo de análisis y su impacto efectivo en el diseño.

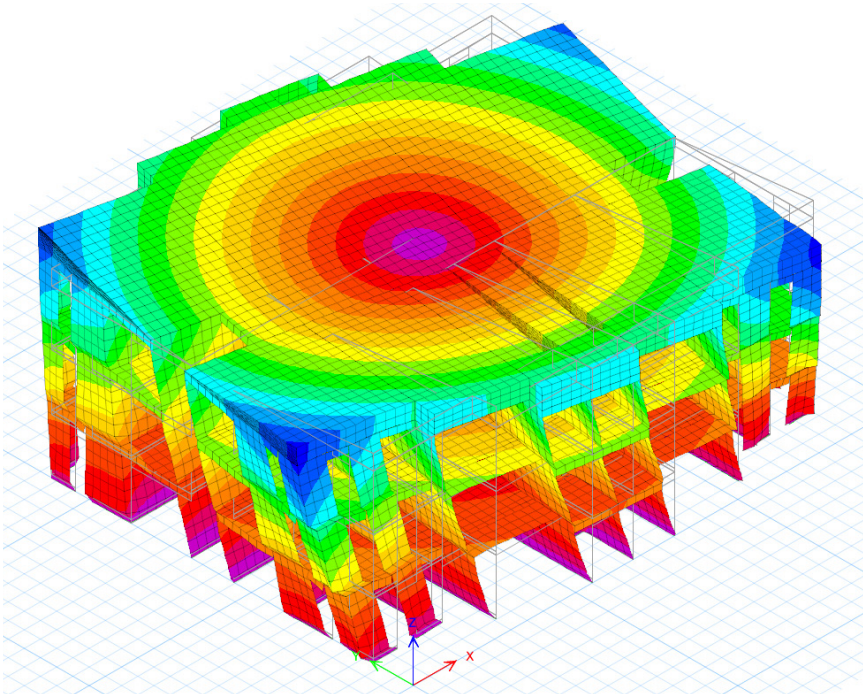


Figura 4.21 - *Primer modo de vibración torsional.* $T_n = 0{,}331$ *[s].*

32. Un análisis sísmico y, en particular, una modelación dinámica o modal, siempre debe contener las semirrigideces principales de sus uniones, de otra manera el modelo carece de fiabilidad.

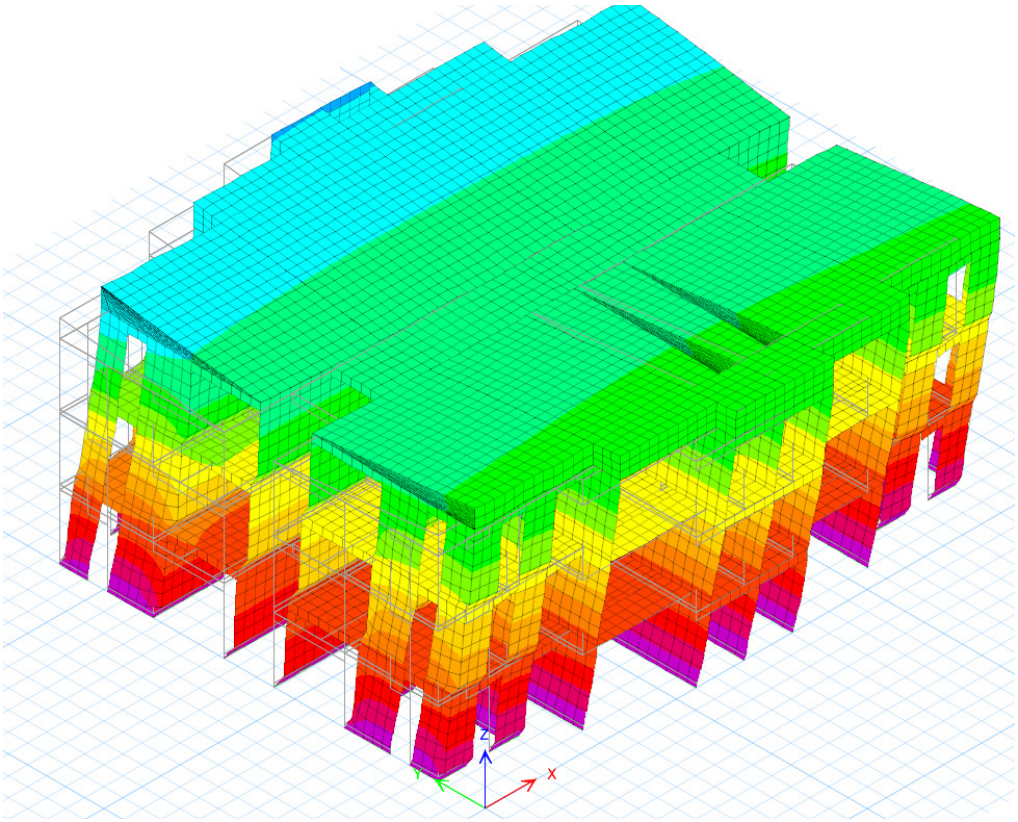


Figura 4.22 - *Segundo modo de vibración en dirección X. T_n= 0,323 [s].*

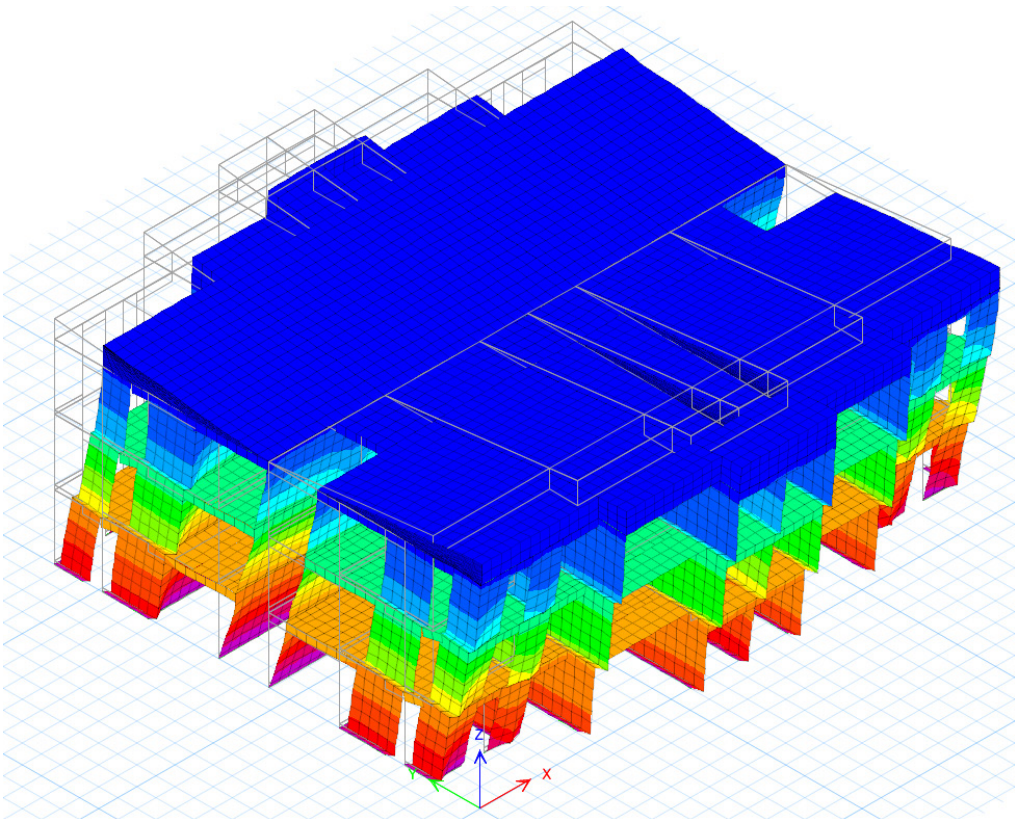


Figura 4.23 - *Tercer modo de vibración en dirección y. T_n= 0,282 [s].*

4.4.2 Estimación del periodo natural de vibración

Suele ser una buena práctica comparar el resultado computacional del periodo natural de vibración con alguna estimación analítica, para tener mayor fiabilidad. En este caso, se opta por estimar el periodo fundamental de vibración en dirección horizontal con la fórmula simplificada del prEC8:

$$T_{1,est} \leq 0{,}05 \times H^{3/4} \quad (4.1)$$

en que:

H = altura total del edificio sobre el nivel basal, en [m]

Adicionalmente, el prEC8 indica un tope máximo para el período calculado mediante modelación numérica, el cual no debe ser superior a $2{\times}T_{1,est}$, con el objetivo de evitar el uso de periodos fundamentales de vibración poco realistas y no conservadores que pudieran resultar de modelos numéricos simplificados.

Siendo la altura total del edificio en cuestión 8,18 [m], se obtiene un periodo fundamental estimado de $T_{1,est}=0{,}242$ [s] y por ende un límite de $T_{1,lim}=0{,}484$ [s]. En base a esta estimación, se concluye que los periodos de vibración determinados computacionalmente en la sección 4.4.1 son valores razonables y realistas.

4.4.3 Asignación de carga sísmica

Habiendo validado los periodos de vibración obtenidos con el modelo computacional, se procede a calcular el sistema de fuerzas laterales equivalentes según NCh433/DS61. Para un Tipo de suelo C y Zona Sísmica 2, se determina el coeficiente sísmico:

SISMO EN X

$$\begin{aligned} C_X &= \frac{2{,}75 \cdot S \cdot A_o}{g \cdot R} \cdot \left(\frac{T'}{T_X^*}\right)^n \\ &= \frac{2{,}75 \cdot 1{,}05 \cdot 0{,}30g}{g \cdot 2} \cdot \left(\frac{0{,}45}{0{,}323}\right)^{1{,}40} \\ &= 0{,}689 \end{aligned}$$

SISMO EN Y

$$\begin{aligned} C_Y &= \frac{2{,}75 \cdot S \cdot A_o}{g \cdot R} \cdot \left(\frac{T'}{T_Y^*}\right)^n \\ &= \frac{2{,}75 \cdot 1{,}05 \cdot 0{,}30 \cdot g}{g \cdot 2} \cdot \left(\frac{0{,}45}{0{,}282}\right)^{1{,}40} \\ &= 0{,}833 \end{aligned}$$

Sin embargo, el límite máximo del coeficiente sísmico para $R=2$ según NCh433/DS61 es:

$$\begin{aligned} C_{max} &= \frac{0{,}90 \cdot S \cdot A_o}{g} \\ &= \frac{0{,}90 \cdot 1{,}05 \cdot 0{,}30g}{g} \\ &= 0{,}284 \end{aligned}$$

Por ende, para ambas direcciones controla C_{max}. El peso sísmico $P=D+0{,}25L$ obtenido del modelo computacional corresponde a 3.828 [kN]. Luego el esfuerzo de corte basal resulta:

$$\begin{aligned} Q_o &= C_{max} \cdot I \cdot P \\ &= 0{,}284 \cdot 1{,}0 \cdot 3.828 \text{ [kN]} \\ &= 1.085 \text{ [kN]} \end{aligned}$$

Finalmente, la fuerza sísmica horizontal se determina según la ecuación (4.2). La Tabla 4.16 presenta la fuerza sísmica calculada para cada piso en ambas direcciones.

$$F_k = \frac{A_k \cdot P_k}{\sum_{j=1}^{N} A_j \cdot P_j} \cdot Q_o \tag{4.2}$$

TABLA 4.16 – Fuerzas sísmicas horizontales por piso en ambas direcciones

Piso	Z_k [m]	*Área* [m²]	A_k [-]	F_{kX} [kN]	F_{kY} [kN]	F_{kX}/A [kN/m²]	F_{kY}/A [kN/m²]
1	2,475	314,8	0,18	177	177	0,56	0,56
2	4,950	314,8	0,24	231	231	0,73	0,73
3	7,425	324,6	0,58	678	678	2,09	2,09

4.4.4 Análisis por torsión accidental

El análisis por torsión accidental en un edificio de CLT es análogo al de cualquier otro material. Se deben determinar las excentricidades (o bien los momentos de torsión) en cada nivel según NCh433/DS61 y aplicarlos dentro del estado de carga determinado en 4.4.3. La Tabla 4.17 presenta las excentricidades por piso, que luego son ingresadas al programa computacional.

TABLA 4.17 – Excentricidades para torsión accidental por piso en ambas direcciones.

Piso	Z_k [m]	Excentricidad en *X* [m²]	Excentricidad en *Y* [m²]
1	2,475	0,56	0,62
2	4,950	1,12	1,23
3	7,425	1,69	1,85

4.5 SISTEMA RESISTENTE A CARGAS LATERALES (SRCL)

Posterior a la asignación de la carga sísmica, se deben analizar algunas consideraciones especiales del SRCL. La sección 4.5.1 describe la primera de estas consideraciones, que trata sobre la rigidez (o flexibilidad) del diafragma.

Por otra parte, existen distintas filosofías de diseño sismorresistente para lograr un SRCL que incorpore paneles de CLT[33]. Una de estas filosofías es diseñar el CLT con alto detallamiento sísmico, incrementando la disipación de energía y realizando un diseño por capacidad. La sección 4.5.4 del Volumen I de este manual presenta una muestra de esta filosofía, diseñando por capacidad la UMM. Notar que en la actualidad aún no existe un reglamento en Chile que prescriba el diseño por capacidad de las construcciones de CLT. Sin embargo, atendiendo a las tendencias en Norteamérica y especialmente en Europa, es esperable que en el futuro los edificios de CLT en zonas de

33. Referirse al Volumen I de este manual para más información.

alta sismicidad se diseñen siguiendo principios de diseño por capacidad o bien con elementos de protección sísmica. Por lo tanto, la sección que se detalla a continuación podría ser útil para las tendencias de diseño venideras, así como para que el diseñador pueda comprender y controlar los modos de fallo y su secuencia deseable en un edificio de CLT.

4.5.1 Rigidez de diafragmas

Una de las consideraciones más relevantes del comportamiento lateral de edificios de madera es la flexibilidad de los diafragmas, ya que esta determina la forma en que se distribuirán los cortes de piso a los muros. Existen básicamente 3 alternativas: (1) diafragma flexible; (2) diafragma rígido; y (3) diafragma semirrígido.

Según la norma estadounidense ASCE7-22, un diafragma se puede idealizar como flexible cuando la máxima deformación[34] en el plano del diafragma debido a cargas laterales es mayor a 2 veces el desplazamiento de entrepiso promedio de los elementos verticales ubicados en los extremos de la planta del sistema sismorresistente (asociado al diafragma en evaluación), ver Figura 4.24. En caso contrario, el diafragma se puede idealizar como rígido.

Cuando un diafragma se idealiza como flexible, los esfuerzos de corte del diafragma se distribuirán a los elementos verticales del SRCL del piso inferior en función del área tributaria. En cambio, cuando un diafragma se idealiza como rígido, los esfuerzos de corte del diafragma se distribuirán en función de la rigidez lateral relativa de los elementos verticales.

Alternativamente, el diafragma puede modelarse como semirrígido, en cuyo caso los esfuerzos de corte del diafragma se distribuirán a los elementos verticales del SRCL del piso inferior en función de la rigidez lateral relativa de los elementos verticales y del diafragma[35], considerando las deformaciones por flexión y por corte.

En muchos casos los diafragmas de CLT pueden lógicamente actuar como diafragmas rígidos y ser modelados como tal (D'Arenzo et al., 2021). No obstante, se recomienda que antes de modelar el diafragma como rígido, siempre se comience por modelar el diafragma como semirrígido, con el propósito de considerar sus componentes reales de rigidez. En especial la rigidez de sus uniones, pues según el tipo de configuración, los esfuerzos laterales de las uniones pueden llegar a ser muy importantes en el diseño del diafragma y en la respuesta dinámica global del edificio.

34. Para la determinación de la deformación del diafragma y desplazamientos de los elementos verticales, se debe distribuir la fuerza por área tributaria.

35. En el cálculo de las rigideces laterales relativas de los elementos verticales y del diafragma, se debe considerar la semirrigidez de las uniones.

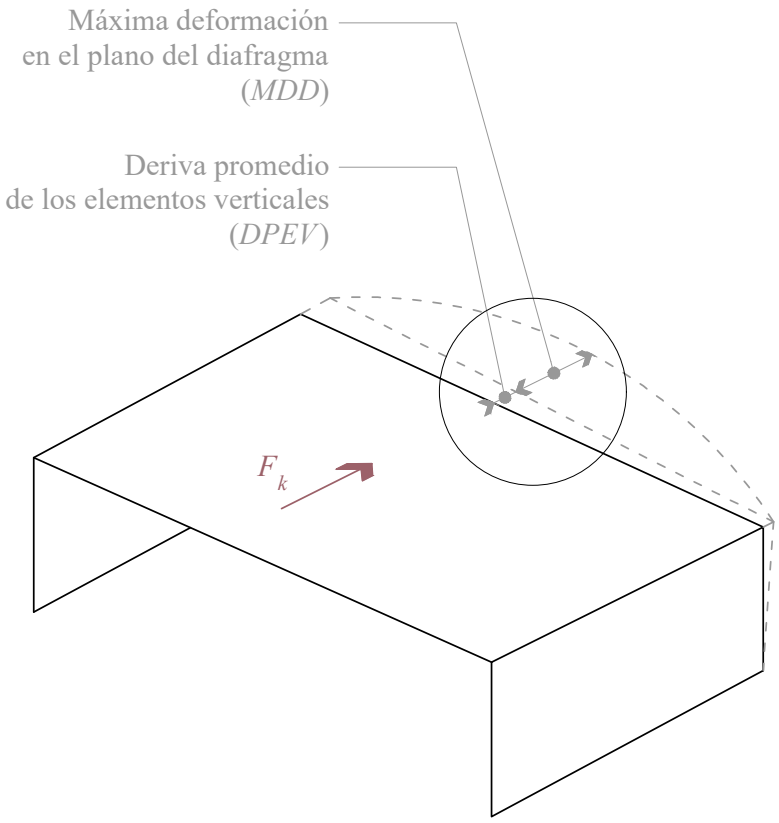


Figura 4.24 - *Flexibilidad de diafragma.*

4.5.2 Verificación de *drift*

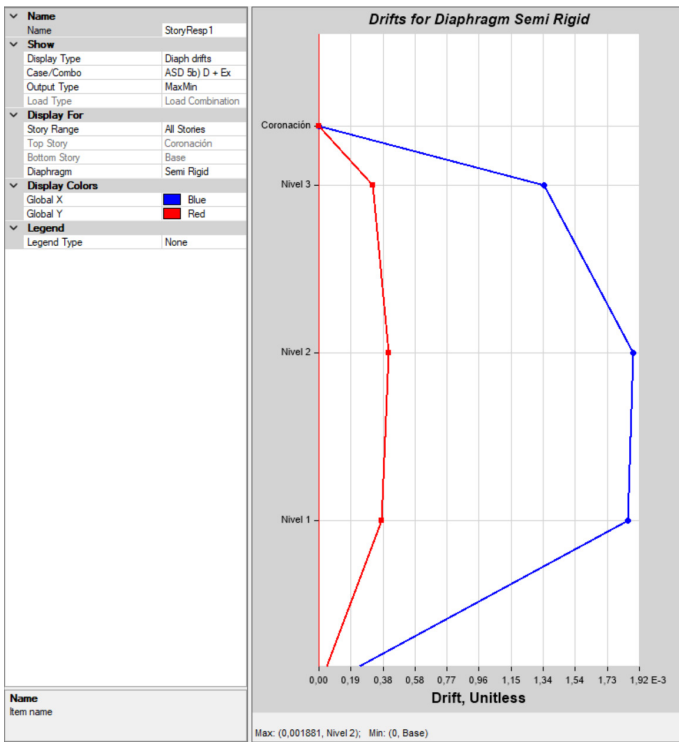
La última verificación de este capítulo corresponde al drift de entrepiso medido en el centro de masa de cada piso según las disposiciones de NCh433/DS61, donde se establece en la cláusula 5.9.2 que no debe superar el límite:

$$\Delta u_{lim} = H_i \cdot 0{,}002 \tag{4.3}$$

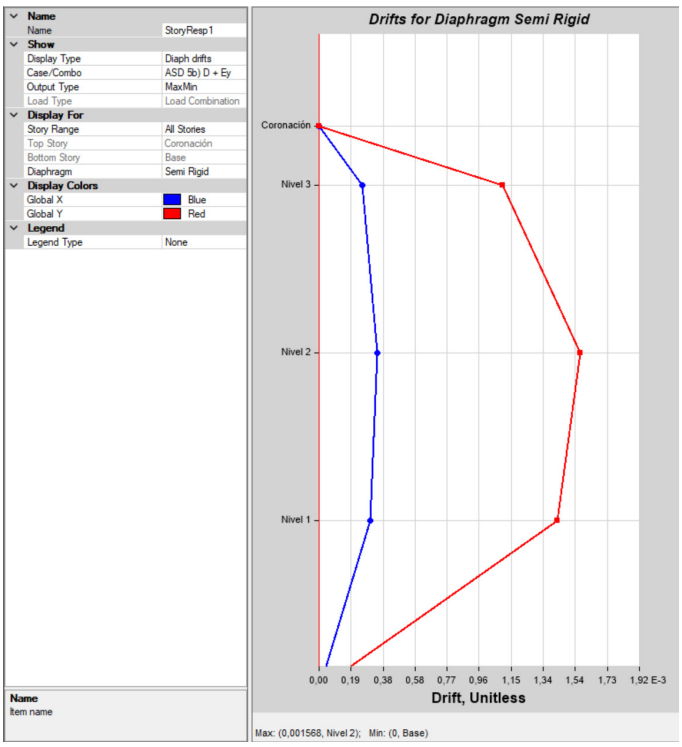
En este caso, la altura de entrepiso medida en el centro de masa de la losa de cada nivel corresponde a H_i=2.475 [mm], por lo que el límite de *drift* es Δu_{lim}= 4,95 [mm].

Se verifica computacionalmente el *drift* mediante la funcionalidad que tiene el programa ETABS de *Story Response*. Los resultados se muestran en la Figura 4.25, con un máximo *drift* en la dirección *X* de 0,0018 y en la dirección *Y* de 0,0016, ambos en el Nivel 2. Con esto se verifica que la estructura cumple con el límite[36]. Complementariamente, la Figura 4.26 muestra la deformación total del edificio para la combinación $D+E_x$.

36. Si un modelo computacional no considera la rigidez flexural de las losas o si se emplea un modelo analítico en donde se consideran los muros de forma aislada, es mucho más difícil conseguir cumplir con el *drift*, lo cual impacta fuertemente en el costo, especialmente el de anclajes. La flexibilidad de muros de corte esbelto típicamente está dominada por los anclajes de vuelco, mientras que la flexibilidad de muros largos típicamente está dominada por los anclajes de corte.



a) Combinación $D+E_x$



b) Combinación $D+E_y$

Figura 4.25 - *Drifts en diafragmas del edificio*

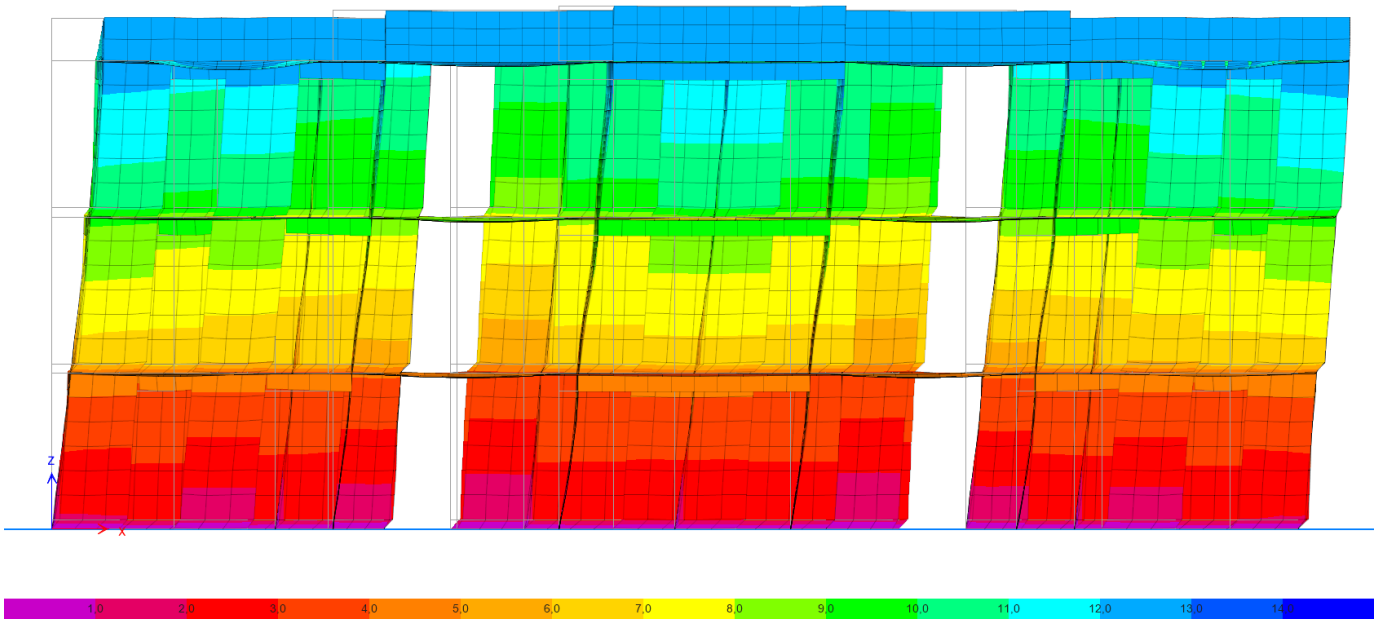


Figura 4.26 - *Deformaciones sísmicas por combinación* $D+E_x$

Adicionalmente a la verificación del *drift* de entrepiso en el centro de masa, se debe verificar el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos medido en cualquier punto de la planta, el cual no debe exceder en más de *0,001h* al desplazamiento relativo medido en el centro de masa.



CAPÍTULO 5

VARIANTES ESTRUCTURALES DEL CLT

El Volumen I de este Manual se introdujeron distintas variantes estructurales en que puede desenvolverse el CLT, mencionando, entre otras, dos grandes clasificaciones: según la continuidad vertical de muros, en que existen las variantes plataforma y *balloon*; y según la continuidad de aberturas, en que están las aberturas segmentadas y las recortadas. Tanto el Volumen I como en el Capítulo 3 y Capítulo 4 de este Volumen II se desarrollan en profundidad las estructuras de CLT en plataforma con aberturas segmentadas.

La Tabla 5.1 presenta un resumen de las variantes estructurales introducidas en el Volumen I de este Manual.

Cabe mencionar que las variantes estructurales en cuestión no son alternativas excluyentes entre sí, pudiendo coexistir más de una en una sola estructura y combinarse de múltiples formas. Por ejemplo, el edificio del caso de estudio del Capítulo 4 combina muros monolíticos y segmentados, por motivos normativos sobre la razón de aspecto mínima que pueden tener los muros segmentados.

La elección de una variante u otra (o incluso su combinación) depende siempre de las condiciones de cada proyecto. Se recomienda encarecidamente que esta decisión se tome a comienzos de la etapa de diseño en forma conjunta con el resto de las especialidades. Algunos factores que afectan esta decisión son: la amenaza sísmica en el emplazamiento del proyecto; las capacidades del fabricante de CLT en cuanto a dimensiones máximas y mecanizado; los costos de materiales como productos de madera, perfiles de acero, hormigón *in-situ*, uniones o dispositivos de protección sísmica; la factibilidad y coordinación de faenas húmedas con montaje en seco; el transporte y accesibilidad de camiones y maquinaria de construcción; las capacidades de montajes considerando maniobrabilidad e izaje; y los tiempos de proyecto, tanto de diseño como de ejecución de la obra.

En el presente capítulo se profundizan otras dos variantes estructurales: el CLT en *balloon*, en la sección 5.1 y los muros con aberturas recortadas, en la sección 5.2. Si bien ambas variantes ya se aplican en proyectos reales a nivel internacional, su desempeño sísmico aún se encuentra en una etapa preliminar de investigación. Por esta razón, se presenta un estado del arte de cada una de ellas, con el objetivo de familiarizar al lector y de poner en discusión alternativas con un potencial relevante para el desarrollo de edificios de CLT con un mayor grado de personalización, ajustado a las necesidades específicas de cada proyecto.

El análisis lateral de estructuras de madera se suele realizar en 3 niveles distintos: a nivel de uniones, a nivel de elemento estructural (muros, losas, columnas y vigas) y a nivel de edificio. Lo presentado en las siguientes secciones se limita a presentar cálculos analíticos a nivel del elemento

TABLA 5.1 – Clasificación de las variantes estructurales del CLT

	Clasificación según	Variante
Variantes estructurales del CLT	Continuidad vertical de muros	Plataforma
		Balloon
	Segmentación de muros	Monolítico
		Segmentado
	Continuidad de aberturas	Segmentadas
		Recortadas
	Filosofía de diseño sismorresistente	Poco detallamiento y alta prefabricación
		Disipación en uniones
		Dispositivos de protección sísmica
		Hibridez con otro SRCL
	Nivel de industrialización	Paneles 2D
		Módulos 3D
	Filosofía de muros perpendiculares	Desacoplados
		Rígidos

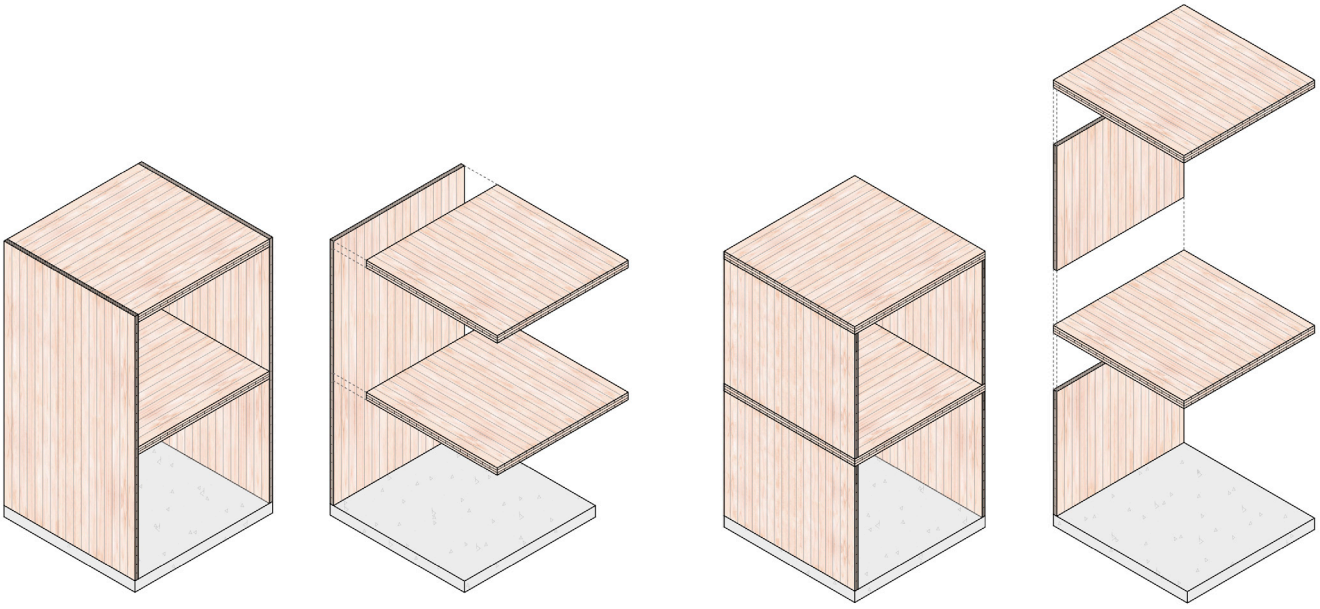
estructural y únicamente para muros, dado que es el componente que se modifica con respecto a lo presentado anteriormente, siendo el diseño a nivel de uniones y a nivel global del edificio idéntico al de sus variantes opuestas.

Lo presentado a continuación debe leerse y entenderse siempre como una revisión de estado del arte y metodologías sugeridas por los autores. En ningún caso debe tomarse como métodos de diseño consolidados y consensuados, mientras no haya más respaldo científico y experimental sobre su comportamiento sísmico.

5.1 CLT EN *BALLOON*: MUROS DE ALTA RELACIÓN DE ASPECTO

La variante balloon, originada en el sistema constructivo de entramado ligero, en que los muros discurren por varios pisos y las losas son conectadas en las caras de los muros en vez de posarse por sobre ellos, surgió como una alternativa interesante especialmente para construcciones de baja altura, en zonas lluviosas o climas en donde se pueda comprometer la seguridad de los trabajadores. El atractivo consiste en que permite transportar y montar de forma ágil toda la estructura de muros y, con ello, continuar rápidamente con el montaje de la cubierta para proteger el interior durante el resto del proceso de construcción.

Al igual que con la construcción en plataforma, el CLT también acogió la alternativa de poder construirse como *balloon*. Sin embargo, presenta importantes diferencias respecto a sus ventajas y desventajas en comparación a la construcción en entramado ligero. El principal motivo de instalar el techo y proteger el interior durante el montaje, pierde valor en el CLT debido a su masividad y la complejidad que implica izar piezas de gran tamaño sin grúa. De hecho, el método de construcción puede ser más complicado que el de CLT en plataforma (Li et al., 2022).



a) CLT en *balloon* b) CLT en plataforma

Figura 5.1 - *Variantes del CLT según la continuidad vertical de muros.*

Las ventajas de esta variante vienen por otro lado. Una de las más interesantes es que, al conectar las losas a las caras de los muros se evita la compresión perpendicular en estas y, más crítico aún, la acumulación de peso de varios pisos. Algunos autores incluso afirman que normalmente la altura máxima de un edificio de CLT en plataforma está limitada por la resistencia a compresión perpendicular de la losa del primer piso (Chen & Popovski, 2020), (Shahnewaz et al., 2021). Otras de las ventajas interesantes es que tiene el potencial de reducir la cantidad de conexiones y la cantidad de paneles que se manipulan en el montaje (comparado a la variante de muros segmentados en plataforma). En cuanto a su comportamiento lateral, se reduce también la influencia de la deformación por rotación acumulada ($u_{\phi,i}$) (Shahnewaz et al., 2021).

Por otra parte, esta variante también tiene desventajas que aún necesitan ser investigadas. Una de ellas es que la transferencia del corte sísmico desde el diafragma a los muros deja de ser directa como en la variante plataforma y requiere ser traspasado a través de un tercer elemento que es originalmente gravitacional: una **ménsula corrida**, que soporta la losa y la conecta al muro. Esta condición implica verificar que la ménsula corrida (y en consecuencia el diafragma) no restrinja el vuelco lateral de los muros, para no sobrellevar cargas acumuladas de varios pisos que pueden dañar el diafragma por solicitaciones fuera de su plano. En otras palabras, se recomienda que las ménsulas corridas sean rotuladas al giro. Esto implica otra desventaja, que es que se pierde parte del efecto caja, ya que la rigidez flexural del diafragma ya no bloquea el vuelco de los muros (aunque esta componente tampoco se considera en los cálculos analíticos). Por último, al soportar varios niveles, los anclajes de vuelco se reducirán, lo que implica menor redundancia y posiblemente serán más grandes y robustos que en una variante en plataforma. No obstante, esta última condición aparentemente desfavorable puede resignificarse como un elemento estratégico del proyecto para incorporar dispositivos de protección sísmica.

Entre los hechos de la variante *balloon*, cabe notar que en Chile se podrían fabricar edificios de hasta 5 pisos con paneles de la altura completa del edificio (considerando el máximo largo de fabricación actual de 13,5 [m]). En el mismo sentido, es importante considerar que es muy posible que necesariamente tengan UMM, por el ancho limitado de cada panel (aproximadamente 3 [m]).

5.1.1 Casos reales

Sin dudas, quienes más han incurrido y difundido el CLT en balloon son los canadienses, quienes desde hace más de 10 años vienen construyendo algunos ejemplares.

Uno de ellos es el famoso *Wood Innovation and Design Centre*, ubicado en Prince George y construido el 2014. El proyecto que consolidó a Michael Green como pionero en construcción en madera masiva es un edificio de oficinas de 8 pisos, con su estructura 100% en madera y una tipología de poste-viga con núcleo de CLT en balloon. Concebido explícitamente como un proyecto demostrativo, el objetivo de Michael Green con este edificio era desmitificar las dudas sobre la madera como material de construcción para edificios de mediana y gran altura.

Dos años después, en 2016, el *Origine* (Quebec, Canadá) también empleó la variante del CLT en *balloon*. En este caso el proyecto consiste en un edificio residencial de 13 pisos (12 en madera y un podio de hormigón) en donde los muros de CLT ya no están sólo en el núcleo, sino que distribuidos en toda la planta del edificio. Un aspecto relevante en el diseño de edificios de gran altura con la variante *balloon*, es el empalme vertical de dos paneles para la continuidad del muro, el cual se recomienda que sea rígido. En la Figura 5.4 se aprecia la solución con placa de acero embebida utilizada en este proyecto. Como dato curioso, al estar en las cercanías del St. Charles River, la tensión admisible del suelo era muy baja por lo que de haber sido de hormigón habría podido tener solo hasta 6 pisos.

Por último, y quizás el proyecto de mayor interés para Chile, está *The Hive* (2150 Keith Drive) en Vancouver, también Canadá. Proyecto aún en construcción a la fecha de redacción de este manual, con fecha de término estimada para fines de 2025. Con 10 pisos de altura, este edificio es particularmente relevante para Chile debido al riesgo sísmico de la zona en que se construye, ya que Vancouver está ubicado en lo que se conoce como el cinturón de fuego del pacífico, en la zona de subducción de la placa de Juan de Fuca bajo la placa norteamericana.

El SRCL completo del edificio consiste en elementos de madera masiva: arriostrado perimetralmente con diagonales de MLE e internamente con dos núcleos formados cada uno con dos gigantescos muros de CLT en *balloon*. Para lograr la disipación de energía sin dañar los elementos estructurales o las conexiones, el proyecto emplea conectores RSFJ (*resilient slip friction joints*) en los extremos de los muros de corte CLT, a modo *hold-down*, lo que permite la disipación de energía sin dañar el sistema estructural (Dickof et al., 2023).



a) edificio terminado © Ema Peter



b) núcleo en variante balloon. (Fuente: *Wood Innovation and Design Centre - Building*)

Figura 5.2 - *Wood Innovation and Design Centre, en Prince George, Canada.*



a) edificio terminado



b) muros en variante *balloon*

Figura 5.3 - *Edificio Origine, en Quebec, Canada. © Stéphane Groleau*



Figura 5.4 - *Uniones de acero para el empalme vertical de muros en balloon. Edificio Origine, en Quebec, Canada. © Stéphane Groleau.*



a) edificio terminado



b) muros en variante *balloon*

Figura 5.5 - *Edificio The Hive, en Vancouver, Canada. © Dialog.*

5.1.2 Comportamiento lateral del CLT en *balloon*

Conociendo de modo general algunas ventajas, hechos geométricos y proyectos reales que lo han materializado, naturalmente sigue la pregunta de ¿qué diferencias en el cálculo tiene respecto al CLT en plataforma?, y ¿cuáles son los requerimientos normativos?

Lo primero a tener en claro es que a la fecha no existe ninguna norma o estándar internacional que haya incluido disposiciones o requerimientos para esta variante, limitándose únicamente a estandarizar el CLT en plataforma. Debido a esto, el estado del arte sobre esta alternativa se ha circunscrito principalmente al ámbito académico y de investigación, en donde la mayoría de los autores coinciden en que el CLT en *balloon* está considerablemente menos estudiado que el CLT en plataforma, por lo que aún faltan estudios y ensayos experimentales representativos que permitan consolidar un método analítico y establecer requerimientos normativos.

Si bien son pocas las publicaciones acerca del tema, en la literatura se postula al CLT en *balloon* como una alternativa viable (e incluso la más adecuada y eficiente) para edificios de gran altura (Chen & Popovski, 2020) ; (Shahnewaz et al., 2021) ; (X. Zhang et al., 2021) ; (Xing et al., 2023) ; (Chen & Popovski, 2024). Al igual que el CLT en plataforma, se sugiere diseñar los muros por capacidad, manteniendo el CLT en rango elástico y que las uniones controlen el diseño, entregándole así ductilidad al sistema.

Mientras algunos estudios han propuesto modelos analíticos, otros han realizado campañas experimentales y algunos también han realizado análisis de sensibilidad para identificar los parámetros que más influyen en el comportamiento lateral del sistema. Con respecto a los ensayos experimentales, en realidad ninguno representa fielmente un muro de CLT en *balloon*. Los ensayos de Chen & Popovski (2020) y los de Li et al. (2022) sólo aplican una carga lateral en el extremo superior del panel y no materializan una carga gravitacional intermedia, lo que en efecto representa sólo un muro de 1 piso con una esbeltez muy alta. Por otra parte, los ensayos de Shahnewaz et al. (2021) sí aplican una carga lateral intermedia, pero tampoco materializan una carga gravitacional, por ende, no se evidencia la real influencia de los pisos intermedios.

Entre los análisis de sensibilidad, efectuados con modelos analíticos o computacionales, se logra identificar la influencia de los distintos parámetros como la relación de aspecto *h:b*, la rigidez de los *hold-downs*, la rigidez de la UMM, la carga gravitacional y el número de paneles. Las conclusiones en general representan el comportamiento que se esperaría de un muro en *balloon*, por lo que se puede decir que son coherentes con el sistema. Entre las conclusiones de Xing et al. (2023) están:

a) De la relación de aspecto *h:b*:
- Mientras mayor es la relación de aspecto (muros muy esbeltos), menor es la rigidez y resistencia.
- Relaciones de aspecto bajas ($h/b \leq 2$) están más influenciadas por deformación por corte.
- Relaciones de aspecto medias ($3 \leq h/b \leq 6$) están más influenciadas por el vuelco de cuerpo rígido.
- Relaciones de aspecto altas ($h/b > 6$), están más influenciadas por deformación por flexión.

b) De la rigidez de los *hold-downs*:
- Cambios en el rango de rigideces bajas (entre 10 y 40 [kN/mm]) tienen mayor influencia.
- Cambios en el rango de rigideces altas (mayores a 40 [kN/mm]) tienen influencia, pero cada vez menos significativas.
- A mayor relación de aspecto, mayor la influencia de la rigidez de los HD.

c) De la rigidez de la UMM:
- A menor relación de aspecto, mayor influencia de la rigidez de la UMM.

d) De la carga gravitacional:

- Mientras mayor es la carga gravitacional, mayor es la resistencia y rigidez lateral del muro (ya que está considerablemente dominado por el vuelco y la deformación por flexión).
- La carga gravitacional tiende a inducir un modo cinemático de paneles acoplados (CP).

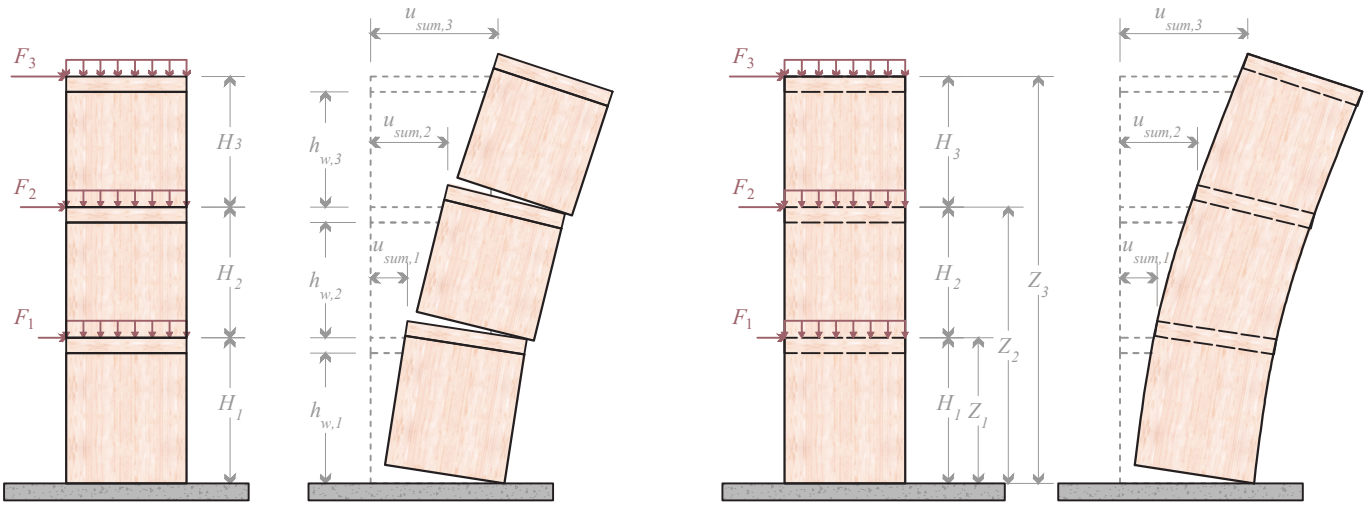
e) Del número de paneles:

- A un ancho de muro fijo, a medida que se segmenta el muro, se vuelve más flexible (se está discretizando más).
- A un ancho de panel fijo, a medida que se agregan más paneles, se vuelve más rígido (se está agregando material resistente).
- Mientras más segmentado, mayor influencia del vuelco.

5.1.3 Modelo analítico de Chen & Popovski

El cálculo analítico más completo actualmente para CLT en *balloon*, es el propuesto por Chen & Popovski (2020), quienes en el marco de un proyecto de varios años de FPInnovations que tiene el objetivo de cuantificar el rendimiento de la variante *balloon* y desarrollar la información necesaria para establecer requerimientos normativos, desarrollaron dos modelos basados en la mecánica de sólidos para estimar la deformación y resistencia de un muro de corte monolítico o segmentado en *balloon*.

Para muros monolíticos, de modo similar al modelo analítico del Anexo R del prEN 1995-1-1 (2023) presentado en 3.3.2.1, estos modelos también se determinan como la suma de distintas componentes de desplazamiento, con la diferencia de que ya no existe la componente de desplazamiento por rotación acumulada $u_{\phi,i}$ y, dado que el muro de varios pisos se compone de un solo panel, es más directo determinar las componentes de desplazamiento como el total de cada piso respecto de su posición inicial $u_{sum,i}$, en lugar de determinar para cada piso su deformación relativa u_i. En el mismo sentido, la altura relevante para los cálculos ya no corresponde a la altura del panel h_i, sino que a la altura Z_i del nivel i sobre el nivel basal. La Figura 5.6 compara el desplazamiento lateral de la variante plataforma y la variante *balloon*.



a) variante plataforma b) variante balloon

Figura 5.6 - *Desplazamiento lateral de un muro monolítico de múltiples pisos.*

en que:

Fi = fuerza lateral en el piso i

H_i = altura del piso i; $H_i=h_i+t_{losa,i}$

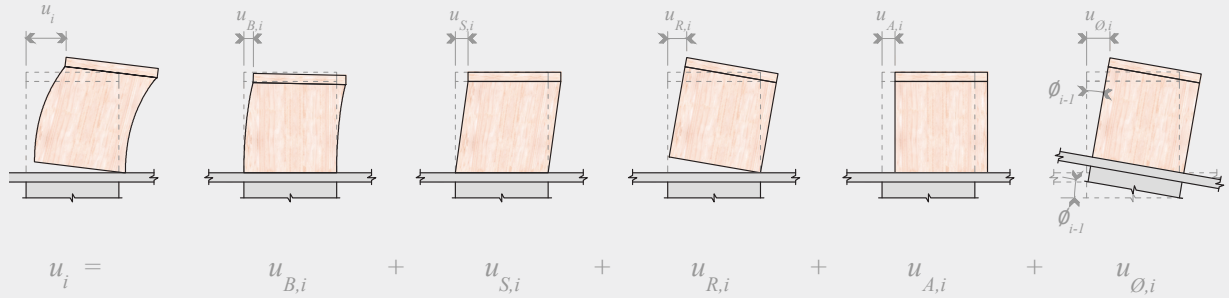
h_i = altura del muro de corte del piso i

Z_i = altura del piso i, sobre el nivel basal

$u_{sum,i}$ = desplazamiento total del piso i;

VARIANTE EN PLATAFORMA

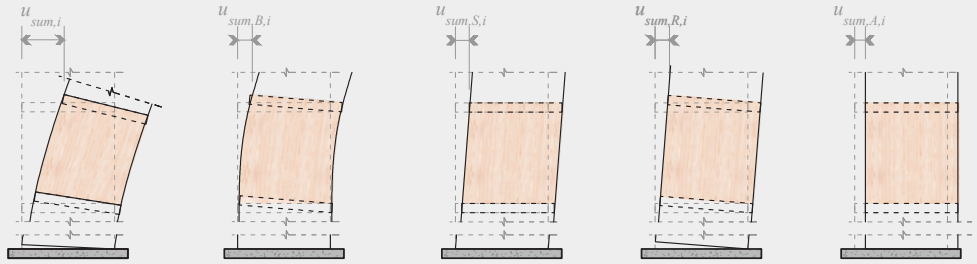
(5.1)



$$u_i = u_{B,i} + u_{S,i} + u_{R,i} + u_{A,i} + u_{Ø,i}$$

VARIANTE EN *BALLOON*

(5.2)



$$u_{sum,i} = u_{sum,B,i} + u_{sum,S,i} + u_{sum,R,i} + u_{sum,A,i}$$

Los dos modelos de Chen & Popovski (2020) se diferencian en el supuesto de la base del muro durante el desplazamiento por vuelco. El primer modelo, *rigid base* (RB), supone que la base del muro no se deforma, por lo que el muro rota como cuerpo rígido sobre una de sus esquinas inferiores, como se ilustra en la Figura 5.7.

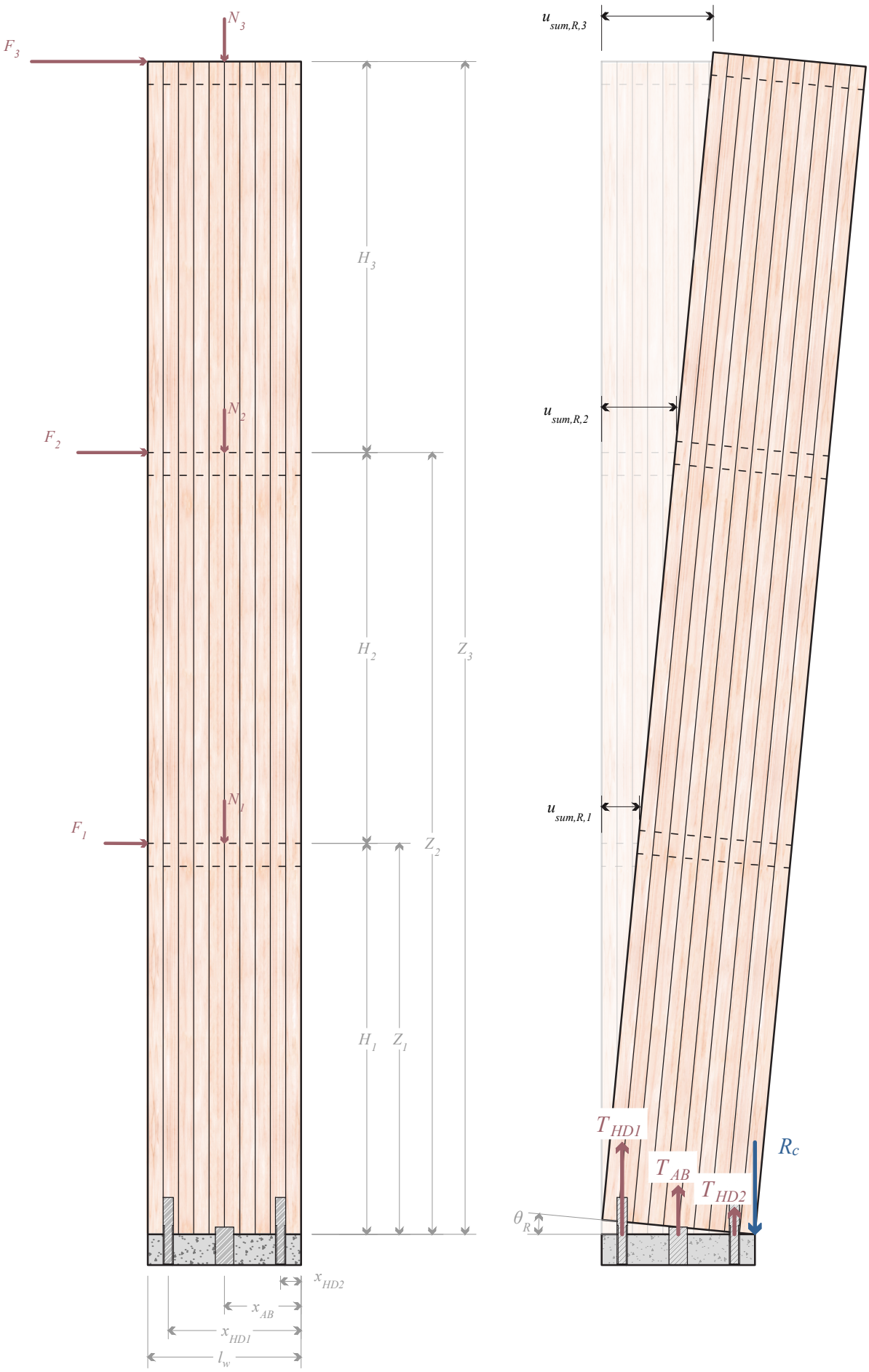


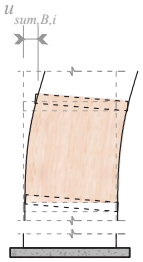
Figura 5.7 - *Desplazamiento por vuelco de cuerpo rígido (adaptado de Chen & Popovski (2020))*

El segundo modelo, *elastic base* (EB), supone que la base sí se deforma, existiendo un largo comprimido que va disminuyendo a medida que aumenta la deformación, por ende, las ecuaciones analíticas para la componente de desplazamiento por vuelco se subdividen en 5 casos (suponiendo que sólo existe un anclaje de corte):

- Caso I ($l_c = l_w$): toda la base del muro está en compresión.
- Caso II ($x_{HD1} \leq l_c < l_w$): el muro se comienza a levantar, pero aún no se tracciona el primer *hold-down*.
- Caso III ($x_{AB} \leq l_c < x_{HD1}$): se activa en tracción el primer *hold-down*.
- Caso IV ($x_{HD2} \leq l_c < x_{AB}$): se activa en tracción el anclaje de corte.
- Caso V ($l_c < x_{HD2}$): se activa en tracción el segundo *hold-down*.

Si bien el modelo EB es más realista, permite hacer un análisis incremental o *pushover* y se ajusta bien a la validación experimental de sus autores, por simplicidad y brevedad, en la Tabla 5.2 se presentan únicamente las ecuaciones para el modelo RB de muros monolíticos.

TABLA 5.2 – Contribuciones de desplazamiento en muros monolíticos de CLT en variante balloon.



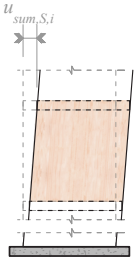
Deformación por flexión en el plano

Un muro de CLT de varios pisos se puede suponer como una viga vertical en voladizo con cargas puntuales a la altura de cada piso *j*. Entonces la deformación total en el piso *i* se determina en base a la superposición de efectos de cada fuerza F_j:

$$u_{sum,B,i} = \frac{1}{6 \cdot (EI)_{ef,canto}} \left[\sum_{j=1}^{i} F_j \cdot {Z_j}^2 (3 \cdot Z_i - Z_j) + \sum_{j=(i+1)}^{n} F_j \cdot {Z_i}^2 (3 \cdot Z_j - Z_i) \right]$$

en que $(EI)_{ef,canto}$ es la rigidez efectiva de canto, considerando solo las láminas orientadas verticalmente (t_z):

$$(EI)_{ef,canto,i} = \frac{E_p \cdot t_Z \cdot {l_w}^3}{12}$$



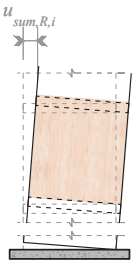
Deformación por corte en el plano

Del mismo modo que para la deformación por flexión en el plano, la superposición de efectos implica que:

$$u_{sum,S,i} = \frac{1}{(GA)_{canto}} \left[\sum_{j=1}^{i} F_j \cdot Z_j + \sum_{j=(i+1)}^{n} F_j \cdot Z_i \right]$$

en que $(GA)_{canto}$ es la rigidez de corte en el plano, considerando la reducción de la ecuación (3.2):

$$(GA)_{canto} = G \cdot k_v \cdot t_{CLT} \cdot l_w$$



Desplazamiento por vuelco de cuerpo rígido (RB)

Si el momento volcante no supera el momento resistente, el muro no se levanta y el desplazamiento $u_{sum,R,i}=0$:

$$\sum_{j=1}^{n} F_j \cdot Z_j \leq \frac{l_w}{2} \cdot \sum_{j=1}^{n} N_j$$

Cuando se supera esta condición, el modelo de base rígida supone que el muro rota en torno a una de las esquinas inferiores (con un largo comprimido $l_c=0$). Entonces, el ángulo de rotación se determina según:

$$\theta_R = \tan^{-1}\left(\frac{\sum_{j=1}^{n} F_j \cdot Z_j - \frac{l_w}{2} \cdot \sum_{j=1}^{n} N_j}{K'_R}\right)$$

en que K'_R es la rigidez rotacional equivalente del muro, debida a la rigidez vertical de los k conectores que resisten el levantamiento ($K_{z,k}$) ubicados a una distancia x_k del borde del muro:

$$K'_R = \sum_{k} \left[K_{z,k} \cdot (x_k)^2\right]$$

Luego, una vez determinada la rotación, el desplazamiento total por vuelco en el piso i se determina según:

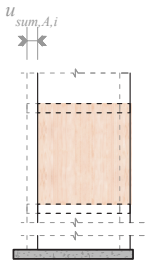
$$u_{sum,R,i} = Z_i \cdot \tan(\theta_R)$$

Adicionalmente, la deformación vertical ($\delta_{z,k}$) y la tracción (T_k) en cada conector k se determinan según las ecuaciones:

$$\delta_{z,k} = x_k \cdot \tan(\theta_R)$$
$$T_k = \delta_{z,k} \cdot K_{z,k}$$

Por último, la reacción basal resulta:

$$R_C = \left(\frac{\sum_{j=1}^{n} F_j \cdot Z_j - \frac{l_w}{2} \cdot \sum_{j=1}^{n} N_j}{K'_R}\right) \cdot \sum_{k} \left[K_{z,k} \cdot x_k\right] + \sum_{j=1}^{n} N_j$$



Desplazamiento por deslizamiento de cuerpo rígido

Si la sumatoria de fuerzas laterales no supera la fuerza de fricción, el muro no desliza y el desplazamiento $u_{sum,A,i}=0$:

$$\sum_{j=1}^{n} F_j \leq \mu \cdot R_c$$

en que se puede asumir $\mu=0,6$ para contacto madera-hormigón o $\mu=0,2$ para contacto madera-madera o madera-acero. Cuando se supera esta condición, el desplazamiento total por deslizamiento en el piso i se determina según:

$$u_{sum,A,i} = \frac{\sum_{j=1}^{n} F_j - \mu \cdot R_c}{K_A}$$

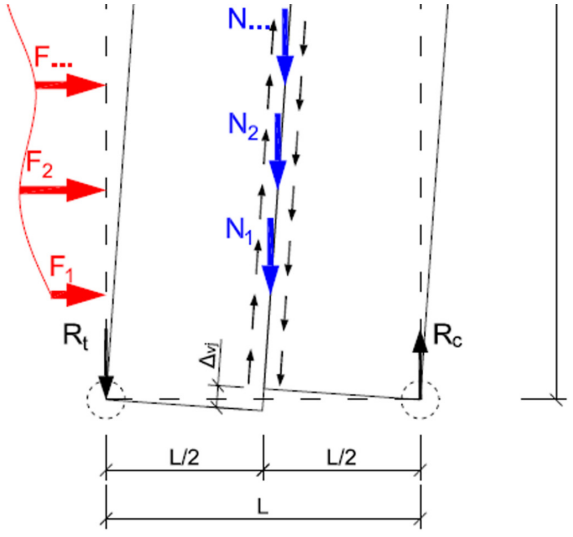
en que K_A es la rigidez al deslizamiento del muro, debida a la rigidez lateral de los k conectores que resisten el corte.

$$K_A = \sum_{k} K_{x,k}$$

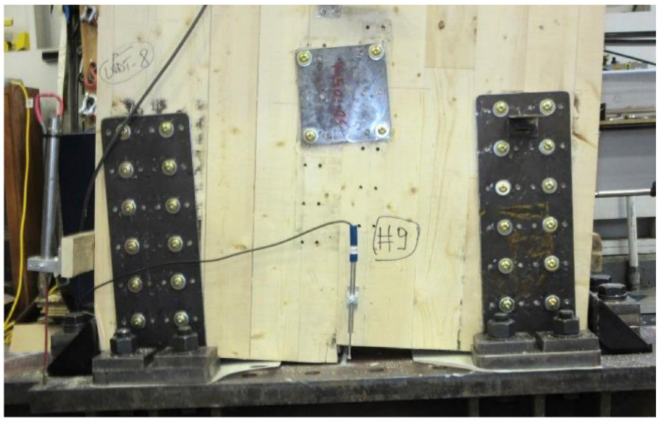
NOTA 1: La nomenclatura de la publicación original de Chen & Popovski (2020) fue adaptada para la nomenclatura utilizada en este manual. Del mismo modo, algunas ecuaciones fueron reescritas en un formato más generalizado.

NOTA 2: En caso de que el lector quiera revisar la publicación original de Chen & Popovski (2020), se advierte de la existencia de un Corrigendum de las ecuaciones de vuelco por cuerpo rígido. Este manual ya incluye las correcciones.

En el caso de los muros segmentados, las diferencias entre el modelo del Anexo R del prEN 1995-1-1 (2023) presentado en 3.3.3.1 y el modelo de Chen & Popovski (2020) son mayores. En vez de considerar la posibilidad de 3 modos cinemáticos en función de la relación entre la rigidez vertical de los anclajes de vuelco y la rigidez lateral de la costura UMM, el modelo propuesto por los canadienses asume siempre un modo CP y descompone el desplazamiento relativo de la UMM como una quinta componente de desplazamiento: *deflection due to vertical slip between panels*. No obstante, el supuesto de que los paneles rotan cada uno respecto al extremo que no pertenece al borde de la UMM, es cuestionable. De hecho, sus propios ensayos experimentales demostraron lo contrario, como se observa en la Figura 5.8, por lo que se debiesen ajustar las ecuaciones de equilibrio.



a) supuesto analítico

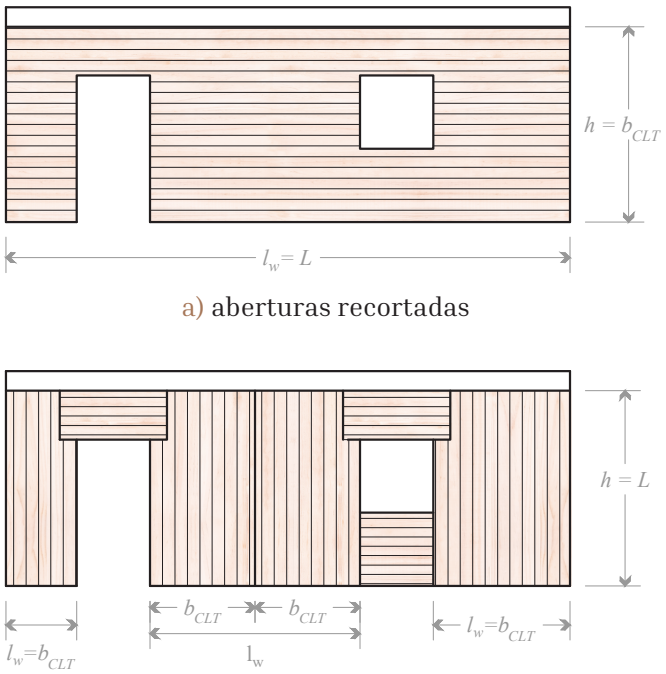


b) resultado de ensayo experimental

Figura 5.8 - *Desplazamiento lateral debido al desplazamiento vertical entre paneles (Chen & Popovski, 2020).*

5.2 MUROS CON ABERTURAS RECORTADAS: DINTELES Y ANTEPECHOS CONTINUOS

Las aberturas de puertas y ventanas en paneles de CLT se pueden materializar con dos posibles variantes. La primera opción, es optar por un proceso totalmente automatizado en que la abertura se genera en fábrica mediante un mecanizado con CNC sobre un panel de grandes dimensiones, formando un muro monolítico con dinteles y antepechos continuos. Este tipo de aberturas se conocen internacionalmente como *cut-out opening*, traducido en este manual como **abertura recortada**. Esta variante presenta múltiples ventajas constructivas, entre ellas la alta prefabricación, precisión y disminución de costuras, lo que a su vez genera menor necesidad de holguras, mayor hermeticidad y por sobre todo una alta velocidad de montaje.



a) aberturas recortadas

b) aberturas segmentadas

Figura 5.9 – Variantes de aberturas en muros de CLT.

La segunda opción es unir varios paneles de CLT mediante costuras, típicamente empleando una solución con lengüeta simple, formando un muro segmentado con dinteles y antepechos discontinuos. La abertura formada se puede denominar **abertura segmentada**[37]. Esta variante introduce las costuras UAM y UDM. Comúnmente este tipo de uniones se ensambla en terreno, sin embargo, es perfectamente posible ensamblar en fabrica y transportar un elemento de mayores dimensiones para aumentar la velocidad de montaje y la industrialización de la variante, tomando los resguardos necesarios en el izaje. Dependiendo de la arquitectura del edificio y las dimensiones máximas de paneles, las aberturas segmentadas en ocasiones son inevitables.

5.2.1 Casos reales

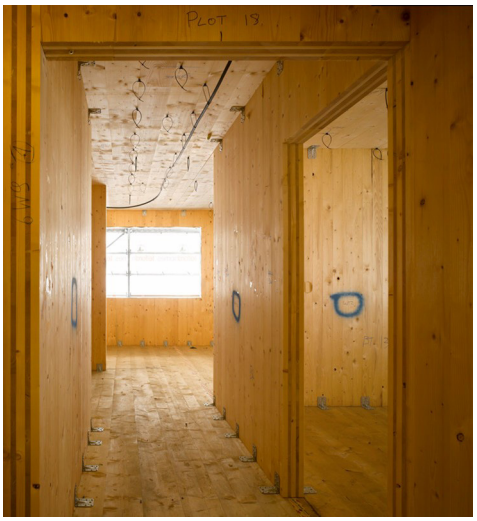
Las ventajas constructivas de las aberturas recortadas la han convertido en la variante más empleada en los edificios con muros de CLT, por lo que hoy existen muchos ejemplares, sobre todo en Europa.

Uno de los más icónicos es el *Stadthaus* (Murray Grove) en Londres, construido en 2009. Análogo al *Wood Innovation and Design Centre* de Michael Green (ver 5.1.1), este proyecto es el que consolidó a su par en Europa, Andrew Waugh, como pionero y uno de los líderes mundiales en la construcción en altura en madera. El *Stadthaus* es emblemático por considerarse el primer edificio en altura en madera del mundo, con 9 pisos y una estructura 100% en madera.

37. Esta variante se presenta detalladamente en el Volumen 1 de este manual (Reyes & Guindos, 2024).



a) edificio terminado



b) puertas y ventanas como aberturas recortadas

Figura 5.10 - *Edificio Stadthaus (Murray Grove), en Londres, Inglaterra. © Will Pryce.*

Mas reciente, en 2022 se terminó el proyecto *Le Haut-Bois* en Grenoble, Francia. Este edificio de viviendas sociales también de 9 pisos, de estructura híbrida CLT-hormigón-acero, ofrece un claro ejemplo de la variante de aberturas recortadas, aprovechando las grandes longitudes de fabricación de muros monolíticos. El edificio cumple el estándar *passive house*, con una alta eficiencia energética y confort interior.





Figura 5.11 - *Edificio Le Haut-Bois, en Grenoble, Francia.*

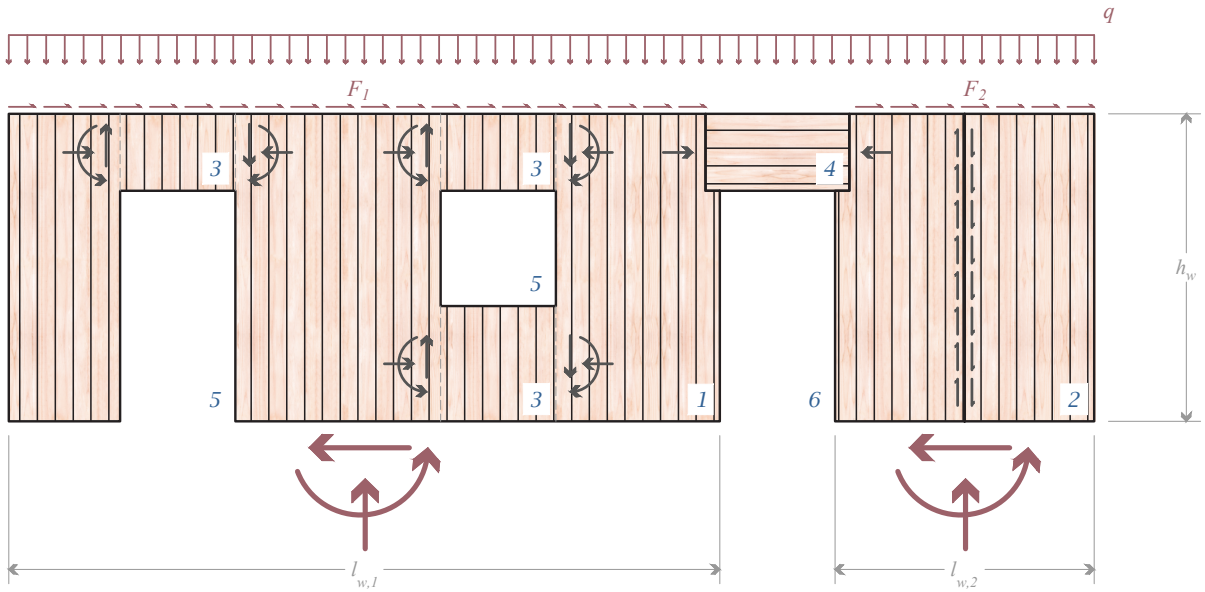
5.2.2 Comportamiento lateral de muros con aberturas

Muy similar a lo que se presentó anteriormente para la variante de CLT en balloon (ver 5.1.2), en la actualidad, mundialmente no existen especificaciones normativas sobre el diseño de aberturas, ni recortadas ni segmentadas, en muros de CLT. De hecho, actualmente no se dispone de procedimientos de diseño estructural ampliamente aceptados para la determinación de las fuerzas internas en muros con aberturas sometidos a cargas laterales en el plano.

Independiente del sistema constructivo e incluso del material, la influencia estructural de aberturas en muros de corte es un tema que necesariamente requiere de investigación para comprender el traspaso de carga, las concentraciones de tensiones y los posibles modos de falla.

Se podría decir que las estructuras de entramado ligero ya tienen en gran parte resuelta esta investigación, habiéndose consensuado y estandarizado 3 enfoques de diseño: (i) de **muros segmentados**; (ii) de **muros con transferencia de fuerzas alrededor de sus aberturas**; y (iii) de **muros perforados**[38]. Si bien estos enfoques se pueden aplicar al CLT, su masividad y tipos de unión necesariamente implican diferencias con respecto al entramado ligero, por lo que en la última década las aberturas en muros de CLT han sido objeto de varias investigaciones y campañas experimentales.

Antes de revisar las campañas experimentales publicadas en la literatura científica, la teoría dice que, si el muro es monolítico, los dinteles y antepechos son capaces de transferir esfuerzos de corte y momento, actuando como una viga de acople entre ambos tramos de altura completa, similar a lo que ocurre en hormigón armado. En cambio, si la abertura es segmentada, la falta de continuidad impide el traspaso de corte y momento, quedando los dinteles y antepechos discontinuos con un rol estructural de cuerda o colector que traspasa cargas axiales. La Figura 5.12 ilustra el traspaso de carga de ambos casos.



1. muro monolítico
2. muro segmentado
3. dintel/antepecho continuo capaz de transmitir esfuerzos axiales, de corte y de momento (viga de acople)
4. dintel discontinuo representable como viga rotulada que transmite esfuerzos axiales (cuerda/colector)
5. abertura recortada
6. abertura segmentada

Figura 5.12 - *Traspaso de carga en muros monolíticos con aberturas recortadas y muros segmentados con aberturas segmentadas. (adaptado de prEN 1995-1-1, 2023)*

38. Para detalles sobre estos enfoques y su aplicación en estructuras de entramado ligero, referirse al "Manual de diseño de estructuras en madera" (Montaño et al., 2021)

Como era de esperarse – y al igual que como ocurre en aberturas en hormigón armado – los estudios experimentales de las aberturas recortadas han evidenciado que, en el traspaso de estos esfuerzos de corte, las esquinas de las aberturas sufren concentraciones de tensiones que pueden reducir tanto la rigidez como la resistencia lateral del panel, abriendo la posibilidad de fallas frágiles en el CLT (Casagrande, Fanti, Doudak, et al., 2021; Sandoli et al., 2021; Shahnewaz et al., 2017; D. Zhang et al., 2021).

Previo a revisar las disminuciones de rigidez y resistencia, y el efecto de acoplamiento, es importante diferenciar dos tipos de aberturas: (i) las aberturas tipo-puerta, que arquitectónicamente implica que carecen de antepecho; y (ii) las aberturas tipo-ventana, que sí incluyen un antepecho. Esta diferencia arquitectónica tiene implicancias relevantes en la interacción estructural de cada componente del muro con abertura.

5.2.2.1 Reducción de rigidez

La reducción de rigidez lateral en muros con aberturas en comparación a un muro de las mismas dimensiones sin abertura es un hecho indiscutible. Múltiples ensayos experimentales realizados por distintos autores – tanto de aberturas tipo-puerta como de tipo-ventana – que han variado parámetros como la relación de aspecto del muro completo y la relación de aspecto de la abertura, han evidenciado esta disminución, observando reducciones de hasta un 50% de la rigidez del muro sin abertura (Casagrande, Fanti, Doudak, et al., 2021; Dujic et al., 2007; D. Zhang et al., 2021).

Para estimar analíticamente esta reducción, Shahnewaz et al. (2017) desarrollaron un estudio paramétrico y propusieron fórmulas fenomenológicas basadas en un análisis de regresión simbólica. Los parámetros que analizaron fueron: el tamaño de la abertura, la relación de altura entre la abertura y el muro, el desfase de la abertura con respecto al centro geométrico del muro y la relación de aspecto del muro completo (ver Figura 5.13).

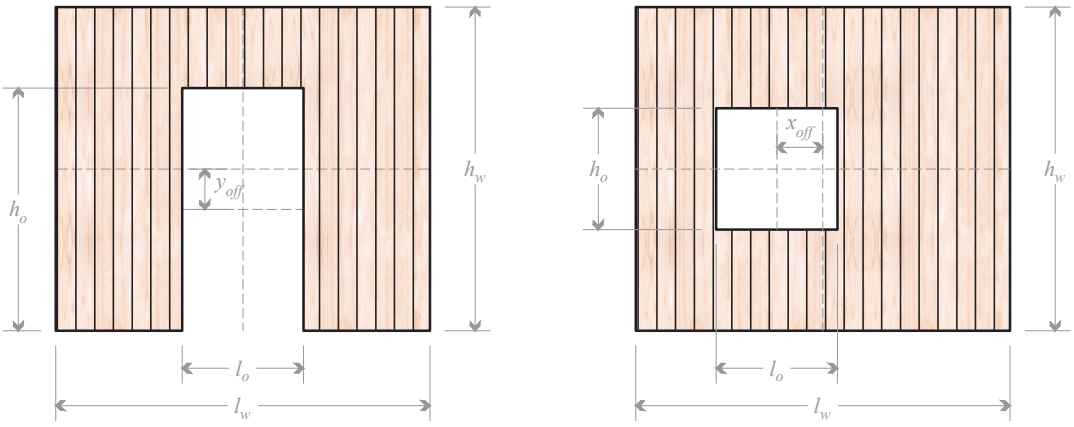


Figura 5.13 - *Parámetros para la determinación de la reducción de rigidez por abertura.*

en que:

h_w = altura del muro

l_w = largo del muro

h_o = altura de la abertura

l_o = largo de la abertura

x_{off} = desfase horizontal de la abertura respecto al centro geométrico del muro

y_{off} = desfase vertical de la abertura respecto al centro geométrico del muro

Para estimar la rigidez del muro con abertura, se deben identificar primero los parámetros de las ecuaciones (5.3) a (5.8). Por supuesto, la fórmula es válida para el rango en el que fue estudiado cada parámetro, por lo que aplica originalmente sólo para paneles de 3 capas y tiene los límites que se indican en cada fórmula.

(5.3) $$0{,}1 \leq r_{o/w} \leq 0{,}8$$

(5.4) $$0{,}05 \leq A_o/A_w \leq 1{,}2$$

(5.5) $$0{,}1 \leq r_{o/w} \leq 0{,}8$$

(5.6) $$0{,}4 \leq r_o \leq 1$$

(5.7) $$1 \leq r_w \leq 2$$

(5.8) $$|r_{off}| \leq 0{,}32$$

en que:

A_o = área de la abertura

$l_o \cdot h_o$

$A_{w,full}$ = área del muro sin abertura

$h_w \cdot l_w$

A_w = área del muro con abertura

$A_{w,full} - A_o$

$r_{o/w}$ = máxima relación de aspecto entre abertura y muro

$max\{l_o/l_w ; h_o/h_w\}$

r_o = mínima relación de aspecto de la abertura

$min\{l_o/h_o ; h_o/l_o\}$

r_w = relación de aspecto del muro

l_w/h_w

r_{off} = relación de aspecto del desfase

x_{off}/l_w ó y_{off}/h_w

Luego, la fórmula genérica, hasta hoy más adecuada, para estimar la rigidez del muro con abertura, $K_{w,o}$, es la presentada en (5.9) y (5.10)[39]:

(5.9) $$K_{w,o} = K_{w,full} \cdot k_{opp}$$

(5.10) $$k_{opp} = 1 - \frac{r_{o/w} \cdot \left({}^{A_o}/_{A_w}\right)}{\sqrt{r_{o/w} + r_o \cdot \left({}^{A_o}/_{A_w}\right)} - 2 \cdot \left(r_{off}/r_w\right)}$$

en que:

$K_{w,full}$ = rigidez lateral del muro completo sin abertura (ver Nota técnica 5.1);

k_{opp} = factor de modificación por abertura.

NOTA TÉCNICA 5.1 – Rigidez lateral del muro completo sin abertura, $K_{w,full}$

La rigidez lateral del muro completo sin abertura puede estimarse a partir de las mismas fórmulas de las componentes de deformación presentadas en la Tabla 3.12 del Vol. 1 de este manual.

En el caso particular en que el objetivo sea determinar una rigidez a reducir por concepto de abertura, las contribuciones relevantes son las de deformación del panel de CLT, sin tener en cuentas las de desplazamiento como cuerpo rígido. Entonces, al suponerse que las rigideces se comportan como un sistema en serie, se suman las inversas de las contribuciones.

Es decir, la rigidez lateral del muro completo sin abertura se puede estimar como:

$$K_{w,full} = \left(\frac{1}{K_B} + \frac{1}{K_S}\right)^{-1}$$

$$K_B = \frac{3 \cdot (EI)_{ef,canto}}{{h_w}^3} \qquad K_S = \frac{G_{canto} \cdot t_{CLT} \cdot l_w}{h_w}$$

39. La definición como factor de modificación y los subíndices están adaptados con respecto a la definición de los autores originales, para la coherencia con el resto del manual.

¿Cuándo incorporar la rigidez reducida, $K_{w,o}$, en el diseño? Dependerá del enfoque de diseño adoptado:

a) Si se opta por un **enfoque de muros segmentados**, de entrada, se está despreciando el aporte de rigidez lateral de dinteles y antepechos, por lo que no es necesario una reducción adicional a la rigidez de cada tramo de altura completa. En otras palabras, cada tramo de altura completa se diseña con su propio $K_{w,full}$. No obstante, cabe advertir que este enfoque suele resultar en mayor cantidad de anclajes y que de igual modo se deben verificar los esfuerzos en los dinteles y antepechos.

b) Si se opta por un **enfoque de muro perforado**, se debe ocupar la rigidez lateral del muro reducida $K_{w,o}$ cuando no hay una modelación explícita de la abertura, como ocurre en modelos con elementos *frame* y *link*, modelos con un *shell* equivalente o cálculos analíticos. En caso de que exista una modelación con elementos finitos explícita de la abertura, que sea capaz de capturar el acoplamiento que generan dinteles y antepechos, no es necesario reducir la rigidez del muro, ya que implícitamente el modelo considera esta flexibilización.

c) También hay autores que han estudiado el **enfoque de transferencia de fuerzas alrededor de aberturas** (Pai et al., 2017). Este enfoque puede ser sobredimensionado para la masividad del CLT, ya que un muro con abertura recortada es un elemento monolítico capaz de transferir por sí sólo todas sus fuerzas internas a través de los dinteles y antepechos, a diferencia del entramado ligero en que es necesario materializar elementos adicionales de bloqueo para efectivamente transferir la carga de un tramo de altura completa a otro. Se sugiere emplear alguna de las otras dos alternativas.

5.2.2.2 Reducción de resistencia

Si bien la reducción de rigidez es un hecho real que ocurre siempre que exista una abertura, la reducción de resistencia no necesariamente ocurre en todos los casos, sino que depende del diseño completo del muro. Es decir, según la configuración geométrica, las propiedades mecánicas de los anclajes y el estado de carga, la falla del muro puede o no estar condicionada por la abertura. Para explicar esto, es necesario entender los posibles modos de falla de un muro sometido a cargas laterales.

Un muro monolítico sin abertura tiene 5 posibles modos de falla por resistencia:

I. se alcanza la capacidad vertical de los anclajes de vuelco;

II. se alcanza la capacidad lateral de los anclajes de corte;

III. se alcanza la resistencia a cizalle del panel de CLT;

IV. se alcanza la resistencia a compresión paralela del panel de CLT en la zona comprimida[40];

V. se alcanza la resistencia a tracción paralela del panel de CLT en la zona cercana al *hold-down* en tracción.

Que falle el panel de CLT – es decir que ocurra un modo de falla **III, IV** o **V** – es una condición que siempre se recomienda controlar con un diseño por capacidad para evitar una falla frágil y mantenerlo en el rango elástico, mientras que las uniones metálicas son las que alcanzan su capacidad de fluencia y otorgan ductilidad al sistema. Esta verificación suele cumplir para configuraciones típicas de muros sin aberturas, dado que la capacidad del CLT es bastante alta gracias a su masividad.

40. Si el muro se apoya en una base de hormigón el modo de falla IV es probable. En cambio, si se apoya en una losa de CLT (variante plataforma), es más probable que ocurra una falla por compresión perpendicular en la losa.

No obstante, la situación cambia cuando el muro tiene una abertura recortada y se generan las concentraciones de tensiones en las esquinas de la abertura. En estos casos, el modo de falla **III** – de la resistencia a cizalle del panel de CLT – se concentra en los dinteles y antepechos, aumentando la probabilidad de que fallen antes que los anclajes. Adicionalmente, aparecen dos nuevos modos de falla:

VI. se alcanza la resistencia a compresión paralela del panel de CLT en uno de los extremos del dintel o antepecho.

VII. se alcanza la resistencia a tracción paralela del panel de CLT en uno de los extremos del dintel o antepecho.

Notar que en los modos de falla **VI** y **VII**, las capas paralelas a la solicitación serán las opuestas a las de los modos de falla **IV** y **V**.

En definitiva, un muro con abertura recortada tiene los 7 modos de falla ilustrados en la Figura 5.14 según el sentido de la carga lateral. El modo de falla **III** en dinteles o antepechos y la ubicación de la grieta se ha evidenciado en varios ensayos experimentales (Casagrande, Fanti, Doudak, et al., 2021; Dujic et al., 2007; D. Zhang et al., 2021).

Cabe recalcar que en la campaña experimental de Casagrande, Fanti, Doudak, et al. (2021) se observó también el modo de falla **I** para ciertas configuraciones de muro, lo que es justamente una evidencia de que la reducción de resistencia en comparación al muro completo no es necesariamente un hecho para todas las configuraciones, si es que en ambos casos (con y sin abertura) controla la capacidad de los anclajes.

Actualmente, la mejor forma de predecir estas concentraciones de tensiones es mediante modelos de elementos finitos. Casagrande, Fanti, Greco, et al. (2021) analizaron 162 configuraciones de muros con aberturas recortadas tipo-puerta y tipo-ventana, junto con la influencia de una modelación con base rígida o con base semirrígida. Entre sus resultados, se observa una coherente captura de las concentraciones de tensiones que implican los modos de falla **III** al **VII** y una gran diferencia en cuanto a la ubicación de la tensión máxima según si la base se modela rígida o semirrígida. Esto último es muy relevante ya que, si no se representa fielmente el apoyo del muro, el diseño puede desencadenar en un sobredimensionamiento de anclajes y fallas frágiles en el panel de CLT no identificadas. Se recomienda modelar bases rígidas cuando el muro se apoya en hormigón y semirrígida si es soportado por una losa de CLT.

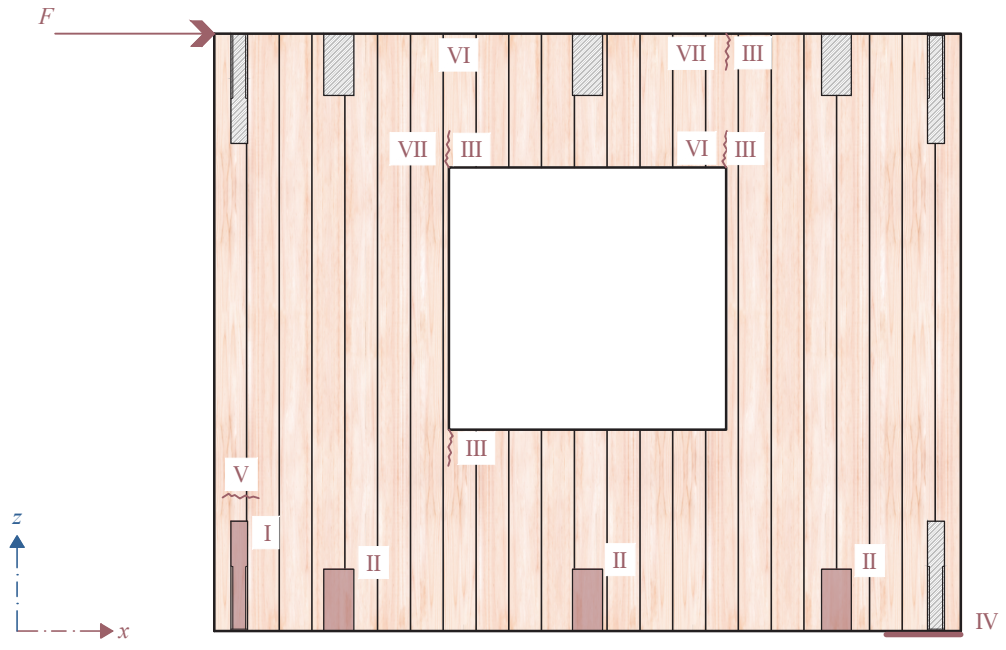


Figura 5.14 - *Posibles modos de falla de muro con abertura recortada*

5.2.2.3 Acoplamiento

El tercer aspecto fundamental del comportamiento lateral de muros con aberturas recortadas es el acoplamiento estructural entre los tramos de altura completa. Este acoplamiento se genera según la rigidez lateral de los elementos estructurales que los conectan, es decir, los dinteles, los antepechos y fundamentalmente la losa.

El acoplamiento influye directamente en el modo cinemático del muro (es decir, la cantidad de centros de rotación), la rigidez lateral del sistema y las concentraciones de tensiones. Por ende, determina su desplazamiento, el porcentaje de influencia de cada contribución de deformación y el modo de falla.

A grandes rasgos, en **aberturas tipo-puerta**, el dintel y la losa son los responsables del acoplamiento. Si se desprecia el aporte de la losa, la relación de aspecto del dintel suele ser el parámetro determinante en el comportamiento, observándose que dinteles esbeltos tienden a generar dos centros de rotación, una mayor flexibilidad y por ende mayores deformaciones. En otras palabras, dinteles esbeltos generan poco acoplamiento (Khajehpour et al., 2022; Mestar et al., 2021). Sin embargo, si se considera la interacción tridimensional con el aporte de la losa, es posible notar que esta tiene una influencia fundamental en el acople, rigidizando el sistema y pudiendo incluso cambiar el modo de falla del muro, con una influencia mayor del deslizamiento por sobre el volcamiento (Ruggeri et al., 2023).

Por otra parte, en **aberturas tipo-ventana** los antepechos suelen tener una mayor altura que los dinteles y, en consecuencia, tienen un mayor protagonismo en el acoplamiento, generando un comportamiento más similar a un cuerpo rígido (Khajehpour et al., 2022). Sumado al efecto de la losa, los muros con aberturas recortadas tipo-ventana suelen tener una alta rigidez, mayor influencia de la componente de deslizamiento y en general, bajas deformaciones.

CONSEJO PRÁCTICO 5.1 – Diseño de muros con aberturas recortadas

A falta de requerimientos normativos y procedimientos analíticos ampliamente establecidos, este consejo práctico presenta únicamente recomendaciones de diseño basadas en el conocimiento teórico y experimental disponible sobre el comportamiento del sistema.

1) Analizar primero el sistema de lo general a lo particular

2) No despreciar el acoplamiento que generan la losa, dinteles y antepechos

3) Optar por un enfoque de muro perforado y realizar una modelación explícita de la abertura (sin necesidad de reducir la rigidez, $k_{opp}=1,0$)

4) Diferenciar la modelación de un apoyo rígido (sobre hormigón) de un apoyo semirrígido (sobre CLT)

5) Diseñar los anclajes para que controle el modo **I** o **II**

6) Identificar las ubicaciones y magnitudes de las concentraciones de tensiones en el muro con abertura

7) Diseñar por capacidad los modos de falla del **III** al **VII** para evitar fallas frágiles

5.3 HIBRIDEZ EN MADERA: DIAFRAGMAS DE CLT CON MUROS DE ENTRAMADO LIGERO

Una de las novedades más recientes en el diseño de edificios multifamiliares de mediana altura es la hibridez en madera con muros de entramado ligero que soportan losas y techumbre de CLT. Este enfoque híbrido resulta en estructuras más ligeras y puede aprovechar las ventajas de ambos sistemas:

Los muros de entramado ligero son una opción tradicional y económica para proyectos multifamiliares de mediana altura, que pueden cumplir cualquier función de muros, sean divisorios, interiores o perimetrales. Haciendo un uso menos intensivo de madera que el CLT, son una alternativa viable y atractiva económicamente para edificios de hasta 6 pisos.

Por otra parte, las losas de CLT estructuralmente ofrecen una alternativa para las luces aproximadas entre 3 a 6 [m] comúnmente materializadas con vigas *I-joist* cuando son de entramado ligero. Las losas de CLT tienen el potencial de constituir entrepisos de espesores más delgados, lo que puede influir en la altura entre pisos, la altura libre y la altura total del edificio. Por otra parte, con un correcto diseño frente a incendios, las losas pueden quedar expuestas por la cara inferior, lo que proporciona una estética mejorada que no es posible con las losas de entramado ligero. Desde el punto de vista inmobiliario, esto puede crear una distinción en el mercado y mejorar la velocidad de venta.

Para mantener la ventaja de la velocidad que otorga la industrialización del CLT, lo coherente y recomendado es que los paneles de entramado ligero también sean industrializados. Esta hibridez en madera necesariamente tiene que materializarse con la variante en plataforma.

5.3.1 Casos reales

Hoy en día existen múltiples casos que han incurrido en esta variante, la gran mayoría en Estados Unidos, probablemente por la cultura y el desarrollo histórico que lleva el entramado ligero en esta región.

Algunos ejemplos son:

1. *The Canyons*, Portland. 4 pisos de muros de EL y losas de CLT sobre un podio de 2 pisos de hormigón armado.



a) edificio terminado © Jeremy Bittermann

b) edificio en construcción © Marcus Kauffman

Figura 5.15 - *The Canyons, en Portland, Estados Unidos.*

2. *The Postmark Apartments*, Shorline. 5 pisos de EL+CLT.



a) edificio terminado © Katerra



b) edificio en construcción © Katerra

Figura 5.16 - *The Postmark Apartments, en Shorline, Estados Unidos.*

3. *Cirrus*, Denver. 5 pisos de EL+CLT sobre un podio de 2 pisos de hormigón armado.



a) edificio terminado © KL&A Engineers & Builders



b) edificio en construcción © KL&A Engineers & Builders

Figura 5.17 - *Cirrus, en Denver, Estados Unidos.*

4. *The Duke,* Austin. 3 pisos de EL+CLT sobre un podio de 1 piso de hormigón armado y columnas de MLE.



a) render del proyecto © Designtrait



b) edificio en construcción © WGI

Figura 5.18 - *The Duke, en Austin, Estados Unidos.*

Cabe mencionar que ninguno de estos 4 proyectos aprovecha en plenitud las ventajas de industrialización de los muros de entramado ligero, pudiendo ser aún más eficientes en sus etapas de construcción.

5.3.2 Comportamiento lateral de la hibridez EL+CLT

Dado que el sistema vertical resistente a las cargas laterales son los muros de entramado ligero, su diseño y modelación estructural no varía con respecto a las estructuras 100% en entramado ligero. Para el diseño de muros, referirse al "Manual de diseño de estructuras en madera" (Montaño et al., 2021) y para la modelación computacional al "Libro Guía Modelación gravitacional y lateral aplicada al diseño de edificios de entramado ligero de madera" (López et al., 2024).

REFERENCIAS

Casagrande, D., Fanti, R., Doudak, G., & Polastri, A. (2021). Experimental and numerical study on the mechanical behaviour of CLT shearwalls with openings. *Construction and Building Materials*, 298. *https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123858*

Casagrande, D., Fanti, R., Greco, M., Gavric, I., & Polastri, A. (2021). On the distribution of internal forces in single-storey CLT symmetric shear-walls with openings. *Structures*, 33, 4718–4742. *https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.06.084*

Chen, Z., & Popovski, M. (2020). Mechanics-based analytical models for balloon-type cross-laminated timber (CLT) shear walls under lateral loads. *Engineering Structures*, 208. *https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109916*

Chen, Z., & Popovski, M. (2024). Theoretical Building Height Limits of Balloon Mass Timber Shear Wall Systems. *Journal of Structural Engineering*, 150(1). *https://doi.org/10.1061/jsendh.steng-12726*

Christovasilis, I. P., Riparbelli, L., Rinaldin, G., & Tamagnone, G. (2020). Methods for practice-oriented linear analysis in seismic design of Cross Laminated Timber buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 128. *https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105869*

Computers & Structures, I. (2017). *CSI Analysis Reference Manual For SAP2000 ® , ETABS ® , SAFE ® and CSiBridge ®*. *www.csiamerica.com*

D'Arenzo, G., Casagrande, D., & Seim, W. (2021). *Rigid or flexible? A numerical investigation on the in-plane behaviour of CLT floor diaphragms*. *https://www.researchgate.net/publication/354339083*

Dickof, C., Jackson, R., Kim, J., & Hashemi, A. (2023). Case study: A 10-storey timber braced frame and clt structure in vancouver, bc. *13th World Conference on Timber Engineering, WCTE 2023*, 7, 4345–4352. *https://doi.org/10.52202/069179-0566*

DS61-2011 Diseño Sísmico de Edificios (2011).

Dujic, B., Klobcar, S., & Zarnic, R. (2007). *Influence of openings on shear capacity of wooden walls. 40th CIB-W18 Meeting, Bled, Slovenia*.

E2126-25 Standard Test Methods for Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings (2025). https://doi.org/10.1520/E2126-25

ETA-06-0106. (2021). *www.strongtie.eu*

Khajehpour, M., Casagrande, D., & Doudak, G. (2022). The role of lintels and parapets on the mechanical performance of multi-storey cross laminated timber shearwalls with openings. *Engineering Structures*, 255. *https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.113912*

Li, Z., Wang, X., & He, M. (2022). Experimental and Analytical Investigations into Lateral Performance of Cross-Laminated Timber (CLT) Shear Walls with Different Construction Methods. *Journal of Earthquake Engineering*, 26(7), 3724–3746. *https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1815609*

López, N., Véliz, F., Berwart, S., & Guindos, P. (2024). *Modelación gravitacional y lateral aplicada al diseño de edificios de entramado ligero de madera*. CIM UC.

Mestar, M., Doudak, G., Polastri, A., & Casagrande, D. (2021). Investigating the kinematic modes of CLT shear-walls with openings. *Engineering Structures*, 228. *https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111475*

Montaño, J., Berwart, S., & Santa María, H. (2021). *Manual de diseño de estructuras en madera*. CIM UC. https://madera.uc.cl

NCh0433-Of.1996-Mod.2009 Diseño Sísmico de Edificios (2009).

Nolet, V., Casagrande, D., & Doudak, G. (2019). Multipanel CLT shearwalls: an analytical methodology to predict the elastic-plastic behaviour. *Engineering Structures*, 179, 640–654. *https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.11.017*

Pai, S. G. S., Lam, F., & Haukaas, T. (2017). Force Transfer around Openings in Cross-Laminated Timber Shear Walls. *Journal of Structural Engineering*, 143(4). *https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001674*

PrEN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of Timber Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings (2023).

Reyes, C., & Guindos, P. (2024). *Manual de Modelación Computacional y Diseño Estructural de Edificios de Madera Contralaminada (CLT)*. CIM UC.

Reyes, C., López, V., & Guindos, P. (2024). *Guía de diseño y especificación de madera contralaminada (CLT)*. CIM UC.

Rinaldi, V., Casagrande, D., Cimini, C., Follesa, M., & Fragiacomo, M. (2021). An upgrade of existing practice-oriented FE design models for the seismic analysis of CLT buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering,* 149. *https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106802*

Ruggeri, E. M., D'Arenzo, G., & Fossetti, M. (2023). Investigating the effect of the structural interactions due to floors and lintels on the lateral response of multi-storey Cross-Laminated Timber shear walls. *Engineering Structures*, 290. *https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116327*

Sandoli, A., D'Ambra, C., Ceraldi, C., Calderoni, B., & Prota, A. (2021). Role of perpendicular to grain compression properties on the seismic behaviour of CLT walls. *Journal of Building Engineering*, 34. *https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101889*

Shahnewaz, M., Dickof, C., & Tannert, T. (2021). Seismic Behavior of Balloon Frame CLT Shear Walls with Different Ledgers. *Journal of Structural Engineering*, 147(9). *https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0003106*

Shahnewaz, M., Tannert, T., Alam, M. S., & Popovski, M. (2017). In-plane stiffness of cross-laminated timber panels with openings. *Structural Engineering International*, 27(2), 217–223. *https://doi.org/10.2749/101686617X14881932436131*

Xing, D., Doudak, G., & Casagrande, D. (2023). Lateral deformation and kinematic modes of multipanel balloon-type CLT shearwall system. *13th World Conference on Timber Engineering, WCTE 2023*, 4, 2376–2383. *https://doi.org/10.52202/069179-0314*

Zhang, D., Shen, L., Zhu, X., Zhang, S., & Gong, M. (2021). *The influence of the opening size on the shear performance of the cross-laminated timber (CLT) walls*. *https://doi.org/10.15376/biores.16.4.7071-7085*

Zhang, X., Pan, Y., & Tannert, T. (2021). The influence of connection stiffness on the dynamic properties and seismic performance of tall cross-laminated timber buildings. *Engineering Structures,* 238. *https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112261*

PORTADILLAS

Prefacio: Peter, E. (2014). *Wood Innovation and Design Centre* [Fotografía]. *https://mg-architecture.ca*

Introducción: Groleau, S. (2017). *Origine* [Fotografía]. *https://www.nordic.ca*

Glosario y Símbolos: Pogue, A. (c. 2020). *The Postmark Apartments* [Fotografía]. *https://www.thepostmarkapts.com*

Modelación computacional de elementos: Bittermann, J. (2020). *The Canyons* [Fotografía]. *https://kaiserpath.com*

Modelación computacional de edificios: Elkan, M. (2025). *The Hive* [Fotografía]. *https://dialogdesign.ca*

Variantes estructurales del CLT: Rodet, I. (s. f.). *Le Haut Bois, Grenoble* [Fotografía]. *https://bildau.de*

ANEXO A

ORIGEN DE LA MODELACIÓN CON *STRIPS* HORIZONTALES Y DIFERENCIAS CON LA PROPUESTA ORIGINAL.

La metodología de modelación de uniones presentada en este manual es una adaptación de la metodología propuesta por Rinaldi et al. (2021), quienes a su vez adaptaron la modelación propuesta por Christovasilis et al. (2020).

El principal objetivo de Christovasilis et al. (2020) fue introducir una estrategia de modelación de fácil uso para la práctica profesional, manteniéndose dentro de los límites del análisis lineal y por ende permitiendo el uso de un análisis modal espectral. Posteriormente, Rinaldi et al. (2021) ajustaron la estrategia de Christovasilis et al. (2020), mejorando la manera en que se considera la componente de deformación por vuelco y la influencia de la carga gravitacional.

La metodología descrita en la sección 3.2.1 y utilizada en el resto de este manual difiere de la propuesta por Rinaldi et al. (2021), en los siguientes aspectos:

a) Rinaldi et al. (2021) **independizan las rigideces K_A y K_R de muros monolíticos en G_{strip} y E_{strip} respectivamente**. Esto les permitió considerar la deformación por vuelco acumulado en muros monolíticos.

   Si bien esto funciona correctamente en modelos 2D y 3D únicamente con muros monolíticos, cuando se tienen estructuras que combinan muros monolíticos con muros segmentados (lo cual es muy probable si se opta por la variante de muros segmentados), la diferencia de la rigidez vertical entre los *strips* de un tipo de muro y del otro generará una bajada de carga gravitacional incoherente, debido a la mayor rigidez axial de los *strip* de uniones de muros segmentados. Para permitir un uso simultáneo de muros de monolíticos y muros segmentados en un mismo modelo tridimensional, la modelación de uniones de este manual condensa ambas rigideces, K_A y K_R, en el parámetro G_{strip} tanto para muros segmentados como monolíticos. Esta estrategia es utilizada por Rinaldi et al. (2021) solo en muros segmentados.

b) Rinaldi et al. (2021) **introdujeron también un *strip* horizontal en la parte superior del muro**. Asignándole a este *strip* de losa la rigidez a compresión fuera del plano, les permitió tener en cuenta la deformación vertical producida por la compresión perpendicular a la fibra en losas, propia de la variante en plataforma.

   Sin embargo, en este manual se omite intencionalmente este elemento por varias razones: la primera, es no tergiversar el comportamiento lateral a nivel global (estructura) ni local (muro) con una flexibilización vertical producto del módulo de elasticidad reducido del *strip* de losa, aun cuando su influencia sea baja; la segunda, es simplificar el proceso de "dibujo" del modelo y alivianar la cantidad de elementos, lo cual es particularmente influyente en estructuras tridimensionales y de gran envergadura; y por último, el cálculo del asentamiento de cada piso por la compresión perpendicular en las losas es un cálculo bastante sencillo de realizar analíticamente.

c) Rinaldi et al. (2021) **evalúan la capacidad al vuelco M_R al 40% de su capacidad**. Basados en el estándar ASTM E2126-25, para estimar la rigidez lateral al vuelco del muro de corte evalúan la capacidad al vuelco y la deformación lateral al 40%.

   No obstante, simplificando el modelo a un comportamiento con la curva elastoplástica de energía equivalente (EEEP), se asume una

rigidez constante en todo el rango elástico, por lo que la rigidez a la capacidad M_R o a la capacidad $0{,}4M_R$ es la misma. Dicho esto, en la metodología propuesta en este manual, se simplifican las expresiones para determinar la rigidez al vuelco del muro K_R, dependiendo de la deformación lateral del muro u_R en el punto de fluencia del *hold-down* en tracción, que se determina por compatibilidad geométrica.

d) Rinaldi et al. (2021) **asumen un largo de zona comprimida nulo**. Las ecuaciones para determinar la rigidez al vuelco de un muro monolítico suponen un centro de rotación en la esquina del panel.

Para ser coherente y tener resultados comparables con la metodología analítica del (PrEN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of Timber Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, 2023), en este manual se ajustan las ecuaciones para determinar la rigidez al vuelco de un muro monolítico suponiendo un centro de rotación a una distancia de $0{,}1l_w$ de la esquina del muro. En cambio, para los muros segmentados sí se asume un centro de rotación en la esquina de cada panel.

ANEXO B

RIGIDECES LATERALES Y VERTICALES DE ABR255

El presente anexo contiene un extracto de la evaluación técnica del ABR255 europeo de Simpson Strong-Tie® (ETA-06-0106, 2021), del cual se obtiene las rigideces laterales y verticales para el diseño utilizado en el edificio modelado tanto en el Volumen I como en el Volumen II de este Manual.

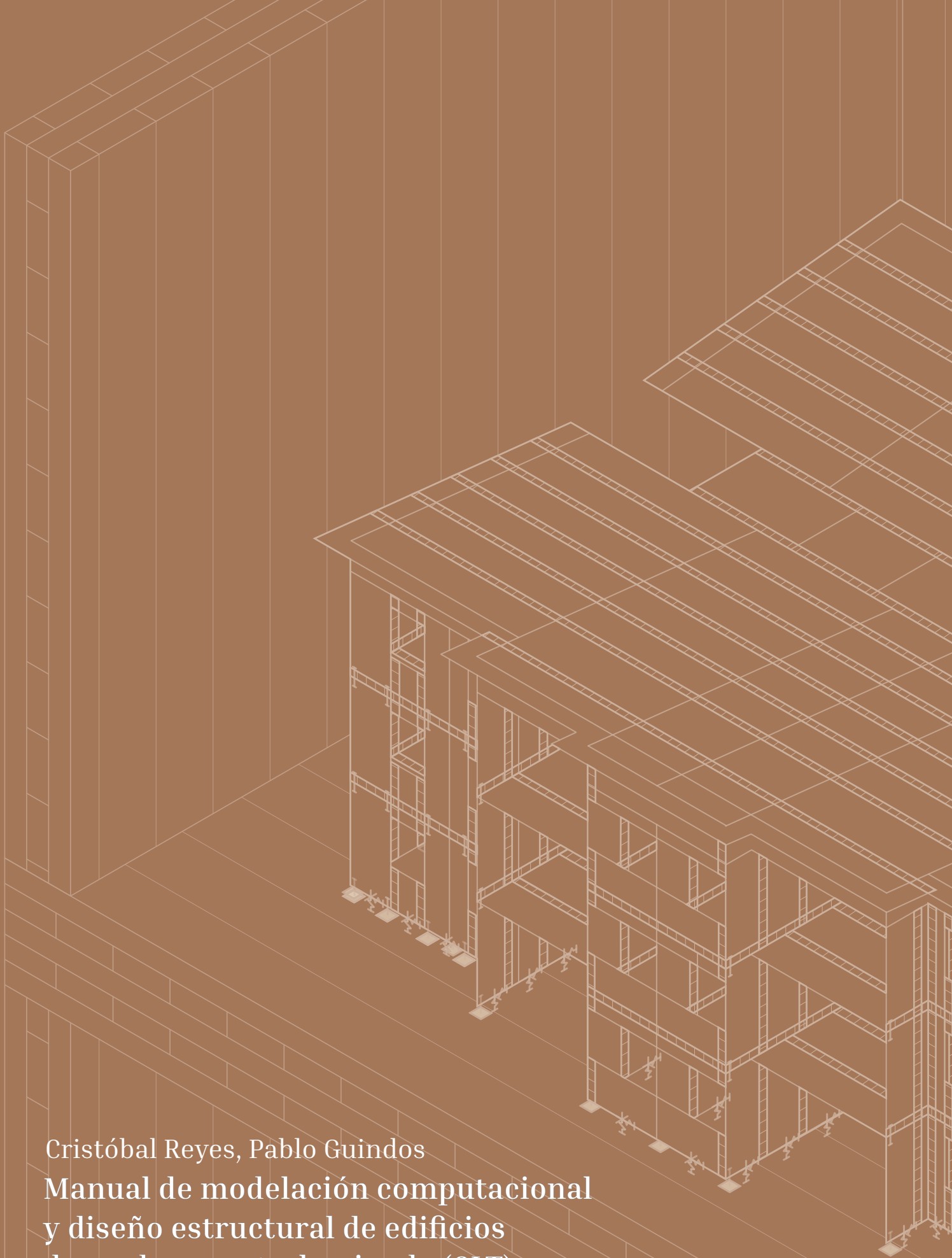
Page 375 of 423 of European Technical Assessment no. ETA-06/0106, issued on 2021-04-09

Table D58-9: ABR255 Slip modulus K_{ser} – timber to rigid

1 Angle Bracket ABR255 per connection			Slip modulus k_{ser} (kN/mm)														
			For force F_1							For force F_2							
Nailing pattern	Number of fasteners		CNA Connector Nails				CSA Connector Screws			CNA Connector Nails				CSA Connector Screws			
	Flange A	Flange B	4,0x35	4,0x40	4,0x50	4,0x60	5,0x35	5,0x40	5,0x50	4,0x35	4,0x40	4,0x50	4,0x60	5,0x35	5,0x40	5,0x50	
Nailing pattern 1	52	2 x M12 Bolts	6.1	7.2	9.4	11.3	12.0	15.4	18.3	8.5	9.5	11.7	12.7	10.2	12.9	14.1	
Nailing pattern 2	30	2 x M12 Bolts	2.6	3.1	4.1	5.0	5.8	7.5	9.3	5.6	6.1	7.6	8.3	6.6	8.2	9.0	
Nailing pattern 3	17	2 x M12 Bolts	2.5	3.0	3.8	4.5	4.4	5.6	6.4	3.3	3.7	4.5	4.8	3.7	4.7	5.1	
Nailing pattern 7	30	2 x M12 Bolts	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7.2	7.7	-	-	-	
Nailing pattern 8	17	2 x M12 Bolts	-	-	3.8	4.5	-	-	-	-	-	4.5	4.8	-	-	-	
Nailing pattern 9	35	2 x M12 Bolts	-	-	-	-	-	-	13.2	×2	-	-	-	-	10.5	×2	

Table D58-10: ABR255 Slip modulus Kser – timber to timber

1 Angle Bracket ABR255 per connection			Slip modulus k_{ser} (kN/mm)														
			For force F_1							For force F_2							
Nailing pattern	Number of fasteners		CNA Connector Nails				CSA Connector Screws			CNA Connector Nails				CSA Connector Screws			
	Flange A	Flange B	4,0x35	4,0x40	4,0x50	4,0x60	5,0x35	5,0x40	5,0x50	4,0x35	4,0x40	4,0x50	4,0x60	5,0x35	5,0x40	5,0x50	
Nailing pattern 1	52	41	6.9	7.9	9.6	11.1	13.8	×2		4.6	5.1	6.3	6.9	5.7	×2		
Nailing pattern 2	30	23	6.0	6.7	8.1	9.6	11.7	13.8	-	3.8	4.2	5.2	5.8	4.8	6.0	6.6	
Nailing pattern 3	17	17	5.0	5.5	6.4	7.4	9.0	11.0	13.4	2.1	2.3	2.9	3.1	2.5	3.1	3.6	
Nailing pattern 4	24	21	-	-	7.7	8.9	-	-	-	-	-	3.9	4.3	-	-	-	
Nailing pattern 5	46	41	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7.1	
Nailing pattern 6	32	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4.9	5.4	-	-	-	



Cristóbal Reyes, Pablo Guindos

Manual de modelación computacional y diseño estructural de edificios de madera contralaminada (CLT)

Volumen II

CIM UC - MINVU